

Agradecimentos

Apesar da presente dissertação ser um trabalho individual, há contributos de natureza diversa relativamente aos quais gostaria de expressar os meus agradecimentos.

Agradeço ao Professor Doutor Silvino Dias Capitão e à Professora Doutora Carmen de Jesus Geraldo Carvalheira pela orientação, apoio, incentivo e disponibilidade que sempre mostraram ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Ao Professor Doutor Silvino Dias Capitão um agradecimento especial pelos ensinamentos transmitidos e disponibilização de documentação necessária à realização do presente trabalho.

À Eng.^a Maria João Rato da AEBT – Autoestradas do Baixo Tejo, pela colaboração, disponibilidade de informação e fornecimento de dados sobre o projeto e a realização da obra do IC 20 – Beneficiação entre Almada e Costa de Caparica.

À empresa “S & P – Clever Reinforcement Ibérica, Lda”, através do Eng.º Filipe Dourado e do Eng.º Ricardo Gomes, pela disponibilização dos documentos técnicos e literatura de referência relativos às membranas constituídas por grelhas de fibra de carbono e de fibra de vidro.

Ao Eng.º António Valente, Diretor da Delegação Regional de Setúbal da EP - Estradas de Portugal, SA, entre Novembro de 2008 e Fevereiro 1013, pelo apoio, incentivo e amizade manifestadas ao longo desta caminhada.

À minha mãe e irmã pelo amor, apoio e estímulo demonstrados desde sempre. Ao meu pai, que embora não esteja fisicamente entre nós, de quem tenho muitas saudades, me tem guiado e apoiado espiritualmente.

À minha esposa, filho e filha pelo amor, estímulo, compreensão, paciência e apoio incondicional que contribuíram para tornar possível a concretização do presente trabalho.

Obrigado a todos.

Resumo:

A presente dissertação tem como objetivo efetuar a análise comparativa de soluções adotadas de reabilitação de pavimentos flexíveis que integram a rede rodoviária nacional.

No âmbito desta análise apresenta-se o estado da arte respeitante à reabilitação de pavimentos flexíveis, nomeadamente: mecanismos de degradação, famílias de degradações, avaliação da capacidade de carga dos pavimentos, metodologia utilizada no dimensionamento do reforço de pavimentos, sendo também efetuada uma análise comparativa de técnicas de reforço de pavimentos e dos tratamentos antifendas.

Neste contexto, apresenta-se um caso de estudo no qual é efetuada uma análise de três soluções possíveis para a reabilitação estrutural do pavimento do IC 20 entre Almada e a Costa de Caparica. É feita a descrição da solução projetada pela EP, SA patenteada em concurso público lançado em 2007, a qual é de certa forma inovadora ao nível do tratamento retardador da reflexão de fendas. Aquela solução técnica é constituída pela aplicação de grelhas de fibra de vidro e grelhas de fibra de carbono, seguidas da colocação de uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com betume modificado com baixa percentagem de borracha reciclada de pneus usados (BBr - BBB).

Complementarmente, é efetuada a análise da solução do projeto de reabilitação do IC 20, patenteado pela Subconcessionária do Baixo Tejo, que contemplou a aplicação de misturas betuminosas rugosas com betume modificado com média percentagem de borracha reciclada de pneus usados (BBr - BBM).

Para além da solução patenteada pela subconcessionária, é analisada a solução do projeto de alterações (variante) apresentado pelo agrupamento de empresas construtoras, que foi adotado na execução da obra realizada no IC 20. A intervenção de reabilitação estrutural contemplou a utilização de uma camada de ligação em AC 16 10/20 (MBAM) e uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com betume modificado com média percentagem de borracha reciclada de pneus usados (BBr - BBM).

Adicionalmente à caracterização de diferentes soluções de reabilitação de pavimentos flexíveis adotados em Portugal, é efetuada uma análise comparativa dos custos de ciclo de vida (construção, manutenção e conservação) de cada tipo de solução de reabilitação.

Palavras-Chave: Pavimentos rodoviários; Reabilitação; Misturas betuminosas; Betume modificado com borracha; Grelhas de fibra de carbono e de fibra de vidro.

Abstract:

This dissertation aims to make a comparative analysis of solutions adopted in the rehabilitation of flexible pavements incorporating the national road network.

As part of this analysis a state of art regarding rehabilitation of flexible pavements is presented namely: degradation mechanisms of pavements, degradations families, evaluation of bearing capacity of pavements, methodology used for pavement overlay design. A comparative analysis of pavement overaly techniques and anti-reflective cracking treatments are also carried out.

In this context, a case study is presented, in which an analysis of three possible solutions for structural rehabilitation of the pavement of IC 20, between Almada and Costa de Caparica is made. The call for proposals for the solution designed by EP, SA was launched in 2007. Because It was somehow an innovative solution to delaying reflection of cracks that solution is also described. That technique is formed by the application of fiberglass and carbon fiber grids before laying a wearing course layer of a textured bituminous mixture which incorporates rubber modified bitumen, with low percentage of recycled rubber from discarded tires (MBR-BBB).

In Addition, an analysis of the rehabilitation work performed on IC 20, is carried out patented by the sub-concessionaire Baixo Tejo, which included the implementation of rough bituminous mixtures with modified bitumen with an average percentage of recycled rubber from used tires (BBr - BBM).

Apart from sub-concessionaire patented solution, is analyzed an alteration to the solution project (variant) submitted by the group of construction companies, which was adopted in the execution of the work performed on IC 20. The structural rehabilitation intervention contemplated the use of a bonding layer in AC 16 10/20 (MBAM) and a wear layer in rough bituminous mixture with modified bitumen with an average percentage of recycled rubber from used tires (BBr - BBM).

Together with characterization of pavement rehabilitation techniques applied in Portugal, a comparative analysis of life-cycle costs (construction, maintenance and conservation) is performed for each type of rehabilitation technique.

Keywords: Road pavements; Rehabilitation; Bituminous mixtures; Modified bitumen-rubber; Grids of carbon fiber and glass fiber.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Organização do Trabalho	2
2	CARACTERIZAÇÃO DE SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS	4
2.1	Considerações Gerais	4
2.1.1	Mecanismos de Degradação	4
2.1.2	Caraterísticas de Deformabilidade das Misturas Betuminosas	7
2.1.3	Famílias de Degradações	10
2.2	Avaliação da Capacidade de Carga dos Pavimentos	15
2.2.1	Generalidades	15
2.2.2	Defletómetro de Impacto	17
2.2.3	Divisão em Zonas de Comportamento Estrutural Homogéneo	20
2.2.4	Determinação dos Módulos de Deformabilidade	22
2.2.5	Determinação da Vida Restante dos Pavimentos - Capacidade de Carga dos Pavimentos	27
2.3	Breve Referência à Metodologia Utilizada no Dimensionamento do Reforço de Pavimentos	28
2.4	Soluções Tipo Adotadas para a Reabilitação Estrutural de Pavimentos – Misturas Betuminosas Fabricadas a Quente	30
2.5	Tratamentos Antifendas	33
2.5.1	Grelhas e Armaduras	34
2.5.2	SAM, SAMI e Geossintéticos	35
2.5.3	Vantagens e Desvantagens – Trechos Experimentais Executados na EN 118	36
2.6	Considerações Finais	38
3	CASO DE ESTUDO – REABILITAÇÃO DO PAVIMENTO DO IC 20	40
3.1	Caracterização de Grelhas de Fibra de Vidro e de Fibra de Carbono	40
3.1.1	Introdução	40
3.1.2	Caracterização da Resistência à Fadiga	43
3.1.3	Avaliação da Resistência à Deformação Permanente	45
3.1.4	Ensaio de Aderência ao Corte pelo Método de Leutner	47
3.1.5	Processo Construtivo	49
3.2	Projeto de Beneficiação da EP “ IC 20 – Pavimentação entre o km 0+950 (Almada) e o km 7+205 (Costa de Caparica)”	49
3.2.1	Enquadramento Geral	49
3.2.2	Tráfego	51
3.2.3	Caracterização do Estado do Pavimento	53
3.2.4	Intervenções Previstas no Projeto da EP	56

3.3	Empreitada de Reabilitação Estrutural e Funcional do Pavimento do IC 20 – Via Rápida de Caparica (Projeto da Subconcessionária)	65
3.3.1	Enquadramento Geral	65
3.3.2	Tráfego	66
3.3.3	Caracterização da Capacidade Estrutural do Pavimento	66
3.3.4	Caracterização do Pavimento Existente	69
3.3.5	Estabelecimento do Modelo de Comportamento Estrutural – Determinação dos Módulos de Deformabilidade	71
3.3.6	Verificação da Capacidade de Carga do Pavimento Existente	75
3.3.7	Dimensionamento do Reforço do Pavimento	77
3.3.8	Reabilitações Estrutural e Funcional Adotadas no Projeto Alternativo da Subconcessionária	81
3.3.9	Projeto de Alterações à Patente do Concurso (Fase de Obra)	82
3.3.10	Caracterização Final do Pavimento – Avaliação da Capacidade de Carga	85
3.4	Considerações Finais	90
4	ANÁLISE COMPARATIVA DOS CUSTOS DE CICLO DE VIDA DE CADA SOLUÇÃO DE REFORÇO DE PAVIMENTO	92
4.1	Introdução	92
4.1.1	Metodologias de Avaliação Económica de Pavimentos	94
4.2	Custos de Diversas Soluções de Reforço	97
4.2.1	Solução A - Reforço de Pavimento (Camada de Desgaste em AC 14 surf + Camada de Ligação em AC 20 bin/reg)	98
4.2.2	Solução B - Reforço de Pavimento (camada de desgaste em AC 14 surf + camada de ligação em AC 16 bin 10/20)	99
4.2.3	Solução C - Reforço de Pavimento (camada de desgaste em PA 12,5 + camada de regularização em AC 14 bin + camada de regularização em AC 20 reg (MBD))	100
4.2.4	Solução D - Reforço de Pavimento (camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com alta percentagem de borracha – (BBr - BBA))	101
4.2.5	Solução E - Reforço de Pavimento (camada de desgaste em AC 14 surf + camada de ligação em AC 20 bin (MB) + reabilitação da camada de desgaste do pavimento existente através de reciclagem	102
4.2.6	Solução F - Reforço de Pavimento (grelha de fibra de carbono + camada de regularização em AC 20 reg (MBD) + camada de desgaste em AC 14 surf)	102
4.3	Aplicação do Método do Valor Atual	103
4.4	Considerações Finais	104
5	CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	106
5.1	Conclusões Gerais	106
5.2	Desenvolvimentos Futuros	108
5.3	Considerações Finais	109
5.4	Referências bibliográficas	110
5.5	ANEXOS	116

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Modelos de degradação por fadiga	7
Quadro 2.2 – Designação das Intervenções (EP 2010)	15
Quadro 2.3 - Técnicas de Avaliação da Capacidade Estrutural (adaptado de Branco et al. 2008 e de Alves 2007).....	17
Quadro 2.4 – Coeficientes de correção do módulo de deformabilidade do solo de fundação devido à humidade (adaptado de InIR, 2009)	26
Quadro 2.5 – Fuso granulométrico do filer comercial (CEEP 2011).....	32
Quadro 2.6 – Designações das misturas betuminosas incluídas no grupo do betão betuminoso (CEEP 2011)	32
Quadro 3.1 - Módulos de elasticidade das fibras de vidro e de carbono e das grelhas (S e P Clever Reinforcement Company 2007)	42
Quadro 3.2 - Resultados dos ensaios de resistência à fadiga (Hopman et al. 2002).....	44
Quadro 3.3 – Simulador de Tráfego MMLS (Sokolov 2006).....	45
Quadro 3.4 - Resultados dos ensaios de avaliação da resistência à deformação permanente (Sokolov 2006)	47
Quadro 3.5 - Resultados do ensaio de Leutner (Pragosa 2011)	49
Quadro 3.6 - TMDA no IC 20 ao km 2+900	51
Quadro 3.7 - TMDA no IC 20 ao km 4+200	51
Quadro 3.8 - Características mecânicas do pavimento existente.....	56
Quadro 3.9 - Valores limite das extensões máximas de tração nas camadas betuminosas (entre o km 0+950 e o km 4+665)	57
Quadro 3.10 - Valores limite das extensões máximas de tração nas camadas betuminosas (entre o km 4+665 e o km 7+205)	58
Quadro 3.11 - Valores limite das extensões máximas verticais de compressão instaladas no topo do solo de fundação	58
Quadro 3.12 - Dimensionamento do reforço do pavimento do lanço entre o km 0+950 e o km 1+400 do IC 20 (inclui 5 cm de fresagem)	58

Quadro 3.13 - Dimensionamento do reforço do pavimento do lanço entre o km 1+400 e o km 4+665 do IC 20 (inclui 5 cm de Fresagem)	59
Quadro 3.14 - Dimensionamento do reforço do pavimento do lanço entre o km 4+665 e o km 7+205 do IC 20	60
Quadro 3.15 - Análise de extensões	60
Quadro 3.16 - Análise de extensões	61
Quadro 3.17 - Análise de extensões	62
Quadro 3.18 - Trabalhos de pavimentação a realizar no IC 20	63
Quadro 3.19 – Número acumulado de eixos padrão de 130 kN por sentido, na via mais solicitada no período de dimensionamento	66
Quadro 3.20 – Distância dos sensores de deflexão ao centro de carga	66
Quadro 3.21 – Ensaio de avaliação da capacidade de carga com defletómetro de impacto (sentido Almada – Costa de Caparica)	67
Quadro 3.22 – Ensaio de avaliação da capacidade de carga com defletómetro de impacto (sentido Costa de Caparica – Almada)	68
Quadro 3.23 – Ensaio de avaliação da capacidade de carga com defletómetro de impacto (sentido Costa de Caparica – Almada)	69
Quadro 3.24 – Localização dos poços efetuados no pavimento	70
Quadro 3.25 – Constituição do pavimento medida nos poços	70
Quadro 3.26 – Valores das deflexões máximas e mínimas nos pontos característicos.....	72
Quadro 3.27 – Estrutura do Pavimento considerada na retroanálise	73
Quadro 3.28 – Módulos de deformabilidade obtidos para os materiais do pavimento existente nas condições de ensaio.....	74
Quadro 3.29 – Módulos de deformabilidade dos materiais do pavimento para efeitos de cálculo da vida restante do pavimento existente.....	75
Quadro 3.30 – Valores das extensões admissíveis nos materiais do pavimento e na fundação.....	76
Quadro 3.31 – Valores das extensões máximas de tração na base das camadas betuminosas induzidas pelo eixo-padrão nos pavimentos existentes.....	76
Quadro 3.32 – Valores das extensões máximas de compressão no topo da fundação induzidas pelo eixo-padrão.....	77
Quadro 3.33 – Valores das extensões admissíveis na base das camadas de reforço estrutural do sublanço Nó A2/IC 20 – Nó do Hospital.....	78

Quadro 3.34 – Valores das extensões máximas de tração na base das camadas betuminosas induzidas pelo eixo-padrão no sublanço Nó A2/IC 20 – Nó do Hospital	79
Quadro 3.35 – Valores das extensões verticais máximas de compressão no topo do solo de fundação induzidas pelo eixo-padrão no sublanço Nó A2/IC 20 – Nó do Hospital	80
Quadro 3.36 – Prospeção realizada no âmbito do projeto de alterações	83
Quadro 3.37 – Valores das extensões máximas de tração na base das camadas betuminosas e no topo do solo de fundação	85
Quadro 3.38 – Distância dos sensores de deflexão ao centro de carga	86
Quadro 3.39 – Estrutura do pavimento segundo o projeto de execução	86
Quadro 3.40 – Identificação das zonas para os respetivos troços	86
Quadro 3.41 – Módulos de deformabilidade obtidos para as camadas do IC 20, tendo por base os ensaios de carga	87
Quadro 4.1 - Custos médios de execução do reforço para a solução A (Opção 1)	98
Quadro 4.2 - Custos médios de execução do reforço para a solução A (Opção 2)	99
Quadro 4.3 - Custos médios de execução do reforço para a solução B (Opção 1)	99
Quadro 4.4 - Custos médios de execução do reforço para a solução B (Opção 2)	100
Quadro 4.5 - Custos médios de execução do reforço para a solução C (Opção 1)	100
Quadro 4.6 - Custos médios de execução do reforço para a solução C (Opção 2)	101
Quadro 4.7 - Custos médios de execução do reforço para a solução D	102
Quadro 4.8 - Custos médios de execução do reforço para a solução E	102
Quadro 4.9 - Custos médios de execução do reforço para a solução F.....	103
Quadro 4.10 – Valores obtidos para o custo total atual (CTA)	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Constituição de um pavimento flexível convencional (Vicente 2006)	4
Figura 2.2 - Pavimento flexível: Constituição e modo de funcionamento (Miranda 2008)	6
Figura 2.3 - Resposta viscoelástica de um material betuminoso num pavimento, devido à ação vertical de uma carga rolante (Azevedo 2001)	7
Figura 2.4 – Representação geométrica do módulo complexo num sistema cartesiano	9
Figura 2.5 – Fendilhamento (EP 2008)	11
Figura 2.6 – Deformações (EP 2008).....	12
Figura 2.7 - Defeitos de Superfície (EP 2008)	12
Figura 2.8 - Movimento de Materiais (EP 2008)	13
Figura 2.9 – Reparações (EP 2008).....	13
Figura 2.10 – Ensaio com deflectómetro de impacto: equipamento e deformada do pavimento (LNEC 2012)	18
Figura 2.11 – Pormenor da placa de carregamento e dos sensores (COST 1998)	18
Figura 2.12 – Fator de correção da temperatura (F_d) (AASHTO 1986).....	19
Figura 2.13 – Ábaco para estimar a temperatura média em profundidade do pavimento (Asphalt Institute 1983).....	20
Figura 2.14 – Método das diferenças acumuladas (AASHTO 1993).....	22
Figura 2.15 – Grelha de fibra de carbono (Sokolov 2006)	34
Figura 2.16 – Pormenor de malha de aço (Neves and Alves 2008)	35
Figura 2.17 – Aplicação de SAMI com betume modificado com borracha (RECIPAV 2011).....	35
Figura 3.1 - Equipamento para realização do ensaio de flexão em quatro pontos	43
Figura 3.2 - Simulador de tráfego MMLS – <i>Model Mobile Load Simulator</i> (Sokolov 2006).....	45
Figura 3.3 – Secção longitudinal dos provetes em betão betuminoso (Sokolov 2006)	46
Figura 3.4 – Resultados dos ensaios de avaliação da resistência à deformação permanente (Sokolov 2006)	47
Figura 3.5 – Prensa de compressão e molde utilizados no ensaio de Leutner	48
Figura 3.6 – Esquema do ensaio de Leutner (Pragosa 2011)	48

Figura 3.7 – Localização do IC 20	50
Figura 3.8 – Sentido Almada – Costa de Caparica (km 1+310)	54
Figura 3.9 – Sentido Almada – Costa de Caparica (km 3+770)	55
Figura 3.10 – Sentido Costa de Caparica – Almada (km 1+160)	55
Figura 3.11 – Sentido Costa de Caparica – Almada (km 5+620)	55
Figura 3.12 – Esquema gráfico com a representação da constituição do pavimento existente no IC 2056	
Figura 3.13 – Esquema gráfico com a representação em planta do reforço de pavimento adotado para o IC 20	63
Figura 3.14 - Perfil Transversal tipo do IC 20, entre o km 0+950 e o km 1+272 (Projeto da EP 2007)	64
Figura 3.15 – Rede de estradas da Subconcessão do Baixo Tejo	65
Figura 3.16 – Esquema gráfico com a representação em planta das reabilitações estrutural e funcional adotadas para o IC 20	81
Figura 3.17 – Esquema gráfico com a representação em planta das reabilitações estrutural e funcional adotadas para o IC 20	84
Figura 3.18 – Sentido Almada – Costa de Caparica (km 1+310)	89
Figura 3.19 – Sentido Almada – Costa de Caparica (km 3+770)	89
Figura 3.20 – Costa de Caparica - Almada (km 1+160)	89
Figura 3.21 – Sentido Costa de Caparica – Almada (km 5+620)	90
Figura 4.1 – Estratégias de Conservação de Pavimentos (Picado-Santos 2011)	92

LISTA DE ABREVIATURAS

- AECOPS – Associação de Empresas de Construção e Obras Públicas e Serviços
- AGEC - Agregado de Granulometria Extensa Tratado com Cimento
- AIPCR / PIARC - Association Mondiale de la Route/World Road Association
- ASTM – American Society for Testing and Materials
- BB – Betão Betuminoso
- BISAR – Bitumen Stress Analysis in Roads
- BMB – Betume Modificado com Borracha (marca registada)
- BPN – British Pendulum Number
- CBR - California Bearing Ratio (Índice de Suporte California)
- CEEP 2011 - Caderno de Encargos da EP – Estradas de Portugal, SA (versão Abril de 2011)
- CEJAE (JAE 1998) – Caderno de Encargos da Junta Autónoma de Estradas (versão de 1998)
- DA – Documento de Aplicação do LNEC
- EMPA – Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research
- EN – Norma Europeia
- EP, SA – “EP – Estradas de Portugal, SA”
- FWD – Falling Weight Deflectometer Deflectómetro de Impacto)
- GN – Grip Number
- IC – Itinerário Complementar
- ICERR – Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária
- ICOR - Instituto para a Construção Rodoviária
- IFI – International Friction Index (Índice de Atrito Internacional)
- InIR – Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, IP
- IPQ – Instituto Português da Qualidade
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
- MACOPAV – Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional
- MB – Macadame Betuminoso

MBD – Mistura Betuminosa Densa

MBR – Mistura Betuminosa Rugosa

MTD – Mean Texture Depth (Profundidade Média de Textura)

NPC - Nettherlands Pavement Consultants (Instituto especializado independente para a investigação e consultadoria na área da engenharia civil. Atualmente a designação da entidade é KOAC-NPC.

OCDE - Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Económico

RECIPAV – “RECIPAV – Engenharia e Pavimentos Unipessoal, Lda”

SAMI – Stress Absorving Membrane Interlayer

SCRIM – Sideway Coefficient Inspection Machine

S & P – “S & P Clever Reinforcement Company”

SIMBOLOGIA

E – Módulo de deformabilidade

E^* – Módulo complexo

$|E^*|$ - Valor absoluto do módulo complexo

E_f - Módulo de deformabilidade

E_g – módulo de deformabilidade da camada granular

E_{sf} - Módulo de deformabilidade do solo de fundação

E_T – Módulo de deformabilidade à temperatura T

$E_{15^\circ\text{C}}$ - Módulo de deformabilidade à temperatura de referência de 15°C

$E_{20^\circ\text{C}}$ - Módulo de deformabilidade à temperatura de referência de 20°C

E_1 – Componente real (elástica) do módulo complexo

E_2 – Componente imaginária (viscosa) do módulo complexo

h_g – espessura da camada granular sobre o solo de fundação

i – número imaginário da componente imaginária do módulo complexo

N – Número de aplicações de carga; número de ciclos de carga até atingir a rotura em ensaio de fadiga

N_{AEP} – Número acumulado de eixos padrão

N_{80} - Número acumulado de eixos padrão de 80 kN

r_{xi} – deflexão medida no ponto xi

r_m – deflexão média do troço em análise

T – Temperatura de ensaio

TMDAp - Tráfego Médio Diário Anual de Veículos Pesados

V_b – percentagem volumétrica de betume (%)

Z_{xi} – Soma acumulada das diferenças no ponto xi

ϵ_t - Extensão máxima de tração ocorrida na face inferior das camadas betuminosas

ϵ_f - Extensão máxima vertical de compressão instalada na parte superior da fundação

ϕ – Ângulo fase

σ - Tensão (símbolo genérico) os coeficientes de Poisson

ν - Coeficiente de Poisson

δ_i – deflexão inicial

$\delta_{m\acute{a}x}$ – deflexão máxima

$\delta_{revers\acute{i}vel}$ - deflexão reversível

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Da análise da distribuição modal dos transportes de passageiros e mercadorias a nível mundial, verifica-se que o transporte rodoviário é claramente predominante face aos modos de transporte ferroviário, marítimo e aéreo, o que torna as estradas as principais infraestruturas de transporte.

O Plano Rodoviário Nacional de 2000 (PRN 2000), publicado através do Decreto-Lei nº 222/98, com as alterações introduzidas pela Lei nº 98/99 de 26 de Julho e pela Declaração de Retificação nº 19-D/98 e pelo Decreto-Lei nº 182/2003 de 16 de Agosto, tem como principais objetivos potenciar o correto e articulado funcionamento do sistema de transportes rodoviários, o desenvolvimento regional, a redução do custo global daqueles transportes, o aumento da segurança da circulação, a satisfação do tráfego internacional e a adequação da gestão da rede, para além de constituir também um fator estrutural importante para uma harmoniosa política do ordenamento do território (EP, 2009).

Com o PRN 2000, a Rede Rodoviária Nacional do PRN 85 com 9900 km é alargada para 11350 km, através da inclusão e reclassificação de novos percursos. Além da rede rodoviária nacional foi criada uma nova categoria, a das estradas regionais, na qual foram incluídos 5000 km de elementos já classificados (D.L. N.º 222/98, de 17 de Julho).

Assim, as estradas previstas no PRN 2000 totalizam cerca de 16500 km, representando um aumento da ordem de 65% relativamente ao previsto no PRN 85, decorrendo deste facto uma importante melhoria da necessária cobertura rodoviária do País, quer a nível nacional, quer a nível regional (D.L. N.º 222/98, de 17 de Julho).

A principal função de um pavimento é assegurar uma superfície de rolamento que permita a circulação dos veículos com comodidade e segurança, durante um determinado período (vida do pavimento), sob a ação do tráfego e nas condições climáticas que ocorram (Branco et al. 2008).

Face à relevante importância das infraestruturas rodoviárias na vida das populações, é expectável que os respetivos pavimentos, desde os que integram as grandes vias estruturantes da rede rodoviária nacional até os que integram as vias de nível municipal, estejam em bom estado de conservação.

Considerando as limitações de recursos financeiros das entidades responsáveis pela conservação e exploração de infraestruturas rodoviárias, que face à crise atual ganha uma dimensão mais relevante, torna-se necessário que os referidos recursos financeiros disponíveis sejam utilizados de forma otimizada.

Assim, a opção pelo tipo de solução de reabilitação de pavimento mais adequado, deverá ter por base critérios de ordem técnica (comportamento estrutural e funcional), económica, de sustentabilidade dos recursos naturais, ambiental e da qualidade de vida das populações.

No presente trabalho são tratados os pavimentos flexíveis e a caracterização de diversas soluções adotadas para a reabilitação dos mesmos, sendo também efetuada uma análise comparativa dos custos de ciclo de vida (construção, manutenção e conservação) de cada solução de reabilitação de pavimento.

As conclusões a obter neste trabalho, poderão constituir uma ferramenta auxiliar na tomada de decisão, por parte das Administrações Rodoviárias responsáveis pela escolha dos tipos de reabilitação a adotar nos pavimentos.

1.2 Objetivos

O presente trabalho tem como principal objetivo efetuar a análise comparativa de soluções adotadas para a reabilitação de pavimentos flexíveis que integram a rede rodoviária nacional.

No âmbito desta análise é apresentado um caso de estudo, no qual é efetuada uma caracterização de três soluções possíveis para a reabilitação estrutural do pavimento do IC 20, entre Almada e a Costa de Caparica. Apresenta-se a solução projetada pela EP, SA, que foi patenteada em concurso público lançado em 2007. Trata-se de uma técnica de certa forma inovadora ao nível do tratamento retardador da reflexão de fendas, constituída pela aplicação de grelhas de fibra de vidro e de grelhas de fibra de carbono, seguidas da colocação de uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com betume modificado com baixa percentagem de borracha reciclada de pneus usados (BBr – BBB).

Complementarmente à solução de reabilitação proposta pela EP é efetuada uma análise da solução do projeto de reabilitação do IC 20, patenteado pela Subconcessionária do Baixo Tejo, que contemplou a execução de fresagem e a reposição com camada de ligação em AC 20 bin/reg (MBD), seguida da colocação de uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com betume modificado com média percentagem de borracha (BBr – BBM).

Para além da solução patenteada pela subconcessionária, é analisada a solução do projeto de alterações apresentado pelo agrupamento de empresas construtoras, o qual foi adotado na execução da obra realizada no IC 20, entre o fim de 2010 e o princípio de 2011. A intervenção de reabilitação estrutural contemplou variantes ao projeto da plena via, entre o km 0+850 e o km 4+750, onde se aprofundou a fresagem (10 cm) e se preconizou uma solução em mistura de AC 16 bin 10/20 (MBAM) e uma mistura em AC 20 bin/reg (MBD), seguida da aplicação de uma camada de desgaste em BBr – BBM.

Adicionalmente, à caracterização de diferentes soluções de reabilitação de pavimentos flexíveis adotados em Portugal, é efetuada uma análise comparativa dos custos de ciclo de vida (construção, manutenção e conservação) de cada tipo de solução de reabilitação.

1.3 Organização do Trabalho

O trabalho é constituído por 5 capítulos, cuja organização e conteúdo se sintetizam em seguida.

Neste primeiro capítulo de introdução efetua-se um enquadramento do tema em estudo, definem-se os objetivos e descreve-se a organização do trabalho.

No capítulo 2 apresenta-se uma síntese do estado da arte respeitante à reabilitação de pavimentos flexíveis, nomeadamente: mecanismos de degradação, famílias de degradações, avaliação da capacidade de carga dos pavimentos, metodologia utilizada no dimensionamento do reforço de pavimentos, sendo também efetuada uma análise comparativa de técnicas de reforço de pavimentos e dos tratamentos antifendas.

No capítulo 3 é apresentado um caso de estudo, no qual é efetuada uma análise de três soluções possíveis para a reabilitação estrutural do pavimento do IC 20, entre Almada e a Costa de Caparica. Faz-se a descrição da solução projetada pela EP, SA, patenteada em concurso público lançado em 2007, que é de certa forma inovadora, com o objetivo de retardar a reflexão de fendas.

Efetua-se uma análise da solução do projeto de reabilitação do IC 20, patenteado pela Subconcessionária do Baixo Tejo, que contemplou a execução de fresagem e a reposição com camada de ligação em AC 20 bin/reg (MBD), seguida da aplicação de uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com betume modificado com média percentagem de borracha (BBr – BBM).

Complementarmente, faz-se ainda análise da projeto de alterações apresentado pelo agrupamento de empresas construtoras, o qual foi adotado na execução da obra realizada no IC 20, entre o fim de 2010 e o princípio de 2011. A intervenção de reabilitação estrutural contemplou variantes ao projeto da plena via, onde se aprofundou a fresagem e se preconizou uma solução em mistura de AC 16 bin 10/20 (MBAM) e uma mistura em AC 20 bin/reg (MBD), seguida da aplicação de uma camada de desgaste em BBr – BBM.

O capítulo 4 integra uma análise comparativa dos custos de ciclo de vida (construção, manutenção e conservação) de cada solução de reabilitação de pavimento.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões resultantes do presente trabalho e indicam-se diretrizes para trabalhos futuros.

2 CARACTERIZAÇÃO DE SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

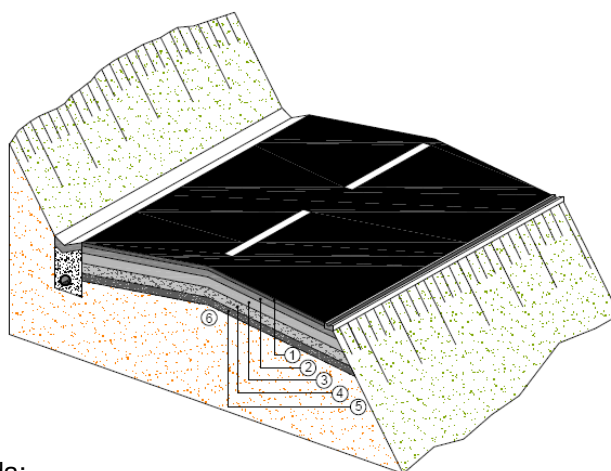
2.1 Considerações Gerais

2.1.1 Mecanismos de Degradação

Um pavimento é considerado uma estrutura constituída por várias camadas de espessura finita (sistema multiestratificado), apoiada na fundação constituída pelo terreno natural (maciço semi-indefinido) e/ou por solo tratado (Branco et al. 2008).

Os pavimentos flexíveis são constituídos por camadas betuminosas que, por sua vez, assentam sobre camadas granulares, conforme se pode observar na figura 2.1.

No que se refere ao tipo de materiais utilizados nos pavimentos flexíveis, pode definir-se genericamente que um pavimento é constituído por duas componentes: camadas estabilizadas com ligantes hidrocarbonados (misturas betuminosas), na parte superior, e camadas formadas por materiais granulares, na parte inferior (Branco et al. 2008).



Legenda:

1 - Camada de desgaste betuminosa	Estrutura do Pavimento
2 - Camada de ligação betuminosa	
3 - Camada de base betuminosa ou granular	
4 - Camada de sub-base granular	
5 - Leito do pavimento	Fundação
6 - Terreno natural ou Aterro	

Figura 2.1 - Constituição de um pavimento flexível convencional (Vicente 2006)

Quanto ao comportamento mecânico das duas famílias de materiais referidas, verifica-se que as camadas constituídas por misturas betuminosas apresentam capacidade para resistir a esforços de tração, enquanto as camadas granulares por não terem coesão, resistem a esforços de compressão e de corte.

A estrutura de um pavimento flexível é normalmente constituída por:

- Uma camada de desgaste em mistura betuminosa (materiais ligados com ligantes hidrocarbonados);
- Uma camada de ligação em mistura betuminosa (materiais ligados com ligantes hidrocarbonados);
- Uma camada de base constituída por materiais granulares, geralmente agregados britados, podendo ser formada por misturas betuminosas nos pavimentos mais carregados;
- Uma camada de sub-base geralmente constituída por materiais granulares (agregados ou solos selecionados).

Sob a estrutura do pavimento atrás descrita, localiza-se a fundação, a qual tem como função principal assegurar capacidade de suporte ao pavimento.

A fundação é constituída por solo natural, podendo em alguns casos integrar também uma camada de leito do pavimento de um material diferente, com melhores propriedades mecânicas.

Quando o terreno natural ou de aterro é de deficiente qualidade, ou apresenta variações significativas das suas características, torna-se necessária, para reduzir os inconvenientes resultantes de tal situação, a construção de uma camada de leito do pavimento que garante uma melhor uniformidade da capacidade de suporte da fundação. Para além desta função principal descrita anteriormente, a construção de uma camada de leito do pavimento pode ter igualmente os seguintes objetivos (Branco et al. 2008):

- Assegurar uma regularidade mais adequada da superfície de apoio do pavimento;
- Proteger as terraplenagens dos efeitos das intempéries, por recurso a materiais menos erodíveis e menos sensíveis à água;
- Garantir que solos finos subjacentes não contaminem as camadas de sub-base e base;
- Suportar o tráfego relativo à circulação de equipamento de obra, sem prejuízo da superfície de apoio ao pavimento.

Os pavimentos flexíveis estão sujeitos a diversos tipos de ações, as quais podem agrupar-se em duas famílias, as resultantes da aplicação repetida das cargas dos rodados dos veículos e as resultantes da ação dos agentes climáticos.

A metodologia utilizada no dimensionamento dos pavimentos flexíveis procura traduzir o processo de degradação de uma estrutura de pavimento, quando esta está sujeita aos dois tipos de ações anteriormente referidos. Assim, o dimensionamento de pavimentos flexíveis considera, embora de forma ainda simplificada, dois dos principais mecanismos de degradação, aos quais estão associados os chamados critérios de ruína, que se indicam em seguida:

- Fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas, traduzido pela limitação da percentagem de área do pavimento fendilhada;
- Deformação permanente, traduzida pela limitação do assentamento observável à superfície.

Considerando que sob a ação dos rodados dos veículos as camadas betuminosas têm um comportamento semelhante ao de uma laje submetida à flexão, verifica-se que os esforços de tração máximos ocorrem na face inferior daquelas camadas, pelo que o critério de ruína por fadiga das camadas betuminosas conduz à fixação de um valor limite para a extensão máxima de tração instalada na face inferior das camadas betuminosas.

Com o objetivo de limitar a contribuição da fundação para a formação de cavados de rodeira, procede-se à limitação da extensão máxima vertical de compressão instalada no topo da fundação.

Os métodos empírico-mecanicistas mais correntes consideram os referidos mecanismos de ruína do pavimento representados por equações do tipo:

$$\varepsilon_t = a N^b \quad (2.1)$$

e

$$\varepsilon_v = a N^b \quad (2.2)$$

em que:

ε_t é o valor da extensão horizontal de tração admissível na face inferior das camadas betuminosas, de acordo com a lei de comportamento à fadiga do material;

ε_v é o valor da extensão máxima vertical de compressão no topo do solo de fundação, conforme a lei de deformação permanente considerada no método de dimensionamento;

N é o número admissível de passagens do eixo padrão correspondente àquele nível de extensão;

a , b são constantes características dos materiais.

Apresenta-se em seguida na figura 2.2, a constituição esquemática de um pavimento flexível, a ação referente à carga vertical (P) produzida pela roda de um veículo e os esforços instalados.

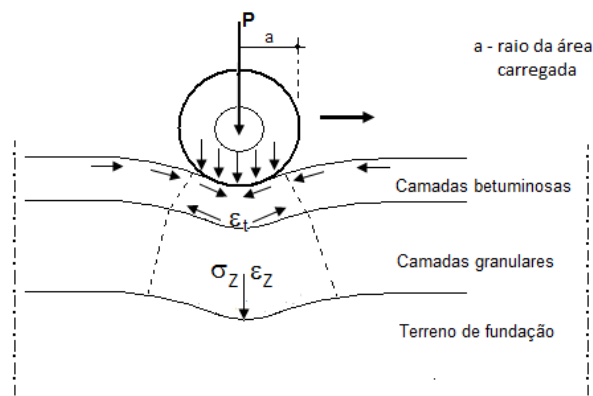


Figura 2.2 - Pavimento flexível: Constituição e modo de funcionamento (Miranda 2008)

No quadro 2.1 são identificados os modelos de comportamento à fadiga considerados no método da SHELL e no método da Universidade de Nottingham.

Quadro 2.1 - Modelos de degradação por fadiga

Instituição	Equação proposta
Shell	$\epsilon_t = (0,856 \times V_b + 1,08) \times E^{-0,36} \times N^{-0,2}$ ϵ_t – extensão máxima de tração admissível nas camadas betuminosas sendo: N – Número acumulado de eixos padrão V_b – percentagem volumétrica de betume (%) E – módulo de deformabilidade (Pa)
Universidade de Nottingham	$\log \epsilon_t = (14,38 \cdot \log v_b + 24,2 \cdot \log Tab - c - \log N_{80}) / (5,13 \cdot \log v_b + 8,63 \cdot \log Tab - 15,8)$ em que: ϵ_t – extensão de tração (em micro unidades $\times 10^{-6}$) N_{80} - Número de eixos padrão de 80 kN (em milhões – $\times 10^6$) V_b - percentagem volumétrica de betume no volume total Tab – temperatura de amolecimento pelo método do anel e bola (°C) c = 46,82, para N provocando estado crítico c = 46,06, para N provocando estado de ruína

2.1.2 Características de Deformabilidade das Misturas Betuminosas

As misturas betuminosas apresentam um comportamento mecânico bastante dependente do betume, exibindo a baixas temperaturas e tempos de carga reduzidos um comportamento que se pode assumir como elástico, evidenciando um comportamento viscoso com o aumento da temperatura e do tempo de permanência de carga e comportamento viscoelástico para condições intermédias, que é mais representativo das condições de serviço (Azevedo 2001), tal como se ilustra na figura 2.3.

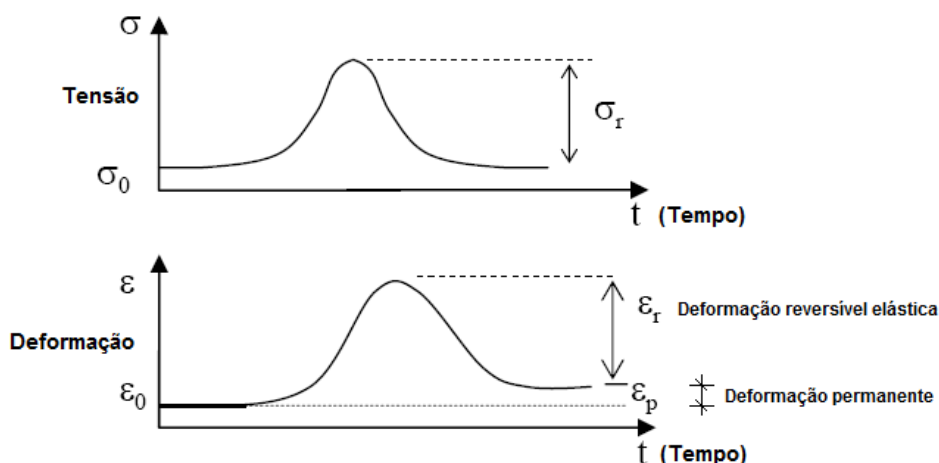


Figura 2.3 - Resposta viscoelástica de um material betuminoso num pavimento, devido à ação vertical de uma carga rolante (Azevedo 2001)

O módulo de deformabilidade das misturas betuminosas é uma das suas propriedades mecânicas mais importantes, a qual representa a capacidade de degradação das cargas do material, pelo que considerando a lei de Hooke, temos a seguinte expressão:

$$E_{\text{mist}} = \sigma / \varepsilon \quad (2.3)$$

O módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (E_{mist}) traduz a relação entre a tensão aplicada (σ) e a correspondente extensão instalada (ε), para determinadas condições de temperatura e de frequência do carregamento.

As características de deformabilidade das misturas betuminosas são usualmente medidas através de ensaios com aplicação de cargas repetidas, nos quais se aplica uma tensão que varia ciclicamente ao longo do tempo, com velocidade angular ($\omega = 2 \pi f$), que se representa da seguinte forma (Capitão 2003):

$$\sigma(t) = \sigma_0 \text{sen}(\omega t) \quad (2.4)$$

Conforme se pode observar na figura 2.3, verifica-se um desfasamento entre a carga e a resposta materializada pela extensão, sendo o desfasamento entre a onda de tensão e a de extensão designado por ângulo de fase (ϕ). O valor deste parâmetro traduz a predominância do comportamento elástico ou viscoso da mistura betuminosa.

Para um ângulo de fase nulo, em que o material tem uma resposta imediata face à aplicação da carga, o material assume um comportamento puramente elástico, enquanto para um ângulo de fase igual a 90 graus, o material é puramente viscoso.

A resposta do material é constituída por uma extensão sinusoidal, com o mesmo período e frequência, mas que apresenta um atraso, ou seja um desfasamento em relação à tensão aplicada do valor do ângulo fase (ϕ), podendo a extensão ser representada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \text{sen}(\omega t - \phi) \quad (2.5)$$

O módulo complexo (E^*) do material é caracterizado, na forma algébrica, pela seguinte expressão:

$$E^* = E^*_1 + i E^*_2 \quad (2.6)$$

O módulo complexo é constituído por duas componentes: a parte real ou elástica E^*_1 e a parte imaginária ou viscosa E^*_2 , representando a primeira a energia armazenada no material, enquanto a segunda parte imaginária traduz a energia perdida por atrito interno no seio do material (Capitão 2003).

O módulo complexo pode ser representado num sistema cartesiano (plano complexo), conforme se ilustra na figura 2.4.

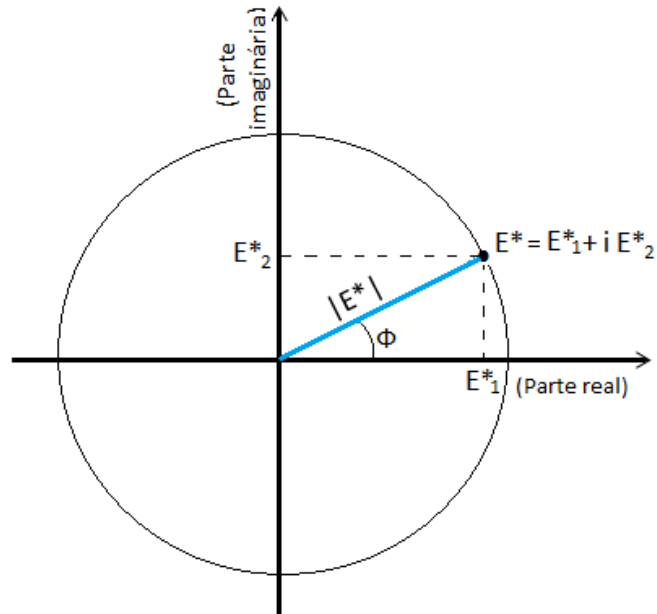


Figura 2.4 – Representação geométrica do módulo complexo num sistema cartesiano

Os valores da componente elástica (real) e da componente viscosa (imaginária) do módulo complexo dependem do seu módulo e do ângulo fase, pelo que considerando a representação constante na figura anterior, os valores de E^*_1 e E^*_2 , podem ser obtidos pelas expressões:

$$E^*_1 = |E^*| \cos \phi \quad (2.7)$$

$$E^*_2 = |E^*| \sin \phi \quad (2.8)$$

Assim, o módulo complexo pode ser definido pelas seguintes expressões:

$$E^* = |E^*| \cos \phi + i |E^*| \sin \phi \quad (2.9)$$

$$E^* = |E^*| (\cos \phi + i \sin \phi) \quad (2.10)$$

Tendo por base a fórmula de Euler ($e^{i\phi} = \cos \phi + i \sin \phi$), o módulo complexo pode ser representado pelas expressões:

$$E^* = |E^*| e^{i\phi} \quad (2.11)$$

$$E^* = (\sigma_r / \varepsilon_r) e^{i\phi} \quad (2.12)$$

O módulo de deformabilidade ou módulo de rigidez das misturas betuminosas (E_{mist}) corresponde ao módulo (valor absoluto) do módulo complexo $|E^*|$.

Sendo conhecidas as componentes elástica (E^*_1) e viscosa (E^*_2), podem calcular-se o valor absoluto do módulo complexo, ou módulo de deformabilidade ou de rigidez e o ângulo fase, através das expressões:

$$|E^*| = E_{\text{mist}} = [(E^*_1)^2 + (E^*_2)^2]^{1/2} \quad (2.13)$$

$$\phi = \arctg (E^*_2 / E^*_1) \quad (2.14)$$

Os materiais que constituem os pavimentos flexíveis nas condições de serviço apresentam um comportamento não elástico e não linear, sendo, no entanto, esta situação ultrapassada através do ajustamento/correção do módulo de deformabilidade das misturas betuminosas, para as condições de funcionamento mais próximas da realidade (Branco *et al.* 2008), incluindo as condições de temperatura de serviço.

Assim, por ser mais fácil a sua utilização e ser aceitável o erro cometido para efeitos práticos na análise de tensões e deformações, o comportamento elástico linear é normalmente escolhido na metodologia de dimensionamento de pavimentos flexíveis, sendo cada um dos materiais caracterizado pelo módulo e deformabilidade e pelo coeficiente de Poisson.

2.1.3 Famílias de Degradações

Os pavimentos rodoviários, assim que entram em serviço, começam a ser submetidos a ações diversas que de forma continuada contribuem para a sua degradação, ou seja, para a redução progressiva da sua qualidade inicial (Branco *et al.* 2008).

Um pavimento flexível apresenta ao longo da sua vida uma evolução essencialmente consubstanciada no aparecimento de fendilhamento nas camadas betuminosas e no desenvolvimento de deformações decorrentes do comportamento do solo de fundação e das camadas granulares e nos defeitos de superfície, em que particularmente as duas primeiras degradações contribuem para a redução da vida útil do pavimento (Branco *et al.* 2008).

Assim, pode considerar-se que um pavimento flexível durante a sua evolução pode desenvolver parte ou a totalidade das famílias de patologias que, de acordo com o Catálogo de Degradações dos Pavimentos Rodoviários de 2008, da EP - Estradas de Portugal, S.A. (EP 2008), podem classificar-se do seguinte modo:

- a) Fendilhamento;
- b) Deformações;
- c) Defeitos de Superfície;
- d) Movimento de materiais;
- e) Reparações.

Cada família de patologias integra vários tipos de degradações, as quais por sua vez se encontram classificados em três níveis de gravidade. No Catálogo de Degradações dos Pavimentos Rodoviários da EP são identificadas as seguintes patologias:

- a) Fendilhamento

- *Fendas Longitudinais*

Fendas paralelas ao eixo da estrada, localizadas, geralmente, ao longo da zona de passagem dos rodados dos veículos e por vezes junto ao eixo.

- *Fendas Transversais*

Fendas sensivelmente perpendiculares ao eixo da estrada, isoladas ou com um espaçamento variável, abrangendo parte ou toda a largura da faixa de rodagem.

- *Fendas do tipo pele de crocodilo*

Fendas que formam entre si, uma malha de dimensão variável, localizadas inicialmente na zona de passagem dos rodados dos veículos abrangendo progressivamente toda a largura da via de tráfego.

Na figura 2.5 encontra-se esquematicamente representado o fendilhamento.

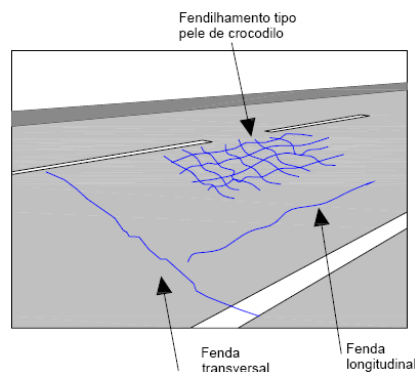


Figura 2.5 – Fendilhamento (EP 2008)

b) Deformações

- *Deformações Localizadas*

Alterações de nível do pavimento, formando depressões ou alteamentos, podendo surgir isoladamente em diferentes pontos do pavimento.

- *Rodeiras*

Deformação transversal localizada ao longo da zona de passagem dos rodados dos veículos pesados.

Na figura 2.6 encontram-se esquematicamente indicadas as deformações.

c) Defeitos de Superfície

- *Desagregações Superficiais*

Arranque de uma das frações do agregado, geralmente a mais grossa, ou perda do mástique betuminoso (ligante e finos).

- *Polimento dos Agregados*

Desgaste por abrasão, geralmente da fração grossa do agregado, conferindo à superfície do pavimento um aspeto polido e brilhante.

- *Ninhos e Peladas*

Cavidades de forma arredondada localizadas na camada de desgaste, podendo progredir para as camadas inferiores, resultantes da evolução de outras degradações do pavimento.

Na figura 2.7 encontram-se ilustrados os defeitos de superfície.

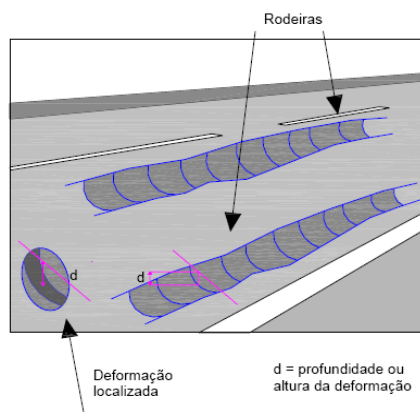


Figura 2.6 – Deformações (EP 2008)

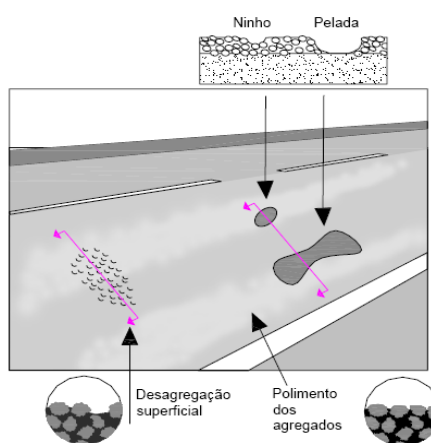


Figura 2.7 - Defeitos de Superfície (EP 2008)

d) Movimento de Materiais

- *Exsudação de betume*

Subida à superfície do ligante betuminoso na camada de desgaste, em particular na zona de passagem dos rodados dos veículos, conferindo-lhe um aspeto negro e brilhante, e de textura lisa.

- *Subida de finos*

Manchas de cor esbranquiçada devido à presença de finos, provenientes das camadas granulares e do solo de fundação, inicialmente junto de fendas, evoluindo para toda a superfície da camada de desgaste.

Na figura 2.8 encontra-se representado o movimento de materiais.

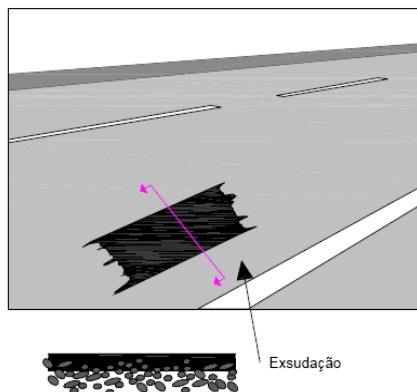


Figura 2.8 - Movimento de Materiais (EP 2008)

e) Reparações

- *Tapagem de covas*

Reparações de pequenas dimensões e de forma irregular, destinadas a tratar os defeitos de superfície existentes em zonas localizadas.

- *Remendos*

Reparações de forma retangular e regular, abrangendo a zona de passagem dos veículos ou toda a via.

Na figura 2.9 encontram-se ilustradas as reparações.

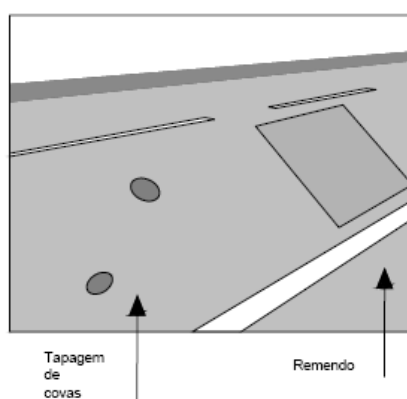


Figura 2.9 – Reparções (EP 2008)

Após a degradação do estado de um pavimento, torna-se necessário proceder à reabilitação do mesmo.

Considerando as limitações de recursos financeiros das entidades responsáveis pela conservação e exploração de infraestruturas rodoviárias, que face à crise atual ganha uma dimensão mais relevante,

Análise comparativa de soluções adotadas para a reabilitação de pavimentos flexíveis que integram a rede rodoviária nacional

torna-se necessário que os referidos recursos disponíveis sejam utilizados de forma otimizada, o que só é possível com a implementação de um sistema de gestão de pavimentos.

Segundo a OCDE, um Sistema de Gestão de Pavimentos é “o procedimento destinado a coordenar e controlar todas as atividades destinadas a conservar os pavimentos com a máxima qualidade, face aos recursos disponíveis, ou seja maximizando o benefício para os utentes” (OCDE 2011).

De acordo com o Manual para a Reabilitação de Pavimentos Flexíveis do ICERR¹, de 2001, são estabelecidas ao nível da reabilitação três níveis de intervenção, nomeadamente:

Nível 1 – Reabilitação funcional traduzida por uma ação de conservação não considerando reforço do pavimento, aplicável a situações em que há deterioração das características superficiais do pavimento, mas onde a estrutura de pavimento ainda apresenta uma reserva da capacidade de carga;

Nível 2 – Ação de conservação contemplando reforço de pavimento calculado através da utilização de um método simplificado, aplicável a projetos de obras de beneficiação com carácter de urgência, em casos onde a degradação do nível de serviço se encontre associada a um esgotamento da capacidade de carga do pavimento, e quando não seja possível, face à rapidez pretendida para a intervenção, a realização do estudo de reforço tal como definido no nível 3;

Nível 3 – Ação de conservação contemplando reforço de pavimento calculado através da metodologia habitual do dimensionamento de pavimentos, que tem por base os principais mecanismos de degradação e critérios de rutura dos pavimentos flexíveis, representados na figura 2.2, aplicável a projetos de obras de beneficiação, em casos onde a degradação do nível de serviço se encontre associada a um esgotamento da capacidade de carga do pavimento.

Os níveis 1 e 2 têm por objetivo serem utilizados pelos serviços da EP, no âmbito da gestão corrente da rede rodoviária nacional que lhe está concessionada, designadamente da gestão do conjunto de operações, programáveis periodicamente, que têm em vista a manutenção de um nível de serviço satisfatório, o mais próximo possível do estado inicial.

Assim, a opção pelo tipo de solução de reforço de pavimento mais adequado, deverá ter por base critérios de ordem técnica (comportamento estrutural), económica, de sustentabilidade dos recursos naturais, ambiental e da qualidade de vida das populações.

Com vista a uma definição de conceitos ao nível da nomenclatura das intervenções nos projetos rodoviários, é apresentado em seguida o quadro 2.2, que reproduz as diretivas de uma norma em vigor na EP, desde Agosto de 2010.

¹ ICERR – Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária, que conjuntamente com o IEP e ICOR foram objeto de fusão e deram origem ao IEP – Instituto das Estradas de Portugal, atualmente transformado na empresa EP – Estradas de Portugal, SA.

Quadro 2.2 – Designação das Intervenções (EP 2010)

Tipo de Conservação	Nomenclatura da Intervenção	Intervenção	Atividades / Trabalhos
Conservação Periódica	Requalificação	Duplicação Alargamentos Retificações	<ul style="list-style-type: none"> Além de atividades de reabilitação, contempla trabalhos de aumento da capacidade e melhorias de traçado, exigindo a construção de novos pavimentos (até 25% da extensão).
	Reabilitação	Reabilitação estrutural /funcional	<ul style="list-style-type: none"> Reforços estruturais ou aplicação de camadas de regularização com a finalidade de restabelecer a capacidade estrutural do pavimento ou as características superficiais dos pavimentos, dos órgãos de drenagem e dos equipamentos de segurança e de sinalização.
Conservação corrente	Beneficiação	Tratamento Superficial (Conservação Preventiva)	<ul style="list-style-type: none"> Atividades de melhoria das condições superficiais com vista à preservação da integridade estrutural e da qualidade funcional (revestimento superficial, microaglomerado betuminoso, microbetão betuminoso).
		Saneamentos Fresagens Estabilização de Taludes (Conservação curativa)	<ul style="list-style-type: none"> Trabalhos dirigidos às degradações localizadas. (obras individualizadas)
	Conservação Corrente por Contrato	Conservação Corrente	<ul style="list-style-type: none"> Atividades de conservação de modo a evitar a degradação das condições de serviço, realizando intervenções diversas na estrada e zona adjacente, das quais se destacam a sua limpeza e a dos órgãos de drenagem, a selagem de fendas, a tapagem de covas, a ceifa de vegetação e a poda de árvores.

2.2 Avaliação da Capacidade de Carga dos Pavimentos

2.2.1 Generalidades

A caracterização da capacidade de carga permite a caracterização mecânica das diversas camadas do pavimento e do solo de fundação, as quais são necessárias para o dimensionamento estrutural de pavimentos. Complementarmente, a avaliação da capacidade de carga de pavimentos constitui um indicador de qualidade estrutural relevante nos sistemas de gestão de pavimentos.

Na avaliação da capacidade de carga, a deflexão detetada à superfície dos pavimentos quando são submetidos a um carregamento, constitui um importante parâmetro estrutural que permite através de um processo de retroanálise, estabelecer um modelo de comportamento estrutural que reproduza, de forma tão próxima quanto possível, as condições reais da ação do tráfego e a resposta da infraestrutura.

Desta forma, a deformação reversível para além de possibilitar a caracterização da capacidade global do conjunto pavimento – fundação, permite também a identificação da contribuição de cada camada para o comportamento estrutural do pavimento, obtendo-se assim os módulos de deformabilidade característicos de cada camada e do solo de fundação.

A capacidade de carga de um pavimento varia com o tempo e com as condições térmicas e hídricas, decrescendo geralmente com a repetida passagem dos rodados dos veículos.

Os ensaios para avaliação da capacidade de carga de pavimentos flexíveis correntes devem preferencialmente ser efetuados na época mais desfavorável, ou seja, na época em que a fundação apresenta maior humidade, uma vez que os pavimentos apresentam maior deformabilidade nestas condições segundo (Kreamer et al. 2004).

Não devem ser realizados ensaios em caso de precipitação ou em locais onde a água se encontre estagnada (InIR 2009). No entanto, no caso em que o ensaio tenha que ser realizado em condições de menor humidade, deverá o valor do módulo de deformabilidade da fundação ser corrigido, ou seja, ser dividido por um determinado fator.

Quando estamos em presença de pavimentos flexíveis de espessura betuminosa elevada, o efeito da temperatura é determinante no seu desempenho, uma vez que no verão com temperaturas elevadas, as misturas betuminosas apresentam deflexões mais elevadas devido à menor rigidez da mistura, tornando-se mais deformáveis, enquanto no inverno com temperaturas mais baixas, as misturas apresentam menor deformação, que resulta da sua maior rigidez (Freitas 1999).

Numa estrutura de pavimento em que a componente granular é elevada, o efeito da temperatura não é determinante no desempenho do pavimento, podendo, no entanto, o aumento do teor de humidade ter um efeito significativo no incremento da deflexão, devido à menor rigidez da estrutura.

Considerando que a temperatura de projeto é normalmente diferente da temperatura a que se efetuam os ensaios de carga, torna-se necessário efetuar correções. Existem duas possibilidades de realizar o ajuste associado à temperatura, sendo uma através da execução da correção da deflexão máxima obtida nos ensaios de carga, e a outra através da correção dos módulos de deformabilidade, como se verá mais à frente.

A avaliação estrutural de um pavimento pode ser realizada através de métodos destrutivos e métodos não destrutivos. No quadro 2.3 podem observar-se as técnicas mais correntes de ensaios e os tipos de equipamentos que permitem efetuar a avaliação da capacidade estrutural de um pavimento.

No que se refere às técnicas não destrutivas, a Viga Benkelman foi no passado um equipamento de uso bastante generalizado, sendo atualmente o Defletómetro de Impacto (FWD – *Falling Weight Deflectometer*) o equipamento de uso mais corrente, pelo que será efetuada apenas uma descrição sucinta dos referidos equipamentos.

Quadro 2.3 - Técnicas de Avaliação da Capacidade Estrutural (adaptado de Branco et al. 2008 e de Alves 2007)

Ensaio de Avaliação de Capacidade Estrutural		
Não Destrutivos	Ensaio de Carga quase Estática	- Ensaio de Placa - Viga Benkelman - Defletómetro Flash
	Ensaio de Carga Dinâmica	- Defletómetro de Impacto - Curviâmetro

2.2.2 Defletómetro de Impacto

O Defletómetro de Impacto (FWD - *Falling Weight Deflectometer*) é um equipamento destinado à avaliação da capacidade de carga através da medição das deflexões resultantes de uma carga vertical de impacto.

O aparelho é constituído por um atrelado onde está instalado o sistema de geração de carga e os sensores para medição das deflexões, sendo a obtenção dos resultados e a coordenação dos ensaios efetuados no interior do veículo rebocador, o qual está dotado dos equipamentos informáticos e outros componentes necessários. O aparelho pode ser comandado por um único operador que simultaneamente conduz o veículo, sendo o rendimento deste equipamento da ordem de 120 a 200 ensaios por dia.

O ensaio realiza-se nos dois sentidos, na zona de passagem dos rodados dos veículos pesados, mais próxima da berma, sendo a força de impacto transmitida ao pavimento através de uma placa circular com 30 cm de diâmetro, no caso de pavimentos flexíveis, e 40 cm de diâmetro no caso de pavimentos rígidos ou semirrígidos (InIR, 2009), simulando a passagem de um veículo a uma velocidade entre 60 e 80 km/h.

A carga de impacto é variável, podendo variar entre 30 e 240 kN (Branco *et al.* 2008). O valor instantâneo da força máxima varia conforme a massa, a altura de queda e o número de amortecedores (Antunes 1993).

A medição da força máxima no centro da placa é efetuada através de uma célula de carga instalada junto da placa, sendo a avaliação das deflexões ocorridas em vários pontos realizada através de transdutores de deslocamentos apoiados na superfície do pavimento, conforme figuras 2.10 e 2.11.

Os transdutores de deslocamentos estão colocados num eixo de simetria do veículo, estando um colocado no centro da carga e os restantes a distâncias pré determinadas do centro da carga até a uma distância que geralmente não ultrapassa 2,5m.

O afastamento dos sensores depende da rigidez do pavimento (Branco et al. 2008). No entanto, segundo o InIR (2009), para as situações correntes, os sensores deverão ficar localizados relativamente ao centro da carga, nas seguintes posições: 0 – 300 – 450 - 600 – 1500 – 1800 – 2100 mm, conforme representado na figura 2.11. No caso do equipamento de ensaio dispor de mais

sensores, a indicação das deflexões para as distâncias ao centro de carga referidas anteriormente é tida como obrigatória.

Durante a realização dos ensaios podem verificar-se pequenas variações da força aplicada, que podem resultar da existência de atrito no sistema de guiamento da massa, da variação da deformabilidade dos amortecedores com a temperatura ou das características de deformabilidade do pavimento ensaiado.

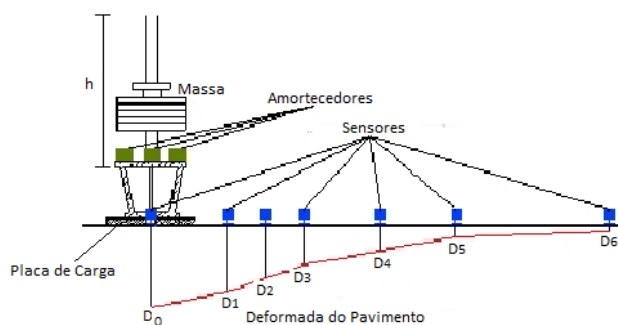


Figura 2.10 – Ensaio com deflectómetro de impacto: equipamento e deformada do pavimento (LNEC 2012)



Figura 2.11 – Pormenor da placa de carregamento e dos sensores (COST 1998)

Tendo em vista mitigar as referidas variações da força, promove-se a normalização das deflexões medidas através da seguinte expressão (InIR 2009):

$$D_i^{norm} = (D_i^{med} \times C_p) / C_{med} \quad (2.15)$$

sendo:

D_i^{norm} – Deflexão no sensor i , normalizada para a carga padrão C_p

D_i^{med} – Deflexão medida no sensor i;

C_{med} – Força máxima registada na célula de carga quando registada a deflexão no sensor i, em kN.

- Normalização das Deflexões devido ao Efeito da Temperatura

Nos pavimentos flexíveis o efeito da temperatura é determinante no seu desempenho, uma vez que com temperaturas elevadas, as misturas betuminosas apresentam deflexões mais elevadas devido à menor rigidez da mistura, como se referiu. Assim, existem duas possibilidades de realizar a correção devida à temperatura, sendo uma através da execução da correção da deflexão máxima obtida nos ensaios de carga e a outra através da correção dos módulos de deformabilidade.

Para proceder à correção do efeito da temperatura nas deflexões máximas, utiliza-se a seguinte expressão (AASHTO 1986):

$$D_{21,1^{\circ}\text{C}} = F_d \times d_{tp} \quad (2.16)$$

em que:

$D_{21,1^{\circ}\text{C}}$ - deflexão normalizada à temperatura de referência de 21,1°C;

F_d - fator de correção da temperatura, que é determinado no ábaco apresentado pela AASHTO, conforme figura 2.12.

d_{tp} – deflexão de ensaio.

O fator de correção determina-se em função da temperatura média do pavimento durante a realização do ensaio. A temperatura média do pavimento pode ser medida ou estimada.

Uma vez que a medida é um método mais moroso, pode recorrer-se para o efeito à estimação da temperatura média através de fórmulas simplificadas ou ábacos que permitem a obtenção de temperaturas médias, utilizando a temperatura da superfície do pavimento e do ar, como por exemplo o ábaco apresentado pelo Asphalt Institute, indicado na figura 2.13.

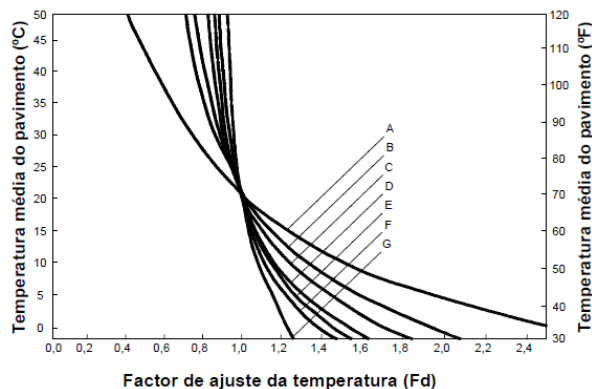


Figura 2.12 – Fator de correção da temperatura (F_d) (AASHTO 1986)

em que:

<u>Curva</u>	<u>Material</u>	<u>Espessura</u>
A	Camadas betuminosas	Espessura total
B	Sub-base granular	4'' *
C	Base tratada com cimento (fendilhada)	4''
C	Material granular não estabilizado	6''
D	Material granular não estabilizado	12''
D	Base tratada com cimento (fendilhada)	8''
D	Base tratada com cimento (sólida)	4''
E	Base tratada com cimento (sólida)	8''
E	Material granular não estabilizado	20''
F	Material granular não estabilizado	25''
G	Betão hidráulico com cimento Portland	

(*) Se a camada de sub-base granular tiver uma espessura maior que 4'', deverá ser considerado o material granular não estabilizado.

O Asphalt Institute recomenda a determinação da temperatura a três profundidades, designadamente a temperatura na superfície da camada betuminosa, a metade da espessura e na base das camadas betuminosas, sendo a média das três a temperatura média do pavimento.

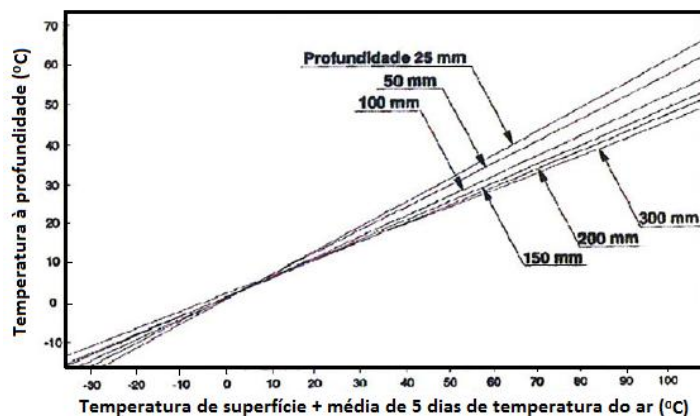


Figura 2.13 – Ábaco para estimar a temperatura média em profundidade do pavimento (Asphalt Institute 1983)

2.2.3 Divisão em Zonas de Comportamento Estrutural Homogéneo

Na sequência da normalização das deflexões devido ao efeito da variação de carga e eventualmente ao efeito da temperatura, procede-se à divisão do pavimento em zonas de comportamento estrutural homogéneo, que corresponderão a zonas de diferentes capacidades de carga as quais poderão carecer de diferentes ações de conservação.

A existência de diferentes zonas de comportamento estrutural homogéneo poderá estar relacionada com os seguintes fatores (Antunes 1993):

- Condições de fundação;
- Data de construção do pavimento, materiais utilizados, ensaios de controlo de qualidade, obras efetuadas após entrada em serviço;
- Tráfego;
- Condições de drenagem.

O zonamento de subtrechos homogéneos poderá ser realizado de acordo com o método proposto no manual da AASHTO de 1993 (AASHTO 1993), designado por método das diferenças acumuladas.

O método consiste na sucessão de cálculos a seguir indicada:

- I. Cálculo do valor médio da deflexão máxima (r_m) em todo o troço;
- II. Cálculo da diferença entre o valor da medição da deflexão máxima e o valor médio;

$$\Delta r_{xi} = r_{xi} - r_m \quad (2.17)$$

- III. Cálculo dos valores acumulados das diferenças

$$Z_{xi} = r_{xi} - r_m + \Delta r_{xi-1} \quad (2.18)$$

em que:

r_{xi} – deflexão medida no ponto xi;

r_m – deflexão média do troço em análise;

Z_{xi} – Soma acumulada das diferenças no ponto xi.

No seguimento dos cálculos procede-se à execução do gráfico ilustrado na figura 2.14, em que as abcissas representam os pontos de ensaio e as ordenadas os valores acumulados das diferenças. A divisão do troço em zonas de comportamento homogéneo é efetuada de acordo com o gráfico e consiste na colocação de fronteiras sempre que se verifique mudança da inclinação dos valores das diferenças acumuladas.

O InIR (2009) propõe que o grau de homogeneidade de cada sub-trecho possa ser avaliado através da determinação do coeficiente de variação das deflexões (COV) normalizadas para a carga padrão, tendo por base a seguinte expressão:

$$COV = (DP / D_o^{med}) \times 100 (\%) \quad (2.19)$$

Sendo D_o^{med} o valor médio das deflexões normalizadas e DP o respetivo desvio padrão.

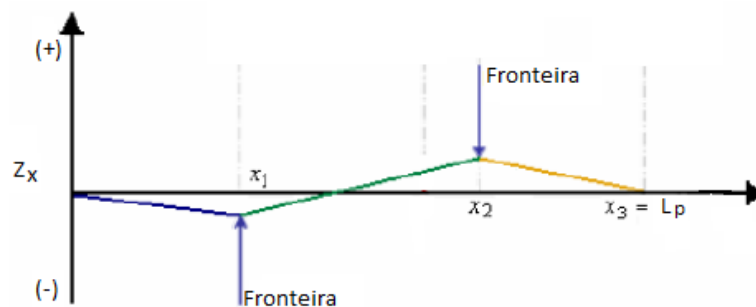


Figura 2.14 – Método das diferenças acumuladas (AASHTO 1993)

Apresenta-se em seguida o critério estabelecido para a quantificação do grau de homogeneidade de cada subtrecho:

- Boa Homogeneidade $COV < 20\%$;
- Homogeneidade Moderada $20\% = COV < 30\%$;
- Homogeneidade Fraca $30\% = COV < 40\%$;
- Troço Não Homogéneo $COV > 40\%$.

Após a conclusão do zonamento é necessário realizar um tratamento estatístico dos valores das deflexões, de forma a obter-se o defletograma característico de cada subtrecho.

A determinação dos referidos valores característicos está associada a uma determinada probabilidade de ocorrência, sendo normalmente adotado o percentil 85 das deflexões medidas para todos os sensores (InIR 2009), ou seja, o valor representativo de cada subtrecho que corresponde a deflexões cuja probabilidade de serem ultrapassadas é inferior a 15%.

O valor do percentil 85 de todos os defletogramas do subtrecho, para o conjunto de deflexões medidas por cada sensor, é determinado através da seguinte expressão:

$$P_{85} = D + 1,04 \sigma_D \quad (2.20)$$

em que:

D – Deflexão média em cada subtrecho;

σ_D – Desvio padrão em cada subtrecho

Determinado o defletograma fictício correspondente ao percentil 85 de todos os defletogramas do subtrecho, seleciona-se o defletograma real mais próximo daquele, que será o representativo do subtrecho homogéneo (Branco et al. 2008).

2.2.4 Determinação dos Módulos de Deformabilidade

O cálculo dos módulos de deformabilidade das diferentes camadas de um pavimento flexível é efetuado a partir de um processo designado por análise inversa ou retroanálise. O método baseia-se

na definição das características mecânicas e geométricas das diferentes camadas do pavimento existente, nomeadamente os módulos de deformabilidade, coeficientes de Poisson e espessuras.

Os módulos de deformabilidade das camadas são estimados, sendo os coeficientes de Poisson os representativos de cada material e as espessuras obtidas por prospeção mecânica ou por equipamento do tipo georadar.

Recorrendo-se a um programa de cálculo do estado tensão-deformação (por exemplo, o BISAR ou o ELSYM5), que considera comportamentos elástico-lineares, introduzem-se os parâmetros atrás referidos, as posições dos sensores e a carga aplicada no ensaio.

O cálculo é um processo iterativo que tem por objetivo obter um defletograma teórico que é comparado com a bacia de deflexões características resultante dos ensaios de carga, a qual é representativa da subsecção, determinada pelo método da AASHTO.

Este processo evolui por tentativas, aumentando-se ou reduzindo-se os módulos de deformabilidade das camadas até que o erro entre as deflexões medidas pelos ensaios de carga representativas do subtrecho uniforme e as deflexões calculadas seja razoavelmente baixo, sendo aceitável desvios da ordem dos 5%, que correspondem a erros nos módulos de deformabilidade das camadas da ordem de 5% a 10% (Antunes 1993).

- Correção dos Módulos de Deformabilidade das Camadas Betuminosas devido ao Efeito da Temperatura

Para além da possibilidade de execução da correção da deflexão máxima obtida nos ensaios de carga devido ao efeito da temperatura, abordada anteriormente, a correção pode, em vez disso, ser realizada através da correção dos módulos de deformabilidade.

Assim, considerando que durante a realização dos ensaios de carga, as temperaturas das misturas betuminosas não se encontram à temperatura de projeto preconizada no dimensionamento, é necessário estimar os módulos de deformabilidade das camadas betuminosas existentes para a temperatura de projeto.

Para proceder à correção dos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas podem utilizar-se várias metodologias, que se podem agrupar em dois tipos: os métodos diretos e os métodos indiretos (Murtinheira 2011).

Os métodos diretos permitem obter a relação entre dois módulos de deformabilidade correspondentes a temperaturas diferentes, enquanto os métodos indiretos possibilitam a determinação do fator de correlação entre um módulo de deformabilidade correspondente a uma determinada temperatura e o módulo de deformabilidade respeitante a uma temperatura de referência definida. Neste segundo grupo de métodos, o procedimento de correção desenvolve-se em duas etapas, em que na primeira se procede à determinação do módulo de deformabilidade para a temperatura de referência, seguindo-se na segunda etapa o cálculo do módulo de deformabilidade correspondente à temperatura pretendida (temperatura de serviço).

Em seguida apresentam-se alguns dos métodos existentes:

- **Métodos Diretos**

- **Método Bells3**

No âmbito deste método foi desenvolvida a seguinte expressão (FHWA 2000):

$$E_{TS} = ATAF \times E_{TE} \quad (2.21)$$

em que:

E_{TS} - Módulo de deformabilidade correspondente à temperatura de serviço (MPa);

E_{TE} - Módulo de deformabilidade correspondente à temperatura de ensaio (MPa);

ATAF – Fator de correção do módulo de deformabilidade devido ao efeito da temperatura.

O fator de correção do módulo de deformabilidade é calculado através da seguinte fórmula:

$$ATAF = 10^{\text{slope} \times (TS-TE)} \quad (2.22)$$

em que:

TS – temperatura de serviço;

TE – Temperatura de ensaio.

slope – constante que depende das características da mistura betuminosa e da latitude do local, sendo recomendados para o centro das vias e para as zonas de rodovia, respetivamente os valores de - 0,021 e de - 0,0195.

- **Método proposto por Picado-Santos (Murtinheira 2011)**

Nesta metodologia são propostas as expressões a seguir indicadas, para a determinação do módulo de deformabilidade para a temperatura de serviço:

$$E_{TS} = E_{TE} \times K \quad (2.23)$$

sendo:

E_{TS} – Módulo de deformabilidade para a temperatura de serviço TS;

E_{TE} - Módulo de deformabilidade para a temperatura de ensaio TE;

K – Fator de correção do módulo de deformabilidade.

O fator de correção do módulo de deformabilidade é calculado recorrendo-se à seguinte fórmula:

$$K = E_{TS}^{(Shell)} / E_{TE}^{(Shell)} \quad (2.24)$$

em que:

$E_{TS}^{(Shell)}$ – Estimativa do módulo de deformabilidade para a temperatura de serviço, obtida através do método da Shell;

$E_{TE}^{(Shell)}$ – Estimativa do módulo de deformabilidade para a temperatura de ensaio, obtida através do método da Shell.

- **Métodos Indiretos**

- **Método proposto por Antunes**

A fórmula proposta por Antunes (1993) adota como referência o módulo de deformabilidade para a temperatura a 20 °C:

$$E_T = (1,635 - 0,0317 \times T) \times E_{20} \quad (2.25)$$

sendo:

T – temperatura em °C;

E_T – Módulo de deformabilidade correspondente à temperatura T (MPa);

E_{20} - Módulo de deformabilidade para a temperatura de 20°C.

- **Método proposto por Ali e Tayabji**

Esta metodologia adota a temperatura de referência a 21 °C, sendo proposta a utilização da seguinte expressão (Ali and Tayabji 1998):

$$E_T = e^{9,37196 - 0,03608145 \times T} \quad (2.26)$$

E_T – Módulo de deformabilidade relativo à temperatura T (MPa);

T – Temperatura à profundidade de 25 mm abaixo da superfície do pavimento (°C).

O fator de correção da temperatura pode ser determinado através da fórmula a seguir indicada:

$$C = E_{21} / E_T = e^{9,37196 - 0,03608145 \times 21} / e^{9,37196 - 0,03608145 \times T \times T}$$
$$C = E_{21} / E_T = e^{0,03608145 \times T - 0,75771} \quad (2.27)$$

O procedimento desenvolve-se em duas fases, em que na primeira se determina o módulo de deformabilidade para a temperatura de referência (E_{21}), multiplicando o fator de correção C pelo módulo de deformabilidade estimado para a temperatura verificada nas camadas betuminosas, T, durante os ensaios de carga. Na segunda etapa, calcula-se o valor do módulo de deformabilidade correspondente à temperatura de projeto E_T , dividindo o módulo de deformabilidade para a temperatura de referência (E_{21}) pelo fator de correção C."

- **Método do LNEC**

A fórmula desenvolvida pelo LNEC (2005) adota a temperatura de referência de 20 °C, sendo representada pela seguinte expressão:

$$E_T / E_{20}^{\circ C} = -0,0282 \times T + 1,5562 \quad (2.28)$$

Sendo:

E_T – Módulo de deformabilidade à temperatura T;

$E_{20}^{\circ C}$ - Módulo de deformabilidade à temperatura de referência de 20°C;

T – Temperatura de ensaio.

Método de Ullidtz and Peattie

A fórmula proposta por (Ullidtz and Peattie 1982) adota como referência o módulo de deformabilidade a 15°C:

$$E_T / E_{15}^{\circ C} = 1 - 1,384 \times \log_{10}(T / 15) \quad (T > 1^{\circ C}) \quad (2.29)$$

em que:

E_T – Módulo de deformabilidade à temperatura T;

$E_{15}^{\circ C}$ - Módulo de deformabilidade à temperatura de referência de 15 °C;

T – Temperatura de ensaio.

- Correção do Módulo de Deformabilidade do Solo de Fundação devido ao Teor de Humidade

Considerando a época do ano em que foram medidas as deflexões, segundo o InIR (2009) será necessário efetuar uma correção ao módulo de deformabilidade do solo de fundação, dividindo o valor deste pelo fator indicado no quadro 2.4. Findo o processo obtêm-se os módulos de deformabilidade característicos do estado estrutural do pavimento.

Quadro 2.4 – Coeficientes de correção do módulo de deformabilidade do solo de fundação devido à humidade (adaptado de InIR, 2009)

Tipo de Fundação	Coeficiente de Correção		
	Período Seco (Medições realizadas num mês seguido de dois meses secos)	Período Intermédio (Medições realizadas num mês seguido de um mês seco)	Período Húmido (Medições realizadas num mês seguido de um mês húmido)
Solos Seleccionados	1,30	1,15	1,00
Solos Inferiores	1,45	1,25	1,00

No início do processo iterativo de retroanálise os módulos de deformabilidade dos materiais podem ser estimados através de fórmulas expeditas.

Os módulos de deformabilidade do solo de fundação podem ser estimados através da utilização das seguintes expressões:

$$E_{sf} = 10 \times \text{CBR} \text{ (Shell 1978)} \quad (2.30)$$

em que:

E_{sf} - Módulo de deformabilidade (MPa);

CBR - Índice CBR (Californian *Bearing Ratio* - *Índice californiano de capacidade de carga do solo*), em percentagem.

$$E_{sf} = 17,6 \times \text{CBR}^{0,64} \text{ (Powell et al. 1984)} \quad (2.31)$$

Os módulos de deformabilidade dos materiais granulares (E_g) podem ser estimados recorrendo-se à seguinte expressão:

$$E_g = k \times E_{sf} \text{ (Claessen et al. 1977)} \quad (2.32)$$

sendo:

$$k = 0,2 \times h_g^{0,45}$$

E_g - Módulo de deformabilidade da camada granular (MPa);

E_{sf} - Módulo de deformabilidade (MPa);

h_g - Espessura da camada granular sobre o solo de fundação (mm).

Sendo o pavimento constituído por duas camadas granulares (sub-base e base), o módulo de deformabilidade da sub-base é calculado pela expressão atrás indicada, enquanto o módulo de deformabilidade da camada de base é determinado pela mesma expressão, substituindo-se, no entanto, o módulo de deformabilidade do solo de fundação (E_{sf}) pelo módulo da camada de sub-base.

2.2.5 Determinação da Vida Restante dos Pavimentos - Capacidade de Carga dos Pavimentos

A vida restante de um pavimento é o número máximo de passagens do eixo padrão que a estrutura ainda suporta sem que atinja a ruína.

A avaliação da capacidade de carga de um pavimento tem em vista verificar se a vida restante do pavimento é suficiente para ele suportar a ação do tráfego relativo ao horizonte de projeto, para que caso não o seja, ser promovido o respetivo reforço (Antunes 1993).

Considerando os módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson dos materiais que constituem a estrutura de pavimento existente, que foram obtidos na seção anterior, e tendo em conta as espessuras das camadas do pavimento e o carregamento adotado para o eixo padrão, determinam-

Análise comparativa de soluções adotadas para a reabilitação de pavimentos flexíveis que integram a rede rodoviária nacional

se, recorrendo-se ao programa de cálculo automático BISAR, a extensão máxima de tração ocorrida na base das camadas betuminosas (ε_t) e a extensão máxima de compressão instalada no topo da fundação (ε_f).

A partir dos valores das extensões máximas obtidos, e com base nas leis de fadiga e de deformação permanente propostas no método empírico-mecanicista da Shell, determina-se o número acumulado de eixos padrão admissíveis, ou seja a vida restante do pavimento existente.

Caso a vida restante do pavimento existente seja inferior ao número acumulado de eixos padrão correspondente ao horizonte de projeto, deverão ser adotadas medidas conducentes ao aumento da capacidade de carga do pavimento, materializadas por um reforço.

2.3 Breve Referência à Metodologia Utilizada no Dimensionamento do Reforço de Pavimentos

Tendo em vista obter-se uma melhor compreensão do capítulo 3, apresenta-se uma breve referência à metodologia utilizada no dimensionamento de reforços de pavimentos.

A metodologia normalmente empregue na realização do dimensionamento do reforço de pavimentos, tem por base métodos empírico-mecanicistas, os quais recorrem ao cálculo dos estados de tensão e de deformação instalados na estrutura do pavimento e na respetiva fundação, resultantes da ação dos veículos pesados.

Os estados de tensão e deformação são calculados, considerando que os materiais que constituem as diversas camadas do pavimento têm um comportamento elástico linear, tal como referido em 2.1.1.

O dimensionamento de um reforço de pavimento engloba essencialmente as seguintes etapas:

a) Realização de ensaios de carga

A realização de ensaios de carga do pavimento existente permite estimar as características de deformabilidade do pavimento e estabelecer o modelo de comportamento estrutural do mesmo. São geralmente utilizados ensaios de carga efetuados por equipamentos que aplicam cargas dinâmicas num local fixo (defletómetro de impacto), ou por equipamentos que aplicam cargas rolantes (viga Benkelman). De acordo com o definido na disposição normativa “*Indicadores de Estado de Conservação dos Pavimentos*” do INIR – Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, IP, o equipamento a utilizar para os ensaios de carga, deve ser um defletómetro de impacto ou outro equipamento similar que meça as deflexões à superfície de um pavimento devidas à aplicação de uma carga dinâmica.

b) Caracterização do pavimento existente

A caracterização do pavimento existente, tem em vista a determinação da natureza e das espessuras das camadas que constituem o pavimento, sendo efetuada com recurso a sondagens. Os materiais ligados podem ser recolhidos pela extração de tarolos, enquanto os materiais não ligados são acessíveis pela realização de poços. No entanto, estes métodos são destrutivos e não permitem uma identificação, em contínuo, da estrutura de pavimento no troço em estudo.

O registo contínuo das características da estrutura de pavimento pode ser obtido através de um método não destrutivo, recorrendo-se ao equipamento Radar de Prospeção (*GPR – Ground Penetrating Radar*), que genericamente é constituído por dois pares de antenas que emitem ondas eletromagnéticas. O tempo de percurso e a velocidade das ondas que se propagam através das camadas, permitem determinar as características dos materiais e as espessuras das camadas (Alves 2007).

Em simultâneo é efetuada a inventariação das degradações existentes, com o objetivo de serem definidos eventuais trabalhos preparatórios a realizar previamente à execução do reforço do pavimento, e para uma melhor interpretação dos ensaios de carga.

c) Definição das ações

A ação resultante da aplicação repetida das cargas dos rodados dos veículos será estabelecida através da determinação do tráfego, designadamente do tráfego médio diário anual de veículos pesados (TMDAp), por sentido de circulação, na via mais solicitada, ao longo do período de dimensionamento, normalmente 10 anos para projetos de reforços de pavimentos flexíveis.

Para o horizonte de projeto, ter-se-á em conta o número previsto, acumulado de eixos padrão (N_p), que resulta do número acumulado de veículos pesados afetado do fator de agressividade do tráfego relativo à carga padrão de 80 ou 130 kN (InIR, 2009 b).

d) Análise do comportamento da estrutura, comparando o estado de tensão-deformação induzido nos materiais com os valores considerados admissíveis.

Na análise das soluções estruturais adotadas para o reforço do pavimento, são tidos em conta os principais mecanismos de degradação, para os quais são definidos critérios de ruína, descritos em 2.1.1, a saber:

- Fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas, traduzido pela limitação da percentagem de área do pavimento fendilhada;
- Deformação permanente, traduzida pela limitação do assentamento observável à superfície.

Os materiais a utilizar nos reforços de pavimento são normalmente misturas betuminosas tradicionais do tipo betão betuminoso, tal como é indicado na norma NP EN 13108-1 (IPQ 2008).

Com vista a definir-se uma espessura aproximada da(s) camada(s) betuminosa(s) a utilizar no reforço, efetua-se um pré-dimensionamento do pavimento recorrendo-se ao MACOPAV.

Após a determinação dos módulos de deformabilidade característicos dos materiais que constituem as diversas camadas do pavimento existente, de acordo com a metodologia descrita na secção 2.2.5, obtém-se o(s) módulo de deformabilidade da(s) camada(s) de reforço para a temperatura de serviço, recorrendo-se ao método da Shell e definem-se os coeficientes de Poisson, que segundo o MACOPAV, variam entre 0,40 para a fundação e 0,35 para as restantes camadas.

Na sequência, identificam-se as espessuras das camadas do pavimento existente e a(s) espessura(s) estimada(s) da(s) camada(s) de reforço e o carregamento adotado para o eixo padrão e efetua-se a análise do estado de tensão-deformação do pavimento, através do programa de cálculo automático BISAR, determinando-se a extensão máxima de tração ocorrida na base das camadas betuminosas (ϵ_t) e a extensão máxima de compressão instalada no topo da fundação (ϵ_f), induzidas pelo eixo padrão no pavimento.

O cálculo é um processo de evolui por tentativas (iterativo), em que se aumenta ou reduz a espessura da(s) camada(s) de reforço, até que se verifique que a extensão máxima de tração instalada na base das camadas betuminosas e a extensão máxima de compressão ocorrida no topo da fundação, induzidas pelo eixo padrão no pavimento, cumprem as extensões limites admissíveis definidas pelos critérios de dimensionamento.

Considerando as extensões máximas de tração e de compressão resultantes da passagem dos eixos padrão e tendo por base as leis de fadiga e de deformação permanente adotadas pelo método da Shell, determina-se o número máximo admissível de passagem de eixos padrão.

e) Verificação ao Dano

Sendo conhecidos o número máximo de eixos padrão de dimensionamento (N_p) e o número máximo admissível de eixos padrão (N_a), é possível determinar-se a percentagem de resistência que se gasta, ou seja a percentagem de Dano (D), através da seguinte expressão (Branco *et al.* 2008):

$$D = (N_p / N_a) \times 100 (\%) \quad (2.33)$$

sendo:

N_p - número máximo de eixos padrão de dimensionamento;

N_a - número máximo admissível de eixos padrão.

Assim, para o mecanismo de ruína que determina a dimensão do pavimento, se:

$D > 100\%$, o pavimento está subdimensionado;

$D < 80\%$, o pavimento está sobredimensionamento;

$80\% < D < 100\%$, o pavimento está bem dimensionado.

2.4 Soluções Tipo Adotadas para a Reabilitação Estrutural de Pavimentos – Misturas Betuminosas Fabricadas a Quente

A reabilitação estrutural de um pavimento existente consiste na materialização de um reforço do mesmo, através da aplicação de novas camadas de misturas betuminosas, que tradicionalmente são constituídas por uma camada de desgaste em betão betuminoso (AC 14 surf), ou por camadas de ligação / regularização do tipo AC 20 bin/reg), de que resulta o aumento da capacidade de carga do pavimento.

De forma menos tradicional, e portanto de utilização menos comum em reforços de pavimentos, aplicam-se outras soluções: misturas betuminosas de alto módulo (AC 16 bin 10/20); microbetão rugoso (AC 10 surf) sobre uma camada subjacente de betão betuminoso (AC 14 bin); betão betuminoso drenante (PA 12,5) sobre uma camada subjacente de betão betuminoso convencional (AC 14 bin); misturas betuminosas com betume modificado com borracha; misturas betuminosas recicladas a quente, em central e *in situ*; grelhas de fibra de vidro e de fibra de carbono.

Nas ações de reabilitação dos pavimentos flexíveis é normalmente considerado um período de vida útil da ordem dos 10 anos.

Quando um pavimento carece de reabilitação estrutural é por vezes necessária a execução de trabalhos de reabilitação preparatórios, sendo os mais comuns: saneamentos, fresagens, reperfilamentos de depressões e selagem/tratamento de fendas. Estes trabalhos prévios devem ser efetuados para retardar a propagação das patologias para as camadas de reforço.

Um dos trabalhos preparatórios que não configuram uma intervenção direta no pavimento existente, mas que muitas vezes assume uma importância relevante na eficácia do comportamento estrutural do pavimento, é a drenagem interna e externa que contribui significativamente para a eliminação ou retardamento de problemas estruturais. Os trabalhos de melhoria da drenagem são normalmente materializados pela execução/remodelação de valetas de plataforma associadas, ou não, a drenos longitudinais de rebaixamento de nível freático, e pela realização de passagens hidráulicas.

As misturas betuminosas fabricadas a quente são constituídas por agregados e betume, sendo o fabrico efetuado numa central após o aquecimento dos constituintes.

O estabelecimento das dosagens adequadas de agregado e de ligante resultam da formulação da mistura betuminosa, que, de forma sucinta, consiste na seleção e no estabelecimento das quantidades dos seus constituintes (agregados e betume), com base em determinados requisitos a cumprir pela mistura betuminosa, conforme a norma NP EN 13108-1 (IPQ 2008).

Em Portugal, o método de formulação mais utilizado nas misturas betuminosas a quente é o método de Marshall. Trata-se de um método empírico, sendo atualmente o método preconizado no Caderno de Encargos da EP (CEEP 2011), o qual segue de perto a NP EN 13108-1 (IPQ 2008).

Nas misturas densas convencionais, o mástique que é constituído pela mistura de filer mais betume tem como principal função o envolvimento e aglutinação dos agregados grossos da mistura betuminosa, preenchendo parte dos vazios existentes no esqueleto mineral, contribuindo para a compacidade, a impermeabilidade e trabalhabilidade da mistura betuminosa.

O filer é constituído pela fração granulométrica mais fina da mistura. A maior parte do material passa no peneiro de 0,063 mm, sendo fundamental para a qualidade do mástique.

O filer comercial a incorporar em misturas betuminosas deve ser de natureza calcária, cimento do tipo Portland, cal hidráulica ou cinzas volantes, devendo a sua granulometria respeitar os requisitos constantes na norma NP EN 13043, conforme indicado no quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Fuso granulométrico do filler comercial (CEEP 2011)

Dimensão dos peneiros (mm)	Norma de Ensaio	Percentagem acumulada do material passado	
		Limites inferiores e superiores para resultados individuais	Amplitude máxima da granulometria declarada pelo produtor
2	EN 933-11	100	--
0,125		85 - 100	10
0,063		70 - 100	10
a) Ver norma NP EN 13043, secção 5.2.1			

As propriedades dos agregados utilizados no fabrico das misturas betuminosas deverão respeitar o estabelecido na norma NP EN 13043. O Caderno de Encargos da EP (CEEP 2011) abrange as misturas betuminosas incluídas no grupo do betão betuminoso especificadas na norma NP EN 13108-1, as misturas que integram o grupo do betão betuminoso drenante, cujos requisitos se encontram definidos na norma EN 13108-7, e o grupo das misturas betuminosas com betume modificado com borracha, cujo fuso granulométrico não se enquadra em qualquer norma europeia da série EN 13108, mas pode encontrar-se em documentos de aplicação emitidos, em Portugal, pelo LNEC.

O ligante a utilizar nas misturas betuminosas de alto módulo é constituído por um betume duro 10/20, devendo cumprir os requisitos preconizados na norma NP EN 13924, enquanto o ligante a empregar nas misturas betuminosas rugosas e drenantes poderá ser constituído por betumes modificados com polímeros (PMB 10/40, PMB 25/55, PMB 45/80 e PMB 65/105), cujos requisitos devem respeitar a norma EN 14023. Para as restantes misturas betuminosas, o respetivo ligante poderá ser constituído por betume 35/50 ou 50/70, cujos requisitos devem respeitar a norma NP EN 12591.

No quadro 2.6 são apresentadas as designações das misturas betuminosas incluídas no grupo do betão betuminoso (NP EN 13108-1), bem como uma comparação com as designações antigas utilizadas em Portugal.

Quadro 2.6 – Designações das misturas betuminosas incluídas no grupo do betão betuminoso (CEEP 2011)

Camada	Designação anterior	Designação atual
Base	Macadame Betuminoso Fuso B	AC 32 base <i>ligante</i> (MB)
	Macadame Betuminoso Fuso A	AC 20 base <i>ligante</i> (MB)
	Mistura Betuminosa de Alto Módulo	AC 20 base <i>ligante</i> (MBAM)

Quadro 2.6 (Continuação) – Designações das misturas betuminosas incluídas no grupo do betão betuminoso (CEEP 2011)

Camada	Designação anterior	Designação atual
Ligação	Macadame Betuminoso Fuso A	AC 20 bin <i>ligante</i> (MB)
	Mistura Betuminosa Densa	AC 20 bin <i>ligante</i> (MBD)
	Mistura Betuminosa de Alto Módulo	AC 16 bin <i>ligante</i> (MBAM)
	Betão Betuminoso	AC 14 bin <i>ligante</i> (BB)
	Argamassa Betuminosa com betume modificado	AC 4 bin <i>ligante</i> (AB)
Regularização	Macadame Betuminoso Fuso A	AC 20 reg <i>ligante</i> (MB)
	Mistura Betuminosa Densa	AC 20 reg <i>ligante</i> (MBD)
	Betão Betuminoso	AC 14 reg <i>ligante</i> (BB)
	Argamassa Betuminosa com betume modificado	AC 4 reg <i>ligante</i> (AB)
Desgaste	Betão Betuminoso	AC 14 surf <i>ligante</i> (BB)
	Betão Betuminoso Rugoso	AC 14 surf <i>ligante</i> (BBr)
	(micro) Betão Betuminoso Rugoso	AC 10 surf <i>ligante</i> (mBBr)

AC – designação do produto, cujo termo em inglês é “Asphalt Concrete”;

ligante – classe a definir ;

base – referente à camada de base, cujo termo em inglês é similar “base course”;

bin – referente à camada de ligação, cujo termo em inglês é “binder course”, de espessura constante;

reg – referente à camada de regularização, cujo termo em inglês é “regulating course”, de espessura variável;

surf – referente à camada de desgaste, cujo termo em inglês é “surface course”.

As misturas betuminosas do grupo betão betuminoso drenante apresentam na designação atual a sigla (PA), a abertura do peneiro superior que pode reter material (D) e a designação do betume, tendo sido adicionada a sigla (BBd) respeitante ao betão betuminoso drenante, de acordo com o estabelecido na norma EN 13108-7.

2.5 Tratamentos Antifendas

A colocação de uma camada de reforço num pavimento existente que apresente significativo fendilhamento terá como consequência a propagação das fendas para a camada de reforço.

Sob a ação do tráfego e das variações de temperatura, geram-se tensões de tração elevadas que são superiores às admissíveis na zona inferior das camadas betuminosas de reforço, junto às fendas das camadas betuminosas subjacentes, decorrendo desta concentração de tensões a iniciação da propagação das fendas.

Quando se inicia o processo de propagação das fendas na camada de reforço, irá aparecer à superfície um padrão de fendilhamento idêntico ao existente nas camadas subjacentes, podendo verificar-se que o fendilhamento na nova camada é uma imagem refletida do fendilhamento existente, que se designa por “reflexão de fendas” (Branco et al. 2008).

A propagação das fendas compromete o desempenho e a duração do reforço conduzindo à perda prematura da capacidade estrutural. Com vista à resolução desta situação podem ser utilizadas duas

Análise comparativa de soluções adotadas para a reabilitação de pavimentos flexíveis que integram a rede rodoviária nacional

metodologias, uma que visa a eliminação da origem da propagação das fendas, e outra que tem por objetivo o retardamento da propagação destas.

No que se refere à primeira metodologia, é de uso mais comum a técnica da fresagem, ou a técnica da reciclagem da camada fendilhada, que implica a correção da composição granulométrica e a adição de ligante.

Quanto à segunda metodologia, é corrente utilizarem-se interfaces constituídos por grelhas, armaduras, geossintéticos ou interfaces designados por SAM (*Stress Absorving Membrane*) ou SAMI (*Stress Absorving Membrane Interlayer*).

A aplicação de uma camada em mistura betuminosa com betume modificado com borracha sobre pavimentos fendilhados tem demonstrado ser uma opção viável como técnica de retardamento da propagação de fendas (Minhoto 2005; Batista 2005; Pais et al. 2008).

O retardamento da propagação de fendas pode também ser alcançado através da aplicação de camadas de reforço mais espessas, que implicam a redução das tensões na parte inferior das camadas de reforço junto aos bordos das fendas e o aumento do percurso da fenda (Branco *et al.* 2008). No entanto, esta solução é gravosa no ponto de vista económico, o que a torna numa opção de difícil utilização.

2.5.1 Grelhas e Armaduras

O princípio de funcionamento das grelhas e armaduras consiste na absorção das elevadas tensões de tração que se concentram nos bordos das fendas, não permitindo que estas se transmitam diretamente para o reforço, conseguindo-se assim o retardamento da propagação das fendas.

As grelhas são materiais sintéticos, dotadas de aberturas em forma de rede quadrada ou retangular, apresentando um módulo de deformabilidade elevado, sendo constituídas por polipropileno, poliéster, fibra de vidro e fibra de carbono.

A técnica de utilização de grelhas consiste na aplicação deste interface sobre o pavimento antigo que se encontra fendilhado, seguido da aplicação da camada de reforço. Na figura 2.15 está representada uma grelha de fibra de carbono.



Figura 2.15 – Grelha de fibra de carbono (Sokolov 2006)

As armaduras utilizam-se fundamentalmente na resolução dos casos mais graves de fendilhamento, sendo constituídas normalmente por malha de aço, conforme se ilustra na figura 2.16.

A utilização de armaduras como tratamento retardador de propagação de fendas é materializada pela colocação da malha metálica sobre o pavimento existente que se encontra fendilhado, seguido da execução da camada de reforço.



Figura 2.16 – Pormenor de malha de aço (Neves and Alves 2008)

2.5.2 SAM, SAMI e Geossintéticos

Os interfaces SAM consistem num tratamento superficial sobre a camada fendilhada existente com betume, modificado com polímeros ou com borracha reciclada de pneus, que absorvem parcialmente as tensões criadas pelo movimento dos bordos das fendas, retardando o seu processo de propagação.

Os interfaces SAMI são constituídos por camadas de reduzida espessura, constituídas por betume modificado no qual é misturado um agregado de pequenas dimensões, que se designam normalmente por argamassas betuminosas. São camadas bastante elásticas que absorvem de forma parcial as tensões criadas pelo movimento dos bordos das fendas, deformando-se sem fendilhar, retardando assim o processo de propagação das fendas (Branco *et al.* 2008).

Os interfaces SAMI são aplicados entre a camada existente fendilhada e a nova camada de reforço. Na figura 2.17 encontra-se representado o processo de aplicação de um SAMI com betume modificado com borracha reciclada de pneus.



Figura 2.17 – Aplicação de SAMI com betume modificado com borracha (RECIPAV 2011)

Os geotêxteis impregnados com betume absorvem parcialmente as tensões de tração geradas na base da camada de reforço, junto aos bordos das fendas, de que resulta o retardamento da propagação das fendas.

Os geotêxteis são constituídos por fios de polipropileno ou poliéster, impregnados com betume modificado com polímeros, de que resulta uma manta de reduzida espessura.

À semelhança das interfaces referidas anteriormente, os geotêxteis são aplicados entre a camada antiga fendilhada e a nova camada de reforço.

2.5.3 Vantagens e Desvantagens – Trechos Experimentais Executados na EN 118

No âmbito do protocolo de cooperação existente entre a EP e o LNEC, foi efetuado um estudo de técnicas a aplicar no reforço de pavimentos flexíveis fendilhados, tendo por base a obra de beneficiação da EN 118, entre o km 28+100 e o km 43+100, executada em 1998 (Relatório 255/06-NIT).

O pavimento do referido troço da EN 118 apresentava um avançado estado de ruína estrutural, com fendilhamento muito significativo (classes de fendilhamento III e IV, de acordo com a classificação AASHTO). A referida obra de beneficiação contemplou a execução de diversos trechos experimentais, utilizando diversas técnicas destinadas a retardar a propagação de fendas.

Procurou-se que as secções piloto apresentassem condições semelhantes, do ponto de vista de comportamento estrutural do pavimento existente.

No âmbito da beneficiação do pavimento foram adotadas 5 tipos de intervenção, constituídas pelas seguintes soluções:

- a) Trecho de referência que não integrou a utilização de qualquer técnica antifendas, que consistiu na execução de um reforço materializado pela aplicação de uma camada de AC 20 bin/reg, com espessura de 0,11m, seguida de uma camada de desgaste em AC 10 surf (mBBr), com espessura de 0,03m;
- b) Aplicação de armadura (grelha metálica) coberta com slurry seal sobre o pavimento existente, a que se seguiu a colocação de uma camada de AC 20 bin/reg, com espessura de 0,11m, e de uma camada de desgaste em AC 10 surf (mBBr), com espessura de 0,03m. Na aplicação da grelha metálica sobre o pavimento existente foi necessário efetuar uma pregagem nos primeiros 0,50m, por forma a ser garantida uma fixação adequada, sendo o alisamento da armadura assegurado por passagem com o cilindro;
- c) Colocação de SAMI constituído por argamassa betuminosa com betume modificado sobre o pavimento existente, seguida da aplicação de uma camada de AC 20 bin/reg, com espessura de 0,11m, e de uma camada de desgaste em AC 10 surf (mBBr), com espessura de 0,03m;
- d) Aplicação de geotêxtil impregnado com emulsão betuminosa sobre o pavimento existente, seguido da colocação de uma camada de AC 20 bin/reg, com espessura de 0,11m, seguida

de uma camada de desgaste em AC 10 surf (mBBr), com espessura de 0,03m. A colocação do geotêxtil foi precedida da aplicação de uma rega de emulsão betuminosa com betume modificado;

- e) Execução de reforço constituído por uma camada de base tratada com emulsão betuminosa, com 0,14m de espessura (*grave-emulsão*) e por uma camada de desgaste em AC 10 surf (mBBr), com 0,03m de espessura.

Em 1997 (antes da reabilitação) e em 1998 (após a reabilitação) foram efetuadas caracterizações da capacidade de carga dos pavimentos, através da realização de campanhas de ensaios de carga com o FWD, que permitiram a estimação dos módulos de deformabilidade a partir dos valores das deflexões, recorrendo-se ao processo de retroanálise. Os resultados obtidos para as camadas de reforço e do pavimento existente, estão de acordo com a experiência adquirida para este tipo de materiais.

Em 2005, após 7 anos da conclusão da obra de reabilitação, realizaram-se campanhas de caracterização estrutural através de ensaios de carga e de observação do estado superficial do pavimento. Os módulos de deformabilidade obtidos para os materiais que constituem o reforço e o pavimento existente não sofreram variações significativas desde a conclusão da obra, em 1998, até 2005.

Considerando as previsões de tráfego que serviram de base ao dimensionamento do reforço, verificou-se que, em 2005, já estava ultrapassado o tráfego de projeto.

Os resultados da observação superficial do pavimento, permitiram concluir que nos primeiros 3 anos após a conclusão da obra não foram verificadas quaisquer anomalias superficiais. Em 2005, após 7 anos de conclusão da reabilitação, a campanha de observação da superfície do pavimento, permitiu constatar o seguinte para cada tipo de solução utilizada:

- a) Trecho de referência: Apresentava fendilhamento à superfície;
- b) Armadura (grelha metálica): Não apresentava fendilhamento à superfície;
- c) SAMI constituído por argamassa betuminosa: Apresentava fendilhamento à superfície;
- d) Geotêxtil impregnado com emulsão betuminosa: Apresentava fendas muito pontualmente;
- e) Camada de base tratada com emulsão betuminosa: Apresentava fendilhamento à superfície (sendo a solução com pior desempenho).

Assim, neste estudo foi possível concluir que os tratamentos para retardamento da propagação de fendas que mostraram melhor eficácia, foram a grelha metálica e o geotêxtil impregnado com emulsão betuminosa.

As principais vantagens da utilização de técnicas que visam o retardamento da propagação das fendas são as seguintes:

- Impacto positivo no ponto de vista ambiental, materializado pela redução de fresagens das camadas betuminosas existentes, com reflexos na redução do uso de recursos naturais (agregados e ligantes), e na eliminação de resíduos a vazadouro;
- Impermeabilização do pavimento que, mesmo na situação em que a camada reforço apresenta fendilhamento, dificulta a infiltração da água para as camadas subjacentes, o que impede a perda prematura da capacidade estrutural do pavimento, conseguindo-se deste modo o prolongamento da duração da infraestrutura.

Os principais problemas que podem surgir com a utilização de técnicas que visam o retardamento da propagação das fendas são os seguintes:

- Falta de ligação adequada com as camadas de suporte, de que resulta um deficiente funcionamento estrutural do conjunto;
- Difícil aplicação de geotêxtil e de armaduras em traçados sinuosos;
- A colocação de grelhas, armaduras ou geossintéticos carece de uma camada de suporte regular, pelo que poderá ser necessário aplicar uma mistura betuminosa de pré-regularização antes dos interfaces.

Os tratamentos retardadores da propagação de fendas, nomeadamente as grelhas, as armaduras e os geotêxteis, apresentam uma maior dificuldade ao nível do processo construtivo e um custo de execução significativo. Outra das dificuldades decorrentes da aplicação dos tratamentos atrás referidos, prende-se com o facto de prejudicarem a realização futura de reciclagem do pavimento, podendo mesmo tornar inviável a execução desta técnica.

2.6 Considerações Finais

Neste capítulo é feita uma revisão geral sobre pavimentos flexíveis, onde foram abordados os temas respeitantes aos mecanismos de degradação, às famílias de degradações, à avaliação da capacidade de carga dos pavimentos, à metodologia utilizada no dimensionamento do reforço de pavimentos, sendo também efetuada uma descrição e caracterização das soluções adotadas para a reabilitação estrutural de pavimentos e dos tratamentos antifendas.

A identificação das famílias de patologias que podem ser desenvolvidas pelos pavimentos flexíveis, foi efetuada de acordo com o definido no Catálogo de Degradações dos Pavimentos Rodoviários da EP.

Descreveram-se de forma sucinta as principais características de deformabilidade das misturas betuminosas.

Foi efetuada a caracterização da avaliação da capacidade de carga dos pavimentos, tendo sido apresentados vários métodos de avaliação estrutural dos pavimentos, com particular enfoque para os ensaios com a Viga Benkelman e o Defletómetro de Impacto. Foram ainda tratadas as metodologias

para a determinação dos módulos de deformabilidade das diferentes camadas de um pavimento flexível e para a determinação da vida restante dos pavimentos.

O desenvolvimento do tema respeitante às metodologias utilizadas no dimensionamento do reforço de pavimentos, teve por base os métodos empírico-mecanicistas, que recorrem ao cálculo do estado de tensão e de deformação instalados na estrutura do pavimento e na respetiva fundação.

Por último, foi efetuada uma descrição das principais soluções adotadas para a reabilitação estrutural de pavimentos, utilizando-se misturas betuminosas fabricadas a quente, tendo sido igualmente apresentados os tratamentos antifendas que são de uso mais corrente.

3 CASO DE ESTUDO – REABILITAÇÃO DO PAVIMENTO DO IC 20

3.1 Caracterização de Grelhas de Fibra de Vidro e de Fibra de Carbono

3.1.1 Introdução

Nas secções seguintes é apresentado um caso de estudo, onde é efetuada uma análise de três soluções possíveis para a reabilitação estrutural do pavimento do IC 20, entre Almada e a Costa de Caparica. Faz-se a descrição da solução projetada pela EP (Direção de Estradas de Setúbal), patenteada em concurso público internacional lançado em 2007, constituída pela aplicação de grelhas de fibra de vidro e grelhas de fibra de carbono, seguidas da colocação de uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com betume com baixa percentagem de borracha reciclada de pneus usados (BBr - BBB). O concurso foi anulado em Dezembro de 2007, devido ao facto do IC 20 ter passado a integrar a Subconcessão do Baixo Tejo, de acordo com Resolução do Conselho de Ministros n.º 181/2007, de 29 de Novembro.

Complementarmente à solução de reabilitação proposta pela EP é efetuada uma análise da solução do projeto de reabilitação do IC 20, patenteado pela Subconcessionária do Baixo Tejo, que contemplou a execução de fresagem e a reposição com camada de ligação em AC 20 bin/reg (MBD), seguida da colocação de uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com betume modificado com média percentagem de borracha (BBr – BBM).

Para além da solução patenteada pela subconcessionária, é analisada a solução do projeto de alterações apresentado pelo agrupamento de empresas construtoras, o qual foi adotado na execução da obra realizada no IC 20, entre o fim de 2010 e o princípio de 2011. A intervenção de reabilitação estrutural contemplou variantes ao projeto da plena via, entre o km 0+850 e o km 4+750, onde se aprofundou a fresagem (10 cm) e se preconizou uma solução em mistura de AC 16 bin 10/20 (MBAM) e uma mistura em AC 20 bin/reg (MBD), seguida da aplicação de uma camada de desgaste em BBr – BBM.

Com o aparecimento da nova geração de grelhas de fibra de vidro e de carbono impregnadas com betume modificado com polímeros, estes interfaces, ainda que de modo pouco significativo, têm vindo a ser utilizados na reabilitação de pavimentos rodoviários, em alguns países da Europa.

As grelhas de fibra de vidro e de carbono constituem uma boa técnica antifendas, cuja função é prevenir ou garantir o retardamento da propagação de fendas, devido à sua grande capacidade de absorção de tensões geradas na interface entre a camada existente subjacente e a nova camada de reforço. Para além da função descrita podem assegurar também a função de reforço estrutural de pavimentos (S & P 2005).

De acordo com a *Scientific Electronic Library Online* (SciELO 2012) apresenta-se de forma sucinta a descrição e o modo de produção das fibras de carbono:

O processo de fabrico das fibras de carbono tem por base a pirólise, a qual consiste na decomposição térmica de um material rico em carbono que retém a sua forma fibrosa através de tratamentos térmicos que resultam em carbonização com alto resíduo carbonáceo.

O processo inicia-se com um tratamento prévio no qual a matéria-prima recebe tensões mecânicas que provocam o seu alongamento, utilizando vapor.

O fabrico das fibras de carbono envolve fundamentalmente duas etapas a saber:

- Oxidação do material, a temperaturas próximas de 200°C, de forma lenta e controlada para evitar a volatilização ou fusão do material;
- Carbonização do material a temperaturas da ordem de 2000°C em atmosfera inerte (sem presença de humidade e oxigénio).

As fibras de carbono são materiais que apresentam elevada resistência mecânica e baixa densidade.

As fibras de vidro são materiais compósitos produzidos a partir da aglomeração de finos filamentos flexíveis de vidro combinados com resina poliéster e posterior aplicação de uma substância catalisadora de polimerização, sendo materiais que apresentam uma baixa densidade e uma elevada resistência mecânica (Wikipédia 2012).

Apresentam-se em seguida as principais vantagens das interfaces constituídas por grelhas de fibra de carbono e de fibra de vidro relativamente às soluções de reforço tradicionais (S & P 2005; Hopman et al. 2002):

- Tempo de execução (instalação) inferior;
- Redução de fresagens/resíduos;
- Retardamento do fendilhamento provocado por fadiga e por reflexão de fendas;
- Aumento da vida em serviço dos pavimentos.

As interfaces constituídas pelas grelhas atrás referidas desempenham uma importante função retardadora da reflexão de fendas dos pavimentos subjacentes, conducente a uma redução ou mesmo dispensa de trabalhos de fresagem das camadas fendilhadas do pavimento existente, de que resulta a eliminação de resíduos a levar a vazadouro, originando um benefício do ponto de vista económico e do ponto de vista ambiental e de sustentabilidade de recursos naturais.

Para além das vantagens anteriormente referidas é de salientar a contribuição para a função impermeabilizante desempenhada pelas grelhas, que mesmo na situação em que a camada de desgaste apresenta fendilhamento, impede a infiltração de água nas camadas subjacentes ao reforço, sendo dado desta forma um contributo importante no sentido do retardamento da degradação estrutural.

A aplicação das interfaces em análise, tal como outros materiais que constituem técnicas antifendas, necessitam que se obtenha uma boa ligação com as camadas de suporte e de revestimento, para

que o pavimento funcione globalmente de forma adequada. Só assim se garante que as grelhas absorvam os esforços de tração que ocorrem nas camadas betuminosas devido às cargas cíclicas dos rodados, ou que resultam da propagação por reflexão das fendas existentes nas camadas betuminosas inferiores.

O módulo de elasticidade (E) de uma grelha de fibra de vidro ou de carbono é mais baixo que o módulo de elasticidade (E) teórico das fibras, o que se deve à forma e disposição geométrica das fibras nas grelhas. Atendendo aos espaços vazios existentes entre fibras é recomendado um fator de redução de 1,5 do módulo de elasticidade teórico da fibra (S & P 2005).

As grelhas de fibra de vidro e de fibra de carbono (S & P 2005) são impregnadas com betume com polímeros e têm um revestimento com cargas de areia de quartzo na face superior e com filme plástico de controlo de queima na parte inferior da grelha.

No quadro 3.1 são apresentados os módulos de elasticidade (E) da fibra de vidro e de fibra de carbono e das respetivas grelhas.

Conforme se pode verificar no referido quadro, as grelhas de fibra de vidro e de carbono apresentam elevados módulos, o que conduz a uma significativa capacidade de absorção dos esforços de tração que ocorrem nas camadas de betuminosas, conseguindo-se assim um retardamento do processo de propagação das fendas.

Quadro 3.1 - Módulos de elasticidade das fibras de vidro e de carbono e das grelhas (S e P Clever Reinforcement Company 2007)

Materiais	Módulo de Elasticidade (E) da fibra	Grelhas	
		Módulo de Elasticidade (E)	Extensão de rotura
Fibra de vidro	70 000 MPa	47 000 MPa	3,5 %
Fibra de carbono	240 000 MPa	160 000 MPa	1,7 %

Em Portugal, as grelhas em análise foram aplicadas como interfaces retardadores da propagação de fendas ainda num reduzido número de obras de reabilitação, nomeadamente:

- A 22 (Via do Infante) – Beneficiação entre o Nó da Guia e o Nó de Faro (aplicação de grelhas de fibra de vidro nos ramos dos Nós). Obra concluída há cerca de 5 anos, apresentando o pavimento bom estado de conservação.
- IC 2 – Reabilitação do pavimento entre o km 58+100 (Quebradas) e o km 65+100 (Asseiceira) (aplicação de grelhas de fibra de vidro na plena via numa área de 17800 m²). Obra concluída há dois anos, apresentando o pavimento bom estado de conservação.
- A 5 – Autoestrada da Costa do Estoril – Beneficiação do Lanço Linda-a-Velha / Estádio Nacional (aplicação de grelhas de fibra de vidro e de fibra de carbono). Obra concluída há cinco anos, apresentando o pavimento bom estado de conservação.

- EN 7 – Beneficiação entre a EN 106 (Água Longa) e a EN 205 (Póvoa do Lanhoso) com aplicação de grelhas de fibra de carbono. Obra concluída há cerca de 6 anos, apresentando o pavimento bom estado de conservação.

3.1.2 Caracterização da Resistência à Fadiga

Neste capítulo é efetuada uma descrição sucinta da caracterização da resistência à fadiga realizada ao comportamento das grelhas de fibra de vidro e de fibra de carbono, recorrendo-se para o efeito a um dos ensaios mais utilizados para caracterização do desempenho das misturas betuminosas à fadiga, designadamente o ensaio de flexão em quatro pontos realizado em provetes prismáticos, sendo o equipamento servo-hidráulico utilizado na realização do ensaio de flexão representado na figura 3.1.

O NPC - *Netherlands Pavement Consultants* (Hopman et al. 2002) desenvolveu uma série de ensaios para avaliação da resistência das grelhas de fibra de vidro e de carbono à fadiga quando sujeitas a aplicação de cargas repetidas. Serraram duas lajes de um pavimento para produzirem quatro provetes de cada uma, com dimensões próximas das indicadas na Figura 3.1.

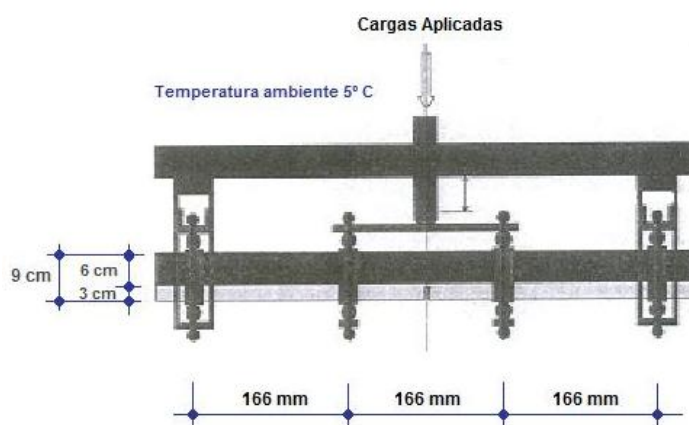


Figura 3.1 - Equipamento para realização do ensaio de flexão em quatro pontos

(S & P 2005)

Os ensaios decorrem com a aplicação de cargas cíclicas que variam entre 50 N (mínima) e 4500 N (máxima), com uma frequência de 29,3 Hz, a uma temperatura ambiente de 5° C. O ensaio decorre a tensão controlada até que se verifique a rotura do provete ou até que ocorra uma deformação (deslocamento) irreversível de 35 mm.

Nos ensaios foi aplicada uma rega de colagem, constituída por uma emulsão betuminosa, à taxa de 300g/m², antes da colagem por queima das interfaces (grelhas), por forma a ser assegurada uma boa ligação entre as duas camadas betuminosas.

Os provetes ensaiados são constituídos pelos seguintes materiais:

- a) O modelo de referência é constituído por uma viga constituída por duas camadas de betão betuminoso de espessura total de 9 cm (3 cm + 6 cm);

- b) Duas camadas betuminosas com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de polipropileno (140 g/m^2);
- c) Duas camadas betuminosas com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de poliéster (resistência à tração longitudinal e transversal de 60 kN/m);
- d) Duas camadas betuminosas com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de fibra de vidro “S & P Glasphalt G” (resistência à tração longitudinal e transversal de 120 kN/m);
- e) - Duas camadas betuminosas com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de fibra de carbono “S & P Carbophalt G” (resistência à tração longitudinal e transversal de 120 kN/m e 200 kN/m , respetivamente).

Os resultados dos ensaios de resistência à fadiga encontram-se representados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Resultados dos ensaios de resistência à fadiga (Hopman et al. 2002)

	Materiais	Número de ciclos até à rotura ou 35 mm de deformação	Resistência à fadiga sob carga constante
1	Modelo de referência (duas camadas de betão betuminoso de espessura total de 9 cm (3 cm + 6 cm))	30000	1 x
2	Duas camadas betuminosas com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de polipropileno	71243 – 74234	2,4 a 2,5 x superior ao modelo de referência
3	Duas camadas betuminosas com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de poliéster	84757 - 95123	2,8 a 3,1 superior ao modelo de referência
4	Duas camadas betuminosas com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de fibra de vidro “S & P Glasphalt G”	181128 – 186766	6 a 6,2 superior ao modelo de referência
5	Duas camadas betuminosas com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de fibra de carbono “S & P Carbophalt G”	1.020.000 – 1.150.000	34 a 38 superior ao modelo de referência

Pela análise dos resultados constantes no quadro anterior os provetes de pavimentos betuminosos reforçados com grelhas de fibra de vidro “S & P Glasphalt G” e com grelhas de fibra de carbono “S & P Carbophalt G” patentearam uma elevada resistência à fadiga, respetivamente, 6 e 34 vezes superior ao provete betuminoso que constituiu o modelo de referência.

Conclui-se assim, que as grelhas de fibra de vidro e de carbono apresentam elevados módulos de elasticidade e exibem uma elevada resistência à tração, a qual contribui para melhorar a resistência à

flexão de camadas sobrepostas e, assim, reduzir a velocidade de propagação de fendas sob cargas cíclicas. As propriedades evidenciadas indicam a utilidade da colocação deste tipo de materiais nas interfaces entre as superfícies de pavimentos fendilhados e as camadas de reforço sobrejacentes.

Num estudo realizado pela “S & P – Clever Reinforcement Company”, em 2005, foi testada a capacidade de carga com recurso ao Defletógrafo Lacroix da estrada entre Andermatt e Hospental na Suíça, antes e depois da aplicação de uma camada betuminosa como reforço com 4 cm de espessura, associada a uma grelha de fibra de carbono, tendo-se concluído que a grelha de fibra de carbono produz um efeito estrutural equivalente a uma camada betuminosa com espessura da ordem de 3 cm.

3.1.3 Avaliação da Resistência à Deformação Permanente

Nesta secção é efetuada a descrição da avaliação da resistência à deformação permanente das misturas betuminosas associadas à aplicação de grelhas de fibra de carbono.

A EMPA – *Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research* (Sokolov 2006) desenvolveu um conjunto de ensaios recorrendo ao equipamento simulador de tráfego (MMLS – *Model Mobile Load Simulator*), conforme representado na figura 3.2. Os ensaios com simulador de tráfego realizados em laboratório utilizam cargas rolantes, com movimento de vaivém sobre o provete que constitui o pavimento betuminoso, simulando a consecutiva passagem dos veículos. Os dados e parâmetros do simulador de tráfego MMLS estão indicados no quadro 3.3.

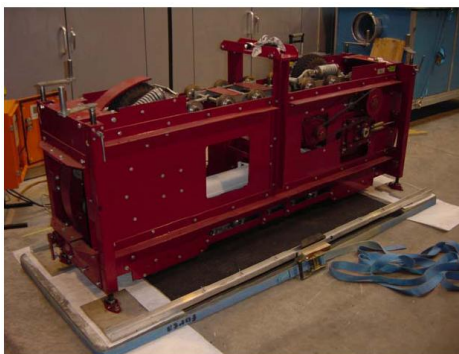


Figura 3.2 - Simulador de tráfego MMLS – *Model Mobile Load Simulator* (Sokolov 2006)

Quadro 3.3 – Simulador de Tráfego MMLS (Sokolov 2006)

Simulador de Tráfego MMLS	
Comprimento da pista	1000 mm
Diâmetro da roda	300 mm
Largura da roda	80 mm
Pressão do pneu	0,6 MPa
Carga da roda	2,1 kN
Velocidade	9 km/h
Número de ciclos por hora	7200
Temperatura do teste	25°C
Número máximo de ciclos	500000

Os ensaios permitem obter a evolução da deformação sofrida pelos provetes (cavados de rodeira) ao longo do tempo, traduzido pelo número de passagens da roda do equipamento.

Foram ensaiados cinco provetes com as dimensões 1800 x 870 x 60 mm, apoiados num tapete de borracha, conforme representado na figura 3.3, sendo constituídos pelos seguintes materiais:

- a) Proвете de referência (P1) é constituído por duas camadas betuminosas AC 8 surf, de espessura total de 60 mm ($e_1 = 30 \text{ mm} + e_2 = 30 \text{ mm}$), ligadas entre si por uma rega de colagem;
- b) Duas camadas betuminosas (P2) com as características do modelo de referência reforçadas com grelha de fibra de carbono “S & P Carbophalt G”, aplicada na base da camada inferior, sendo as espessuras das lajes $e_1 = 30 \text{ mm}$ e $e_2 = 30 \text{ mm}$;
- c) Duas camadas betuminosas (P3) com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de fibra de carbono “S & P Carbophalt G”, sendo as espessuras das lajes $e_1 = 20 \text{ mm}$ e $e_2 = 40 \text{ mm}$;
- d) Duas camadas betuminosas (P4) com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de fibra de carbono “S & P Carbophalt G”, sendo as espessuras das lajes $e_1 = 30 \text{ mm}$ e $e_2 = 30 \text{ mm}$;
- e) Duas camadas betuminosas (P5) com as características do modelo de referência reforçadas com grelha intercalar de fibra de carbono “S & P Carbophalt G”, sendo as espessuras das lajes $e_1 = 20 \text{ mm}$ e $e_2 = 40 \text{ mm}$. A camada betuminosa inferior inicialmente tinha a espessura de 25 mm, tendo sido posteriormente fresada em 5 mm, ficando com a espessura final de $e_1 = 20 \text{ mm}$.

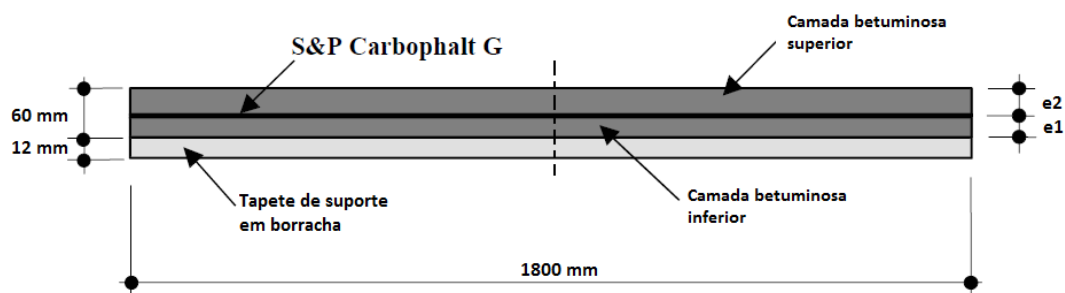


Figura 3.3 – Secção longitudinal dos provetes em betão betuminoso (Sokolov 2006)

Os resultados dos ensaios de avaliação à deformação permanente das misturas betuminosas encontram-se apresentados no quadro 3.4 e na figura 3.4.

Da análise dos resultados constantes no quadro 3.4 e na figura 3.4, verifica-se que os provetes P3 e P5 de pavimentos betuminosos reforçados com grelhas intercalares de fibra de fibra de carbono “S & P Carbophalt G” apresentam uma melhor resistência à deformação permanente.

Quadro 3.4 - Resultados dos ensaios de avaliação da resistência à deformação permanente (Sokolov 2006)

Provetes	Posição da grelha relativamente ao topo	Extensão média (%) ¹	Redução da extensão (%)
P1	Sem reforço	0,03312	0
P2	Base da camada inferior	0,03978	+20
P3	4 cm de profundidade	0,02509	-24
P4	3 cm de profundidade	0,02867	-13
P5	4 cm de profundidade	0,02203	-33

¹ Extensão média (%): quociente entre o valor da redução da espessura após o ensaio e a espessura inicial do provete

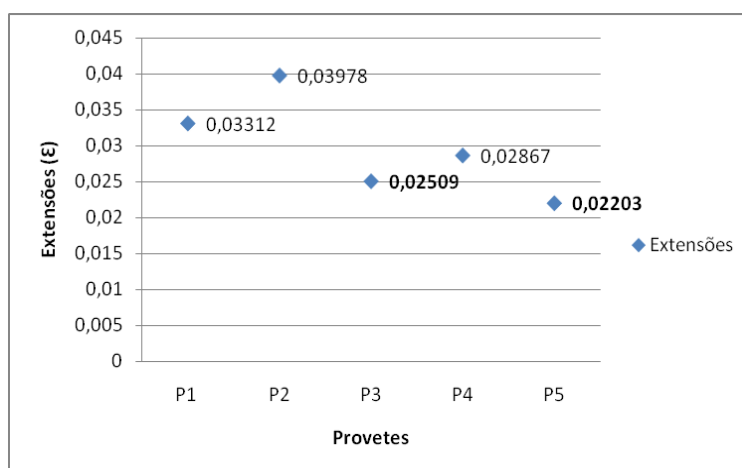


Figura 3.4 – Resultados dos ensaios de avaliação da resistência à deformação permanente (Sokolov 2006)

3.1.4 Ensaio de Aderência ao Corte pelo Método de Leutner

Com a aplicação das grelhas de fibra de vidro e de carbono, importa assegurar uma boa ligação (aderência) com a camada subjacente e a(s) de reforço, para que o pavimento funcione globalmente de forma adequada. Isso acontece se as grelhas suportarem de forma eficaz os esforços de tração que ocorrem nas camadas betuminosas devido às cargas cíclicas dos rodados, e os esforços que resultam da atividade das fendas existentes.

De acordo com Leutner, os pavimentos multicamadas necessitam normalmente de suportar forças de corte direto entre 10 – 15 KN, na zona de ligação entre duas camadas ligadas de pavimento.

O ensaio preconizado por Leutner (Schweizer Norm SN 671961), procura traduzir os esforços de corte que se verificam no interface entre camadas betuminosas, resultantes da passagem dos rodados.

A Universidade de Nottingham conduziu uma pesquisa para a U K Higwways Agency, que consistiu na adaptação e desenvolvimento em laboratório do ensaio de resistência ao corte de Leutner (West et al. 2005).

Na obra “IC 2 – Reabilitação do pavimento entre o km 58+100 (Quebradas) e o km 65+100 (Asseiceira)”, em que foram aplicadas grelhas de fibra de vidro, foi avaliada a resistência ao corte na zona de ligação entre a camada de reforço em mistura betuminosa e a camada existente, pelo método de Leutner, a qual dá uma indicação da aderência entre camadas distintas. Nas figuras 3.5 e 3.6 encontram-se representados o equipamento e o esquema do ensaio de Leutner.

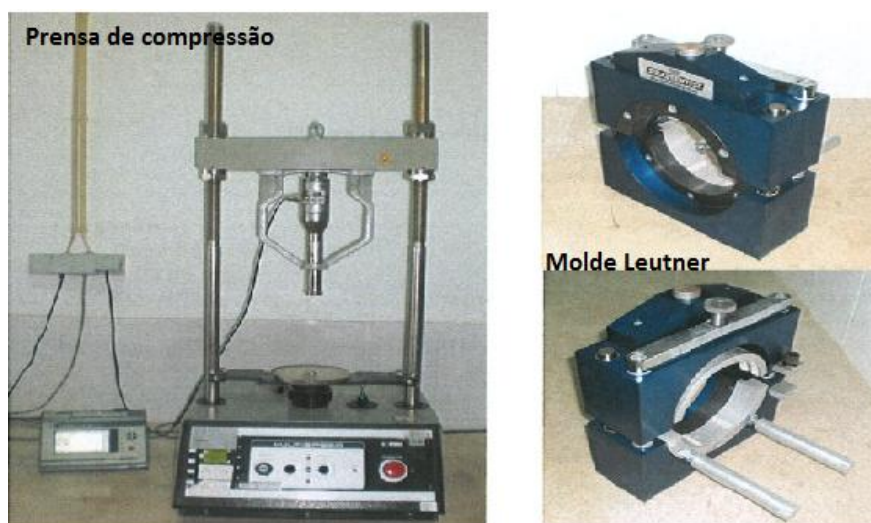


Figura 3.5 – Prensa de compressão e molde utilizados no ensaio de Leutner

A metodologia do ensaio de corte pelo método de Leutner encontra-se descrita no anexo 1.

Relativamente à obra atrás mencionada, foi estabelecido nas cláusulas técnicas especiais do caderno de encargos da EP, que a força de corte deveria ser superior a 12 kN.

Legenda:

- 1 - Placa de base
- 2 - Guia da haste
- 3 - Mandíbula circular de corte ou placa de corte
- 4 - Suporte do provete
- 5 - Dispositivo de fixação do provete
- 6 - Provete (carote)
- 7 - Limite entre camadas
- 8 - Zona de contacto do pistão da prensa com o molde de Leutner

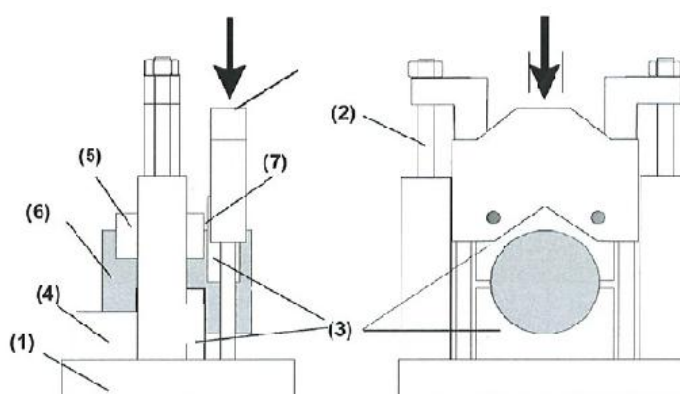


Figura 3.6 – Esquema do ensaio de Leutner (Pragosa 2011)

No quadro 3.5 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de Leutner para cada um dos provetes.

Quadro 3.5 - Resultados do ensaio de Leutner (Pragosa 2011)

Carote	Força de Corte Máxima (kN)	Avaliação da Conformidade (> 12 kN)
1	18,325	Conforme
2	16,525	Conforme
3	16,534	Conforme
4	18,856	Conforme

A média do valor da força de corte máxima foi de 17,56 kN, o que é um valor aceitável face aos requisitos estabelecidos no caderno de encargos da obra.

3.1.5 Processo Construtivo

A aplicação das interfaces em análise, necessitam que se obtenha uma boa ligação do material de interface com a camada de suporte e com a de revestimento, para que o pavimento funcione globalmente de forma adequada.

As grelhas são impregnadas com betume modificado com polímeros, com revestimento com cargas de areia de quartzo na face superior. A aplicação destes interfaces é precedida da aplicação de uma rega de colagem com emulsão modificada catiónica de rotura rápida, sendo em seguida colados à camada betuminosa inferior através da execução da fusão do filme protetor e fazendo rolar sobre o produto pequenos rolos compactadores (S& P 2005).

3.2 Projeto de Beneficiação da EP “ IC 20 – Pavimentação entre o km 0+950 (Almada) e o km 7+205 (Costa de Caparica)”

3.2.1 Enquadramento Geral

Neste capítulo é efetuada a descrição e caracterização da solução de reforço de pavimento flexível, contemplada no projeto de beneficiação “*IC 20 – Pavimentação entre o km 0+950 (Almada) e o km 7+205 (Costa de Caparica)*”, elaborado em 2007, pela antiga Direção de Estradas de Setúbal da EP, em que o autor do presente trabalho desempenhou funções de coautor do projeto em análise.

O reforço de pavimento adotado integra uma solução que contempla a aplicação de grelhas de fibra de vidro ou grelhas de fibra de carbono, seguidas da colocação de uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com baixa percentagem de borracha reciclada de pneus usados (BBr – BBB). Em algumas zonas do pavimento foram considerados trabalhos preliminares de saneamentos e fresagens, antes da execução do reforço do pavimento.

O trecho do itinerário complementar 20 (IC 20) estabelece a ligação à autoestrada A2 (autoestrada do Sul / ponte 25 de Abril), conforme localização representada na figura 3.7.

A plena via do IC 20 tem perfil de auto-estrada, sendo constituída pelos seguintes perfis transversais:

Entre o km 0+950 e o km 1+272:

2 Faixas de rodagem com 7 m de largura, constituídas por duas vias em cada sentido, com largura de 3,5 m cada e 2 bermas em cada faixa de rodagem com uma largura de 1,25 m.

Entre o km 1+272 e o km 5+081:

2 Faixas de rodagem com 10,5 m de largura, constituídas por três vias em cada sentido com largura 3,5 m cada e 2 bermas em cada faixa de rodagem com uma largura média de 1m.

Entre o km 5+081 e o km 7+205:

2 Faixas de rodagem com 7 m de largura, constituídas por duas vias em cada sentido com largura de 3,5 m cada e 2 bermas em cada faixa de rodagem com uma largura variável entre 1 m e 3 m.

O projeto de reabilitação estrutural visava a beneficiação do troço do IC 20, numa extensão de 6,705 km relativos à plena via e aos ramos dos nós existentes no IC 20. O pavimento da via apresentava um acentuado estado de degradação.

Os referidos nós são constituídos por:

- Nó de Almada (interseção com a A2);
- Nó do Hospital;
- Nó da Universidade (Casas Velhas);
- Nó do Funchalinho;
- Entroncamento dos Capuchos (interseção com a Estrada Panorâmica).



Figura 3.7 – Localização do IC 20

A obra de beneficiação tem como objetivos gerais a reabilitação estrutural e funcional dos pavimentos, a melhoria das condições de drenagem, a melhoria da sinalização e equipamento de segurança e dos sistemas de iluminação e a instalação de infraestruturas de telecomunicações.

3.2.2 Tráfego

A determinação do volume de tráfego gerado pelo IC 20 foi obtida através do recenseamento de tráfego efetuado nos dois postos de contagem existentes aos kms 2+900 e 4+200. Os dados de recenseamento mais recentes datavam do ano de 2005, encontrando-se os valores do Tráfego Médio Diário Anual (TMDA) apresentados nos quadros 3.6 e 3.7.

Quadro 3.6 - TMDA no IC 20 ao km 2+900

IC 20 – km 2+900			
Veículos		TMDA	
Designação	Tipo	Anual (24h)	Motorizados (%)
Velocípedes	A, B	107	-----
Ligeiros	C,D,E	55099	97
Pesados	F	707	-----
	G	35	-----
	H	439	-----
	I	436	-----
	J+K	0	-----
Total de Pesados		1627	3
Total Motorizados		56726	-----
Total Geral		56833	-----

Quadro 3.7 - TMDA no IC 20 ao km 4+200

IC 20 – km 4+200			
Veículos		TMDA	
Designação	Tipo	Anual (24h)	Motorizados (%)
Velocípedes	A, B	103	-----
Ligeiros	C,D,E	28569	96
Pesados	F	411	-----
	G	263	-----
	H	80	-----
	I	381	-----
	J+K	0	-----
Total de Pesados		1135	4
Total Motorizados		29704	-----
Total Geral		29807	-----

Previsões de Tráfego para o Ano Base (2007)

Tendo em conta a tendência, dos últimos anos, de manutenção ou mesmo decréscimo do volume de tráfego, considerou-se no projeto um valor para a taxa de crescimento médio anual do tráfego de 2%.

Cálculo do TMDA ao km 2+900 e ao km 4+200 do IC 20:

Tendo em consideração a taxa de crescimento referida, utilizou-se a expressão (3.1) para determinar o valor de TMDA de pesados no ano de abertura:

$$\text{TMDA}_{2007} = \text{TMDA}_p \times (1+t)^n \quad (3.1)$$

sendo:

t – taxa de crescimento médio anual do tráfego.

$$\text{TMDA}_{2007} = 1693$$

$$\text{TMDA}_{2007} = 847 \text{ veículos pesados por sentido (km 2+900)}$$

$$\text{TMDA}_{2007} = 1181$$

$$\text{TMDA}_{2007} = 591 \text{ veículos pesados por sentido (km 4+200)}$$

Cálculo do número acumulado de eixos padrão (N_p) no ano horizonte (2017)

A análise do tráfego tem como base a avaliação do número acumulado de passagens de eixos padrão de 80 kN durante o período de dimensionamento (10 anos). Tendo em conta o definido no “MACOPAV”, os fatores de agressividade para os tráfegos observados ao km 2+900 e ao km 4+200, são, respetivamente, 5 e 4,5.

O número acumulado de eixos padrão é dado pela seguinte expressão:

$$N_{80} = 365 \times (\text{TMDA})_p \times C \times \alpha \times p \quad (3.2)$$

em que:

N₈₀ – número acumulado de passagens do eixo padrão de 80 kN;

t – taxa média de crescimento anual do tráfego pesado (2 %);

α - fator de agressividade do tráfego;

p – período de dimensionamento (10 anos);

C – Fator de crescimento do tráfego que depende do período de dimensionamento (p) e da taxa média de crescimento anual (t), sendo dado por:

$$C = [(1 + t)^p - 1] / p \times t \quad (3.3)$$

Cálculo do NAEP ao km 2+900 do IC 20:

O número acumulado de eixos padrão de 80 kN durante o período de dimensionamento de 10 anos é dado pela seguinte expressão:

$$N_{80} = 365 \times (\text{TMDA})_p \times \alpha \times [(1 + t)^P - 1] / t \quad (3.4)$$

Tendo em conta a existência de 3 vias em cada sentido, o valor de N_{80} obtido para a via mais solicitada na fórmula será afetado de um fator de redução de 0,8, de acordo com o “MACOPAV”:

$$N_{80} = 13,54 \times 10^6$$

Cálculo do NAEP ao km 4+200 do IC 20:

Considerando a existência de 2 vias em cada sentido, o valor de N_{80} obtido na para a via mais solicitada na fórmula será afetado de um fator de redução de 0,9, de acordo com o “MACOPAV”, sendo assim o número acumulado de eixos padrão de 80 kN a considerar para o reforço de pavimento na via mais solicitada de:

$$N_{80} = 9,565 \times 10^6$$

3.2.3 Caracterização do Estado do Pavimento

Tendo em vista a determinação da natureza e espessura das camadas, foram realizadas sondagens, que conjuntamente com a análise dos elementos do último projeto de beneficiação do IC 20, datado de 1991, conduziram à seguinte caracterização do pavimento do IC 20:

- Entre o km 0+950 e o km 1+400:
 - o Camada de desgaste em AC 14 surf, com 0,07 m de espessura após rega de colagem;
 - o Camada de desgaste em AC 14 surf com 0,05 m de espessura;
 - o Camada de regularização em AC 20 bin (MBD), com 0,05 m de espessura;
 - o Base em agregado britado com 0,30 m de espessura;
 - o Sub-base em saibro de excelente qualidade com 0,40 m de espessura média.

- Entre o km 1+400 e o km 7+205:
 - o Camada de desgaste em AC 14 surf com 0,05 m de espessura após rega de colagem;
 - o Camada de desgaste em AC 14 surf com 0,06 m de espessura;
 - o Camada de regularização em AC 20 bin (MBD), com 0,05 m de espessura após rega de impregnação;
 - o Base em agregado britado com 0,30 m de espessura;
 - o Sub-base em saibro de excelente qualidade com 0,40 m de espessura média.

A análise ao estado do pavimento foi efetuada através de uma inspeção visual em toda a extensão do lanço a intervencionar no IC 20. As patologias verificadas no referido troço foram classificadas de acordo com o “Catálogo de Degradações dos Pavimentos Rodoviários de 2008” da EP. O nível 1 corresponde a um grau de severidade baixo enquanto que o nível 3 corresponde a um grau de severidade alto.

Na sequência da inspeção visual foram identificadas as seguintes degradações:

a) Fendilhamento:

Observou-se, com maior incidência entre o km 0+950 e o km 4+665, a existência de fendas de fadiga longitudinais (níveis 2 e 3), transversais (níveis 2 e 3) e de tipo de pele de crocodilo (níveis 2 e 3), conforme figuras 3.8 a 3.10. Entre o km 4+750 e o fim da via, verificou-se em algumas zonas fendas isoladas (níveis 1 e 2), conforme fotografia 3.11.

b) Defeitos de superfície

Verificou-se em algumas zonas, com particular incidência entre o km 0+950 e o km 4+665, a existência de ninhos e peladas (níveis 2 e 3).

c) Reparações:

Constatou-se em algumas áreas, especialmente entre o km 0+950 e o km 4+665, a existência de reparações materializadas por tapagem de covas (níveis 2 e 3), conforme figura 3.10.

Considerando a impossibilidade de utilização de ensaios de carga no pavimento existente do IC 20, devido ao facto da viga de “Benkelman” da EP se encontrar inoperacional, não foi possível efetuar a avaliação da capacidade de carga do pavimento existente.



Figura 3.8 – Sentido Almada – Costa de Caparica (km 1+310)



Figura 3.9 – Sentido Almada – Costa de Caparica (km 3+770)



Figura 3.10 – Sentido Costa de Caparica – Almada (km 1+160)



Figura 3.11 – Sentido Costa de Caparica – Almada (km 5+620)

Assim, auscultação visual do pavimento foi complementada com a realização de sondagens (*carotes* e *poços*), tendo em vista a determinação da natureza e espessura das camadas. Os módulos de deformabilidade (**E**) e os coeficientes de Poisson (**ν**) das camadas do pavimento existente foram estimadas de acordo com as recomendações constantes no quadro 3.3 do Manual para Reabilitação de Pavimentos Flexíveis do ICERR, os quais se encontram indicados no quadro 3.8.

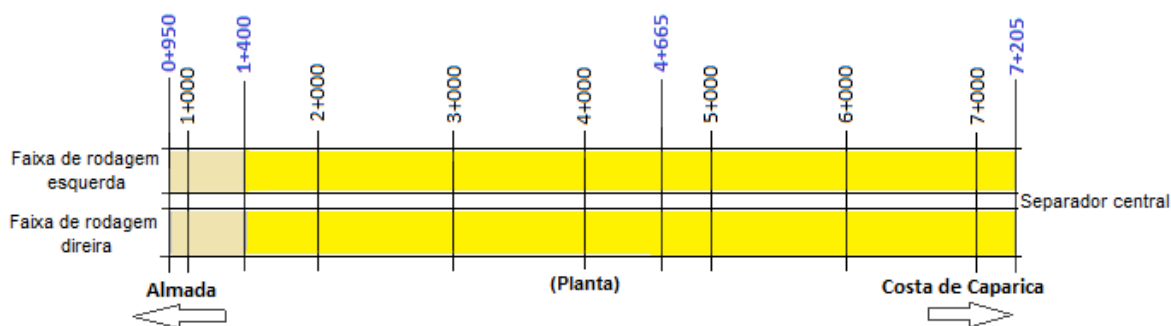
O solo de fundação foi objeto da realização do ensaio CBR, para o qual se obteve o resultado de 7%, tendo-se estimado o valor do E_f (módulo de deformabilidade do solo de fundação) com base na correlação entre este e o CBR [E (MPa) = $10 \times \text{CBR}$ (%)]. O resultado assim determinado foi de 70 MPa para o módulo da fundação.

Quadro 3.8 - Características mecânicas do pavimento existente

Estrutura do Pavimento existente	Coefficiente de Poisson	Módulo de Deformabilidade (MPa)
Camada de desgaste em AC14 surf	0,35	800
Camada de regularização em AC 20 bin/reg (MBD)	0,35	800
Base em agregado britado	0,40	280
Sub-base em saibro	0,40	140
Solo de fundação	0,40	70

3.2.4 Intervenções Previstas no Projeto da EP

Apresenta-se em seguida o esquema gráfico com a representação em planta da constituição do pavimento existente no IC 20, conforme figura 3.12.



Legenda:

Pavimento Existente:

	AC 14 surf, com espessura de 0,07 m;		AC 14 surf, com espessura de 0,05 m;
	AC 14 surf, com espessura de 0,05 m;		AC 14 surf, com espessura de 0,06 m;
	AC 20 bin/reg (MBD), com espessura de 0,05 m;		AC 20 bin/reg (MBD), com espessura de 0,05 m;
	Base em agregado britado, com espessura de 0,30 m;		Base em agregado britado, com espessura de 0,30 m;
	Sub-base em saibro, com espessura de 0,40 m.		Sub-base em saibro, com espessura de 0,40 m.

Figura 3.12 – Esquema gráfico com a representação da constituição do pavimento existente no IC 20

Para a execução do reforço do pavimento em mistura betuminosa rugosa (BBr), adiciona-se granulado de borracha ao betume base numa quantidade igual ou inferior a 8% (BBB). Tal como foi referido anteriormente, para o reforço do pavimento considerou-se, além da aplicação das misturas betuminosas com betume modificado com borracha, a utilização, como técnica antifendas, de grelhas de fibra de vidro e de carbono sobre o pavimento existente.

Foram previstos trabalhos de fresagem executados numa profundidade de 5 cm entre o km 0+950 e o km 4+665 do IC 20. Além disso, entre o km 0+950 e o km 2+200 do IC 20 (sentido Costa da Caparica/Almada), foi prescrita a execução de trabalhos de saneamento e substituição do solo de fundação, sub-base e base, numa zona localizada, por se verificavam degradações.

Dimensionamento do Reforço do Pavimento

Tendo por base os valores de tráfego obtidos foi utilizado, no dimensionamento do reforço do pavimento, o valor de tráfego acumulado de eixos padrão de veículos pesados ao km 2+900 ($N_{80} = 13,540 \times 10^6$), pois este corresponde a um valor mais desfavorável da ação do tráfego.

Além disso, para o dimensionamento do reforço do pavimento foram tidos em conta os principais mecanismos de degradação e as leis de comportamento habitualmente utilizados no método da Shell, Considerando as expressões decorrentes daquela metodologia da Shell, obtiveram-se os valores limites de extensões para o pavimento do IC 20 apresentados nos quadros 3.9 a 3.11.

Para as misturas betuminosas que constituem o reforço, foi considerado um módulo de deformabilidade de 4000 MPa, correspondente a uma temperatura média no pavimento de cerca de 25°C, tendo sido admitido um coeficiente de Poisson de 0,35, de acordo com o definido no “MACOPAV”.

Quadro 3.9 - Valores limite das extensões máximas de tração nas camadas betuminosas (entre o km 0+950 e o km 4+665)

Fendilhamento por fadiga das misturas betuminosas $\varepsilon_t = (0,856 \times V_b + 1,08) \times (E \times 10^6)^{-0,36} \times N^{-0,2}$			
Reforço do pavimento		Pavimento existente	
(BBr - BBB) + + AC 20 bin/reg (MBD)		Mistura Betuminosas	
$V_b (\%)$	11	$V_b (\%)$	11
$E (MPa)$	4000	$E (MPa)$	800
N^{80kN}	$13,540 \times 10^6$	N^{80kN}	$13,540 \times 10^6$
$\varepsilon_t \times (1 \times 10^{-6})$	137,4	$\varepsilon_t \times (1 \times 10^{-6})$	245,2

Quadro 3.10 - Valores limite das extensões máximas de tração nas camadas betuminosas (entre o km 4+665 e o km 7+205)

Fendilhamento por fadiga das misturas betuminosas			
$\varepsilon_t = (0,856 \times V_b + 1,08) \times (E \times 10^6)^{-0,36} \times N^{-0,2}$			
Reforço do pavimento		Pavimento existente	
BBr – BBB)		Mistura Betuminosas	
$V_b(\%)$	11	$V_b(\%)$	11
$E(MPa)$	4000	$E(MPa)$	800
N^{80kN}	$9,565 \times 10^6$	N^{80kN}	$9,565 \times 10^6$
$\varepsilon_t \times (1 \times 10^{-6})$	147,3	$\varepsilon_t \times (1 \times 10^{-6})$	262,9

Quadro 3.11 - Valores limite das extensões máximas verticais de compressão instaladas no topo do solo de fundação

Deformações permanentes na fundação $\varepsilon_c = 0,018 N^{-0,25}$		Deformações permanentes na fundação $\varepsilon_c = 0,018 N^{-0,25}$	
Entre o km 0+950 e o km 4+665		Entre o km 4+665 e o km 7+205	
a	0,018	a	0,018
b	-0,25	b	-0,25
N^{80kN}	$13,540 \times 10^6$	N^{80kN}	$9,565 \times 10^6$
$\varepsilon_c \times (1 \times 10^{-6})$	296,7	$\varepsilon_c \times (1 \times 10^{-6})$	323,7

Apresentam-se seguidamente os quadros 3.12 a 3.14 com o dimensionamento do reforço proposto para o pavimento e as propriedades mecânicas dos materiais considerados (módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson).

Quadro 3.12 - Dimensionamento do reforço do pavimento do lanço entre o km 0+950 e o km 1+400 do IC 20 (inclui 5 cm de fresagem)

		Espessura (cm)	Coeficiente de Poisson	Módulo de Deformabilidade (MPa)
Reforço proposto	Camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com baixa percentagem de borracha (BBr – BBB)	5	0,35	4000
	Camada de AC 20 bin/reg (MBD)	5	0,35	4000
	Grelha de fibra de vidro	-	-	47000^1
Pavimento Existente	Camada de desgaste em AC 14 surf	7 (2 cm após fresagem de 5 cm)	0,35	800
	Camada de desgaste em AC 14 surf	5	0,35	800

Quadro 3.12 (Continuação) - Dimensionamento do reforço do pavimento do lanço entre o km 0+950 e o km 1+400 do IC 20 (inclui 5 cm de Fresagem)

		Espessura (cm)	Coefficiente de Poisson	Módulo de Deformabilidade (MPa)
Pavimento Existente	Camada de regularização em AC 20 bin/reg (MBD)	5	0,35	800
	Base em agregado britado	30	0,40	280
	Sub-base em saibro	40	0,40	140
	Solo de fundação	----	0,40	70

¹ A grelha de fibra de vidro não foi contemplada no dimensionamento do reforço do pavimento pelo lado da segurança, tendo sido adotada apenas como técnica antifendas

Quadro 3.13 - Dimensionamento do reforço do pavimento do lanço entre o km 1+400 e o km 4+665 do IC 20 (inclui 5 cm de Fresagem)

		Espessura (cm)	Coefficiente de Poisson	Módulo de Deformabilidade (MPa)
Reforço Proposto	Camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com baixa percentagem de borracha (BBr – BBB)	5	0,35	4000
	Camada de regularização em AC 20 bin/reg (MBD)	5	0,35	4000
	Grelha de fibra de vidro	-	-	47000 ¹
Pavimento Existente	Camada de desgaste em AC 14 surf	5 (0 cm após fresagem de 5 cm)	----	----
	Camada de desgaste em AC 14 surf	6	0,35	800
	Camada de regularização em AC 20 bin/reg (MBD)	5	0,35	800
	Base em agregado britado	30	0,40	280
	Sub-base em saibro	40	0,40	140
	Solo de fundação	----	0,40	70

¹ A grelha de fibra de vidro não foi contemplada no dimensionamento do reforço do pavimento pelo lado da segurança, tendo sido adotada apenas como técnica antifendas

Quadro 3.14 - Dimensionamento do reforço do pavimento do lanço entre o km 4+665 e o km 7+205 do IC 20

		Espessura (cm)	Coefficiente de Poisson	Módulo de Deformabilidade (MPa)
Reforço Proposto	Camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com baixa percentagem de borracha (BBr – BBB)	5	0,35	4000
	Grelha de fibra de carbono	-	0,35	160000 ²
Pavimento Existente	Camada de desgaste em AC 14 surf	5	0,35	800
	Camada de desgaste em AC 14 surf	6	0,35	800
	Camada de regularização em AC 20 bin/reg (MBD)	5	0,35	800
	Base em agregado britado	30	0,40	280
	Sub-base em saibro	40	0,40	140
	Solo de fundação	----	0,40	70

² A grelha de fibra de carbono não foi contemplada no dimensionamento do reforço do pavimento pelo lado da segurança, tendo sido adotada apenas como técnica antifendas

Análise de Estado de Tensão e Deformação

Recorrendo ao programa de cálculo automático BISAR 3.0, determinaram-se, para cada uma das estruturas indicadas, a extensão horizontal de tração máxima na face inferior das camadas betuminosas e a extensão vertical de compressão máxima no topo do solo de fundação, induzidas pelo eixo padrão no pavimento. Comparam-se com as extensões limites admissíveis obtidas em conformidade com os critérios de dimensionamento, tal como se expressa nos quadros 3.15 a 3.17.

Quadro 3.15 - Análise de extensões

- Troço entre o km 0+950 e o km 1+400

Critério do fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas						
Estrutura de pavimento		ϵ_t (Limite admissível)	ϵ_t (calculado pelo BISAR)	N_{80}	N^{adm}	Verificação
Reforço	Camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com baixa percentagem de borracha (BBr – BBB) + AC 20 bin/reg (MBD) (0,10 m)	$137,4 \times 10^{-6}$	$117,4 \times 10^{-6}$	$13,540 \times 10^6$	$29,7 \times 10^6$	OK

Quadro 3.15 (Continuação) - Análise de extensões

- Troço entre o km 0+950 e o km 1+400

Critério do fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas						
Estrutura de pavimento		ϵ_t (Limite admissível)	ϵ_t (calculado pelo BISAR)	N_{80}	N^{adm}	Verificação
Pavimento Existente	Mistura Betuminosa (0,12 m)	$245,2 \times 10^{-6}$	$155,3 \times 10^{-6}$	$13,540 \times 10^6$	133×10^6	OK
Critério das Deformações permanentes na fundação						
Estrutura de pavimento		ϵ_c (Limite Admissível)	ϵ_c (calculado pelo BISAR)	N_{80}	N^{adm}	Verificação
Fundação	(E = 70 MPa)	$296,7 \times 10^{-6}$	$141,6 \times 10^{-6}$	$13,540 \times 10^6$	$261,1 \times 10^6$	OK

Quadro 3.16 - Análise de extensões

- Troço entre o km 1+400 e o km 4+665

Critério do fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas						
Estrutura de pavimento		ϵ_t (Limite admissível)	ϵ_t (calculado pelo BISAR)	N_{80}	N^{adm}	Verificação
Reforço	Camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com baixa percentagem de borracha (BBr – BBB) + AC 20 bin/reg (0,10 m)	$137,4 \times 10^{-6}$	120×10^{-6}	$13,540 \times 10^6$	$26,6 \times 10^6$	OK
Pavimento Existente	Mistura Betuminosa (0,11 m)	$245,2 \times 10^{-6}$	$161,6 \times 10^{-6}$	$13,540 \times 10^6$	109×10^6	OK
Critério das Deformações permanentes na fundação						
Estrutura de pavimento		ϵ_c (Limite Admissível)	ϵ_c (calculado pelo BISAR)	N_{80}	N^{adm}	Verificação
Fundação	(E = 70 MPa)	$296,7 \times 10^{-6}$	139×10^{-6}	$13,540 \times 10^6$	$281,2 \times 10^6$	OK

Quadro 3.17 - Análise de extensões

- Troço entre o km 4+665 e o km 7+205

Critério do fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas						
Estrutura de pavimento		ε_t (Limite admissível)	ε_t (calculado pelo BISAR)	N^{dim}	N^{adm}	Verificação
Reforço	Camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com baixa percentagem de borracha (BBr – BBB) (0,05 m)	$147,3 \times 10^{-6}$	$101,3 \times 10^{-6}$	$9,565 \times 10^6$	$62,1 \times 10^6$	OK
Pavimento Existente	Mistura Betuminosa (0,16 m)	$262,9 \times 10^{-6}$	$186,2 \times 10^{-6}$	$9,565 \times 10^6$	$53,7 \times 10^6$	OK
Critério das Deformações permanentes na fundação						
Estrutura de pavimento		ε_c (Limite Admissível)	ε_c (calculado pelo BISAR)	N^{dim}	N^{adm}	Verificação
Fundação	(E = 70 MPa)	$323,7 \times 10^{-6}$	$151,1 \times 10^{-6}$	$9,565 \times 10^6$	$201,4 \times 10^6$	OK

Da análise dos referidos quadros, verifica-se que os valores acumulados de tráfego (N^{adm}) determinados pelos critérios de dimensionamento do Método da Shell, a partir das extensões máximas induzidas pela passagem do eixo padrão de 80kN, são superiores aos valores acumulados de tráfego (N^{dim}) esperados para o período de dimensionamento de 10 anos. Por isso, conclui-se que a solução de reforço do pavimento apresenta características mecânicas compatíveis com as condições de utilização expectáveis durante a vida do projeto, satisfazendo os critérios de dimensionamento adotados.

Os cálculos efectuados através do programa BISAR 3.0 apresentam-se no Anexo 2.

Reforço de Pavimento Adotado

Conforme a caracterização efetuada ao estado do pavimento existente, verificou-se que o IC 20 apresentava dois troços com características bastante distintas ao nível das patologias exibidas pelo pavimento, uma vez que o troço entre o km 0+950 e o km 4+665 possuía um acentuado estado de degradação (fendilhamento, defeitos de superfície e reparações), enquanto o restante trecho patenteava apenas fendilhamento com menor severidade. Assim, para o troço com patologias mais graves, foi considerada a necessidade de execução de trabalhos prévios de saneamento em zona localizada e de trabalhos de fresagem em toda a extensão, na profundidade de 0,05 m.

Tendo em conta os cálculos indicados anteriormente, adotou-se o reforço de pavimento para o IC 20 que se apresenta no Quadro 3.18.

Considerando a necessidade de execução de um tratamento antifendas na totalidade da extensão do IC 20, optou-se pela aplicação de interfaces constituídos por grelhas de fibra de vidro e por grelhas de fibra de carbono. No troço com patologias mais gravosas (km 0+950 a km 4+665), cujo reforço de pavimento é constituído por duas camadas betuminosas, foi considerada a aplicação da grelha de fibra de vidro, enquanto para o restante troço em que o reforço é constituído apenas por uma camada betuminosa, foi adotada a colocação de um interface com melhor resistência mecânica à tração, designadamente uma grelha de fibra de carbono.

Quadro 3.18 - Trabalhos de pavimentação a realizar no IC 20

Troço	Lado da estrada	Profundidade de fresagem	Reforço (camadas a aplicar)		
			Grelhas	Mistura AC 20 bin/reg (MBD)	BBr-BBB
km 0+950 ao km 4+665	D e E	5 cm	Grelha de fibra de vidro	5 cm	5 cm
km 4+665 ao km 7+205	D e E	Não fresar	Grelha de fibra de carbono	-----	5 cm

Apresenta-se em seguida o esquema gráfico com a representação em planta do reforço de pavimento adotado, conforme figura 3.13.

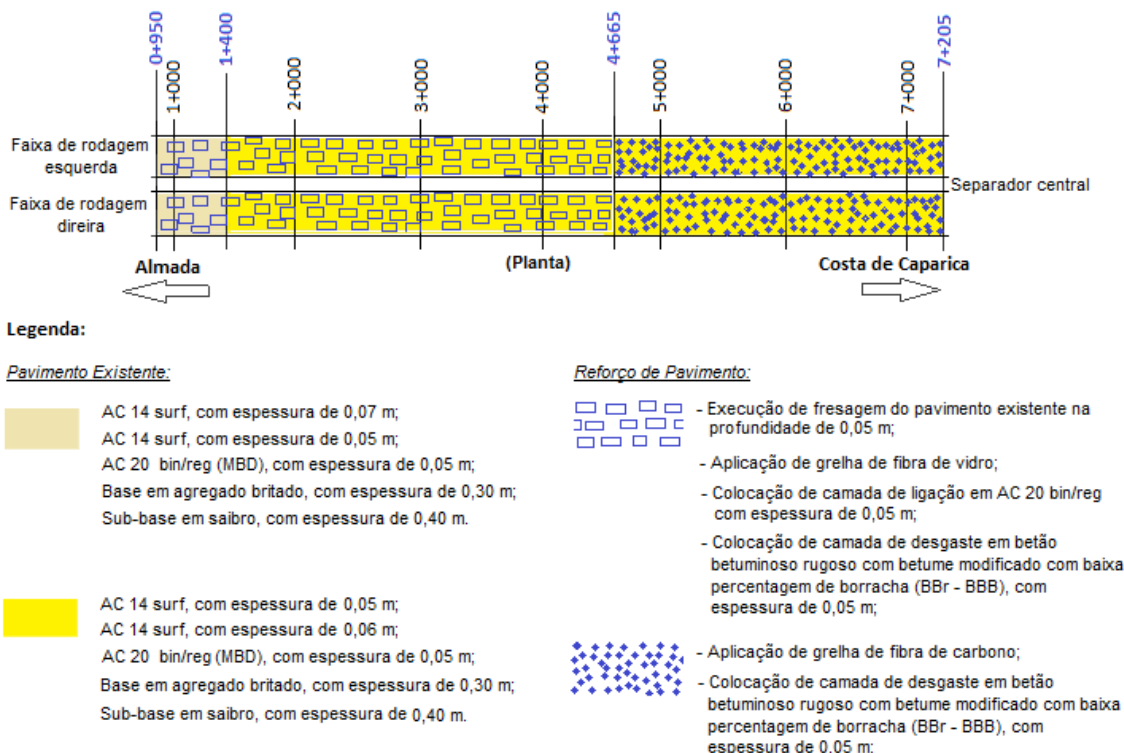
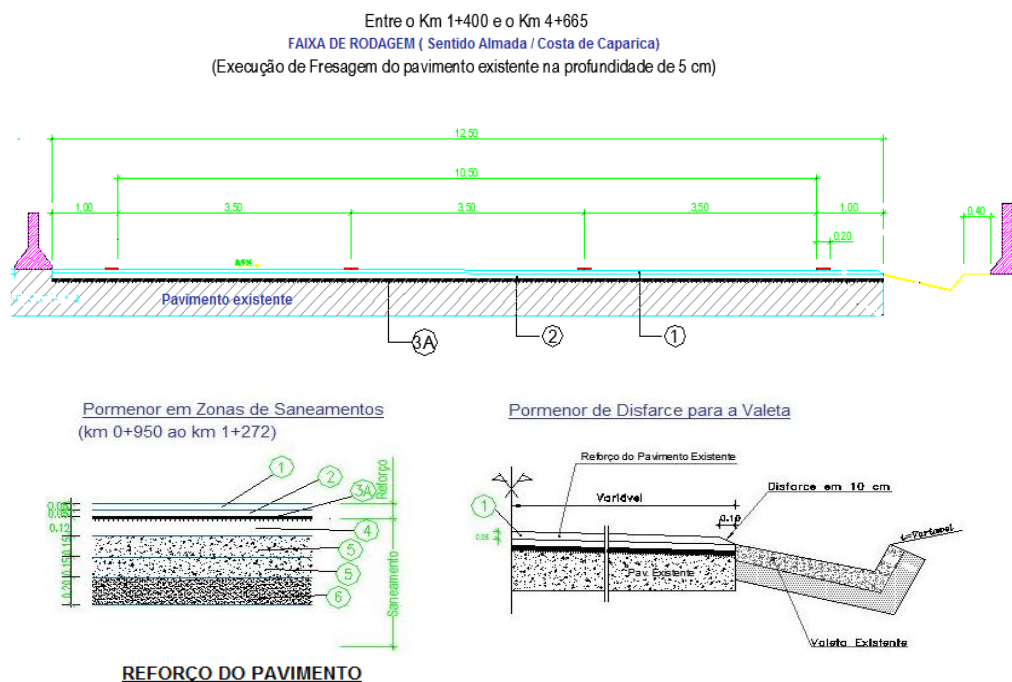


Figura 3.13 – Esquema gráfico com a representação em planta do reforço de pavimento adotado para o IC 20

A camada de desgaste, com espessura média de 0,05 m, é constituída por uma mistura betuminosa rugosa com betume modificado com baixa percentagem de borracha, cujo granulado de borracha é igual ou inferior a 8 % (BBR – BBB).

A camada de regularização betuminosa a aplicar no troço entre o km 0+950 e o km 4+665 é constituída em AC 20 bin/reg (MBD), com espessura média de 0,05 m.

Apresenta-se em seguida um perfil transversal tipo do IC 20, constante na figura 3.14, com a indicação do reforço de pavimento adotado.



		DESIGNAÇÃO	PAVIMENTO Km 0+950 ao Km 1+400 (cm)
Reforço	1	Camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com borracha com baixa percentagem (BBR-BBB)	5
	2	Camada de regularização em mistura betuminosa densa	5
	3A	Grelha de fibra de vidro, com revestimento de betume	Aplicar
	3B	Grelha de fibra de carbono, com revestimento de betume	-
Pavimento Existente		Camada de desgaste em betão betuminoso	7 (2 cm após fresagem de 5 cm)
		Camada de desgaste em betão betuminoso	5
		Camada de regularização em mistura betuminosa densa	5
		Base em agregado britado	30
		Sub-base em saibro	40

ZONAS DE SANEAMENTOS

		DESIGNAÇÃO	SANEAMENTO Km 0+950 ao Km 2+200 LADO ESQUERDO (cm)
4		Camada de regularização em macadame betuminoso	12
5		Camada de base em agregado britado de granulometria extensa	15
6		Camada de sub-base em solos seleccionados	20

Figura 3.14 - Perfil Transversal tipo do IC 20, entre o km 0+950 e o km 1+272
 (Projeto da EP 2007)

3.3 Empreitada de Reabilitação Estrutural e Funcional do Pavimento do IC 20 – Via Rápida de Caparica (Projeto da Subconcessionária)

3.3.1 Enquadramento Geral

Nesta secção é efetuada a descrição e caracterização da solução de reabilitação do pavimento, contemplada no projeto promovido pela subconcessionária Autoestradas do Baixo Tejo, em Agosto de 2010. O projeto alternativo ao inicialmente proposto pela EP foi elaborado pela empresa ca+md – Engenharia.

Os trabalhos de reforço do pavimento integraram a aplicação de betão betuminoso rugoso com betume com média percentagem de borracha reciclada de pneus usados (BBr – BBM). A empreitada foi realizada em 2011, entre o km 0+700 e o km 6+800 do IC 20.

A Subconcessão integra os ramos do nó do Hospital, do nó das Casas Velhas e do nó do Funchalinho e inclui, também, a zona do entroncamento dos Capuchos. No caso do nó A2/IC20 o único ramo da subconcessão é o ramo de saída do IC20 em direção à A2 Sul.

Como o nó das Casas Velhas foi sujeito a obras de reformulação da geometria dos ramos que ocorrem no lado esquerdo, no sentido Almada/Caparica, apenas se apresentam medidas de reabilitação para os ramos do lado contrário.

Na figura 3.15 apresenta-se um mapa com a rede de estradas da Subconcessão do Baixo Tejo onde se pode observar a localização do IC 20.



Figura 3.15 – Rede de estradas da Subconcessão do Baixo Tejo

O IC20 inclui os seguintes sublanços:

- I. Sublanço 1: Rotunda de Almada – Nó A2/IC20, desde o quilómetro de exploração 0+700 até cerca do km 1+050;
- II. Sublanço 2: Nó A2/IC20 – Nó do Hospital, desde o km 1+050 ao km 2+650;

- III. Sublanço 3: Nó do Hospital – Nó das Casas Velhas, até cerca do km 3+800;
- IV. Sublanço 4: Nó das Casas Velhas – Nó do Funchalinho, até aproximadamente ao km 5+050;
- V. Sublanço 5: Nó do Funchalinho – Nó IC20/ER 377-2. Este sublanço inclui o entroncamento dos Capuchos, ao km 6+200. O cruzamento com a ER 377-2 encontra-se aproximadamente ao km 6+800.

3.3.2 Tráfego

A análise do tráfego terá como base a avaliação do número acumulado de passagens de eixos padrão de 130 kN durante o período de dimensionamento, cujos valores se apresentam no quadro 3.19.

Quadro 3.19 – Número acumulado de eixos padrão de 130 kN por sentido, na via mais solicitada no período de dimensionamento

Sublanço	Horizonte de projeto	N_{130kN}
Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (2.º sublanço)	8 anos	$2,2 \times 10^6$
Nó do Hospital – Nó das casas Velhas (3.º sublanço)	8 anos	$1,2 \times 10^6$
Nó das Casas Velhas – Nó do Funchalinho (4.º sublanço)	7 anos	$0,6 \times 10^6$
Nó do Funchalinho – Nó IC 20/ER377-2 (5.º sublanço)	9 anos	$1,0 \times 10^6$

3.3.3 Caracterização da Capacidade Estrutural do Pavimento

A caracterização estrutural do pavimento existente baseou-se na avaliação da capacidade de carga do mesmo, com ensaios com defletómetro de impacto (FWD), medindo-se para o efeito as deflexões resultantes da aplicação da carga vertical.

Os ensaios com o defletómetro de impacto foram realizados de 500 m em 500 m em cada sentido. A placa de carga utilizada tinha 300 mm de diâmetro e foi aplicada uma carga normalizada de 65 kN. As distâncias dos sensores relativamente ao centro de carga, encontram-se representadas no quadro 3.20.

Quadro 3.20 – Distância dos sensores de deflexão ao centro de carga

Posição	D1	D2	D2	D4	D5	D6	D7	D8	D9
Distância ao centro da placa (cm)	0	30	45	60	90	120	150	180	210

Os ensaios foram realizados de modo a que o ponto de carga coincidisse com a rodeira exterior (lado direito da via), apresentando-se nos quadros 3.21 e 3.22 os resultados da totalidade dos valores das

deflexões, o valor médio, o desvio padrão, o coeficiente de variação, os valores máximo, mínimo e o percentil e 5% e 95% das deflexões normalizadas em cada um dos dois sentidos.

Como se pode verificar nesses quadros, a dispersão não é significativa, dado o COV dos valores da deflexão medida ser, de uma forma geral, inferior a 0,30 para cada uma das deflexões medidas, pelo que considerando o critério estabelecido pelo InIR temos um subtrecho moderadamente homogéneo.

Obtido o defletograma fictício correspondente ao percentil 85 % de todos os defletogramas, seleciona-se o defletograma real (sombreado a amarelo) mais próximo daquele, que será o representativo do subtrecho homogéneo.

Devido a existirem alguns valores de deflexões muito baixos e muito elevados, relativamente à média, esses valores foram eliminados do tratamento estatístico, por serem considerados anómalos. O critério de rejeição de pontos de ensaio consiste em eliminar os pontos fora do intervalo do percentil de 5% e de 95% em cada um dos subtrechos.

Quadro 3.21 – Ensaio de avaliação da capacidade de carga com defletómetro de impacto (sentido Almada – Costa de Caparica)

Sentido Almada – Costa de Caparica												
PK	Temperatura		Hora	Deflexões normalizadas para 65 kN (µm)								
	Ar	Sup.		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
				0 cm	30 cm	45 cm	60 cm	90 cm	120 cm	150 cm	180 cm	210 cm
0+500	15,4	16,9	10:14	196	168	147	130	98	74	54	40	33
1+000	15,4	17,2	10:16	320	250	204	167	105	70	52	34	21
1+500	15,4	17,9	10:18	307	238	199	168	120	88	65	49	37
2+000	15,5	18,1	10:19	251	180	152	131	100	78	62	50	39
2+500	15,6	18,7	10:21	366	272	237	205	155	116	89	68	52
3+000	15,7	19,1	10:22	309	236	199	170	124	91	67	50	36
3+500	15,4	20,2	10:24	241	196	170	150	116	91	69	57	49
4+000	15,4	20,7	10:25	335	257	213	179	122	86	63	48	39
4+500	15,3	20,6	10:27	287	222	185	156	110	78	59	45	37
5+000	15,4	20,3	10:28	235	170	137	110	72	49	34	24	17
5+500	15,4	20,7	10:30	334	251	206	173	121	88	66	53	43
6+000	15,7	22,3	10:31	244	189	156	130	91	65	48	35	27
6+500	15,9	22,8	10:32	281	188	145	114	69	43	27	18	12
7+000	16,1	22,9	10:34	326	241	197	166	121	92	72	59	50
7+187	16,2	21,8	10:35	385	308	253	208	140	96	71	54	42
Tratamento estatístico da totalidade dos valores	Número de valores			15	15	15	15	15	15	15	15	15
	Valor Médio			294	224	187	157	111	80	60	46	36
	Desvio Padrão			53	41	35	30	23	19	15	13	12
	Percentil 85%			350	267	223	188	135	100	76	59	48
	Percentil 5%			207	157	129	108	73	50	35	24	16
Percentil 95%			382	292	244	206	149	111	85	68	55	

Quadro 3.21 (Continuação) - Ensaios de avaliação da capacidade de carga com defletómetro de impacto (sentido Almada – Costa de Caparica)

Tratamento estatístico da totalidade dos valores	Número de valores	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	Valor mínimo	196	168	137	110	69	43	27	18	12
	Valor máximo	385	308	253	208	155	116	89	68	52
	COV	0,18	0,18	0,19	0,19	0,21	0,23	0,26	0,29	0,33
Tratamento estatístico dos valores considerados	Número de valores	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	Valor Médio	295	222	185	155	110	80	59	45	35
	Desvio Padrão	42	34	30	27	23	19	16	14	13
	Percentil 85%	339	257	216	184	134	100	76	60	48
	Valor mínimo	235	170	137	110	69	43	27	18	12
	Valor máximo	366	272	237	205	155	116	89	68	52
	COV	0,14	0,15	0,16	0,18	0,21	0,24	0,27	0,31	0,36

Quadro 3.22 – Ensaios de avaliação da capacidade de carga com defletómetro de impacto (sentido Costa de Caparica – Almada)

Sentido Costa de Caparica Almada												
PK	Temperatura		Hora	Deflexões normalizadas para 65 KN (μ m)								
	Ar	Sup.		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
				0 cm	30 cm	45 cm	60 cm	90 cm	120 cm	150 cm	180 cm	210 cm
0+500	18,8	26,9	13:43	315	275	247	221	174	132	101	76	55
1+000	18,8	26,9	13:42	366	224	171	133	85	59	45	35	28
1+500	18,9	26,5	13:40	343	245	195	158	106	75	58	44	36
2+000	18,6	27,4	13:39	368	259	206	164	107	74	47	42	34
2+500	18,3	27,9	13:33	436	341	285	237	168	119	88	66	51
3+000	18,5	27,4	13:36	250	200	172	151	117	89	70	52	39
3+500	18,7	26,7	13:35	250	180	155	135	106	84	70	56	45
4+000	18,3	27,9	13:33	333	249	204	167	118	81	66	48	37
4+500	18,4	27,8	13:32	310	238	199	169	120	87	65	48	37
5+000	18,5	26,5	13:31	310	222	178	146	98	67	49	35	25
5+500	18,6	25,8	13:30	300	216	175	145	101	75	60	48	39
6+000	18,6	26,2	13:28	247	187	154	128	87	60	43	31	22
6+500	19,1	25,3	13:27	188	126	96	74	45	28	23	14	9
6+800	18,8	26,9	13:43	396	306	259	221	161	122	95	74	58
Tratamento estatístico da totalidade dos valores	Número de valores			14	14	14	14	14	14	14	14	14
	Valor Médio			315	233	193	161	114	82	63	48	37
	Desvio Padrão			66	54	48	43	35	28	22	17	13
	Percentil 85%			384	290	242	205	150	111	85	65	51
	Percentil 5%			206	145	114	90	57	37	27	20	15

Quadro 3.22 (Continuação) – Ensaios de avaliação da capacidade de carga com defletómetro de impacto (sentido Costa de Caparica – Almada)

Tratamento estatístico da totalidade dos valores	Número de valores	14	14	14	14	14	14	14	14	14
	Percentil 95%	424	322	271	231	171	128	98	76	59
	Valor mínimo	188	126	96	74	45	28	23	14	9
	Valor máximo	436	341	285	237	174	132	101	76	55
	COV	0,21	0,23	0,25	0,27	0,31	0,33	0,34	0,35	0,36
Tratamento estatístico dos valores considerados	Número de valores	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	Valor Médio	316	233	193	162	115	84	64	49	38
	Desvio Padrão	49	37	33	31	27	22	19	14	11
	Percentil 85%	367	271	227	194	143	107	83	64	49
	Valor mínimo	247	180	154	128	85	59	43	31	22
	Valor máximo	396	306	259	221	174	132	101	76	55
	COV	0,16	0,16	0,17	0,19	0,23	0,27	0,29	0,29	0,29

No quadro 3.23 estão representados os pontos considerados representativos do comportamento estrutural da cada subtrecho homogéneo analisado e os valores das deflexões no geofone de deflexão mais elevada (D1) e de deflexão mais baixa (D9).

Quadro 3.23 – Ensaios de avaliação da capacidade de carga com defletómetro de impacto (sentido Costa de Caparica – Almada)

Sentido	Pki - Pkf	COV D1	Percentil 85 %		PC 85 %		
			D1 (µm)	D9 (µm)	Local (km)	D1 (µm)	D9 (µm)
Almada - Caparica	0+700 – 6+800	0,14	339	48	4+000	335	39
Caparica - Almada	0+700 – 6+800	0,16	367	49	1+000	366	28

COV D1 - Coeficiente de variação das deflexões D1 medidas no centro de carga;
 D1 - Deflexão medida no centro de carga;
 D2 - Deflexão medida no último geofone, colocado a 2,1m do centro de carga
 PC85 % - Ponto considerado representativo da secção tendo em conta o percentil 85 %.

3.3.4 Caracterização do Pavimento Existente

Em Maio de 2009 foram realizadas inspeções visuais ao pavimento do IC 20 para avaliar as patologias existentes. As patologias foram classificadas de acordo com o Manual de Degradações dos Pavimentos Rodoviários Flexíveis da ex-JAE, sendo atribuídas às degradações graus de severidade crescente, de 1 a 3. O relatório das inspeções visuais integra quer fotografias que exemplificam as patologias observadas, quer gráficos em planta com o registo das classificações da severidade, apresentando-se no Anexo 3.

Observam-se fendas do tipo “Pele de Crocodilo” em extensões significativas, ocorrendo mesmo nalguns locais o arrancamento das placas entre fendas.

A caracterização do pavimento existente, tem em vista a determinação da natureza e das espessuras das camadas que constituem o pavimento, sendo efetuada com recurso a sondagens. Os materiais ligados foram recolhidos pela extração de tarolos, enquanto os materiais não ligados foram obtidos pela realização de poços.

A constituição dos pavimentos observada nos poços, as características das misturas betuminosas presentes nas carotes, as características dos materiais granulares e as características dos solos do leito de pavimento e dos solos de fundação encontram-se indicados no Anexo 4. Realizaram-se 5 poços, com as dimensões de 50 x 70 cm, com a localização indicada no quadro 3.24.

Quadro 3.24 – Localização dos poços efetuados no pavimento

N.º do Poço	Pk	Sentido	Via	Razões da escolha	Deflexões máximas no local escolhido
P1	1+000	Caparica - Almada	VD/Berma	DI – local representativo do subtrecho	D1 = 366 μm \approx P 85 % (deflexão do ponto característico)
P2	2+500	Caparica - Almada	VD/Berma	DI – local com as deflexões mais elevadas registadas em todo o pavimento	D1 = 436 μm
P3	3+000	Almada - Caparica	VD/Berma	DI – local com deflexões superiores ao valor médio do subtrecho IRI – valor de IRI elevado	D1 = 309 μm IRI: rodeira esquerda = 2,80 m/km
P4	4+000	Almada - Caparica	VD/Berma	DI – local representativo do subtrecho IRI – Valor de IRI muito elevado na rodeira	DI: D1 = 335 μm \approx P 85 % IRI: rodeira direita = 3,70 m/km
P5	5+500	Caparica - Almada	VD/Berma	DI – local com deflexões idênticas ao valor médio do subtrecho	DI: D1 = 300 μm \approx VM

No quadro 3.25 apresentam-se as espessuras das camadas medidas nos poços efetuados e a composição dos vários materiais.

Quadro 3.25 – Constituição do pavimento medida nos poços

Sentido	Poço	Localização do poço		Estrutura do pavimento (cm)					
				MBd	MBI	MBb	MBt	MG	LP
Almada - Caparica	P3	Via direita	3+000	4,5	9,0	3,0	16,5	30,0	43,0
	P4	Via direita	4+000	4,5	4,5	6,0	15,0	27,0	30,0
Caparica - Almada	P1	Via direita	1+000	4,5	7,0	6,0	17,5	30,0	---
	P2	Via direita	2+500	4,5	5,5	6,0	16,0	27,0	45,0
	P5	Via direita	5+500	4,0	4,0	7,0	15,0	30,0	30,0

- MBd - Misturas betuminosas com características de desgaste;
- MBI - Misturas betuminosas com características de ligação;
- MBb - Misturas betuminosas com características de base;
- MBt - Total de misturas betuminosas;
- MG - Material granular;
- LP - Leito do pavimento

3.3.5 Estabelecimento do Modelo de Comportamento Estrutural – Determinação dos Módulos de Deformabilidade

Estabelecimento dos modelos de comportamento estrutural do pavimento existente consiste na determinação das características de deformabilidade dos materiais que constituem as diversas camadas do pavimento e do solo de fundação.

As características de deformabilidade das camadas de cada um dos subtrechos foram obtidas por retroanálise, a partir dos resultados dos ensaios de carga, com base no conhecimento das espessuras, a natureza e características dos materiais constituintes das camadas do pavimento e solos de fundação, através do levantamento de campo e dos ensaios laboratoriais.

Procedeu-se à interpretação dos resultados dos ensaios de carga não só nos locais considerados representativos, indicados no quadro 3.23, mas em todos os locais em que se efetuaram os poços, de forma a caracterizar estruturalmente todos os 5 sublanços do IC 20. A retroanálise foi realizada em cada um dos locais onde se efetuaram os poços, representativos do comportamento estrutural dos 5 sublanços do IC 20, cuja composição se indica no quadro 3.27.

Recorreu-se ao programa de cálculo automático ELSYM 5, o qual considera comportamentos elástico-lineares, para efetuar a retroanálise, de acordo com a metodologia anteriormente apresentada. Os coeficientes de Poisson adotados foram de 0,35 para os solos de fundação, materiais granulares e misturas betuminosas. No quadro 3.26 apresentam-se os valores das deflexões máximas e mínimas nos pontos característicos de cada um dos sublanços.

A estrutura do pavimento considerada na retroanálise encontra-se indicada no quadro 3.27. Os módulos de deformabilidade determinados para os materiais do pavimento existente nas condições de ensaio, encontram-se indicados no quadro 3.28. Foram consideradas duas estações climatológicas mais próximas da via em estudo, nomeadamente a de Lisboa e a do Montijo (Base Aérea).

A partir da temperatura média anual do ar ponderada calculou-se a temperatura média anual do pavimento (temperatura de projeto), tendo-se utilizado a metodologia da SHELL, recorrendo-se para o efeito a um ábaco que relaciona a temperatura média anual com a espessura das camadas betuminosas, obtendo-se desta forma a temperatura do pavimento a diversas profundidades.

Desta forma, tomou-se como temperatura representativa das misturas betuminosas, o valor de 27,9 °C e 26,5 °C, respetivamente para as camadas de desgaste e para o conjunto das camadas de ligação e de base, para a estação climatológica de Lisboa, por serem as mais gravosas (ver Anexo 5).

Quadro 3.26 – Valores das deflexões máximas e mínimas nos pontos característicos

Sentido	Via	Sublanço				Ponto representativo do subtrecho		
		Designação	Extensão	Percentil 85 %		Pk	D1 _{nc}	D9 _{nc}
				D1 (µm)	D9 (µm)			
Almada - Caparica	Direita	Nó do Hospital – Nó das Casas Velhas (3.º sublanço)	2+650 – 3+800	335	39	3+000	309	36
	Direita	Nó das Casas Velhas – Nó do Funchalinho (4.º sublanço)	3+800 – 5+050			4+000	335	39
Caparica - Almada	Direita	Rotunda de Almada – Nó A2/IC20 (1.º sublanço)	0+700 – 1+050	366	28	1+000	366	28
	Direita	Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (2.º sublanço)	1+050 – 2+650			2+500	436	51
	Direita	Nó do Funchalinho – Nó IC 20/ER377-2 (5.º sublanço)	5+050 – 6+800			5+500	300	39

Após a obtenção dos módulos de deformabilidade constantes no quadro 3.28 e do conhecimento das temperaturas das misturas durante os ensaios de carga, procedeu-se à correção dos referidos módulos pela metodologia de Ullidtz and Peattie, tal como explicado na secção 2.2.5.

Relativamente aos módulos de deformabilidade dos solos de fundação, procedeu-se à sua correção devido ao efeito da humidade na altura da execução dos ensaios. Os ensaios realizaram-se durante o mês de Fevereiro, ou seja num período húmido. De acordo com o estabelecido no Manual Espanhol (MF 2003), quando as medições são realizadas num mês húmido, ou num mês seguido de um mês húmido, não é necessário proceder ao ajuste dos módulos de deformabilidade do solo de fundação, uma vez que as condições de ensaio já representam uma situação desfavorável de capacidade de carga. No entanto, por razões de segurança, o projeto considerou uma redução de 1,3 vezes para os módulos de deformabilidade dos solos de fundação.

No quadro 3.29 encontram-se indicados os valores dos módulos de deformabilidade dos diversos materiais das camadas do pavimento, em que os módulos de rigidez das misturas betuminosas correspondem à temperatura de projeto e os módulos dos solos de fundação consideram as variações de humidade ao longo do ano.

Quadro 3.27 – Estrutura do Pavimento considerada na retroanálise

Sentido	Sublanço	Local selecionado	Poço		Justificação da escolha do local	Estrutura do pavimento adotada na retroanálise
			N.º	Local		
Almada - Caparica	Nó do Hospital – Nó das Casas Velhas (3.º sublanço)	3+000	III	3+000	Local representativo do 3.º sublanço (Nó do Hospital – Nó das Casas Velhas)	4,5 MBd + 9,0 MBI + 3,0 MBb + 30,0 MG
	Nó das Casas Velhas – Nó do Funchalinho (4.º sublanço)	4+000	IV	4+000	Local representativo do sentido Almada – Caparica e do 4.º sublanço (Nó das Casas Velhas – Nó do Funchalinho)	4,5 MBd + 4,5 MBI + 6,0 MBb + 27,0 MG
Caparica - Almada	Rotunda de Almada – Nó A2/IC20 (1º sublanço)	1+000	I	1+130	Local representativo do sentido Caparica – Almada, embora com baixas deflexões na fundação e do 1.º sublanço (Rotunda de Almada Nó A2/IC20)	5,0 MBd + 6,5 MBI + 4,0 MBb + 30,0 MG
	Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (2.º sublanço)	2+500	II	2+500	Local com as deflexões mais elevadas verificadas neste trecho, mas que se considerou como representativo do 2.º lanço (Nó A2/IC20 – Nó do Hospital)	4,5 MBd + 5,5 MBI + 6,0 MBb + 27,0 MG
	Nó do Funchalinho – Nó IC 20/ER377-2 (5.º sublanço)	5+500	V	5+500	Local representativo do 5.º sublanço (Nó do Funchalinho – Nó do IC 20/ER377-2), embora com baixas deflexões nas camadas betuminosas	4,0 MBd + 4,0 MBI + 7,0 MBb + 30,0 MG

Quadro 3.28 – Módulos de deformabilidade obtidos para os materiais do pavimento existente nas condições de ensaio

Sentido	Sublanço	Pki - Pkf	Local	Misturas betuminosas existentes				Materiais granulares		Solo de Fundação		E_{CR} (MPa)	D1 (μ m)	D9 (μ m)	Tar ($^{\circ}$ C)	Tsup. Pav. ($^{\circ}$ C)
				h_{MB} (CD) (cm)	E_{MB} (CD) (MPa)	h_{MB} (CL + CB) (cm)	E_{MB} (CL + CB) (MPa)	h_{MG} (cm)	E_{MG} (MPa)	h_{sf} (cm)	E_{sf} (MPa)					
Almada - Caparica	Nó do Hospital – Nó das Casas Velhas (3.º sublanço)	2+650 – 3+800	3+000	4,5	3700	12,0	5100	30,0	500	70,0	150	220	309	36	15,7	19,1
	Nó das casas Velhas – Nó do Funchalinho (4.º sublanço)	3+800 – 5+050	4+000	4,5	3700	10,5	5400	27,0	520	50,0	140	210	335	39	15,4	20,7
Caparica - Almada	Rotunda de Almada – Nó A2/IC20 (1.º sublanço)	0+700 – 1+050	1+000	5,0	2700	10,5	3600	30,0	460	50,0	150	260	366	28	18,8	26,9
	Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (2.º sublanço)	1+050 – 2+650	2+500	4,5	3100	11,5	4850	27,0	420	80,0	80	175	436	51	18,6	27,5
	Nó do Funchalinho – Nó IC 20/ER377-2 (5.º sublanço)	5+050 – 6+800	5+500	4,0	3800	11,0	5500	30,0	540	40,0	170	220	300	39	18,6	25,8

E_{CR} - Módulo de deformabilidade da camada rígida (camada da fundação mais profunda considerada, na modelação numérica dos ensaios de carga, com maior rigidez, para atender à resposta não linear do material da fundação).

Quadro 3.29 – Módulos de deformabilidade dos materiais do pavimento para efeitos de cálculo da vida restante do pavimento existente

Sentido	Sublanço	Pki - Pkf	h_{MB} (CD) (cm)	E_{MB} (CD) (MPa)	h_{MB} (CL + CB) (cm)	E_{MB} (CL + CB) (MPa)	h_{MG} (cm)	E_{MG} (MPa)	E_{sf} (MPa)
Almada - Caparica	Nó do Hospital – Nó das Casas Velhas (3.º sublanço)	2+650 – 3+800	4,5	2380	12,0	3450	30,0	500	115
	Nó das casas Velhas – Nó do Funchalinho (4.º sublanço)	3+800 – 5+050	4,5	2360	10,5	3610	27,0	520	110
Caparica - Almada	Rotunda de Almada – Nó A2/IC20 (1.º sublanço)	0+700 – 1+050	5,0	1960	10,5	2740	30,0	460	115
	Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (2.º sublanço)	1+050 – 2+650	4,5	2230	11,5	3660	27,0	420	60
	Nó do Funchalinho – Nó IC 20/ER377-2 (5.º sublanço)	5+050 – 6+800	4,0	2740	11,0	4160	30,0	540	130

Verifica-se que as características mecânicas das camadas betuminosas de base e de ligação são mais elevadas do que as das camadas de desgaste, sendo de realçar que os módulos de rigidez das misturas betuminosas das camadas de desgaste são baixos, o que é compatível com as patologias observadas neste material (fendas e desagregações de severidade alta). Os materiais granulares apresentam propriedades mecânicas elevadas, que se explicam com o bom estado de compactação.

3.3.6 Verificação da Capacidade de Carga do Pavimento Existente

Os critérios de ruína adotados no dimensionamento, já objeto de análise anterior, consistem na verificação ao fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas e à deformação permanente no pavimento, controlado no topo do solo de fundação.

Considerando as leis de comportamento propostas pela metodologia da Shell, acima mencionadas, são apresentados no quadro 3.30 os valores- limites de extensões para o pavimento existente.

A verificação da capacidade de carga do pavimento existente foi efetuada tendo por base a análise do estado de tensão e deformação do pavimento, considerando o eixo-padrão de 130 kN, as características mecânicas dos materiais resultantes da interpretação dos ensaios de carga e as espessuras das camadas do pavimento existente.

Após a determinação da extensão horizontal de tração máxima na base das camadas betuminosas ($\epsilon_{t\text{ cáil}}$) e da extensão vertical de compressão máxima no topo do solo de fundação ($\epsilon_{c\text{ cáil}}$), induzidas

pelo eixo-padrão, os valores obtidos são comparados com as extensões limites admissíveis apresentadas no quadro 3.30.

Quadro 3.30 – Valores das extensões admissíveis nos materiais do pavimento e na fundação

Sublanço	Pki - Pkf	N _{130kN}	E _{MB} (CD) (MPa)	E _{MB} (CL + CB) (MPa)	ε _{t adm} (x 10 ⁻⁶)		E _{sf} (MPa)	ε _{c adm} (x 10 ⁻⁶)
					MB (CD)	MB (CL + CB)		
Rotunda de Almada – Nó A2/IC20 (1.º sublanço)	0+700 – 1+050	2,2 x 10 ⁶	1960	2740	255	190	115	467
Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (2.º sublanço)	1+050 – 2+650	2,2 x 10 ⁶	2230	3660	244	171	60	467
Nó do Hospital – Nó das Casas Velhas (3.º sublanço)	2+650 – 3+800	1,2 x 10 ⁶	2380	3450	269	197	115	544
Nó das casas Velhas – Nó do Funchalinho (4.º sublanço)	3+800 – 5+050	0,6 x 10 ⁶	2360	3610	310	223	110	647
Nó do Funchalinho – Nó IC 20/ER377-2 (5.º sublanço)	5+050 – 6+800	1,0 x 10 ⁶	2740	4160	265	191	130	569

Os cálculos foram efetuados com recurso do programa ELSYM 5, apresentando-se nos quadros 3.31 e 3.32, os resultados.

Quadro 3.31 – Valores das extensões máximas de tração na base das camadas betuminosas induzidas pelo eixo-padrão nos pavimentos existentes

Sublanço	N _{130KN}	E _{MB} (CD) (MPa)	E _{MB} (CL + CB) (MPa)	ε _{t adm} (x 10 ⁻⁶)		ε _{t cál} (x 10 ⁻⁶)	N _{adm}	Dano
				MB (CD)	MB (CL + CB)	MB		
Rotunda de Almada – Nó A2/IC20 (1.º sublanço)	2,2 x 10 ⁶	1960	2740	255	190	174	3,37 x 10 ⁶	0,65
Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (2.º sublanço)	2,2 x 10 ⁶	2230	3660	244	171	174	2,00 x 10 ⁶	1,10
Nó do Hospital – Nó das Casas Velhas (3.º sublanço)	1,2 x 10 ⁶	2380	3450	269	197	146	5,35 x 10 ⁶	0,22
Nó das casas Velhas – Nó do Funchalinho (4.º sublanço)	0,6 x 10 ⁶	2360	3610	310	223	154	3,77 x 10 ⁶	0,16
Nó do Funchalinho – Nó IC 20/ER377-2 (5.º sublanço)	1,0 x 10 ⁶	2740	4160	265	191	139	4,88 x 10 ⁶	0,20

Quadro 3.32 – Valores das extensões máximas de compressão no topo da fundação induzidas pelo eixo-padrão

Sublanço	N_{130KN}	E_{sf} (MPa)	$\epsilon_{c adm}$ ($\times 10^{-6}$)	$\epsilon_{c cal}$ ($\times 10^{-6}$)	N_{adm}	Dano
Rotunda de Almada – Nó A2/IC20 (1.º sublanço)	$2,2 \times 10^6$	115	467	417	$3,5 \times 10^6$	0,63
Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (2.º sublanço)	$2,2 \times 10^6$	60	467	593	$0,85 \times 10^6$	2,59
Nó do Hospital – Nó das Casas Velhas (3.º sublanço)	$1,2 \times 10^6$	115	544	372	$5,5 \times 10^6$	0,22
Nó das casas Velhas – Nó do Funchalinho (4.º sublanço)	$0,6 \times 10^6$	110	647	437	$2,9 \times 10^6$	0,21
Nó do Funchalinho – Nó IC 20/ER377-2 (5.º sublanço)	$1,0 \times 10^6$	130	569	355	$6,6 \times 10^6$	0,15

Tendo em conta os resultados apresentados nos quadros 3.31 e 3.32, verifica-se que somente o sublanço Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (km 1+050 – km 2+650) não possui capacidade de carga suficiente para suportar o tráfego de projeto, pelo será objeto de uma reabilitação estrutural e funcional, sendo os restantes sublanços sujeitos apenas a uma reabilitação funcional.

3.3.7 Dimensionamento do Reforço do Pavimento

Os módulos de rigidez das misturas betuminosas a colocar no reforço foram calculados considerando as temperaturas representativas da região, o tipo de betume e as características das misturas betuminosas. Considerou-se um betume da classe 35/50. O valor dos módulos de rigidez das novas misturas betuminosas foi determinado de acordo com a metodologia da SHELL.

O módulo de rigidez do betão betuminoso adotado para a camada de desgaste em AC 14 surf (BB) foi de 4200 MPa, sendo o valor do módulo proposto para a camada em AC 20 bin (MBD), com características de ligação, de 4500 MPa. O coeficiente de Poisson adotado para ambas as misturas betuminosas foi de 0,35. No dimensionamento do reforço de pavimento adotaram-se os mesmos critérios de ruína que foram considerados na verificação da capacidade de carga do pavimento existente.

Os valores das extensões verticais de compressão admissíveis no topo da fundação são os indicados no quadro 3.30, conforme os níveis de tráfego. Admitiu-se para as novas misturas betuminosas uma percentagem volumétrica de betume de 12 % e 11 %, respetivamente, para as misturas com características de desgaste e de ligação.

No quadro 3.33 indicam-se, de acordo com a lei de fadiga considerada, as extensões horizontais de tração admissíveis na base do conjunto das novas camadas de reforço em misturas betuminosas, no

período de dimensionamento de 8 anos (no caso do sublanço Nó A2/IC20 – Nó do Hospital, devido ao facto de se prever o seu alargamento para 2x4 em 2016/2017).

Na sequência da determinação das extensões máximas admissíveis na base das camadas de misturas betuminosas e no topo do solo de fundação, procedeu-se à análise estrutural da reabilitação, que consiste num processo evolutivo (por tentativas) em que se aumenta ou reduz a espessura das camadas novas de reforço, até que se verifique que a extensão máxima de tração instalada na base das camadas betuminosas e a extensão máxima de compressão vertical ocorrida no topo da fundação, induzidas pelo eixo padrão no pavimento, respeitam as extensões limites admissíveis definidas pelos critérios de dimensionamento.

Quadro 3.33 – Valores das extensões admissíveis na base das camadas de reforço estrutural do sublanço Nó A2/IC 20 – Nó do Hospital

Sublanço	N_{130kN}	E_{BB} (CD) (MPa)	E_{MBD} (CL) (MPa)	$\epsilon_t adm$ ($\times 10^{-6}$)	
				BB (CD)	MBD (CL)
Nó A2/IC20 – Nó do Hospital (2.º sublanço)	$2,2 \times 10^6$	4200	4500	210	189

O dimensionamento do reforço do pavimento foi efetuado tendo por base a análise do estado de tensão e deformação do pavimento, considerando o eixo-padrão de 130 kN e as características mecânicas dos materiais a aplicar.

Após a determinação da extensão horizontal de tração máxima na base das camadas betuminosas ($\epsilon_t\text{ cáil}$) e da extensão vertical de compressão máxima no topo do solo de fundação ($\epsilon_c\text{ cáil}$), induzidas pelo eixo-padrão, os valores obtidos são comparados com as extensões limites admissíveis apresentadas no quadro 3.33.

Os cálculos foram efetuados com recurso do programa ELSYM 5, conforme listagens disponíveis no anexo 6. Os valores das extensões máximas de tração na base das camadas betuminosas ($\epsilon_t\text{ cáil}$) e de compressão no topo do solo de fundação ($\epsilon_c\text{ cáil}$), o número admissível de eixos padrão e o dano resultante nas estruturas dimensionadas para o tráfego de projeto, estão indicados nos quadros 3.34 e 3.35.

Pela análise dos referidos dois quadros, verifica-se que a colocação de uma nova camada de desgaste, em AC14 surf, com 0,04 m de espessura é suficiente para dotar com as características estruturais adequadas o sublanço com falta de capacidade de carga. No entanto, foram analisados outros cenários de reabilitação, de forma a selecionar o mais interessante no ponto de vista técnico e económico.

Os outros dois cenários alternativos consistem na fresagem da camada de desgaste existente numa profundidade de 6 cm, nas zonas em que se encontra mais degradado e com desagregações superficiais.

Num dos cenários alternativos, propõe-se a aplicação de uma camada de ligação em AC 20 bin (MBD), com 6 cm de espessura, seguida da colocação de uma camada de desgaste em AC 10 surf (mBBr), com betume modificado com polímeros, com 3 cm de espessura, sendo no outro cenário considerada uma camada de ligação em AC 20 bin (MBD), com 5 cm de espessura, seguida da colocação de uma camada de desgaste em BBr – BBM, com 4 cm de espessura.

Quadro 3.34 – Valores das extensões máximas de tração na base das camadas betuminosas induzidas pelo eixo-padrão no sublanço N° A2/IC 20 – N° do Hospital

Cenários analisados	N _{130KN} (x 10 ⁶)	Misturas betuminosas novas				Misturas betuminosas existentes						Dano
		E _{BB} (CD) (MPa)	ε _{t adm} (x 10 ⁻⁶)	E _{MBD} (CL) (MPa)	ε _{t adm} (x 10 ⁻⁶)	E _{MB} (CD) (MPa)	ε _{t adm} (x 10 ⁻⁶)	E _{MBD} (CL+CB) (MPa)	ε _{t adm} (x 10 ⁻⁶)	ε _{t cál} (x 10 ⁻⁶)	N _{adm} (x 10 ⁶)	
Colocação de misturas betuminosas novas, com 4 cm de espessura, em AC 14 surf, sobre o pavimento existente	2,2	4200	210	---	---	2230	244	3660	171	142 *	13,47	0,16
Fresagem do pavimento existente em 6 cm e colocação de misturas betuminosas novas com espessuras de de 6 cm (AC 20 bin) + 3 cm (AC 10 surf)	2,2	4200	210	4500	189	---	---	3660	171	146 *	11,72	0,19
Fresagem do pavimento existente em 6 cm e colocação de misturas betuminosas novas com espessuras de de 5 cm (AC 20 bin) + 4 cm (BBr – BBM)	2,2	4200	210	4500	189	---	---	3660	171	146 *	11,72	0,19

* ε_{t cál} - extensão de tração instalada na base da totalidade das camadas betuminosas

Pela observação dos valores calculados pelo programa ELSYM 5 (Anexo 6), verifica-se que a extensão de tração na base da nova camada de desgaste, em AC14 surf, é de compressão, pelo que não é condicionante em termos de resistência ao fendilhamento por fadiga.

No caso de o reforço ser efetuado com duas camadas, a extensão de tração na base da camada de ligação em AC 20 bin (MBD) não é condicionante, quando comparada com a extensão admissível, por ser muito baixa, constatando-se assim que nos três cenários analisados, a extensão de tração instalada na base da totalidade das camadas betuminosas existentes é a que apresenta o valor mais elevado, constituindo por isso a situação mais desfavorável ao nível do critério de fadiga.

Quadro 3.35 – Valores das extensões verticais máximas de compressão no topo do solo de fundação induzidas pelo eixo-padrão no sublanço Nó A2/IC 20 – Nó do Hospital

Cenários analisados	N_{130KN} ($\times 10^6$)	Solo de fundação					
		E_{sf} (MPa)	$\epsilon_{c adm}$ ($\times 10^{-6}$)	$\epsilon_{c cál}$ ($\times 10^{-6}$)	N_{adm} ($\times 10^6$)	Dano	Maior valor do dano
Colocação de misturas betuminosas novas, com 4 cm de espessura, em AC 14 surf, sobre o pavimento existente	2,2	60	467	455	2,45	0,90	0,90
Fresagem do pavimento existente em 6 cm e colocação de misturas betuminosas novas com espessuras de de 6 cm (AC 20 bin) + 3 cm (AC 10 surf)	2,2	60	467	459	2,37	0,93	0,93
Fresagem do pavimento existente em 6 cm e colocação de misturas betuminosas novas com espessuras de de 5 cm (AC 20 bin) + 4 cm (BBr – BBM)	2,2	60	467	460	2,35	0,94	0,94

Constata-se que o critério de ruína condicionante é a limitação da extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação, quando comparada com a extensão admissível, por ser a que conduz ao maior dano na estrutura.

Qualquer dos três cenários propostos garante uma vida restante aos pavimentos superior ao período de dimensionamento (horizonte de projeto) de 8 anos.

Considerando que a camada de desgaste existente apresentava patologias severas (fendilhamento do tipo “pele de crocodilo”), as quais tinham tido início na base das camadas betuminosas e se propagaram até à superfície, foi necessário considerar a execução de medidas construtivas prévias ao reforço, tendo em vista o retardamento da propagação das fendas. Nas zonas com “pele de crocodilo” considerou-se a realização de trabalhos de fresagens localizadas dos materiais fendilhados e reposição de novas misturas betuminosas previamente à execução do reforço. Este cenário não se mostra interessante do ponto de vista construtivo e económico devido à mais difícil quantificação das zonas a tratar e à maior morosidade da execução das várias técnicas construtivas.

3.3.8 Reabilitações Estrutural e Funcional Adotadas no Projeto Alternativo da Subconcessionária

Apresenta-se em seguida o esquema gráfico com a representação em planta das reabilitações estrutural e funcional adotadas para o IC 20, conforme figura 3.16.

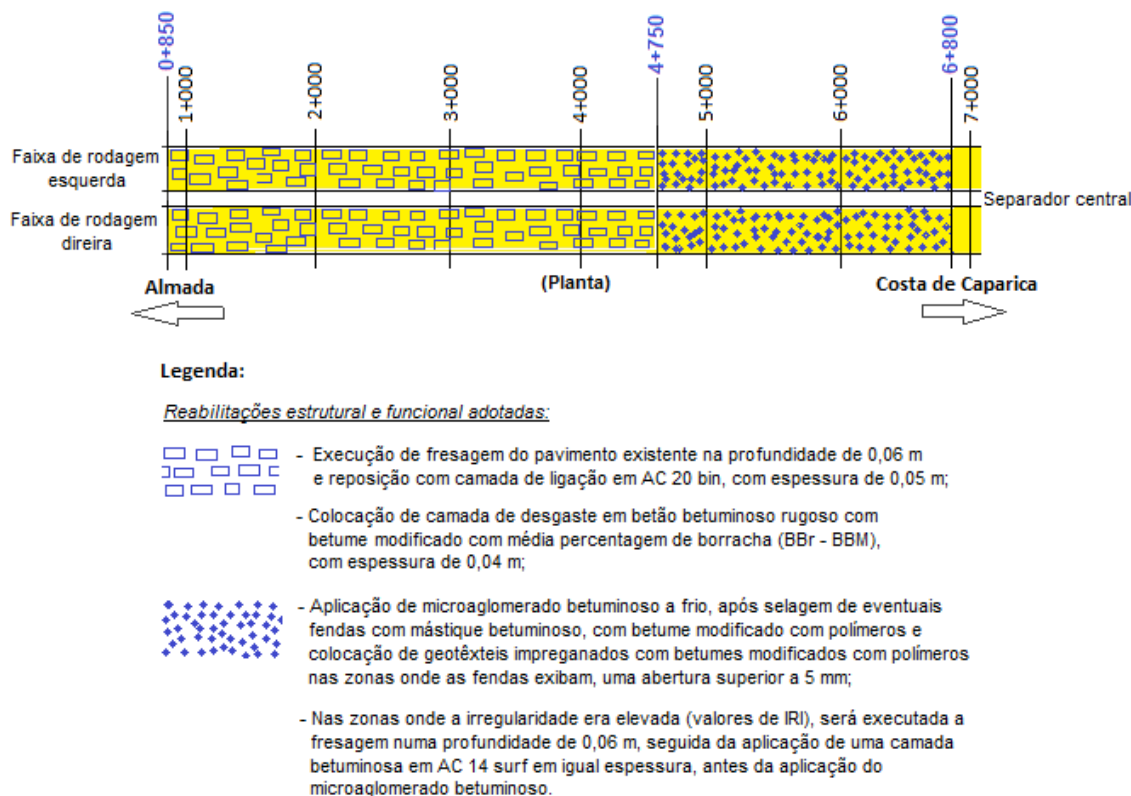


Figura 3.16 – Esquema gráfico com a representação em planta das reabilitações estrutural e funcional adotadas para o IC 20

Os trechos com patologias eram descontínuos e ocorriam desde o km 1+100 ao km 4+650. Além disso, era importante reduzir a geração de ruído no contacto pneu-pavimento em toda aquela extensão, pelo que a solução de reabilitação estrutural preconizada em todo o lanço, entre o km 0+850 e o km 4+750, foi constituída pela execução de uma fresagem do pavimento existente em 6 cm de profundidade, seguida da reposição de uma camada de ligação em AC 20 bin/reg (MBD), com 5 cm de espessura e da colocação de uma camada de desgaste em BBr - BBM, com 4 cm de espessura.

No trecho entre o km 0+850 e o km 4+750, constatou-se que, em três carotes retirados ao km 1+000, ao km 1+450 e ao km 2+500, após a fresagem de 6 cm de profundidade, a camada subjacente à de desgaste tinha uma espessura muito reduzida, podendo apresentar um comportamento pouco fiável, pelo que nessas situações localizadas a fresagem foi incrementada para uma profundidade de 9 cm, com a reposição de uma camada de AC 20 bin/reg (MBD), com 8 cm de espessura, antes da aplicação da camada de desgaste em BBr - BBM, com 4 cm e espessura.

Para o restante sublanço do IC 20, entre o km 4+750 e o final da subconcessão (km 6+800), aplicou-se a solução de reabilitação funcional contemplando a aplicação de microaglomerado betuminoso a frio, após a selagem de eventuais fendas com mástique betuminoso, com betume modificado com polímeros e a colocação de geotêxteis impregnados com betumes modificados com polímeros, nas zonas onde as fendas exibam uma abertura superior a 5 mm. Contudo, nas zonas deste troço onde a irregularidade era elevada (valores elevados do IRI), a solução prevista foi a fresagem numa profundidade de 6 cm, retirando a totalidade da camada de desgaste, seguida de reposição com AC14 surf em igual espessura, antes da aplicação do microaglomerado betuminoso a frio.

As medidas de intervenção preconizadas em cada trecho deverão ser estendidas às bermas, vias de aceleração e desaceleração e zonas de entrecruzamento, com exceção dos trabalhos de fresagem que não são estendidos às bermas, devido a estas não apresentarem patologias de gravidade das vias adjacentes. Assim, nas bermas do trecho entre o km 0+850 e 4+750 será aplicado apenas a camada de betão betuminoso rugoso com betume borracha.

3.3.9 Projeto de Alterações à Patente do Concurso (Fase de Obra)

Em fase de execução de obra, o agrupamento de empresas construtoras, a quem foi adjudicada a obra, apresentou uma proposta de alterações ao projeto da subconcessionária, a qual foi aceite.

O projeto de alterações foi elaborado pela “Norvia” tendo considerado variantes ao projeto da plena via, entre o km 0+850 e o km 4+750, onde se aprofundou a fresagem e se preconizou uma solução em mistura de AC 16 bin 10/20 (MBAM) e uma mistura AC 20 bin/reg (MBD), de modo a manter a cota do pavimento existente, uma vez que esta solução apresentava vantagens técnicas e de prazo de execução, dado que reduzia os trabalhos de alteamento de guardas de segurança e de caixas de visita existentes.

A caracterização da situação existente teve por base o projeto patente da subconcessionária, uma nova inspeção visual e uma campanha de recolha de amostras nas zonas em que o pavimento apresentava fendilhamento, para se determinar a profundidade destas e as espessuras das camadas do pavimento existente (quadro 3.36).

Adotaram-se os pressupostos e as metodologias de cálculo utilizados no projeto patente para a determinação dos módulos de deformabilidade das diferentes camadas do pavimento existente, mantendo-se assim válidos os valores constantes no quadro 3.29. No entanto, no 2.º sublanço Nó A2/IC 20 – Nó do Hospital adotou-se para o solo de fundação um módulo de deformabilidade de 80 MPa em vez de 60 MPa, por ser o valor obtido da retroanálise.

Verifica-se no quadro 3.36 que as fendas observadas entre o km 0+850 e km 4+750 atingiam em média 9 a 10 cm de profundidade. Do km 4+750 até ao fim da obra, o projeto patente definia como medida de beneficiação do pavimento para correção da irregularidade longitudinal ou de zonas com fendilhamento ramificado, uma fresagem com 6 cm de profundidade e reposição com camada betuminosa em AC 14 surf em igual espessura, antes da aplicação do microaglomerado betuminoso a frio.

Contudo, verificou-se que as carotes 7 e 8 apresentavam fendas com profundidade superior a 6 cm, o que levou à necessidade de prever, adicionalmente à fresagem, uma selagem prévia de fendas.

Quadro 3.36 – Prospecção realizada no âmbito do projeto de alterações

IC 20 – Almada / Caparica (campanha de carotagem adicional)									
Carote N.º	Localização			Altura da fissura (cm)	Espessuras (cm)				
	km	sentido	Via		1. ^a	2. ^a	3. ^a	4. ^a	Total
1	1+240	Crescente	Direita	8,0 - 9,0	6,0	4,5	3,0	4,0	17,5
2	2+010	Crescente	Direita	13,0	4,0	5,0	4,0		13,0
3	2+460	Crescente	Direita	8,0	4,0	4,0	7,5		15,5
4	3+390	Crescente	Direita	10,0	4,0	6,0	6,0		16,0
5	4+210	Crescente	Direita	8,0 – 9,0	4,0	6,0	8,0		18,0
6	6+700	Crescente	Direita	5,0	5,0	7,0	4,5		16,5
7	5+590	Crescente	Direita	6,0 – 9,0	4,5	7,0	4,0		15,5
8	5+240	Crescente	Direita	6,5 – 6,5	5,0	6,0	4,5		15,5
9	4+260	Crescente	Direita	11,0	5,5	5,5	4,5		15,5
10	3+060	Crescente	Direita	6,0 – 5,0 – 10,0	5,0	5,0	7,5		17,5
11	1+260	Crescente	Direita	4,0	4,0	4,5	3,5	3,0	15,0
3	2+460	Crescente	Direita	8,0	4,0	4,0	7,5		15,5

- Reabilitações estrutural e funcional adotadas

Plena Via

- **Km 0+700 ao km 0+850**

Colocação de um microaglomerado betuminoso a frio com emulsão modificada com polímeros.

- **Km 0+850 ao km 1+050**

Realização de fresagem no pavimento existente na profundidade de 10 cm e reposição de uma camada de ligação em AC 20 bin/reg, com 6 cm de espessura, seguida da aplicação de uma camada de desgaste em BBr - BBM, na espessura de 4 cm.

- **Km 1+050 ao km 2+650**

Realização de fresagem no pavimento existente na profundidade de 10 cm e reposição de uma camada de ligação em AC 16 bin 10/20 (MBAM), com 6 cm de espessura, seguida da aplicação de uma camada de desgaste em BBr - BBM, na espessura de 4 cm. Na zona do corredor BUS foi proposta uma camada de desgaste em AC 14 surf 35/50.

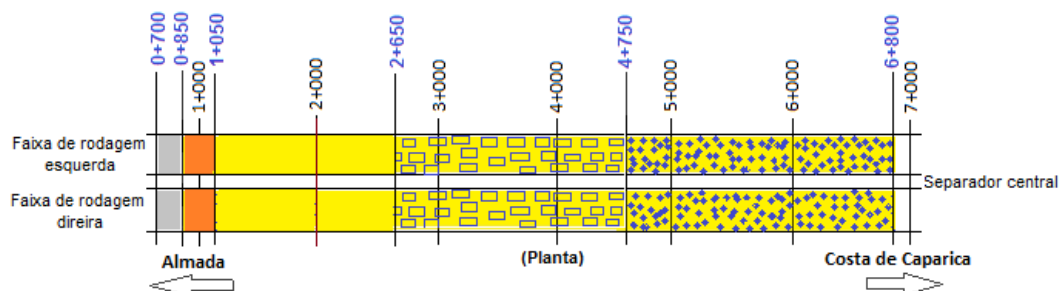
- **Km 2+650 ao km 4+750**

Realização de fresagem no pavimento existente na profundidade de 10 cm e reposição de uma camada de ligação em AC20 bin/reg com 6 cm de espessura, seguida da aplicação de uma camada de desgaste em BBr - BBM, na espessura de 4 cm. Na zona do corredor BUS foi proposta uma camada de desgaste em AC 14 surf 35/50.

- **Km 4+750 ao km 6+800**

Aplicação de um microaglomerado betuminoso a frio com emulsão modificada com polímeros, com execução prévia de trabalhos de fresagem em zonas pontuais, na profundidade de 6 cm, seguida de reposição com mistura betuminosa em AC 14 reg para correção da regularidade longitudinal e do fendilhamento ramificado identificados no projeto patente.

Apresenta-se em seguida o esquema gráfico com a representação em planta das reabilitações estrutural e funcional adotadas para o IC 20, conforme figura 3.17.



Legenda:

Reabilitações estrutural e funcional adotadas:






-  - Aplicação de microaglomerado betuminoso a frio.
-  - Execução de fresagem do pavimento existente na profundidade de 0,10 m e reposição com camada de ligação em AC 20 bin, com espessura de 0,06 m;
- Colocação de camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com média percentagem de borracha (BBr - BBM), com espessura de 0,04 m;
-  - Execução de fresagem do pavimento existente na profundidade de 0,10 m e reposição com camada de ligação em AC 16 bin 10/20 (MBAM), com espessura de 0,06 m;
- Colocação de camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com média percentagem de borracha (BBr - BBM), com espessura de 0,04 m;
-  - Execução de fresagem do pavimento existente na profundidade de 0,10 m e reposição com camada de ligação em AC 20 bin, com espessura de 0,06 m;
- Colocação de camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com média percentagem de borracha (BBr - BBM), com espessura de 0,04 m;
-  - Aplicação de microaglomerado betuminoso a frio com emulsão modificada com polímeros;
- Nas zonas onde a irregularidade era elevada (valores de IRI), será executada a fresagem numa profundidade de 0,06 m, seguida da aplicação de uma camada betuminosa em AC 14 surf em igual espessura, antes da aplicação do microaglomerado betuminoso.

Figura 3.17 – Esquema gráfico com a representação em planta das reabilitações estrutural e funcional adotadas para o IC 20

Nós de ligação

As medidas de reabilitação adotadas para os ramos dos nós de ligação, consistem na aplicação de microaglomerado betuminoso a frio com emulsão modificada com polímeros na faixa de rodagem ou na fresagem da faixa de rodagem em 4 ou 5 cm e posterior reposição com 4 ou 5 cm de mistura betuminosa em AC 14 surf.

Foi ainda considerada a selagem das fendas existentes antes da colocação do microaglomerado a frio, ou das camadas betuminosas após a fresagem.

– Verificação estrutural

Foram adotados os valores de tráfego constantes no projeto patente que se encontram indicados no quadro 3.19. Mantiveram-se também os módulos de deformabilidade das misturas betuminosas previstas no estudo inicial:

- AC 20 bin/reg *ligante*: 4500 MPa;
- BBr - BBM: 4200 MPa;
- AC 16 bin 10/20 (MBAM): 10000 MPa.

No quadro 3.37 estão indicados as extensões máximas instaladas na base das camadas betuminosas e no topo da fundação, o número admissível de eixos padrão de 130 kN e o dano resultante nas estruturas dimensionadas para o tráfego de projeto. Os cálculos efetuados com recurso ao programa BISAR 3.0, encontram-se listados no Anexo 7.

Quadro 3.37 – Valores das extensões máximas de tração na base das camadas betuminosas e no topo do solo de fundação

Pki	Pkf	Deformações / Ações admissíveis				Vida restante		
		$\epsilon_t \text{ cál.}$ (x 10 ⁻⁶)	NAEP _t ¹³⁰	$\epsilon_c \text{ cál.}$ (x 10 ⁻⁶)	NAEP _c ¹³⁰	NAEP _{adm} ¹³⁰	Consumo 2018	Ruína por:
0+850	1+050	168	6,40E+06	405,6	3.88E+06	3,88E+06	56,72%	Def. Permanentes
1+050	2+650	178,3	2,82E+06	419,4	3,39E+06	2,82E+06	77,99%	Fadiga
2+650	4+750	141,1	1,01E+07	344,4	7,46E+06	7,46E+06	16,08%	Def. Permanentes

3.3.10 Caracterização Final do Pavimento – Avaliação da Capacidade de Carga

Após a conclusão da obra de reabilitação do IC20, foi efetuada, através da empresa CONSULSTRADA, uma campanha de ensaios de carga com vista à caracterização estrutural final dos pavimentos. Os ensaios foram realizados com defletómetro de impacto de 100 em 100m. A placa de carga utilizada tinha 300mm de diâmetro e foi aplicada uma carga normalizada de 65 kN. As

distâncias dos sensores relativamente ao centro de carga, encontram-se representadas no quadro 3.38.

Quadro 3.38 – Distância dos sensores de deflexão ao centro de carga

Posição	D1	D2	D2	D4	D5	D6	D7	D8	D9
Distância ao centro da placa (cm)	0	30	45	60	90	120	150	180	210

De acordo com o projeto de execução, a estrutura do pavimento da plena via, que foi objeto de reabilitação estrutural, apresentava a constituição indicada no quadro 3.39.

Quadro 3.39 – Estrutura do pavimento segundo o projeto de execução

Estrutura do Pavimento do km 0+850 ao km 1+050	h (m)	Módulo de deformabilidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Camada de desgaste em BBr - BBM	0,04	4200	0,35
Camada de ligação em AC 20 bin (MBD)	0,06	4500	0,35
Camada betuminosa existente	0,055	2740	0,35
Camada granular	0,27	460	0,35
Estrutura do Pavimento do km 1+050 ao km 2+650	h (m)	Módulo de deformabilidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Camada de desgaste em BBr - BBM	0,04	4200	0,35
Camada de ligação em AC 16 bin 10/20 (MBD)	0,06	10000	0,35
Camada betuminosa existente	0,06	3660	0,35
Camada granular	0,27	460	0,35
Estrutura do Pavimento do km 2+650 ao km 4+750	h (m)	Módulo de deformabilidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Camada de desgaste em BBr - BBM	0,04	4200	0,35
Camada de ligação em AC 20 bin (MBD)	0,06	4500	0,35
Camada betuminosa existente	0,065	3450	0,35
Camada granular	0,30	500	0,35

Após a normalização das deflexões, procedeu-se à identificação das zonas homogéneas que correspondem a zonas de comportamento estrutural homogéneo para cada via. No quadro 3.40 apresenta-se a identificação das várias zonas para os sentidos crescente e decrescente.

Quadro 3.40 – Identificação das zonas para os respetivos troços

Troço	Zona	Extensão
Sentido Crescente - VC	1	1+150 – 2+650
	2	2+750 – 4+750
Sentido Crescente - VD	1	1+400 – 2+600
	2	2+700 – 4+700
Sentido Crescente VE	1	1+100 – 2+600
	2	2+700 – 4+700

Quadro 3.40 (Continuação) – Identificação das zonas para os respetivos troços

Troço	Zona	Extensão
Sentido Decrescente - VC	1	4+750 – 2+650
	2	2+550 – 1+150
Sentido Decrescente - VD	1	4+700 – 2+600
	2	2+500 – 1+500
Sentido Decrescente VE	1	4+700 – 2+700
	2	2+600 – 1+100

No quadro 3.41 apresentam-se os módulos de deformabilidade estimados por retroanálise com base nos ensaios de carga.

Quadro 3.41 – Módulos de deformabilidade obtidos para as camadas do IC 20, tendo por base os ensaios de carga

Sentido Crescente – Via Central												
Pk	Zona	Camadas Betuminosas							Camadas Granulares		Solo de Fundação	
		E_{MBT} (MPa)	$T_{E(1/2)}$ (°C)	E_{MBTP} (MPa)	E_{MBA} (MPa)	T_{proj} (°C)	h_{MBN} (m)	h_{MBA} (m)	E_{CG} (MPa)	h_{CG} (m)	E_{SFCS} (MPa)	E_{SFCI} (MPa)
2+450	1	15000	21,9	12600	3000	26,7	0,10	0,06	300	0,27	120	500
3+950	2	8000	22,2	6800	4500		0,10	0,065	250	0,30	150	400
Sentido Crescente – Via Direita												
Pk	Zona	Camadas Betuminosas							Camadas Granulares		Solo de Fundação	
		E_{MBT} (MPa)	$T_{E(1/2)}$ (°C)	E_{MBTP} (MPa)	E_{MBA} (MPa)	T_{proj} (°C)	h_{MBN} (m)	h_{MBA} (m)	E_{CG} (MPa)	h_{CG} (m)	E_{SFCS} (MPa)	E_{SFCI} (MPa)
2+500	1	15000	23,29	13300	3000	26,7	0,10	0,06	200	0,27	100	500
4+200	2	6900	22,2	5900	4000		0,10	0,065	430	0,30	120	400
Sentido Crescente – Via Esquerda												
Pk	Zona	Camadas Betuminosas							Camadas Granulares		Solo de Fundação	
		E_{MBT} (MPa)	$T_{E(1/2)}$ (°C)	E_{MBTP} (MPa)	E_{MBA} (MPa)	T_{proj} (°C)	h_{MBN} (m)	h_{MBA} (m)	E_{CG} (MPa)	h_{CG} (m)	E_{SFCS} (MPa)	E_{SFCI} (MPa)
2+600	1	15000	22,9	13100	5500	26,7	0,10	0,06	220	0,27	150	500
2+900	2	8000	23,0	7000	4000		0,10	0,065	350	0,30	150	400
Sentido Decrescente – Via Central												
Pk	Zona	Camadas Betuminosas							Camadas Granulares		Solo de Fundação	
		E_{MBT} (MPa)	$T_{E(1/2)}$ (°C)	E_{MBTP} (MPa)	E_{MBA} (MPa)	T_{proj} (°C)	h_{MBN} (m)	h_{MBA} (m)	E_{CG} (MPa)	h_{CG} (m)	E_{SFCS} (MPa)	E_{SFCI} (MPa)
3+850	1	9000	20,5	7200	5100	26,7	0,10	0,065	230	0,30	100	400
2+450	2	11500	23,2	10200	2000		0,10	0,06	300	0,27	140	500
Sentido Decrescente – Via Direita												
Pk	Zona	Camadas Betuminosas							Camadas Granulares		Solo de Fundação	
		E_{MBT} (MPa)	$T_{E(1/2)}$ (°C)	E_{MBTP} (MPa)	E_{MBA} (MPa)	T_{proj} (°C)	h_{MBN} (m)	h_{MBA} (m)	E_{CG} (MPa)	h_{CG} (m)	E_{SFCS} (MPa)	E_{SFCI} (MPa)
4+200	1	8000	25,7	7200	3000	26,7	0,10	0,065	200	0,30	100	500
2+000	2	10800	24,7	10000	2000		0,10	0,06	180	0,27	150	500

Quadro 3.41 (Continuação) – Módulos de deformabilidade obtidos para as camadas do IC 20, tendo por base os ensaios de carga

Sentido Decrescente – Via Esquerda												
Pk	Zona	Camadas Betuminosas						Camadas Granulares		Solo de Fundação		
		E_{MBT} (MPa)	$T_{E(1/2)}$ (°C)	E_{MBTP} (MPa)	E_{MBA} (MPa)	T_{proj} (°C)	h_{MBN} (m)	h_{MBA} (m)	E_{CG} (MPa)	h_{CG} (m)	E_{SFCS} (MPa)	E_{SFCI} (MPa)
2+450	1	8000	21,7	6700	5000	26,7	0,10	0,065	450	0,30	130	400
3+950	2	12000	21,6	10000	2500		0,10	0,06	220	0,27	170	400

Legenda:

- E_{MBT} - Módulo de deformabilidade estimado para o conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio;
- $T_{1/2}$ - Temperatura no ensaio a meio da espessura do conjunto das camadas betuminosas;
- E_{MBTP} - Módulo de deformabilidade corrigido para o conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projeto;
- E_{MBA} - Módulo de deformabilidade estimado para as camadas antigas;
- t_{proj} - temperatura de projeto calculada pelo método da Shell a meio da espessura do conjunto das camadas betuminosas;
- h_{MBN} - Espessura das camadas betuminosas novas
- h_{MBA} - Espessura das camadas betuminosas antigas;
- E_{CG} - Módulo de deformabilidade da camada granular;
- h_{CG} - Espessura da camada betuminosa;
- E_{SFCS} - Módulo de deformabilidade estimado para a camada superior do solo de fundação;
- E_{SFCI} - Módulo de deformabilidade estimado para a camada inferior do solo de fundação.

Comparando os valores estimados na caracterização final para os módulos de deformabilidade, constantes no quadro anterior, com os utilizados no projeto patente, indicados nos quadros 3.39 e 3.29, verifica-se o seguinte:

- Os valores dos módulos de deformabilidade obtidos para o solo de fundação na fase de caracterização final do pavimento são semelhantes aos valores de projeto;
- Os valores dos módulos de deformabilidade obtidos para as camadas granulares são significativamente inferiores aos valores considerados em projeto;
- Os valores dos módulos de deformabilidade estimados para as camadas betuminosas antigas apresentam alguma dispersão, uma vez que se obtiveram tanto valores inferiores como superiores aos valores de projeto;
- Os valores dos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas novas são bastante superiores aos valores utilizados no projeto.

Considerando as discrepâncias dos resultados obtidos no estudo de caracterização estrutural final do pavimento do IC 20, a entidade subconcessionária (Autoestradas do Baixo Tejo) não aceitou o referido estudo realizado, situação que ainda se mantém atualmente.

Através de inspeção visual dos pavimentos do IC 20, após quase dois anos de conclusão da obra, verifica-se que o pavimento não apresenta qualquer patologia superficial, sendo de realçar o

excelente aspeto da textura que o pavimento exhibe e sua boa regularidade, tal como se ilustra nas figuras 3.18 a 3.21.



Figura 3.18 – Sentido Almada – Costa de Caparica (km 1+310)



Figura 3.19 – Sentido Almada – Costa de Caparica (km 3+770)



Figura 3.20 – Costa de Caparica - Almada (km 1+160)



Figura 3.21 – Sentido Costa de Caparica – Almada (km 5+620)

3.4 Considerações Finais

Neste capítulo foi apresentado um caso de estudo, tendo sido efetuada uma análise de três soluções possíveis para a reabilitação estrutural do pavimento do IC 20 entre Almada e a Costa de Caparica.

Foi descrita a solução projetada pela EP que foi patenteada em concurso público internacional lançado no princípio do ano de 2007, constituída pela aplicação de grelhas de fibra de vidro e grelhas de fibra de carbono, seguidas da colocação de uma camada de desgaste em betão betuminoso rugoso, com betume com baixa percentagem de borracha reciclada de pneus usados (BBr – BBB).

O concurso público acima mencionado foi anulado em Dezembro de 2007, devido ao facto do IC 20 ter passado a integrar a Subconcessão do Baixo Tejo, pelo que a entidade subconcessionária ficou responsável pela elaboração de um projeto de execução e realização da obra de reabilitação do IC 20.

Complementarmente à solução de reabilitação proposta pela EP, foi efetuada uma análise da solução de projeto de reabilitação patenteada pela subconcessionária, que contemplou para o lanço entre o km 0+850 e o km 4+750, a execução de fresagem na profundidade de 6 cm, seguida da reposição com uma mistura em AC 20 bin/reg (MBD), com 5 cm de espessura e da colocação de uma camada de desgaste em BBr - BBM, com 4 cm de espessura.

No restante sublanço do IC 20, entre o km 4+750 e o final da subconcessão (km 6+800), aplicou-se a solução de reabilitação funcional contemplando a aplicação de microaglomerado betuminoso a frio, após a selagem de fendas com mástiques betuminosos com betumes modificados com polímeros. Contudo, nas zonas deste troço onde a irregularidade era elevada (valores elevados do IRI), a solução prevista foi a fresagem numa profundidade de 6 cm, retirando a totalidade da camada de desgaste, seguida de reposição com mistura betuminosa em AC14 surf em igual espessura, antes da aplicação do microaglomerado betuminoso a frio.

Adicionalmente à solução patenteada pela subconcessionária, foi efetuada uma análise do projeto de alterações apresentado pelo agrupamento de empresas construtoras, o qual foi adotado na execução da obra realizada no IC 20, entre o fim de 2010 e o princípio de 2011. A intervenção de reabilitação estrutural contemplou variantes ao projeto da plena via, entre o km 0+850 e o km 4+750, onde se

aprofundou a fresagem (10 cm) e se preconizou uma solução com aplicação de camada de ligação em AC 16 bin 10/20 (MBAM) e em AC 20 bin/reg (MBD), com espessura de 0,06 m, seguida da aplicação de uma camada de desgaste em BBr – BBM, com espessura de 0,04 m, de modo a manter a cota do pavimento existente, uma vez que esta solução apresentava vantagens técnicas e de prazo de execução, dado que reduzia os trabalhos de alteamento de guardas de segurança e de caixas de visita existentes.

Como preâmbulo deste capítulo foi efetuada uma caracterização das grelhas de fibra de vidro e de fibra de carbono, avaliando-se a contribuição para a resistência à fadiga e à deformação permanente das mesmas associadas a camadas betuminosas, tendo por base os estudos desenvolvidos, respetivamente, por NPC – *Netherlands Pavement Consultants* e por EMPA – *Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research*.

Foi também efetuada a descrição do ensaio de aderência ao corte pelo método de Leutner, o qual visa avaliar a eficácia da ligação entre camadas betuminosas, quando as mesmas estão intercaladas com interfaces.

Descreveu-se ainda o processo construtivo da aplicação de grelhas de fibra de vidro e de fibra de carbono.

A utilização de grelhas de fibra de vidro e de carbono na solução projetada pela EP, possibilita que estas absorvam as elevadas tensões de tração que se concentram nos bordos das fendas, não permitindo que estas se transmitam diretamente para o reforço, constituindo por isso estas interfaces um tratamento que contribui para retardar a propagação de fendas. Além disso, aquela técnica tem a vantagem de reduzir as fresagens das camadas fendilhadas, com reflexos na redução do uso de recursos naturais (agregados e ligantes), e na eliminação de resíduos a vazadouro.

Tanto a solução projetada pela EP, como a solução de reabilitação patenteada pela subconcessionária ou a solução variante que foi executada contemplam a utilização de misturas betuminosas com betume modificado com borracha, o que se traduz numa vantagem ambiental, relativamente às misturas betuminosas tradicionais, uma vez que constituem um contributo significativo para a resolução do impacto negativo produzido pela existência crescente de pneus usados e sua incineração, permitindo a sua reciclagem integral e limpa.

4 ANÁLISE COMPARATIVA DOS CUSTOS DE CICLO DE VIDA DE CADA SOLUÇÃO DE REFORÇO DE PAVIMENTO

4.1 Introdução

Nesta secção será efetuada uma análise económica relativamente a diversas soluções de reforço de pavimento, sendo para o efeito realizado um estudo comparativo dos custos de ciclo de vida de cada tipo de reforço, que integram os custos iniciais de construção, conservação e manutenção.

A avaliação económica relativamente a várias soluções alternativas é uma ferramenta muito importante para a tomada de decisão no âmbito da gestão de pavimentos. Tendo em conta que os investimentos nos pavimentos são realizados para um período longo, a análise económica deve considerar todo o ciclo de vida do pavimento contemplando custos e benefícios.

O período de análise é o período durante o qual todos os custos são comparados, devendo o mesmo ser suficientemente longo para refletir a longo prazo os custos associados às diferentes estratégias. Normalmente o período deve ser longo o suficiente para integrar, pelo menos uma atividade de reabilitação (Walls and Smith 1998).

A FHWA (*Federal Highway Administration*) recomenda um período de pelo menos 35 anos. No entanto, por vezes uma avaliação com períodos mais curtos pode ser adequada, quando estão em análise várias soluções alternativas de pavimento com períodos para intervenções de manutenção idênticos (Walls and Smith 1998).

Independentemente do período de análise considerado, este deve ser o mesmo para todas as alternativas em análise. A figura 4.1 ilustra três soluções possíveis de conservação de pavimentos.

Avaliação de Estratégias – Exemplo

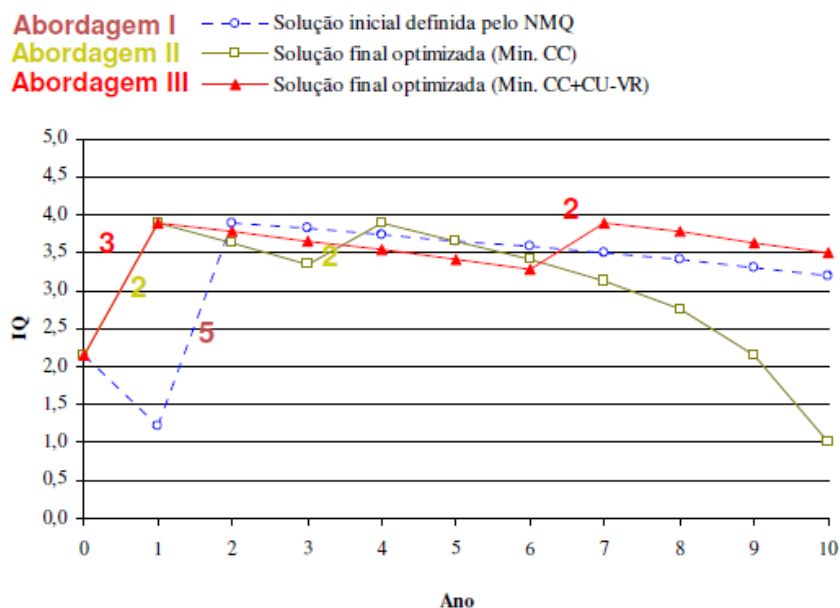


Figura 4.1 – Estratégias de Conservação de Pavimentos (Picado-Santos 2011)

A primeira solução (abordagem 1), designada por solução inicial, é considerada apenas para o nível mínimo de qualidade (NMQ) em termos de IQ, ou seja, quando o pavimento atinge um valor de IQ de 2,0 (Picado-Santos et al. 2006) é acionada uma determinada intervenção corretiva de conservação.

A segunda solução (abordagem 2), identificada como solução otimizada (Min. CC), tem como objetivo a minimização dos custos de conservação para a administração.

A terceira solução (abordagem 3), denominada por solução final otimizada pela minimização dos custos totais (CC+CU-VR), considera, além dos custos de conservação, os custos do utente (operação dos veículos) e o valor residual dos pavimentos, que entra como valor negativo em termos de custos, uma vez que é uma mais-valia económica no fim do período de planeamento. Esta abordagem corresponde a uma estratégia preventiva.

Na análise económica dos pavimentos é necessário definir índices de conversão de custo e benefício, devendo estes ser obtidos a partir da aplicação de diferentes métodos de avaliação económica, a seguir indicados (Branco et al.2008):

- Método do valor atual;
- Método do custo equivalente anual uniforme;
- Método da taxa de rendabilidade;
- Método da razão benefício-custo.

Destes métodos os mais utilizados em engenharia são o método do valor atual e o método do custo equivalente anual uniforme (Branco et al. 2008).

Os custos de ciclo de vida de um pavimento dizem respeito a todos os custos, incluindo benefícios, envolvidos na construção, manutenção e reabilitação de um pavimento durante o seu ciclo de vida completo. Como os diversos custos não ocorrem ao mesmo tempo, torna-se útil determinar a soma do dinheiro que deve ser investida em certa data (normalmente no princípio) e a valorização do mesmo, pelo que se considera uma certa taxa de juro de modo a permitir o pagamento desses custos quando os mesmos ocorrerem (Branco et al. 2008).

No que se refere aos custos associados à gestão de pavimentos, estes dividem-se normalmente em dois grandes grupos: os custos da administração e os custos dos utentes, englobando cada um dos grupos um conjunto de componentes (Branco et al. 2008):

Custos para a Administração Rodoviária

- Custos de projeto;
- Custos de construção (custos iniciais);
- Custos de conservação;
- Valor residual.

Um pavimento quando chega ao fim do seu período de vida, ainda apresenta normalmente algum valor ao nível da capacidade estrutural e funcional, sendo este valor resultante da diferença entre o custo do pavimento inicial e o custo da reabilitação do pavimento existente, que se designa por valor residual, sendo apresentado como custo negativo.

Custos para o Utente da Estrada

- Custo de operação dos veículos;
- Custo do tempo de percurso;
- Custo do tempo de percurso devido a trabalhos de conservação;
- Custo dos acidentes;
- Custo do desconforto.

O custo de operação dos veículos é função do tipo de conservação do veículo, tipo de camada de desgaste, velocidade de circulação, irregularidade da camada de desgaste e características geométricas da via.

O custo do tempo de percurso é função essencialmente da velocidade, a qual por sua vez é função das características geométricas da via, do tipo de veículo e do estado do pavimento. Esta componente pode incluir outra parcela relacionada com o tempo a mais devido aos trabalhos de conservação.

O custo de acidentes inclui os custos dos acidentes pessoais (mortais ou não mortais) e dos danos materiais.

Os custos de desconforto é a componente cujos custos são de maior dificuldade de determinação, pelo que na maioria dos casos não é tida em conta.

Geralmente, nos métodos de avaliação económica é utilizada uma taxa de atualização que inclui o valor da inflação. A taxa de atualização é utilizada para determinar os custos e benefícios futuros esperados hoje em dia e o seu cálculo deve ser adequado à evolução económica esperada durante o período de avaliação. O TRB (*Transportation Research Board*) preconiza para a taxa de atualização valores compreendidos entre 6 e 20 % (Branco et al. 2008).

4.1.1 Metodologias de Avaliação Económica de Pavimentos

Em seguida será efetuada uma descrição, seguindo de perto o referido por Costa (2008), do método do valor atual, uma vez que será o método utilizado neste trabalho para realizar a análise comparativa dos custos de ciclo de vida para as diversas soluções de reforço de pavimento.

O objetivo deste método é o de transformar todos os custos acumulados ao longo do período de análise (n) nos custos atuais (ano 0).

O custo atual é o custo que seria necessário investir atualmente, a uma determinada taxa de juro (igual à taxa de atualização), de modo a fazer face a todos os custos ao longo do período em análise.

Para aplicar-se este método é necessário:

- Calcular todos os custos e benefícios previsíveis no período de análise (n) incluindo o valor residual;
- Calcular a taxa de atualização (t);
- Avaliar o período de vida para as diferentes alternativas.

O fator do valor atual é dado pela seguinte expressão (Costa 2008):

$$pwf_{t,n} = 1 / (1 + t)^n \quad (4.1)$$

em que:

$pwf_{t,n}$ – fator do valor atual, para um dado t e n;

t – taxa de atualização;

n – número de anos do período em análise.

O método do valor atual, aplicado aos custos, assume a seguinte expressão (Costa 2008):

$$CTA_{x1,n} = (CCi)_{x1} + \sum_{i=0}^n pwf_{t,n} [(CCons)_{x1,i} + (Cu)_{x1,i}] - (VR)_{x1,i} \times pwf_{t,n} \quad (4.2)$$

Em que:

$CTA_{x1,n}$ – custo total atual dos custos para a alternativa x1, para um período de análise de n anos;

$(CCi)_{x1}$ - custo inicial de construção para alternativa x1;

$CCons_{x1,i}$ - custo de conservação e reabilitação para a alternativa x1, no ano i;

$(Cu)_{x1,i}$ - custos para o utente, incluindo os custos de operação dos veículos, o custo do tempo de percurso, o custo de acidentes e o do desconforto para alternativa x1, no ano i;

$(VR)_{x1,i}$ - valor residual para a alternativa x1, no fim do período de análise de n anos.

Relativamente ao valor atual dos benefícios (VAB), o cálculo do mesmo deve efetuar-se através da seguinte expressão (Costa 2008):

$$VAB_{x1,n} = \sum_{i=0}^n pwf_{t,n} [(Bd)_{x1,i} + (Bind)_{x1,i} + (Bnu)_{x1,i}] \quad (4.3)$$

sendo:

$VAB_{x1,n}$ – valor total atual dos benefícios para a alternativa x1, para um período de análise de n anos;

$(Bd)_{x1}$ – benefícios diretos para o utente resultantes da alternativa x1, no ano i;

$(Bind)_{x1,i}$ - benefícios indiretos para o utente resultantes da alternativa $x1$, no ano i ;

$(Bnu)_{x1,i}$ - benefícios do não utente obtidos da alternativa $x1$, no ano i .

Geralmente, considera-se apenas os benefícios diretos dos utentes, uma vez que são de bastante difícil quantificação os benefícios indiretos do utente, bem como os benefícios do não utente.

Assim, o valor atual líquido é calculado através da equação:

$$NPU_{x1} = CTA_{x1,n} - VAB_{x1,n} \quad (4.4)$$

em que:

NPU_{x1} – valor atual líquido da alternativa $x1$.

Normalmente, na maior parte dos casos analisados é utilizado o método do valor atual apenas aplicado aos custos. Também em grande parte das análises económicas, constata-se que as Administrações Rodoviárias, porque eventualmente não dispõem de adequada e rigorosa informação relativa aos custos dos utentes, utilizam a equação (4.2) sem o termo (Cu) relativo aos custos para o utente. Nesta situação a comparação entre soluções alternativas é efetuada com base no valor dos custos para a administração.

Tal como referido anteriormente o método do valor atual é um dos mais utilizados na engenharia, devido às vantagens que se apresentam em seguida:

- Os benefícios e custos de um projeto estão relacionados e definidos como um único valor;
- Projetos com diferentes vidas de serviço e com fase de desenvolvimento são mais facilmente comparáveis;
- Todos os custos e benefícios são definidos para a data atual;
- A resposta é dada como um retorno total para o projeto;
- O método é computacionalmente mais simples.

Numa avaliação económica de diferentes soluções alternativas de pavimentos existem riscos, pelo que se deve conhecer a probabilidade da ocorrência da alteração de determinados fatores face ao inicialmente previsto. Os riscos podem ser considerados na análise avaliando-se os respetivos efeitos nos custos e benefícios. Quanto às incertezas, como por exemplo o tráfego ou o comportamento de certos materiais menos conhecidos, não são possíveis de excluir à partida.

O cálculo do valor residual de pavimentos é suscetível de dois tipos de abordagem: a valorização para efeitos de reciclagem da estrutura de pavimento existente no final do período de análise, ou a contribuição da estrutura em termos estruturais e/ou funcionais.

É mais frequente considerar-se o valor residual associado à vida útil da última intervenção de carácter estrutural do pavimento, sendo a componente funcional pouco significativa. A determinação do valor residual (VR) de um pavimento é efetuada através da expressão seguinte (Costa 2008):

$$VR = C \times VSR / P \quad (4.5)$$

Sendo:

C - Custo de intervenção estrutural do pavimento;

VSR – Vida de serviço restante (ano da próxima intervenção estrutural menos 35 anos)

P – Período de vida útil do projeto (10 anos)

Considerou-se que a duração ao nível da vida útil das reabilitações estruturais dos pavimentos é de 10 anos.

Tal como referido anteriormente, a incorporação do custo dos utentes na análise de ciclo de vida dos pavimentos inclui o custo de operação dos veículos, o custo do tempo de percurso e o custo dos acidentes. No entanto, apenas tem sentido considerar os custos para os utentes, caso se espere que tenham valores diferentes entre as diversas soluções de reabilitação.

No caso em estudo, as diferentes soluções de reforço de pavimentos proporcionam idênticas condições de comodidade e conforto na circulação e no tempo de percurso quando o pavimento está em boas condições. É de esperar que a evolução no tempo das condições de conservação não sejam consideravelmente diferentes, pelo que os custos dos utentes podem dispensar-se da análise comparativa que se apresenta a seguir.

4.2 Custos de Diversas Soluções de Reforço

Nesta secção será é efetuada uma análise económica relativa a diversas soluções de reforço de pavimento consideradas anteriormente, recorrendo-se ao método do valor atual.

Os valores dos custos unitários preconizados para os trabalhos de reabilitação e construção, referem-se aos valores médios nacionais das obras da EP no ano de 2010. Com vista à concretização da análise de custos referida anteriormente, é estabelecido como referência um reforço de pavimento convencional constituído por camadas de misturas betuminosas convencionais, com uma espessura total de 0,12 m, aplicado sobre um pavimento existente que apresenta degradações materializadas por fendilhamento na camada de desgaste existente com espessura de 0,05 m.

O reforço de pavimento de referência proposto é constituído por uma camada de ligação em AC 20 bin (MB), com 0,07 m de espessura e uma camada de desgaste em AC 14 surf, com 0,05 m de espessura (abaixo designado por solução A).

Considerando que o pavimento existente apresenta degradações ao nível da camada de desgaste, torna-se necessário proceder à execução de trabalhos de reabilitação preparatórios, por forma a que as patologias existentes, designadamente as fendas, não se propaguem rapidamente para as

camadas de reforço a aplicar. Assim, para cada uma das soluções de reforço em análise são ainda consideradas duas técnicas que visam eliminar ou retardar a reflexão de fendas, que se descrevem em seguida:

Opção 1

Realização de trabalhos de fresagem da camada de desgaste do pavimento existente na espessura de 0,05 m, sendo na sequência efetuada a reposição de pavimento através da colocação de uma camada de AC 20 bin/reg (MBD) de igual espessura (0,05 m).

Opção 2

Aplicação de um interface materializado por um geotêxtil impregnado com emulsão betuminosa entre o pavimento existente e a camada de reforço, tendo em vista retardar a reflexão de fendas. A colocação do geotêxtil é precedida da aplicação de uma rega de colagem com emulsão betuminosa modificada.

4.2.1 Solução A - Reforço de Pavimento (Camada de Desgaste em AC 14 surf + Camada de Ligação em AC 20 bin/reg)

Esta solução de reforço de pavimento contempla a aplicação de uma camada de ligação em AC 20 bin (MB), com 0,07 m de espessura, e de uma camada de desgaste em AC 14 surf, com 0,05m de espessura. Previamente à colocação das duas camadas referidas anteriormente, considera-se a execução de trabalhos de reabilitação preparatórios constantes nas opções 1 e 2.

Nos quadros 4.1 e 4.2 são apresentados os custos médios de reabilitação relativos à solução de reforço em análise, considerando as duas opções adotadas como técnicas antifendas.

Quadro 4.1 - Custos médios de execução do reforço para a solução A (Opção 1)

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Fresagem de camadas de pavimentos existentes na profundidade de 0,05 m	m ²	1,70 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de ligação em AC 20 bin com espessura de 0,05 m	m ²	3,52 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de regularização em AC 20 reg com espessura de 0,07 m	m ²	5,04 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de desgaste em AC 14 surf com espessura de 0,05 m	m ²	3,78 € / m ²
Total		14,82 € / m²

Quadro 4.2 - Custos médios de execução do reforço para a solução A (Opção 2)

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Aplicação de geotêxtil impregnado com emulsão betuminosa	m ²	1,65 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de regularização em AC 20 reg com espessura de 0,07 m	m ²	5,04 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de desgaste em AC 14 surf com espessura de 0,05 m	m ²	3,78 € / m ²
Total		11,25 € / m²

4.2.2 Solução B - Reforço de Pavimento (camada de desgaste em AC 14 surf + camada de ligação em AC 16 bin 10/20)

Esta solução de reforço de pavimento contempla a aplicação de uma camada de ligação em mistura betuminosa de alto módulo, a qual apresenta melhores características mecânicas que as misturas betuminosas tradicionais, uma vez que possui maiores módulos de deformabilidade, melhores comportamentos à fadiga e às deformações permanentes, sendo possível obter-se no dimensionamento do pavimento uma redução de espessura para as misturas betuminosas de alto módulo, quando se admite uma vida útil do pavimento semelhante à considerada para materiais tradicionais (Baptista 2005; Branco 2008). De acordo com estudos realizados (Capitão 2002), foram obtidas reduções de espessuras das camadas de misturas betuminosas de alto módulo entre 20% e 30% comparativamente com camadas de AC 20 base/bin (MB).

Assim, tendo em conta a estrutura do reforço de pavimento de referência e considerando a possibilidade de redução de espessura descrita anteriormente, a presente solução de reforço adotada será constituída pela aplicação de uma camada de regularização em mistura AC 16 bin 10/20 com 0,05 m de espessura e de uma camada de desgaste em AC 14 surf com 0,05 m de espessura.

Tal como referido no ponto 4.1, previamente à colocação das duas camadas referidas anteriormente, serão executados trabalhos de reabilitação preparatórios correspondentes às opções 1 e 2.

Nos Quadros 4.3 e 4.4 são apresentados os custos médios de pavimentação relativos à solução de reforço em análise, considerando as duas opções adotadas como técnicas antifendas.

Quadro 4.3 - Custos médios de execução do reforço para a solução B (Opção 1)

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Fresagem de camadas de pavimentos existentes na profundidade de 0,05 m	m ²	1,70 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de regularização em AC 20 reg com espessura de 0,05 m	m ²	3,52 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²

Quadro 4.3 (Continuação) - Custos médios de execução do reforço para a solução B (Opção 1)

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Camada de ligação em AC 16 bin 10/20, com espessura de 0,05 m	m ²	6,70 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de desgaste em AC 14 surf com espessura de 0,05 m	m ²	3,78 € / m ²
Total		16,48 € / m²

Quadro 4.4 - Custos médios de execução do reforço para a solução B (Opção 2)

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Aplicação de geotêxtil impregnado com emulsão betuminosa	m ²	1,65 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de ligação em AC 16 bin 10/20, com espessura de 0,05 m	m ²	6,70 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de desgaste em AC 14 surf, com espessura de 0,05 m	m ²	3,78 € / m ²
Total		12,91 € / m²

4.2.3 Solução C - Reforço de Pavimento (camada de desgaste em PA 12,5 + camada de regularização em AC 14 bin + camada de regularização em AC 20 reg (MBD))

Esta solução de reforço de pavimento contempla a aplicação de uma camada de desgaste em PA 12,5, cuja contribuição estrutural é pouco significativa, podendo considerar-se que a espessura de uma mistura PA 12,5 corresponde a cerca de metade da espessura de uma mistura betuminosa densa convencional (Branco et al. 2008).

Assim, tendo em conta a estrutura do reforço de referência e considerando o referido anteriormente, a presente solução de reforço é constituída por uma camada de desgaste em PA 12,5, com 0,04 m de espessura, uma camada de ligação em AC 14 bin, com 0,05 m de espessura, e de uma camada de regularização em AC 20 reg, com 0,05 m de espessura. Além disso, há ainda a considerar os trabalhos preparatórios de reabilitação anteriormente referidos.

Nos Quadros 4.5 e 4.6 são apresentados os custos médios de pavimentação relativos à solução de reforço em análise, considerando as duas opções adotadas como técnicas antifendas.

Quadro 4.5 - Custos médios de execução do reforço para a solução C (Opção 1)

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Fresagem de camadas de pavimentos existentes na profundidade de 0,05 m	m ²	1,70 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de regularização em AC 20 reg, com espessura de 0,05 m	m ²	3,52 € / m ²

Quadro 4.5 (Continuação) - Custos médios de execução do reforço para a solução C (Opção 1)

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de ligação em AC 20 bin, com espessura de 0,05 m	m ²	3,52 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de ligação em AC 14 bin, com espessura de 0,05 m	m ²	3,04 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de desgaste em PA 12,5, com espessura de 0,04 m	m ²	3,31 € / m ²
Total		16,13 € / m²

Quadro 4.6 - Custos médios de execução do reforço para a solução C (Opção 2)

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Aplicação de geotextil impregnado com emulsão betuminosa	m ²	1,65 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de regularização em AC 20 reg, com espessura de 0,05 m	m ²	3,52 € / m ²
Camada de ligação em AC 14 bin, com espessura de 0,05 m	m ²	3,04 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de desgaste PA 12,5, com espessura de 0,04 m	m ²	3,31 € / m ²
Total		12,56 € / m²

4.2.4 Solução D - Reforço de Pavimento (camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com alta percentagem de borracha – (BBr - BBA))

Esta solução de reforço de pavimento contempla a aplicação de uma camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com alta percentagem de borracha (BBr – BBA). Estas misturas apresentam uma elevada resistência à fadiga que pode chegar a ser 10 vezes superior a uma mistura betuminosa convencional, decorrendo deste facto a possibilidade de ser obtida uma redução de espessura para as misturas em análise, quando se admite uma vida útil do pavimento semelhante à considerada para materiais tradicionais. Por isso é, normalmente, considerada uma redução de cerca de 50 % comparativamente com misturas betuminosas convencionais (Minhoto et al. 2002; Pais et al. 2008; Fontes 2009; RECIPAV 2007).

Considerando a estrutura do reforço de pavimento de referência e tendo em conta a possibilidade de redução de espessura descrita anteriormente, a presente solução de reforço é constituída pela aplicação de uma camada de desgaste em BBr - BBA, com 0,06 m de espessura.

A elevada elasticidade do betume associado à elevada percentagem de betume (BBA) nas misturas betuminosas, origina uma camada de pavimento com elevada resistência à propagação de fendas, pelo que na presente solução de reforço de pavimento não será considerada a necessidade de execução de trabalhos preparatórios de reabilitação.

No Quadro 4.7 são apresentados os custos médios de pavimentação relativos à solução de reforço em análise.

Quadro 4.7 - Custos médios de execução do reforço para a solução D

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de desgaste em BBr - BAB, com 0,06 m de espessura.	m ²	9,50 € / m ²
Total		9,76 € / m²

4.2.5 Solução E - Reforço de Pavimento (camada de desgaste em AC 14 surf + camada de ligação em AC 20 bin (MB) + reabilitação da camada de desgaste do pavimento existente através de reciclagem

Esta solução de reforço de pavimento contempla a aplicação de uma camada de ligação em AC 20 bin (MB), com 0,07 m de espessura, e de uma camada de desgaste em AC 14 surf, com 0,05m de espessura, sendo previamente executados trabalhos preparatórios de fresagem da camada de desgaste do pavimento existente na profundidade de 0,05 m, cujos materiais resultantes serão objeto de reciclagem e de reaplicação posterior na espessura atrás referida (0,05 m).

No quadro 4.8 são apresentados os custos médios de pavimentação relativos à solução de reforço em análise.

Quadro 4.8 - Custos médios de execução do reforço para a solução E

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Fresagem de camadas de pavimentos existentes, reciclagem em central temperada e reaplicação numa espessura de 0,05 m, incluindo aplicação de rega de colagem modificada.	m ²	3,90 € / m²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de ligação em AC 20 bin (MBD), com espessura de 0,07 m	m ²	5,04 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de desgaste em AC 14 surf, com espessura de 0,05 m	m ²	3,78 € / m ²
Total		13,24 € / m²

4.2.6 Solução F - Reforço de Pavimento (grelha de fibra de carbono + camada de regularização em AC 20 reg (MBD) + camada de desgaste em AC 14 surf)

Esta solução de reforço de pavimento contempla a aplicação de grelhas de fibra de carbono sobre o pavimento existente, seguidas da colocação de uma camada de regularização em AC 20 reg e de uma camada de desgaste em AC 14 surf.

Uma vez que as interfaces constituídas pelas grelhas atrás referidas apresentam uma contribuição para a absorção dos esforços de tração, podendo desempenar por isso uma importante função retardadora da reflexão de fendas dos pavimentos subjacentes, na presente solução de reforço de

pavimento não se considerada necessário adoptar a realização de trabalhos preparatórios de fresagem.

Tendo em conta estudos efetuados pela “S & P – Clever Reinforcement Company”, em 2005, conforme referido na secção 3.1.2, relativamente à avaliação da capacidade de carga de pavimentos objeto de reforços com camadas betuminosas associadas a grelhas de fibra de carbono, concluiu-se que as grelhas de fibra de carbono produzem um efeito estrutural equivalente a uma camada betuminosa com espessura da ordem de 3 cm.

Considerando a estrutura do reforço de pavimento de referência e tendo em conta o descrito anteriormente, a presente solução de reforço adotada será constituída pela aplicação de uma grelha de fibra de carbono sobre o pavimento existente, seguida da aplicação de uma camada de regularização em AC 20 reg, com espessura de 0,05 m, e de uma camada de desgaste em betão betuminoso AC 14 surf, com uma espessura de 0,04 m.

No Quadro 4.9 são apresentados os custos médios de pavimentação relativos à solução de reforço em análise.

Quadro 4.9 - Custos médios de execução do reforço para a solução F

Designação dos Trabalhos	Unidades	Preços Unitários
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Grelha de fibra de carbono	m ²	5,50 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de regularização em AC 20 reg, com espessura de 0,05 m	m ²	3,52 € / m ²
Rega de colagem com emulsão modificada	m ²	0,26 € / m ²
Camada de desgaste em AC 14 surf, com espessura de 0,04 m	m ²	3,02 € / m ²
Total		12,82 € / m²

4.3 Aplicação do Método do Valor Atual

Com base nos custos unitários apresentados e aplicando o método do valor atual, considerando um período de análise de 35 anos, pode fazer-se uma análise comparativa de custos entre as soluções de reforço apresentadas. O custo total atual determina-se através da expressão (4.2). Como pressuposto base desta análise económica de pavimentos, considerou-se:

- O custo unitário de construção no valor de € 29,50 m², para uma via com a seguinte estrutura de pavimento:
 - 1 Camada de desgaste AC 14 surf, com 0,05 m de espessura;
 - 1 Camada de ligação em AC 20 bin, com 0,07m de espessura;
 - 1 Camada de regularização em AC 20 reg, com 0,07m de espessura;
 - 2 Camadas de base granular, com 0,15 m de espessura, cada;
 - 1 Camada de sub-base granular, com 0,15 m de espessura;
- As intervenções de carácter estrutural têm uma vida útil de 10 anos;

- O período de análise é de 35 anos;
- Taxa de atualização de 3 %.

Os valores recomendados para a taxa de atualização situam-se entre 3 e 5 % (Walls and Smith 1998). No entanto, face à incerteza associada à evolução das condições económicas ao longo do período em análise, optou-se pelo valor conservador de 3 %.

Sendo o período de vida útil de cada reabilitação estrutural de 10 anos, considerou-se que durante o período de análise (35 anos) serão executadas 3 intervenções estruturais, nomeadamente aos 10, 20 e 30 anos.

Conforme referido anteriormente, considera-se o valor residual do pavimento associado à vida útil da última intervenção de carácter estrutural, desprezando-se a componente funcional pouco significativa. Assim, verifica-se que, no fim do período de análise, a última intervenção estrutural do pavimento ocorreu após 30 anos da data de construção da estrutura, pelo que a próxima reabilitação deverá acontecer ao fim de 40 anos, sendo o valor residual do pavimento calculado de acordo com expressão 4.5, tendo por base os pressupostos anteriores.

Os valores obtidos para o custo total atual (CTA) associado às diversas soluções de reabilitação são apresentados no quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Valores obtidos para o custo total atual (CTA)

Designação das Soluções de reforço	Opção de Reabilitação	Custo de Construção	Custo total de Reabilitação (€/m ²) *	Valor Residual (€/m ²)	Fator de Atualização $1 / (1 + t)^{35}$	Custo Total Atual (CTA) (€/m ²)
A	1	29,50	44,46	7,41	0,35538	42,67
	2	29,50	33,75	5,63	0,35538	39,50
B	1	29,50	49,44	8,24	0,35538	44,14
	2	29,50	38,73	6,46	0,35538	40,97
C	1	29,50	48,39	8,07	0,35538	43,83
	2	29,50	37,68	6,28	0,35538	40,66
D	na	29,50	29,28	4,88	0,35538	38,17
E	na	29,50	39,72	6,62	0,35538	41,26
F	na	29,50	38,46	6,41	0,35538	40,89

* Custo total das 3 intervenções de reabilitação estrutural realizadas durante o período de análise

4.4 Considerações Finais

Nesta secção foi efetuada uma análise económica relativamente a diversas soluções de reforço de pavimento, sendo para o efeito realizado um estudo comparativo dos custos de ciclo de vida de cada pavimento, que integram os custos de construção, conservação e manutenção.

Foram referenciadas algumas metodologias de avaliação económica, tendo sido efetuada uma descrição mais detalhada do método do “valor atual”, que é um dos métodos mais utilizados, tendo

por isso sido utilizado para efetuar a análise económica do presente trabalho, a qual incidiu sobre 9 soluções diferentes de reabilitação.

Efetuando uma avaliação dos valores dos custos totais atuais obtidos para as diversas soluções de reforço de pavimento, verifica-se que:

- A solução com maior custo económico é a B para a opção 1, constituída pela aplicação de uma camada de ligação em AC 16 bin 10/20, com 0,05 m de espessura, e de uma camada de desgaste AC 14 surf, com 0,05m de espessura, associada à técnica antifendas materializada pela fresagem da camada de desgaste do pavimento existente na espessura de 0,05 m, sendo na sequência efetuada a reposição de pavimento através da colocação de uma camada de mistura betuminosa densa de igual espessura (0,05 m);
- A solução economicamente mais vantajosa é a D, constituída pela aplicação de uma camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com alta percentagem de borracha (BBr – BBA), com 0,06 m de espessura;
- Para cada solução de reforço que contempla as duas hipóteses de utilização de técnicas antifendas, constata-se que a utilização da técnica relativa à opção 2 (aplicação de um geotêxtil impregnado com emulsão betuminosa entre o pavimento existente e a camada de reforço) apresenta sempre um custo mais baixo que a técnica referente à opção 1;
- As soluções de reforço de pavimento que contemplam a utilização da opção 2 como técnica antifendas, bem como as soluções que não contemplam a utilização de nenhuma das duas técnicas antifendas, nomeadamente as soluções D, E e F, apresentam custos relativamente equilibrados entre si e sempre inferiores às soluções associadas à técnica referente à opção 1. Além disso, apresentam grandes vantagens no ponto de vista ambiental, de que se destaca fundamentalmente a eliminação do impacte resultante da colocação de materiais retirados dos pavimentos em vazadouros (produção de resíduos) e a sustentabilidade dos recursos naturais.

A avaliação económica de pavimentos poderá constituir uma ferramenta útil para a tomada de decisão no âmbito da gestão de pavimentos.

5 CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões Gerais

Neste capítulo são apresentadas as conclusões mais relevantes resultantes do presente trabalho.

As estradas constituem vetores estruturantes da atividade social e económica, contribuindo assim para o desenvolvimento e bem-estar das sociedades. Da análise da distribuição modal dos transportes de passageiros e mercadorias a nível mundial, verifica-se que o transporte rodoviário é claramente predominante face a outros modos de transporte, o que torna as estradas as principais infraestruturas de transporte, sendo por isso desejável que as mesmas durante o seu período de vida estejam em bom estado de conservação.

Os pavimentos rodoviários, assim que entram em serviço, começam a ser submetidos a ações diversas, designadamente as resultantes da aplicação repetida das cargas dos rodados dos veículos e as resultantes da ação dos agentes climáticos, que de forma continuada contribuem para a degradação das infraestruturas rodoviárias. Após a degradação do nível de serviço de um pavimento materializado pela redução da sua capacidade de carga, torna-se necessário proceder à reabilitação estrutural do mesmo.

Na parte inicial deste trabalho foi efetuada uma revisão sucinta sobre a temática dos pavimentos flexíveis, onde foram abordados os assuntos respeitantes aos mecanismos de degradação, às famílias de degradações, às principais características de deformabilidade das misturas betuminosas, à avaliação da capacidade de carga dos pavimentos, à metodologia utilizada no dimensionamento do reforço de pavimentos, sendo também efetuada uma descrição e caracterização das soluções tipo adotadas para a reabilitação estrutural de pavimentos e dos tratamentos antifendas.

No presente trabalho foi apresentado um caso de estudo, onde é efetuada uma análise de três soluções possíveis para a reabilitação estrutural do pavimento do IC 20 entre Almada e a Costa de Caparica. Apresenta-se a solução projetada pela EP, que foi patenteada em concurso público lançado em 2007, a qual considerava uma técnica retardadora da reflexão de fendas, constituída pela aplicação de grelhas de fibra de vidro e grelhas de fibra de carbono, seguidas da colocação de uma camada de desgaste em betão betuminoso rugoso com betume modificado com baixa percentagem de borracha (BBr – BBB).

Complementarmente à solução de reabilitação proposta pela EP, foi efetuada uma análise da solução do projeto de reabilitação do IC 20, patenteado pela Subconcessionária do Baixo Tejo, que contemplou a execução de fresagem e a reposição com camada de ligação em AC 20 bin/reg (MBD), seguida da colocação de uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com betume modificado com média percentagem de borracha (BBr – BBM).

Para além da solução patenteada pela subconcessionária, foi analisada a solução do projeto de alterações apresentado pelo agrupamento de empresas construtoras, o qual foi adotado na execução da obra realizada no IC 20, entre o fim de 2010 e o princípio de 2011. A intervenção de reabilitação

estrutural contemplou variantes ao projeto da plena via, entre o km 0+850 e o km 4+750, onde se aprofundou a fresagem (10 cm) e se preconizou uma solução em mistura de AC 16 bin 10/20 (MBAM) e uma mistura em AC 20 bin/reg (MBD), seguida da aplicação de uma camada de desgaste em BBr – BBM.

Foi efetuada uma caracterização das grelhas de fibra de vidro e de fibra de carbono, avaliando-se a sua contribuição para a resistência à fadiga e à deformação permanente de camadas betuminosas, tendo por base os estudos desenvolvidos, respetivamente, por NPC – *Netherlands Pavement Consultants* e por EMPA – *Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research*, os quais concluíram que as interfaces em questão contribuem favoravelmente para a resistência das camadas construídas sobre superfícies fendilhadas. Foi também efetuada a descrição do ensaio de aderência ao corte pelo método de Leutner, o qual visa avaliar a eficácia da ligação entre camadas betuminosas quando as mesmas estão intercaladas com interfaces.

A utilização de grelhas de fibra de vidro e de carbono na solução projetada pela EP, possibilita que estas absorvam parte das tensões de tração que se concentram nos bordos das fendas, dificultando a sua transmissão diretamente ao reforço, constituindo por isso estas interfaces um adequado tratamento retardador da propagação de fendas. A principal vantagem da técnica anteriormente mencionada consiste no impacto ambiental positivo, materializado pela redução de fresagens das camadas fendilhadas, com reflexos na redução do uso de recursos naturais (agregados e ligantes), e na eliminação de resíduos a depositar em vazadouro.

Tanto a solução projetada pela EP, como a solução de reabilitação patenteada pela subconcessionária, ou a solução de reabilitação proposta pelo agrupamento de empresas construtoras contemplam a utilização de misturas betuminosas com betume modificado com borracha reciclada de pneus usados, o que se traduz numa vantagem ambiental, relativamente às misturas betuminosas tradicionais, uma vez que constituem um contributo significativo para a resolução do impacto negativo produzido pela existência crescente de pneus usados e sua incineração, permitindo a sua reciclagem integral e limpa.

O presente trabalho contemplou ainda uma análise económica relativamente a diversas soluções de reforço de pavimento, sendo para o efeito realizado um estudo comparativo dos custos de ciclo de vida de cada pavimento, que integram os custos de construção, conservação e reabilitação estrutural.

Foram referenciadas algumas metodologias de avaliação económica, tendo sido efetuada uma descrição mais detalhada do método do “valor atual”, que é um dos métodos mais utilizados, tendo por isso sido utilizado para efetuar a análise económica do presente trabalho, a qual incidiu sobre 9 soluções diferentes de reabilitação.

Dos valores obtidos para os custos totais atuais das diversas soluções de reforço de pavimento, concluiu-se que a solução economicamente mais vantajosa é a D, constituída pela aplicação de uma camada de desgaste em mistura betuminosa rugosa com betume modificado com alta percentagem de borracha (BBr –BBA), com 0,06 m de espessura. Obviamente, o resultado obtido decorre do facto

desta solução considerar uma quantidade de materiais e de atividades associadas bastante menores que as restantes.

Verificou-se ainda que, para cada solução de reforço que contempla as duas hipóteses de utilização de técnicas antifendas, a utilização da técnica relativa à opção 2 (aplicação de um geotêxtil impregnado com emulsão betuminosa entre o pavimento existente e a camada de reforço) apresenta sempre um custo mais baixo que a técnica referente à opção 1 (realização de trabalhos de fresagem da camada de desgaste do pavimento existente e reposição com camada de ligação em AC 20 bin/reg (MBD)).

Contudo, não foram estudados diferentes cenários futuros no que diz respeito à necessidade de novas ações de conservação. Note-se que, a análise efetuada presume que a duração das soluções de reabilitação avaliadas conduzem à mesma vida útil, pelo que futuras intervenções ocorreriam ao fim de um número de anos aproximadamente igual, o que não é seguro que aconteça. Além disso, numa situação de mais rápida degradação de algumas soluções estudadas face a outras, faria variar também o custo dos utentes.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Considera-se que a abordagem efetuada relativamente à utilização de grelhas de fibra de vidro e de fibra de carbono, como interfaces de retardamento da propagação de fendas, poderão constituir um contributo para uma maior divulgação e possível utilização desta técnica antifendas.

Tendo em vista a possível utilização mais sistemática do material, apresentam-se em seguida possíveis linhas de investigação para futuros trabalhos:

- Avaliação de desempenho de misturas betuminosas associadas a grelhas de fibra de vidro ou de fibra de carbono, através da realização de estudos de caracterização da resistência à fadiga e à deformação permanente de provetes com fendas induzidas e incorporando grelhas intercaladas entre a sua superfície e a de novas camadas betuminosas construídas sobre os mesmos;
- Acompanhamento em trechos em serviço da evolução das patologias em pavimentos reabilitados com grelhas de fibra de vidro e/ou de fibra de carbono, comparando o desempenho com outros trechos dos mesmos pavimentos com diferentes soluções de reabilitação estrutural.

No que respeita à utilização de misturas betuminosas com betume com baixa e com média percentagem de borracha, considerando ainda a reduzida utilização destes betumes, propõe-se igualmente uma possível linha de investigação para outros trabalhos a realizar futuramente:

- Avaliação de desempenho das misturas betuminosas com betume com baixa e com média percentagem de borracha através da realização de estudos de caracterização da resistência à fadiga e à deformação permanente.

5.3 Considerações Finais

Por fim, é de referir que os objetivos inicialmente traçados foram atingidos. A reflexão sobre os diferentes aspetos envolvidos na avaliação da capacidade de carga de pavimentos em serviço, bem como no que se refere ao projeto e à construção de soluções de reforço de pavimentos flexíveis, constituíram uma importante aprendizagem e a possibilidade de sistematizar várias matérias que se encontram habitualmente dispersas.

5.4 Referências bibliográficas

- AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 1986. *Guide for Design of Pavement Structures*. Washington.
- AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 1993. *Guide for Design of Pavement Structures*. Washington.
- Ali, H. A., and Tayabji, S. 1998. "Evaluation of mechanistic-empirical performance prediction models for flexible pavements". Transportation Research Board. (Citado por Murtinheira 2011).
- Alves, T. 2007. "Metodologias de Auscultação de Pavimentos Rodoviários – Aplicação Prática de Radar de Prospecção e do Deflectómetro de Impacto". Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.
- Antunes, M. 2006. "Pavimentos Rodoviários: Caracterização do seu estado interação pneu-pavimento". II Curso de Formação de Auditores de Segurança Rodoviária. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Antunes, M. 1993. "Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaio Dinâmicos". Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- APORBET, Associação Portuguesa de Fabricantes de Misturas Betuminosas. 1998. "Misturas Betuminosas – Contribuição para a Normalização do Fabrico e da Aplicação". Lisboa.
- Azevedo, M. 1993. "Características Mecânicas de Misturas Betuminosas para Camadas de Base de Pavimentos". Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.
- Asphalt Institute. 1983. Asphalt overlays for Highway and street rehabilitations, Manual Series 1. College Park, Maryland.
- Batista, F. 2005. "Conservação e Reabilitação de Pavimentos – Novas Técnicas de Reabilitação de Pavimentos". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Novembro, Lisboa.
- Baptista, A. 2006. "Misturas Betuminosas Recicladas a Quente em Central - Contribuição para o seu Estudo e Aplicação". Tese de Doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.
- Batista, F., Antunes, M., and Fonseca, P. 2006. "Desempenho de Misturas Betuminosas com BMB Aplicadas em Portugal". IV Congresso Rodoviário Português. April 5-7, Estoril.
- Bendtsen, H., e Raaberg, J. 2006. "French Experiences on Noise Reducing Thin Layers". Information Research. <http://www.vejdirektorate.dk/publikationer/VInot028/index.htm>.
- Branco, F., Pereira P., Picado-Santos L. 2008. *Pavimentos Rodoviários*. Coimbra: Edições Almedina.

Capitão, S. 2003. “Caraterização Mecânica de Misturas Betuminosas de Alto Módulo de Deformabilidade”. Tese de Doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.

Capitão, S., and Luís Picado-Santos. 2002. “*Comparação de Características Mecânicas de Misturas Betuminosas de Alto Módulo* Obtidas Sobre Provetes Extraídos do Pavimento e Produzidos em Laboratório”, 2.º Congresso Rodoviário Português – Volume II”: 205-216. Edições Centro Rodoviário Português. Lisboa.

Chandler, J., Phillips, S. Roe, P. e Viner. 2003. “Quieter Concrete Roads: Construction, Texture, Skid Resistance and Noise”. TRL Report TRL576. Londres.

Claessen, A. I., J. W. Edwards, P. Sommer, and P. Ugé. 1977. Asphalt pavement design – The Shell method, Proc. 4th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, USA.

Costa, Hugo. 2008. Análise de Custos de Ciclo de Vida Relativa a Pavimentos Rodoviários Flexíveis. Tese de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

COST (European Cooperation In Science And Technology). 1998. “Information Gathering Report – Task Group 2 – FWD at Network Level”.

Dias, J. 2011. “Misturas Betuminosas Incorporando Por Via Seca Borracha de Pneus Usados”. Tese de Doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.

DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes). 2012.

<http://www.ipr.dnit.gov.br> (acedido em março de 2012).

EP, (Estradas de Portugal, SA). 2008. “Catálogo de Degradações dos Pavimentos Rodoviários”. Almada.

EP, (Estradas de Portugal, SA). 1998. “Caderno de Encargos de Obras”. Almada.

EP, (Estradas de Portugal, SA). 2009. “Caderno de Encargos de Obras”. Almada.

EP, (EP - Estradas de Portugal, SA). 2012. Caderno de Encargos Tipo Obra – 14.03 – Pavimentação, Caraterísticas dos Materiais. Almada.

EP, (Estradas de Portugal, SA). 2010. “Designação das Intervenções em Vias e Obras de Arte”. Almada.

FHWA (Federal Highway Administration). 2000. “Temperature Predictions and Adjustment Factors for Asphalt Pavement”, Publication no. FHWA-RD-98-085. (Citado por Murtinheira 2011).

Figueira, F. 1984. “Estudo e Conceção de Estradas”. Coimbra: Edições Almedina.

Fonseca, P., and Barros, Rui. 2006. “A Utilização do Betume Modificado com *Borracha (BMB)* em Portugal: A Experiência Adquirida ao Longo de 7 anos nas Obras em Serviço”.

Fontes, Liseane da Luz. 2009. “Optimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos”. Tese de Doutoramento. Escola de Engenharia da Universidade do Minho/Universidade Federal de Santa Catarina.

Freitas, E. 1999. “Estudo da Evolução do Desempenho dos Pavimentos Rodoviários Flexíveis”. Universidade do Minho. (Citado por Branco et al. 2008).

Freitas, E. 2008. “Contribuição da Superfície dos Pavimentos para a produção de Ruído”. *Revista Engenharia Civil – Universidade do Minho*.

Hopman, P. C., I. Galema, P. J. Galjaard, H. Noor, and A. Visser. 2002. “Study performed on behalf of S and P Clever Reinforcement”. NPC – Netherlands Pavement Consultants - Project number 018463, February 21, Utrecht, Netherlands.

ICERR (Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária). 2001. “Manual para Reabilitação de Pavimentos Flexíveis”. Portugal: Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária.

IDU (Instituto Desarrollo Urbano). 2011. <http://www.idu.gov.co> (acedido em abril de 2011).

InIR (Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, IP). 2009 a. Disposições Normativas sobre Construção e Reabilitação de Pavimentos – Reciclagem de Pavimentos. Portugal: InIR -Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, IP.

InIR. (Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, IP). 2009 b. “Disposições Normativas Reabilitação Construção e Reabilitação de Pavimentos – Indicadores de Estado de Conservação dos Pavimentos”. Portugal: InIR -Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, IP.

IPQ (Instituto Português da Qualidade). 2008. “Misturas betuminosas – Especificações dos materiais – Parte 1: Betão betuminoso”. NP EN 13108-1. Portugal.

JAE (Junta Autónoma de Estradas), Universidade do Minho e CRP (Centro Rodoviário Português). 1999. “Ação de Formação sobre Observação Visual do Estado de Conservação dos Pavimentos da Rede Rodoviária Nacional”.

JAE (Junta Autónoma das Estradas). 1995. “Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional”. Almada.

Kreamer, C, Pardillo, J. M., Roci, S., Romana, M., Blanco, V. e Val, M.D. 2004. “Ingeniería de Carreteras” – Volumen 2. Madrid. (Citado por Santos 2009).

LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil). 2005. “Observação do comportamento de trechos piloto em pavimentos flexíveis inseridos na rede rodoviária nacional 1992 a 1999”, Relatório 162/05, Núcleo de Infraestruturas, Lisboa, Portugal. (Citado por Alves 2007)

LNEC (s.d.). “Pavimentos Rodoviários: Caracterização do seu estado interação pneu-pavimento” – II Curso de Formação de Auditores de Segurança Rodoviária. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil). 2006. “Estudo de Técnicas a Aplicar no Reforço de Pavimentos Flexíveis Fendilhados – Trechos experimentais executados na EN 118 (km 28+100 a km 43+100)”. Lisboa

LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil). 2008. Documento de Aplicação 15 – MBR-BMB – “Misturas Betuminosas para Pavimentos Rodoviários e Aeroportos”. Lisboa.

LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil). 2011. “Departamento de Transportes”, Núcleo de Infraestruturas. <http://www.lnec.pt/organizacao/dt/nira/deflectometro> (acedido em janeiro de 2011).

Minhoto, M., Pais, J. e Pereira, P. 2002. “A Otimização das Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha Reciclada de Pneus Usados”, 257-268. 2.º Congresso Rodoviário Português – Volume II. Braga: Edições Centro Rodoviário Português.

Minhoto, Manuel. 2005. Consideração da Temperatura no Comportamento à Reflexão de Fendas dos Reforços de Pavimentos Rodoviários Flexíveis. Tese de Doutoramento. Escola de Engenharia da Universidade do Minho. Guimarães.

MI (Ministerio de Fomento). 2003. Rehabilitación de Firmes. Instrucción de Carreteras. Norma 6.3 IC.Espanha.

Miranda, H. 2008. “Resistência à Fadiga de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Alta Percentagem de Borracha”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

Murtinheira, F. 2011. “Reabilitação estrutural de pavimentos rodoviários. Correção do módulo de deformabilidade das camadas betuminosas”. Dissertação de Mestrado. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu do Instituto Politécnico de Viseu. Viseu.

Neves, J., and Alves, A. 2008. “Influência do reforço de Misturas Betuminosas com Malhas de Aço no Comportamento Estrutural de Pavimentos”. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

OCDE, Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Económico. 2011. “Infrastructure”. <http://www.oecd.org> (acedido em setembro de 2011).

Pais, J., Sousa, J., Saim, R. and Pereira, P. 2001. “Effect of crumb rubber origin on Asphalt rubber hot mix laboratory performance”. 2.nd International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, July 29 – August 1, in Alabama, USA. (Citado por Miranda 2008).

Pais, J., Pereira, P., Gardete, D. e Minhoto, M. 2008. “O comportamento de misturas betuminosas com betume modificado com borracha”. Comunicação apresentada no 5.º Congresso Luso Moçambicano de Engenharia, Setembro 2-4, em Maputo, Moçambique.

Pereira, P., Pais, J., Freitas, E. Silva H., and Oliveira, J. 2007. “A reabilitação da rede rodoviária no século XXI”. Revista Engenharia Civil – Universidade do Minho.

Pereira, P. e Miranda, C. 1999. “Gestão da Conservação dos Pavimentos Rodoviários. Universidade do Minho”. (Citado por Santos 2009).

Pereira, O. 1971. Curso de Especialização CE 139 – Pavimentos Rodoviários – Volumes I, II, III, IV. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Picado-Santos, Luís, Adelino Ferreira, and Paulo Pereira. 2006. Estruturação de um Sistema de Gestão de Pavimentos para uma Rede Rodoviária de Carácter Nacional”. *Revista Engenharia Civil – Universidade do Minho*: 45-59. Guimarães.

Picado-Santos, Luís. 2011. Gestão da Conservação de Pavimentos de Infraestruturas de Transportes. Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Lisboa.

Powell, W. D., J. F. Potter, H. C. Mayew, and M. E. Nunn. 1984. The structural design of bituminous roads. Transport and Road Research Laboratory, Laboratory Report 1132.

Pragosa (Construções Pragosa, SA). 2011. Relatório do Ensaio de Resistência ao Corte pelo Método de Leutner – Obra: IC 2, km 58+100 (Quebradas) e o km 65+200 (Asseiceira).

Recipav (Engenharia e Pavimentos, Unip., Lda). 2011. SAMI – Ficha Técnica 4.
<http://www.recipav.pt> (acedido em Outubro, 2012)

Recipav (Engenharia e Pavimentos, Unip., Lda). 2007. “A Utilização do Betume com Borracha Reciclada de Pneus em Portugal”.
<http://www.recipav.pt> (acedido em novembro de 2012)

S & P (Clever Reinforcement Company). 2007. “Reforço de Pavimentos Betuminosos com Grelhas”.

Santos, A. 2007. “*Estudo da Eficácia na Redução do Ruído de Tráfego em Pavimentos Drenantes*”. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade do Minho. Guimarães.

Santos, M.. 2009. “Dimensionamento de camadas de reforço de pavimentos flexíveis”. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Aveiro.

SciELO (Scientific Electronic Library Online). 2012. <http://www.scielo.br> (acedido em Fevereiro, 21, 2012).

Shell International Petroleum Company, Ld. 1978. “Shell Pavement design manual – Asphalt pavements and overlays for road traffic”. UK, London. (Citado por Antunes 1993).

Sokolov, K.. 2006. “Investigations of Carbon Fiber Reinforced Asphalt Pavements”. EMPA – Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research. Presented at Technical Symposium, November 9, Budapest, Hungary.

Sousa, J., Fonseca, P., Freire, A. and e Pais, J. 1999. “Comparação da vida à fadiga e deformação permanente entre misturas com betume modificado com borracha reciclada de pneus e convencionais”. 10.º Congresso Ibero Latino Americano del Asfalto. November 1-6, Sevilha, Espanha. (Citado por Miranda, H., 2008).

Schweizer Norm SN 671961 Bituminoses Mischgut, Bestimmung des Schichtenverbunds (nach Leutner), Ausgab, maio 2000. (Citado por West 2005).

ULLIDTZ, P., and R. PEATTIE, 1982. *Programmable calculators in the assessment of overlays and maintenance strategies, Proceedings 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*. Delft.

Vicente, A. 2006. "A Utilização de Betumes Modificados com Borracha na Reabilitação de Pavimentos Flexíveis". Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Walls, J., and M. Smith. 1998. Life-Cycle Costa Analysis in Pavement Design – In Search of Better Investment Decisions. Federal Highway Administration, US. Department of Transportation, Publication No. FHWA-SA-98-079, Setembro 1998. (Citado por Costa 2008).

West, Randy. C., Jingna Zhang, and Jason Moore. 2005. Evaluation of Bond Strength Pavement Layers. NCAT (National Center for Asphalt Technology of Auburn University). USA, Alabama.

5.5 ANEXOS