

CARLOS HENRIQUE ALVES DOS SANTOS

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DOS
MATERIAIS LATERÍTICOS EM PAVIMENTOS
RODOVIÁRIOS**

Orientador: Professor Doutor Elói Figueiredo

Coorientador: Professor Luís Quaresma

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias

Faculdade de Engenharia

Lisboa

2017

CARLOS HENRIQUE ALVES DOS SANTOS

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DOS
MATERIAIS LATERÍTICOS EM PAVIMENTOS
RODOVIÁRIOS**

Dissertação submetida como requisito parcial para obtenção do grau de MESTRE EM
ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÃO E ESTRUTURAS

Dissertação defendida em provas públicas na
Universidade Lusófona de Humanidades e
Tecnologias, no dia 18 de maio de 2017,
perante o júri nomeado pelo Despacho de
Nomeação N.º: 143/2017, de 4 de maio de 2017,
com a seguinte composição:

Presidente: Prof. Doutor António Manuel Gardete Mendes Cabaço (por delegação do Diretor do
curso)

Arguente: Doutora Ana Cristina Freire (Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC)

Orientador: Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo (ULHT)

Vogal: Prof. Doutora Sandra Cristina Gil Vieira Gomes (ULHT)

Coorientador: Professor Luís Quaresma (ULHT)

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias

Faculdade de Engenharia

Lisboa

2017

À minha mãe, por ter lutado toda sua vida pelos meus estudos

Agradecimentos

Expresso aqui minha gratidão a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização, enriquecimento e conclusão deste trabalho.

À *Roads Authority* do Malawi, por me ter concedido autorização para utilizar todos os dados e resultados de ensaio coletados durante a realização do projeto de reabilitação da rodovia M1.

Ao engenheiro Harold Bofinger, por ter compartilhado do seu vasto e prestigiado conhecimento sobre pavimentos rodoviários e pela sua amizade.

Ao engenheiro Robert Geddes, por me ter sugerido realizar um trabalho sobre este tema e me ter facultado valiosas informações, imprescindíveis para a conclusão desta dissertação.

Aos engenheiros Simon Gillett e Ramsey Neseyif e à organização Roughton International Ltd., por me terem proporcionado condições para que este trabalho fosse desenvolvido.

Aos professores Luís Quaresma e Elói Figueiredo, pela orientação, esclarecimentos, sugestões e incentivo durante a realização deste trabalho.

Aos meus colegas de curso, pelo apoio e suporte.

À minha família e à Sadie, pelo suporte.

Resumo

O tema desta dissertação surgiu da observação, durante atividade profissional do autor no Malawi, da impressionante capacidade estrutural dos materiais lateríticos encontrados na rodovia M1, que apesar de não cumprirem com os requisitos mínimos das especificações tradicionais, desempenhavam satisfatoriamente sua função, mesmo tendo a vida útil do pavimento há muito findado.

Embora existam diversos estudos sobre as peculiaridades dos materiais lateríticos, não há um consenso quanto às razões do seu excepcional desempenho em pavimentos rodoviários. Tentou-se nesta dissertação estabelecer alguns fatores que justifiquem o bom e insatisfatório comportamento desses materiais, através da análise dos diversos resultados de ensaios laboratoriais e *in situ* realizados na rodovia M1 no Malawi, o caso de estudo desta dissertação.

Salienta-se que a rodovia do caso de estudo pode ser basicamente dividida em duas secções: a primeira, com camadas de base e sub-base do pavimento compostas por materiais lateríticos, de baixo custo e reduzido impacto ambiental; e a segunda, com camada de base composta por agregado britado, de custo elevado. A primeira secção, apesar de não cumprir com as especificações tradicionais ou regionais, demonstrou um desempenho similar ao da segunda secção, mesmo quando sujeita a volumes de tráfego consideravelmente superiores.

São ainda analisadas nesta dissertação diversas publicações sobre este tema bem como algumas especificações desenvolvidas exclusivamente para os materiais lateríticos. Expõe-se ainda o facto de as especificações tradicionais negligenciarem certas características mecânicas peculiares aos materiais lateríticos.

Através da quantidade significativa de resultados de ensaios apresentados e analisados no caso de estudo desta dissertação, da extensa pesquisa literária sobre as características dos materiais lateríticos e da análise de diversas especificações desenvolvidas para estes materiais, busca-se contribuir de forma científica para o desenvolvimento do tema deste trabalho.

Palavras chave: Solos lateríticos, laterites, material sustentável, especificações para pavimentos rodoviários, Malawi.

Abstract

The subject of this dissertation arose from the observation, during a professional assignment of the author in Malawi, of the impressive structural capacity of the lateritic materials found on the M1 highway, which, despite not meeting the minimum requirements of traditional specifications, performed satisfactorily, even though, the pavement design life was long over.

Although there are several studies on the peculiarities of the lateritic materials, there is no consensus as to the reasons for their exceptional performance in road pavements. It was attempted on this dissertation to establish some factors that justify the good and unsatisfactory behaviour of these materials, through the analysis of the various results of laboratory and *in situ* tests carried out on the M1 highway in Malawi, the case study of this dissertation.

It should be noted that the highway of the case study can be basically divided into two sections: the first, with the base and sub-base layers of the pavement composed of lateritic materials, of low cost and low environmental impact; and the second, with a high cost crushed stone aggregate base layer. The first section, although not complying with traditional or regional specifications, performed similarly to that of the second section, even when subjected to considerably higher traffic volumes.

It was also analysed in this dissertation several publications on this topic as well as some specifications developed exclusively for the lateritic materials. It is also pointed out that the traditional specifications neglect certain mechanical characteristics peculiar to lateritic materials.

Through the significant amount of test results presented and analysed in the case study of this dissertation, the extensive literature research on the characteristics of lateritic materials and the analysis of several specifications developed for these materials, this dissertation aims to contribute scientifically to the development of the Theme of this work.

Keywords: Lateritic soils, laterites, sustainable materials, pavement specifications, Malawi.

Abreviaturas e símbolos

AADT – Tráfego Médio Diário Anual (Annual Average Daily Traffic, em inglês)
ABGE – Agregado Britado de Granulometria Extensa
ACV – Valor de esmagamento de agregado (Aggregate Crushing Value, em inglês)
AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
BS – British Standards
CBR – Índice de suporte California (California Bearing Ratio, em inglês)
COMESA – Common Market for East and Southern Africa
CS – Soma Cumulativa (Cumulative Sum, em inglês)
CSIR - Council for Scientific and Industrial Research, África do Sul
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Brasil
DCP – Penetrômetro de cone dinâmico (Dynamic Cone Penetrometer, em inglês)
ESA – Número Equivalente de Eixos Padrão de 80 kN (Equivalent Standard Axles, em inglês)
FWD – Deflectômetro de Impacto (Falling Weight Deflectometer, em inglês)
IP – Índice de Plasticidade
IRI – Índice de Irregularidade Longitudinal (International Roughness Index, em inglês)
KIA – Kamuzu International Airport, Malawi
LEA – Laboratório de Engenharia de Angola
LL – Limite de Liquidez (Liquid Limit, em inglês)
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal
MCT – Miniatura Compactado Tropical
MDD – Massa específica Aparente Seca (Maximum Dry Density, em inglês)
MERLIN – Machine for Evaluating Roughness using Low-cost Instrumentation
MRWA – Main Roads Western Australia
NEP – Número de eixos padrão de 80 kN
OMC – Teor em Água Ótimo (Optimum Moisture Content, em inglês)
PE – Poço de Ensaio
RA – Roads Authority, Malawi
RL – Retração Linear
SAFL – Solo arenoso fino laterítico
SATCC – Southern Africa Transport and Communication Commission

SN – Número Estrutural (Structural Number, em inglês)

TDMA – Tráfego Diário Médio Anual

TRL – Transport Research Laboratory, Reino Unido

USCS – Unified Soil Classification System

VP – Veículo Pesado

WACCT – Western Australia Confined Compression Test

Sumário

Agradecimentos	i
Resumo.....	iii
Abstract	iv
Abreviaturas e símbolos.....	v
1 Introdução	1
1.1 Âmbito e enquadramento.....	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Estrutura da dissertação	3
2 Os solos lateríticos e as laterites	5
2.1 Definição	5
2.2 Distribuição geográfica.....	6
2.3 Formação.....	7
2.3.1 Introdução	7
2.3.2 Intemperismo	8
2.3.3 Cimentação natural	9
2.4 Composição químico-mineralógica	11
2.5 Classificação	12
2.5.1 Introdução	12
2.5.2 Classificação MCT	13
2.5.3 Outras classificações	16
3 Exigências para aplicação de materiais lateríticos em pavimentos rodoviários.....	18
3.1 Introdução.....	18
3.2 Especificações para o uso de materiais lateríticos em pavimentos rodoviários.....	19
3.2.1 Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Brasil	19
3.2.2 Main Roads Western Australia.....	21
3.2.3 Especificação para a seleção de solo arenoso fino laterítico para camadas de base, por Nogami e Villibor	26
3.2.4 Recomendações desenvolvidas para a África Austral por Gourley & Greening	27
3.2.5 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, França	29
3.2.6 Recomendações desenvolvidas por Charman	31
3.3 Recomendações construtivas para materiais lateríticos	32
3.3.1 Introdução	32
3.3.2 Distribuição e homogeneização	32

3.3.3	Compactação.....	33
3.3.4	Secagem ou cura da camada de base	34
3.4	Vantagens financeiras do uso dos materiais lateríticos em pavimentos	34
3.5	Conclusão	35
4	Caso de estudo – Rodovia M1 no Malawi.....	37
4.1	Introdução	37
4.2	Informações existentes referentes à construção do trecho de estudo	39
4.3	Estudo de tráfego	40
4.4	Análise dos materiais e características mecânicas do pavimento	43
4.4.1	Introdução	43
4.4.2	Ensaio laboratoriais	44
4.4.3	Penetrómetro de cone dinâmico – DCP.....	51
4.4.4	Ensaio com deflectómetro de impacto – FWD	62
4.5	Comportamento do pavimento	71
4.5.1	Inspeção visual	71
4.5.2	Medição de rodeiras	74
4.5.3	Irregularidade longitudinal.....	78
4.6	Subsecções em ruptura.....	80
4.6.1	Introdução	80
4.6.2	Subsecção R1 – km 74 ao km 77	81
4.6.3	Subsecção R2 – km 95 ao km 97	82
4.6.4	Subsecção R3 - km 103 ao km 105	83
4.6.5	Conclusão	84
4.7	Análises dos resultados dos ensaios	85
4.7.1	Compilação dos resultados para as secções de base composta por agregado britado e material laterítico	85
4.7.2	Correlação de resultados	88
4.8	Conclusões da análise dos resultados.....	93
5	Considerações finais.....	96
5.1	Conclusões.....	96
5.2	Trabalhos futuros	98
	Referências Bibliográficas	99
	Anexos	I
	Anexo 1 – Resultados do ensaio DCP	I

Anexo 2 – Resultados dos ensaios laboratoriais	II
Anexo 3 – Resultados do FWD	III
Anexo 3a – Resultados do ensaio FWD	III
Anexo 3b – Resultados do cálculo de retroanálise de algumas secções com o programa ELSYM5	III
Anexo 4 – Inspeção visual	IV
Anexo 4.A – Inspeção visual - Fotos	IV
Anexo 4.B – Inspeção visual - Anotações	IV
Anexo 5 – Rodeiras.....	V
Anexo 6 – IRI.....	VI

Índice de Figuras

Figura 1 - Distribuição geográfica dos materiais lateríticos [Adaptado de (Pinard <i>et al</i> , 2014)]	7
Figura 2 – Representação esquemática de perfil de intemperismo tropical (Charman, 1988).9	
Figura 3 - Composição dos materiais lateríticos (Pinard <i>et al</i> , 2014)	11
Figura 4 – Ensaios para a classificação MCT (Villibor <i>et al</i> , 2000)	15
Figura 5– Defeitos relacionados com a excessiva compactação de materiais lateríticos argilosos (Nogami & Villibor, 2009).	34
Figura 6 – Precipitação anual média do Malawi (DCCMS, 2006).....	37
Figura 7 – Localização da rodovia caso de estudo no mapa do Malawi (Nations Online Project)	38
Figura 8 – Representação esquemática das secções da rodovia M1.....	42
Figura 9 – Escavação de poços de ensaio e recolha de amostras [Fotos: cortesia de Roughton International Ltd.]	44
Figura 10 – Penetrómetro de cone dinâmico -DCP (TRL ORN 31. 1962/1993)	52
Figura 11 – Ensaio DCP realizado na rodovia M1, Malawi [Fotos: cortesia de Roughton Internacional Ltd.]	53
Figura 12 – Estado de cimentação do material laterítico em alguns locais [Fotos: Roughton Internacional Ltd.]	53
Figura 13 – Teste de deflexão - FWD Primax 1500 [Fotos: Roughton International Ltd.] ...	62
Figura 14 – Parâmetros da bacia de deflexão [Imagem: Roughton International Ltd.]	63
Figura 15 – Algumas degradações comuns encontradas na rodovia M1. [Fotos: Roughton International Ltd.]	72
Figura 16 - Zonas de influência de humidade (Ethiopian Roads Authority, 2011).....	74
Figura 17 – Método utilizado para a medição das Rodeiras [Figura: cortesia de Roughton International Ltd.]	75
Figura 18 – Subsecção em Ruptura – R1 (74+000 a 77+000) [Fotos: Roughton International Ltd.]	81
Figura 19 – Subsecção em ruptura – R2 (95+000 a 97+000) [Fotos: Roughton International Ltd.]	82
Figura 20 - Subsecção em ruptura – R3 (103+000 a 105+000) [Fotos: Roughton International Ltd.].....	83

Índice de Gráficos

Gráfico 1 – Classificação de solos - MCT (Nogami & Villibor, 2009)	15
Gráfico 2 – Perfil das camadas do pavimento registadas durante escavação dos PE.	45
Gráfico 3 – Curva granulométrica média do material laterítico da camada de base	46
Gráfico 4 – Curva granulométrica média do agregado britado da camada de base	47
Gráfico 5 - Curva granulométrica média do material laterítico da camada de sub-base.....	47
Gráfico 6 – Índice de plasticidade e limite de liquidez do material laterítico da camada de base	48

Gráfico 7 – Índice de plasticidade e limite de liquidez do material laterítico da camada de sub-base	49
Gráfico 8 – Retração linear do material laterítico das camadas de base e sub-base.....	50
Gráfico 9 – CBR do material laterítico da camada de base.....	50
Gráfico 10 – CBR do material laterítico da camada de sub-base.....	51
Gráfico 11 – Amostra de curva obtida com os resultados do ensaio DCP, km 4+200	54
Gráfico 12 – CS do CBR da camada de base obtido através ds ensaio DCP	56
Gráfico 13 – 10º Percentil do CBR da camada de base.....	57
Gráfico 14 – CS do CBR para a camada de sub-base obtido através do ensaio DCP.....	57
Gráfico 15 – 10º Percentil do CBR da camada de sub-base.....	58
Gráfico 16 – CS do CBR para a camada de leito obtido através do ensaio DCP.....	59
Gráfico 17 – 10º Percentil do CBR da camda de leito	60
Gráfico 18 – CS dos resultados DSN800	60
Gráfico 19 – 10º Percentil do DSN800	61
Gráfico 20 – CS de D_0 das vias da esquerda e da direita.....	65
Gráfico 21 – 90º Percentil de D_0 na via da esquerda.....	66
Gráfico 22 – 90º Percentil de D_0 na via da direita.	67
Gráfico 23 –CS de D_0 das vias da esquerda e direita combinadas	67
Gráfico 24 –90º Percentil das deflexões D_0 para as vias da esquerda e da direita combinadas	68
Gráfico 25 – Percentagem da incidência de fendilhamento pele de crocodilo segundo o grau de severidade.	73
Gráfico 26 - Percentagem da incidência de fendilhamento longitudinal segundo o grau de severidade.	73
Gráfico 27 – CS das rodeiras das via da esquerda e da direita.....	76
Gráfico 28 – 90º percentil e média das rodeiras da via da esquerda	77
Gráfico 29 – 90º percentil e média das rodeiras da via da direita	77
Gráfico 30 – CS do IRI em ambas as vias.....	78
Gráfico 31 – 90º percentil e média do IRI na via da esquerda	79
Gráfico 32 – 90º percentil e média do IRI na via da direita	80
Gráfico 33 – Comparação entre CBR-Lab. e CBR-DCP da camada de base	88
Gráfico 34 – Correlação SN - rodeiras	89
Gráfico 35 – Correlação SN modificado - Rodeiras.....	89
Gráfico 36 – Correlação SN – IRI	90
Gráfico 37 – Correlação SN modificado – IRI.....	90
Gráfico 38 – Correlação SN – deflexão máxima.....	91
Gráfico 39 – Correlação SN mod. – Deflexão máxima.....	91
Gráfico 40 – Correlação deflexão máxima - IRI	92
Gráfico 41 – Correlação deflexão máxima - rodeiras.....	93

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Condições para o desenvolvimento de cimentação em material laterítico [Adaptado de (Huat <i>et al</i> , 2012)].....	10
Tabela 2 – Composição química típica de materiais lateríticos [Adaptado de (Pinard <i>et al</i> , 2014)]	11
Tabela 3 – Sesquióxidos minerais tipicamente encontrados em material laterítico [Adaptado de (Pinard <i>et al</i> , 2014)].....	12
Tabela 4 – Sistemas de classificação de materiais lateríticos [Adaptado de (Charman, 1988)]	16
Tabela 5 – Classificação baseada na relação molecular $\text{SiO}_2/\text{R}_2\text{O}_3$ [Adaptado de (Autret, 1983)]	17
Tabela 6 – Fusos granulométricos e tolerâncias máximas (DNIT, 2007)	20
Tabela 7 – Critérios de seleção dos materiais lateríticos para camada de base (DNIT, 2007)	20
Tabela 8 - Classificação requerida para cascalho laterítico, segundo o clima e tráfego[Adaptado de (Main Roads Western Australia, 2003)].....	22
Tabela 9–Critérios típicos de seleção de cascalho laterítico para base, baseados na granulometria e testes de classificação ⁽¹⁾ [Adaptado de (Main Roads Western Australia, 2003)]	23
Tabela 10 – Critérios típicos de seleção de cascalho laterítico baseados na capacidade resistente e testes de classificação [Adaptado de (Main Roads Western Australia, 2003)] ...	24
Tabela 11 – Critérios típicos de seleção de cascalho laterítico usado em pavimentos com alto volume de veículos pesados, baseados na granulometria e testes de classificação [Adaptado de (Main Roads Western Australia, 2003)]	25
Tabela 12 – Critérios para a seleção de solo laterítico para a camada de base [Adaptado de (Nogami& Villibor, 2009)]	26
Tabela 13 – Diretrizes propostas para a seleção de material laterítico para camada de base de pavimentos com bermas não revestidas [Adaptado de (Gourley & Greening, 1997)].....	28
Tabela 14 – Granulometria recomendada para bases em material laterítico [Adaptado de(Gourley & Greening, 1997)]	28
Tabela 15 – Diretrizes propostas para o dimensionamento de pavimentos com camada de base composta por material laterítico e berma não revestida [Adaptado de (Gourley & Greening, 1997)].....	29
Tabela 16 – Critérios recomendados para o uso de material laterítico em pavimentos rodoviários [Adaptado de (Autret, 1983)]	30
Tabela 17 – NEP de cada classe de tráfego [Adptado de (CEBTP, 1984)].....	30
Tabela 18 – Critérios de seleção recomendados para cascalho laterítico para base e sub-base de pavimentos com revestimento superficial nos trópicos [Adaptado de (Charman, 1988)].	31
Tabela 19 – Número de eixos padrão aplicados à rodovia em uma direção	42
Tabela 20 – Fusos recomendados para agregados naturais em camada de base [Adaptado de (SATCC, 1998/2001c)]	45
Tabela 21 – Zonamento dos resultados CBR para a camada de base	56
Tabela 22 – Zonamento dos resultados de CBR da camada de sub-base.....	58
Tabela 23 – Zonamento dos resultados de CBR da camada de leito.....	59

Tabela 24 – Zonamento dos resultados do DSN800	61
Tabela 25 – Parâmetros de comportamento da bacia de deflexão [Adaptado de (Horak, 1987)]	64
Tabela 26 – Zonamento de D_0 para as vias da esquerda e da direita.....	66
Tabela 27 – Zonamento de D_0 para as vias da esquerda e direita combinadas	68
Tabela 28 – Resultados dos parâmetros referentes à curva deflectométrica e módulos de elasticidade de cada subsecção.	70
Tabela 29 - Modos, tipos e códigos das degradações [Adaptado de (SATCC 1998/2001b)]	71
Tabela 30 - Classificação da gravidade dos defeitos [Adaptado de (SATCC 1998/2001b)]	71
Tabela 31 – Zonamento dos valores de rodeira em ambas as vias.	76
Tabela 32 – Zonamento do resultado de IRI em ambas as vias	79
Tabela 33 – Dados gerais da subsecção R1	81
Tabela 34 – Dados gerais da subsecção R2	82
Tabela 35 – Dados gerais da subsecção R3	83
Tabela 36 – Sumário dos resultados de ensaios obtidos para diferentes subsecções da rodovia.	86

1 Introdução

1.1 Âmbito e enquadramento

No âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologia, esta dissertação surge da necessidade de evidenciar que os materiais lateríticos, geralmente excluídos pelas especificações tradicionais, demonstram um comportamento mecânico excepcional quando aplicados em camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários.

Ainda que este tema tenha sido alvo de vários estudos ao longo dos anos, verifica-se que nos dias atuais as especificações tradicionais ou derivadas destas, exceto raras exceções, continuam a ser adotadas indiscriminadamente para o uso de materiais lateríticos em camadas de base de pavimentos rodoviários, principalmente nas rodovias do continente africano, onde tais materiais são geralmente usados apenas em pavimentos não revestidos, de baixo volume de tráfego e/ou em camadas abaixo da base, no caso de pavimentos para elevado volume de tráfego.

Apesar da não conformidade com as especificações tradicionais ou regionais existem inúmeros exemplos de rodovias construídas com materiais lateríticos que na sua maioria foram projetadas para um volume de tráfego baixo, mas mantiveram um surpreendente bom desempenho, mesmo quando submetidas a um volume de tráfego elevado e tendo seu período de vida útil findado, como é o caso da rodovia M1 no Malawi, caso de estudo desta dissertação.

No caso de estudo desta dissertação serão analisadas diferentes secções da rodovia, nomeadamente; secções em que o pavimento constituído por base em material laterítico exibiu comportamento satisfatório, apesar de não cumprir com as normas aplicáveis; secções que apresentaram comportamento insatisfatório ou entraram em ruptura; e também secções com camada de base em agregado britado, de modo a estabelecer correlações entre diversos fatores que possam fundamentar o comportamento do material laterítico, bem como comparar o desempenho deste com materiais que cumprem com as especificações.

O estudo deste tema é de extrema importância para o desenvolvimento da rede rodoviária de países em desenvolvimento e que disponham de materiais lateríticos em abundância, uma vez que estes países carecem de recursos físicos e financeiros suficientes para a exploração de outros materiais que cumpram com os requisitos exigidos pelas especificações vigentes.

Apesar de existirem vários fatores pertinentes quanto ao comportamento dos materiais lateríticos como, por exemplo, sua composição química e mineralógica, o enfoque desta dissertação assenta nas características mecânicas e no desempenho de pavimentos construídos com tais materiais.

1.2 Objetivos

Esta dissertação tem como objetivo principal evidenciar o facto de que certos critérios de seleção de materiais para pavimentos, impostos por especificações fundamentadas no comportamento de materiais de climas temperados, negligenciam certas características peculiares de alguns materiais típicos de regiões de climas tropicais, como as laterites e os solos lateríticos, que geralmente, apesar da não conformidade com tais especificações, têm demonstrado desempenho satisfatório.

Realizou-se uma extensa pesquisa bibliográfica sobre o tema, sendo explorados diversos estudos e publicações sobre as características intrínsecas dos materiais lateríticos, de modo a identificar algumas propriedades que possivelmente justifiquem o comportamento notável desses materiais. Além disso, através da literatura existente, tentou-se avaliar a viabilidade do uso de materiais lateríticos em camadas de base para pavimentos rodoviários revestidos sujeitos a um volume de tráfego considerável.

Com o objetivo de identificar fatores que fundamentem o bom comportamento dos materiais lateríticos em pavimentos, recorreu-se a uma análise das características mecânicas desses materiais através de um caso prático, designado como o caso de estudo desta dissertação, em que a camada de base e sub-base do pavimento é composta por solo laterítico, nos primeiros 186 km da rodovia, e agregado britado na restante extensão. A análise dos dados obtidos para secções compostas por diferentes materiais permite estabelecer um paralelo entre os fatores pertinentes ao comportamento do pavimento. Foram também analisados alguns trechos da rodovia que apresentaram comportamento insatisfatório, visando identificar as características que justifiquem a variação de comportamento dos materiais lateríticos.

Adicionalmente, tenciona-se evidenciar as vantagens económicas e ambientais do uso de solos lateríticos nas camadas de base em pavimentos rodoviários. O carácter extra conservativo e limitador de algumas especificações, instrui as autoridades rodoviárias a adotar alternativas dispendiosas para obtenção de materiais que cumpram os seus critérios como, por exemplo: a exploração de materiais de melhor qualidade e/ou transporte destes desde longas distâncias; a modificação de materiais locais através de estabilização com ligantes hidráulicos ou betuminosos; ou a tentativa de melhorar suas características mecânicas e deficiência granulométrica através de mistura com outros materiais de melhor qualidade.

Finalmente, pretende-se ainda salientar a necessidade cada vez maior de adoptar meios construtivos sustentáveis, tendo em conta as vantagens socioeconómicas derivadas da construção de rodovias usando materiais alternativos de baixo custo e abundantes em países em vias de desenvolvimento.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos, sendo abordado em cada um deles diferentes tópicos pertinentes ao tema da dissertação.

O primeiro capítulo apresenta, de forma geral, o âmbito e enquadramento do tema da dissertação, bem como a sua importância para as partes interessadas, seguido dos objetivos da dissertação e a sua estrutura geral.

O segundo capítulo é constituído por tópicos que visam introduzir os aspectos intrínsecos desses materiais. Primeiramente são apresentadas as definições dos diferentes tipos de materiais lateríticos, nomeadamente a laterite e solo laterítico. De seguida expõe-se a distribuição geográfica e aspectos relevantes do processo de formação desses materiais e a sua composição químico-mineralógica, e por fim, são apresentados alguns sistemas e métodos de classificação desenvolvidos para esse tipo de material.

O terceiro capítulo visa introduzir os principais conceitos de algumas especificações e estudos específicos para a aplicação de materiais lateríticos em bases de pavimentos rodoviários. São apresentadas as especificações do Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes do Brasil (DNIT), do *Main Roads Western Australia* (MRWA) da Austrália Ocidental, de Nogami e Villibor e outras especificações propostas por algumas instituições, baseadas em estudos do comportamento dos materiais lateríticos. De entre as especificações apresentadas destacam-se a norma brasileira (DNIT-098/2007-ES), devido à sua vasta utilização em milhares de quilómetros da rede rodoviária do Brasil e a especificação desenvolvida por Nogami e Villibor para pavimentos económicos que adota métodos e critérios inéditos para a seleção de solos arenosos finos lateríticos (SAFL). Finalmente são apresentadas algumas recomendações referentes às técnicas de construção de pavimentos com materiais lateríticos tendo em conta suas propriedades particulares.

O quarto capítulo refere-se ao caso de estudo desta dissertação, onde são analisados os resultados de ensaios, laboratoriais e *in situ*, realizados para avaliar as características mecânicas dos materiais e o desempenho do pavimento no trecho de 234 km da rodovia M1 no Malawi. Apresentam-se também a metodologia adotada para realizar cada ensaio bem como alguns fatores relevantes para uma análise do comportamento do pavimento, como por exemplo: o número de eixos padrão aplicados ao pavimento; o clima da região; as informações referentes à construção da estrada e as características geométricas do pavimento. São também estudadas algumas secções da estrada em que o pavimento entrou em ruptura, de modo a se estabelecer correlações entre os diversos fatores que tenham possivelmente contribuído para o comportamento satisfatório do pavimento. São ainda analisadas as correlações entre diferentes tipos de ensaios referentes ao comportamento e as características mecânicas do pavimento. Finaliza-se o capítulo com uma análise dos resultados dos vários ensaios *in situ* e laboratoriais realizados, e uma conclusão referente aos fatores que possam justificar o bom comportamento mecânico do material laterítico encontrado no pavimento.

O quinto capítulo é composto de uma conclusão geral que abrange todos os tópicos e aspectos discutidos nos demais capítulos e recomendações para trabalhos futuros relacionados com a concepção de pavimentos rodoviários económicos constituídos por solos lateríticos ou laterites e métodos de seleção desses materiais.

2 Os solos lateríticos e as laterites

2.1 Definição

As definições dos termos ‘solos lateríticos’ ou ‘laterites’, apresentadas por diversos autores de diferentes campos de estudo, são bastante variáveis e discrepantes. Os termos são por vezes usados vagamente sem que haja uma descrição detalhada da sua formação e das diferentes definições existentes para o mesmo material. Algo que torna confuso o significado do termo solo laterítico entre praticantes de diferentes áreas, como engenheiros, geólogos e agrónomos que por vezes se referem ao mesmo material enfatizando características diferentes (Pinard & Netterberg & Paige-Green, 2014).

Segundo Maignien (1966), o termo laterite foi usado pela primeira vez, há mais de 200 anos, na Índia, por Buchanan, que observou que tal material podia facilmente ser cortado em blocos, enquanto fresco, mas endurecia irreversivelmente em exposição ao ar. No entanto, terminologias pedogénicas modernas descrevem tal material como plintita (Pinard *et al*, 2014). Contudo a definição de Buchanan não se aplica ao que se conhece como laterites na atualidade, além de que a maioria das laterites de África não endurece irreversivelmente depois de expostas ao ar (Gourley & Greening, 1997).

Deve-se ressaltar que um solo laterítico não é o mesmo que laterite, estando as diferenças mais evidentes no seu estado de cimentação e na quantidade de óxidos de ferro e de alumínio na sua composição (Amu & Bamisaye & Komolafe, 2011).

Existem várias definições do que é uma laterite, algumas dão ênfase às características mineralógicas, outras às características químicas do material.

Em, ‘As Laterites do Ultramar Português’, o termo laterite é definido como um material de estrutura vacuolar, muitas vezes matizado, com cores que variam do amarelo ao vermelho mais ou menos escuro, constituído por uma crosta mais ou menos contínua de espessura e dureza variáveis, tendo muitas vezes o aspeto duma escória, ou ainda contendo concreções isoladas, oolíticas e pisolíticas de maior ou menor resistência e misturadas a uma parte argilosa (LNEC& LEA & LEMMS, 1959)

O Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística define laterite como:

“Rocha formada ou em fase de formação através de intenso intemperismo químico de rochas preexistentes, inclusive lateritos antigos, sob condições tropicais ou equivalentes. É caracteristicamente rico em Fe e Al e pobre em Si, K e Mg se comparado à composição da rocha-mãe. Pode ser compacto, maciço, coeso ou incoeso, terroso ou argiloso, com coloração vermelha, violeta, amarela, castanha até branca. Sua composição mineralógica envolve geralmente oxi-hidróxidos de ferro, alumínio, titânio e de manganês, além de argilominerais, fosfatos e resistatos.” (IBGE, 2004, p. sem pag.).

O termo laterite no manual '*Design Manual for Low Volume Sealed Roads*', do Malawi é definido da seguinte forma:

“Material proveniente de lixiviação de óxidos de ferro e alumínio cujo comportamento é largamente dependente da rocha mãe da qual foi formado.” (Ministry of Transport and Public Works - Malawi, 2013, pp. 3-4)

Existem também diversas definições para o termo ‘solos lateríticos’.

Em ‘As laterites do ultramar português’, o termo solo laterítico é definido com um solo cuja fração argilosa tem uma relação molecular $\text{SiO}_2/\text{R}_2\text{O}_3$ menor que 2 e apresenta baixa expansibilidade (LNEC, *et al* 1959).

De acordo com Gidigas (1976), o solo laterítico é todo solo tropical intemperado residual ou não-residual de cor avermelhada provenientes da decomposição de rochas que formam uma cadeia de materiais de argilas ricas em sesquióxidos.

A definição do termo solo laterítico segundo Morin e Todor é a seguinte:

“Um solo que contém laterite; e qualquer solo tropical de cor avermelhada derivado de intenso processo de intemperismo.” (Morin & Todor, 1976, p. 6)

Segundo Lohnes & Handy (1968), solo laterítico é um solo tropical que não lixiviou ou se cimentou tão severamente quanto uma laterite, mas ainda tem alto teor de sesquióxidos e caulinita bem como silicatos primários, no entanto, não possuem características de auto cimentação.

Perante a diversidade de definições, na presente dissertação considerou-se que o termo ‘laterite’ refere-se a um material laterítico com alto grau de cimentação e dureza. O termo ‘solo laterítico’ refere-se a um material laterítico que não lixiviou o suficiente para formar uma laterite. O termo ‘material laterítico’ será usado como um termo genérico que pode se referir tanto à laterite quanto ao solo laterítico.

2.2 Distribuição geográfica

Os solos lateríticos são tipicamente encontrados em regiões de climas tropical e subtropical nomeadamente, África, Índia, Sudeste Asiático, Austrália, América Central e do Sul, tal como indicado na Figura 1 onde se mostra a distribuição dos solos lateríticos em diferentes regiões do globo (Gourley & Greening, 1997).

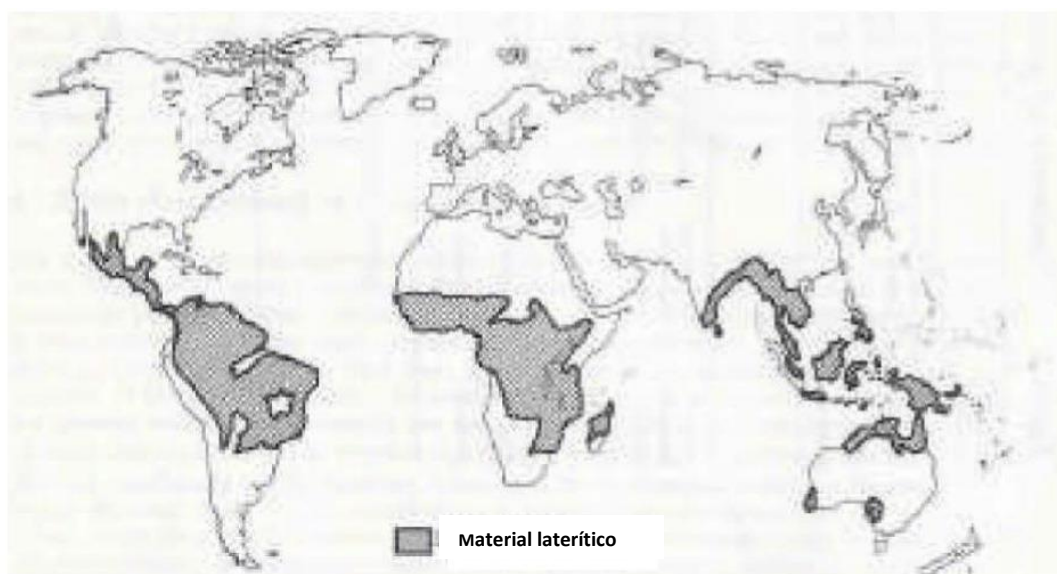


Figura 1 - Distribuição geográfica dos materiais lateríticos [Adaptado de (Pinard *et al*, 2014)]

Deve-se ressaltar que devido a mudanças de zonas climáticas na era geológica, solos lateríticos e laterites podem por vezes ser encontrados em áreas fora dos trópicos (Charman, 1988).

2.3 Formação

2.3.1 Introdução

O processo de formação do solo depende fortemente das condições ambientais onde este ocorre. Existem cinco fatores principais que influenciam a formação dos solos:

- **A rocha mãe** – Influencia diretamente as propriedades de um solo;
- **O clima** – Influencia principalmente o volume de precipitação;
- **A topografia do terreno** – Influencia o movimento das águas num dado terreno;
- **A vegetação** – Tem grande influência na atividade biológica, determinante para a produção de ácidos, sendo um dos fatores que determina a taxa de desidratação de óxidos coloidais e também tem efeito protetor que evita erosões;
- **O tempo** – A idade geológica da rocha mãe tem grande efeito no desenvolvimento dos solos.

Por conseguinte, regiões com clima húmido e altas temperaturas fornecem condições de intemperismo favoráveis para a formação de materiais lateríticos (Tuncer, 1976).

De acordo com Charman (1988), a temperatura anual média necessária para a formação de laterites é de 25° C e a temporada de chuvas e alta temperatura devem ser coincidentes. A precipitação pluvial média deve ser de pelo menos 750 mm. Quanto mais elevada for a precipitação maior é o efeito de lixiviação.

É difícil identificar qual o fator que influencia mais no processo de formação dos solos lateríticos. No entanto, intuitivamente pode-se especular que a propriedade de um solo será diretamente dependente da rocha mãe da qual este derivou (Maignien, 1966).

2.3.2 Intemperismo

O intemperismo é uma das principais componentes do processo de formação das laterites, uma que vez que é através deste que se dão as reações químicas e mecânicas que favorecem sua formação.

O processo de intemperismo envolve a lixiviação de sílica, formação de sesquióxidos e a precipitação de óxidos aumentando a cristalização e a desidratação conforme a rocha se torna mais lixiviada (Tuncer, 1976).

Os solos lateríticos ou laterites são o produto de um processo de lixiviação, passado ou corrente, que produz os seguintes efeitos:

- A rocha mãe é enriquecida quimicamente com óxidos e hidróxidos (sesquióxidos) de ferro e alumínio.
- A componente argilosa é largamente caulinítica.
- O teor de sílica é reduzido.

Tal processo geralmente produz materiais mais amarelados, acastanhados ou avermelhados, sendo o vermelho a cor predominante (Pinard *et al*, 2014).

O intemperismo pode-se desenvolver através de três processos: o intemperismo químico ou alteração química; o intemperismo mecânico, ou desintegração física; e o intemperismo biológico, que consiste na alteração física ou química através da ação de organismos biológicos (Tuncer, 1976).

O intemperismo químico consiste na dissolução e alteração de rochas compostas por minerais em novos constituintes, uma vez que os minerais que formam as rochas são vulneráveis à ação da água, oxigênio e outros reagentes químicos, como a acidez do ar, chuva e dióxido de carbono. O intemperismo mecânico consiste na desintegração de uma rocha em fragmentos, geralmente causada por expansão e retração térmica ou abrasão. O intemperismo biológico provoca a fragmentação das rochas através da produção de ácidos que reagem com os minerais aumentando a atividade química (Huat *et al*, 2012).

Apresenta-se na Figura 2, de forma esquemática, a alteração gradual dos elementos minerais, desde a rocha até um solo residual completamente alterado pelo intemperismo.

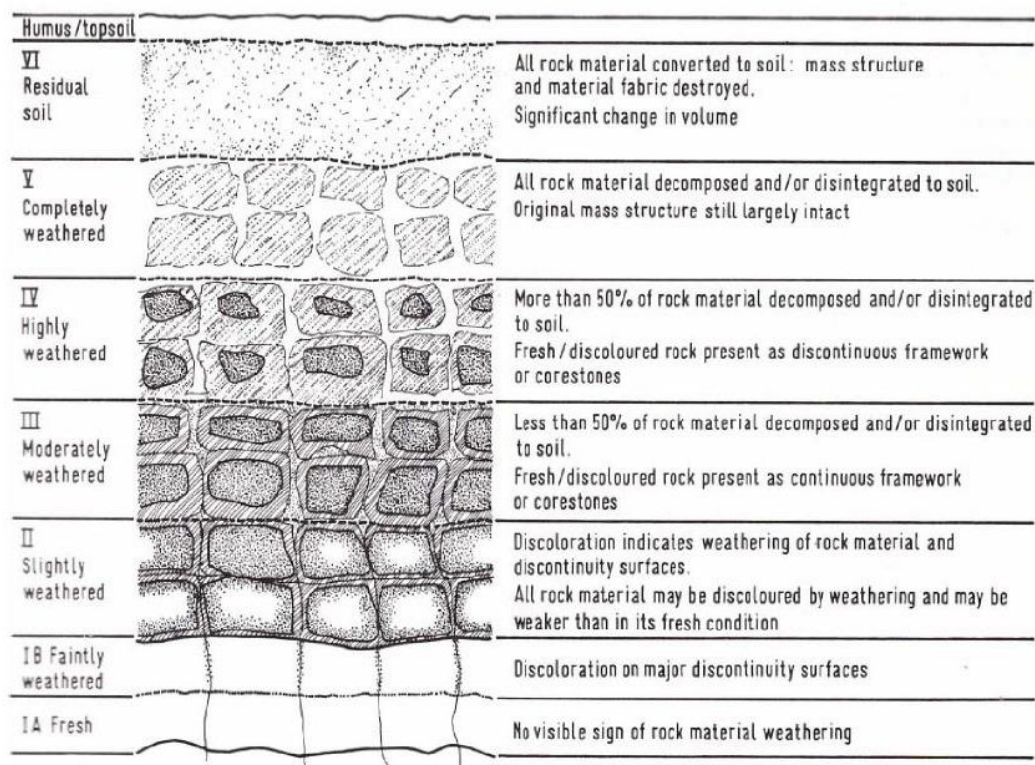


Figura 2 – Representação esquemática de perfil de intemperismo tropical (Charman, 1988)

2.3.3 Cimentação natural

A cimentação é uma das características marcantes do comportamento mecânico das laterites e solos lateríticos. Embora alguns autores afirmem que esta não ocorre sempre, outros atribuem a tal característica o bom desempenho desses materiais em pavimentos rodoviários.

O desenvolvimento de cimentação ou cimentação natural em solos lateríticos depois de enriquecido com óxidos de ferro parece ser precedido por mecanismos como a precipitação química, cristalização e desenvolvimento contínuo de cimentação dos materiais (Alexander & Cady, 1962).

A composição química por si só, ou mesmo a composição mineralógica e química juntas, não explicam o processo de cimentação das laterites. Segundo Alexander & Cady (1962), uma crosta de laterite completamente cimentada, quando comparada com material laterítico encontrado imediatamente abaixo desta, possui praticamente a mesma composição química, diferindo apenas quanto ao tamanho dos cristais e teor em água.

Estudos de materiais lateríticos encontrados na Guiné mostraram que um material submetido a ciclos de secagem e molhagem durante um período de 15 anos cimentou-se e formou uma crosta enrijecida, enquanto que o mesmo material utilizado nas paredes de uma casa e mantido sempre seco continuava com consistência tão solta que poderia ser esmigalhado com os dedos (Alexander & Cady, 1962). Muitos outros autores também sugerem que a

principal causa de cimentação são os ciclos de secagem e molhagem que o material sofre ao longo do tempo.

Alguns autores sugerem que se pode avaliar a possível ocorrência de petrificação ou cimentação dos materiais lateríticos submetendo-os a ciclos de secagem e molhagem durante a realização de ensaios *California Bearing Ratio* (CBR). A primeira indicação de tais ciclos usados para prever a petrificação dos minerais foi feita por Da Silva *et al* (1967), onde ciclos de um dia de secagem e quatro dias de submersão foram adotados (Pinard *et al*, 2014). Netterberg (1975) concluiu que o efeito de petrificação é provável de ocorrer na prática. No entanto, deve-se ter em conta que o simples facto de molhar e secar qualquer material plástico o fará mais denso, logo pode induzir erroneamente a efeitos de petrificação (Pinard *et al*, 2014).

Nascimento *et al* (1966), analisaram o grau de petrificação de solos lateríticos através da razão entre o Limite de Retração (w_s) e o Limite de Absorção (AL), definido como o teor em água do provete usado na determinação do limite de retração quando colocada a absorver água numa placa porosa. O inverso do grau de petrificação é designado como o grau de absorção do material.

Condições para o desenvolvimento de auto cimentação em materiais lateríticos, segundo Huat *et al* (2012), são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Condições para o desenvolvimento de cimentação em material laterítico [Adaptado de (Huat *et al*, 2012)]

Precipitação Anual (mm)	750 - 1000	1000 - 1500	1500 - 2000
Índice de humidade ⁽¹⁾	-40 a -20	-20 a 0	0 a +30
Duração da estação Seca (meses)	7	6	5
Tipo de Material	Rocha ou Couraça Laterítica	Cascalho Concrecionado Duro	Requerimento mínimo para o desenvolvimento de cimentação

Nota:

(1) Índice de humidade segundo a classificação do clima de Thornthwaite

Embora existam evidências da ocorrência de auto cimentação em materiais pedogénicos, é difícil utilizar tal informação na seleção e avaliação de materiais. Até que tal característica e outros fatores que influenciam o seu desenvolvimento sejam melhores compreendidos esta pode apenas ser considerada com base na experiência e observação local. Deve haver precaução na aprovação do uso de material laterítico meramente com base numa potencial auto cimentação, uma vez que a camada de base deve ainda ter uma capacidade resistente adequada para a abertura ao tráfego (Main Roads Western Australia, 2003).

2.4 Composição químico-mineralógica

De acordo com vários investigadores, os minerais predominantes na composição dos solos lateríticos são caulinite, gibbsite e compostos de ferro (Tuncer, 1976).

O diagrama apresentado na Figura 3 mostra de forma esquemática a composição dos solos lateríticos e das laterites.

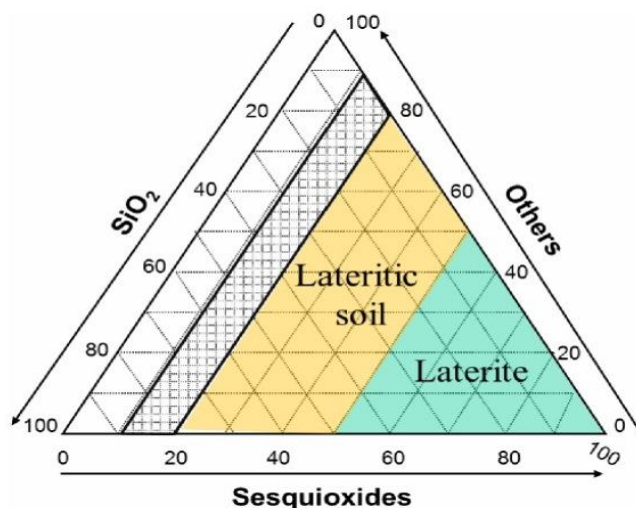


Figura 3 - Composição dos materiais lateríticos (Pinard *et al*, 2014)¹

Apresentam-se na Tabela 2 os componentes químicos tipicamente encontrados no material laterítico, segundo Netterberg (1985).

Tabela 2 – Composição química típica de materiais lateríticos [Adaptado de (Pinard *et al*, 2014)²]

Componente	% em massa	Principal Forma de Ocorrência
SiO ₂	5 - 70	Quartzo, feldspato, minerais argilosos
Al ₂ O ₃	5 - 35	Feldspato, minerais argilosos, gibbsite
Fe ₂ O ₃	5 - 70	Goethita, hematite
TiO ₂	0 - 5	Anatase, rutilo
MnO	0 - 5	
P ₂ O ₅	0 - 1	
H ₂ O +	5 - 20	Minerais argiloso, goethita, gibbsite
Perda por ignição	5 - 30	Minerais argiloso, goethita, gibbsite, matéria orgânica
Matéria orgânica	0,2 - 2	Matéria orgânica

As principais características dos sesquióxidos minerais geralmente encontrados em materiais lateríticos foram sintetizadas por Netterberg, conforme se apresenta na Tabela 3.

¹ Madu, RM. (1980). The use of the chemical and physiochemical properties of laterites in their identification. Proc. 7th Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. And Fndn. Eng, Accra, June 1980.

² Netterberg (1985) Pedocretes. Chapter 10 in Brink, A.B.A. (Ed.), Engineering geology of southern Africa, 4, 286-307, Building Publications, Silverton. (CSIR Reprint RR 430).

Tabela 3 – Sesquióxidos minerais tipicamente encontrados em material laterítico [Adaptado de (Pinard *et al*, 2014)³]

Elemento Principal	Mineral ⁽¹⁾	Composição ⁽²⁾	Cor ⁽²⁾
Fe	Limonita ⁽³⁾	Fe·OH·nH ₂ O	Amarelo a castanho
	Goethita	α – FeO(OH)	Amarelo a castanho e a preto
	Lepidocrocite	γ– FeO(OH)	Laranja
	Hematita	α – Fe ₂ O ₃	Vermelho, castanho avermelhado a preto
	Maghemite	γ - Fe ₂ O ₃	Castanho avermelhado
	Magnetita	Fe ₃ O ₄	Ferroso preto
	Ferriidrite	Fe ₅ HO ₈ ·H ₂ O ⁽⁴⁾	Castanho avermelhado
	Gibbsite	γ– Al(OH ₃)	Branco, acinzentado, esverdeado ou avermelhado
Al	Boemita	γ – AlO(OH)	Branco, cinzento, lavanda pálida, amarelo, esverdeado
	Diásporo	α –AlO(OH)	Branco cinzento, lavanda pálida, amarelo esverdeado
	Pirólusite	MnO ₂	Ferroso preto
Mn	Manganita	MnOOH	Cinza a preto
	Anatase	TiO ₂	Vermelho, castanho avermelhado a preto
Ti	Rutilo	TiO ₂	Vermelho, castanho avermelhado a preto
	Ilmenite	FeTiO ₃	Ferroso preto

Notas:

(1) Compilado de vários autores e Dixon & Weed (1989). Outros minerais não-sesquióxidos incluem caulinite, haloisita, metahaloesita, ilita, esmectita, clorito e alofane; matéria orgânica também pode estar presente.

(2) Maior parte de Klein & Hurlbut (1993) e Dixon & Weed (1989).

(3) Um termo de campo usado para se referir a óxidos de ferro hidratados naturais de identidade incerta (Klein & Hurlbut, 1993).

(4) Também dado como Fe₅O₇ (OH) ₄H₂O, Fe₂O₃·2FeOOH _{2.6}H₂O, Fe₅HO_{8.4}H₂O, etc.

2.5 Classificação

2.5.1 Introdução

A metodologia de classificação de solos tradicionais apresenta uma série de limitações e deficiências, quando aplicadas a solos lateríticos, que vão desde os aspectos de classificação geotécnica de solos até aos critérios de escolha de materiais para o emprego em obras rodoviárias. Sistemas de classificação tradicionais como HRB-AASHTO e USCS, vastamente adotados há décadas, consideram fundamentais a granulometria, o limite de liquidez e o índice de plasticidade dos materiais. No entanto, tais índices são insuficientes e incapazes de distinguir os principais tipos de solos tropicais, de propriedades diversas, conhecidos como lateríticos e saprolíticos, inadequadamente designados de “residuais” em outros países. A classificação de solos HRB-AASHTO é a mais utilizada no meio

³ Netterber, F. (1988, partially updated to 2013). Laterites, Lateritic Soils and ferricretes in Road Construction. A Review (Unpublished).

rodoviário; porém classifica e hierarquiza os solos tropicais de maneira inapropriada. Por conseguinte, certos solos que se classificariam em um grupo considerado inadequado para o uso em pavimentos rodoviários, podem-se comportar satisfatoriamente, caso sejam lateríticos (Portal da Tecnologia, 2010).

Houve diversas tentativas de classificar os solos lateríticos e laterites no passado, mas verifica-se que nenhum dos sistemas de classificação propostos tem sido aceites universalmente (Tuncer, 1976).

Mohr & Van Baren (1954) apontam que um sistema de classificação deveria ter um objetivo predeterminado e a maioria dos sistemas de classificação não classifica os solos de acordo com o seu comportamento mecânico.

Segundo Maignien (1966), os sistemas de classificação podem ser divididos em (a) classificação analítica, baseada, sobretudo nas características morfológicas com inclinação para considerações genéticas do solo, e (b) classificação sintética, baseada em fatores genéticos ou propriedades dos fatores ou processos pedogenéticos dos solos.

Sistemas de classificação de solos tradicionais foram utilizados satisfatoriamente para classificação de solos de climas temperados. Contudo, observa-se que tais sistemas de classificação não conseguem prever com precisão o comportamento mecânico das laterites e solos lateríticos. A razão para esta falha pode ser a variação na plasticidade e as características de granulometria destes solos resultantes da preparação e manuseamento que perturbam a estrutura natural dos solos. Portanto, as propriedades mecânicas de laterites e solos lateríticos não são reproduzíveis. Para contornar tais dificuldades alguns autores defendem uma classificação de laterites e solos lateríticos para fins de engenharia, tendo como base o grau de intemperismo do material. A lixiviação torna-se um importante fator no caso dos solos tropicais, simplesmente porque o ambiente nos trópicos conduz a um intemperismo intenso (Tuncer, 1976).

2.5.2 Classificação MCT

A classificação MCT é provavelmente o único sistema desenvolvido especificamente para selecionar solos tropicais para uso em pavimentos rodoviários. É um sistema de classificação extremamente elaborado e largamente utilizado na atualidade, em especial no estado de São Paulo no Brasil.

Este sistema de classificação foi desenvolvido por Nogami e Villior, tendo em vista as dificuldades e deficiências apontadas no uso das classificações tradicionais desenvolvidas para solos de clima frio e temperado, quando empregadas a solos de ambientes tropicais.

Esta classificação baseia-se numa série de ensaios e procedimentos cujos resultados reproduzem as condições reais de camadas compactadas de solos tropicais, quando usadas em pavimentos, através das propriedades geotécnicas que espelham o comportamento *in situ* dessas camadas (Portal da Tecnologia, 2010).

A classificação MCT divide os solos em dois grupos principais: solos de comportamento laterítico e solos de comportamento não laterítico (saprolíticos), que são consequentemente divididos nos seguintes subgrupos:

Solos de comportamento laterítico, designados pela letra 'L':

- LA: areia laterítica quartzosa
- LA': solo arenoso laterítico
- LG': solo argiloso laterítico

Solos de comportamento não laterítico (saprolíticos), designados pela letra 'N', subdivididos em quatro grupos:

- NA: areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grãos de quartzo e/ou mica, não laterítico
- NA': misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solos arenosos)
- NS': solo siltoso não laterítico
- NG': solo argiloso não laterítico

Esta metodologia abrange dois grupos de ensaios: Mini-CBR e associados e Mini-MCV e associados. A partir dos ensaios de Mini-CBR e associados, pode-se obter as características dos solos apropriados para bases de pavimentos. Geralmente, após a compactação dos corpos de prova, determinam-se uma série de propriedades, tais como: capacidade de suporte (Mini-CBR), expansão, contração, infiltrabilidade, permeabilidade, etc. Os ensaios Mini-MCV e associados fornecem parâmetros para a determinação dos coeficientes c' e e' que, por sua vez, permitem a classificação dos solos de acordo com a metodologia MCT, além de permitirem a determinação de todas as propriedades referidas nos ensaios Mini-CBR e associados (Nogami, & Villibor, 2009).

O coeficiente c' , designado de coeficiente de deformação, é obtido através do ensaio mini MCV e associados. Tal coeficiente indica a argilosidade do solo, ou seja, um coeficiente alto acima de 1,5 caracteriza as argilas, enquanto que um coeficiente inferior a 1,0 caracteriza as areias ou siltes não plásticos. No intervalo entre 1,0 e 1,5 encontram-se outros tipos de solos como areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas e argilas siltosas.

O coeficiente e' , deriva da seguinte equação:

$$e' = \sqrt[3]{\left(\frac{20}{d'}\right) + \left(\frac{Pi}{100}\right)}$$

Onde,

d' - Inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação do ensaio mini-MCV a 12 golpes.

P_i - Percentagem de massa desagregada no ensaio perda de massa por imersão (Nogami, & Villibor 1995).

Os ensaios que compõe este sistema de classificação podem ser observados na Figura 4.

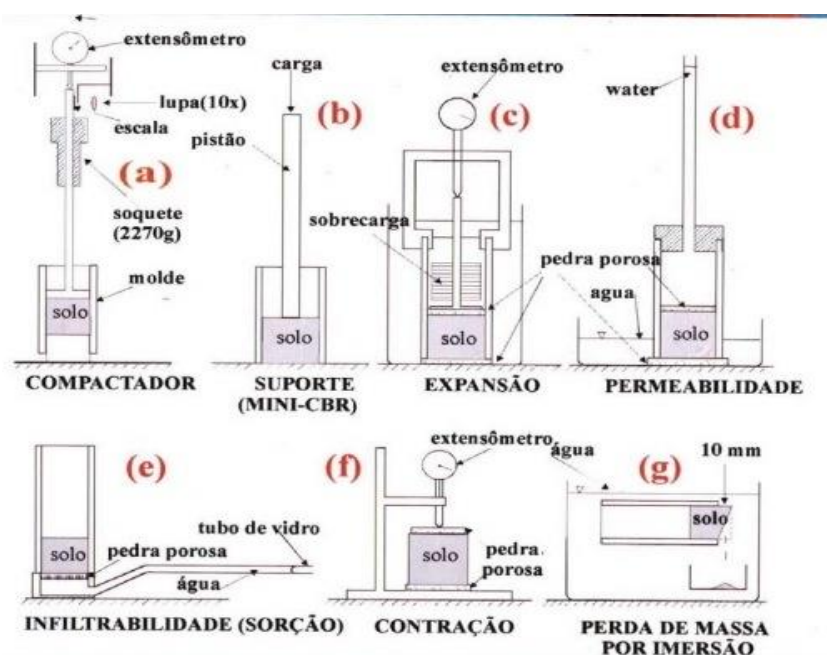
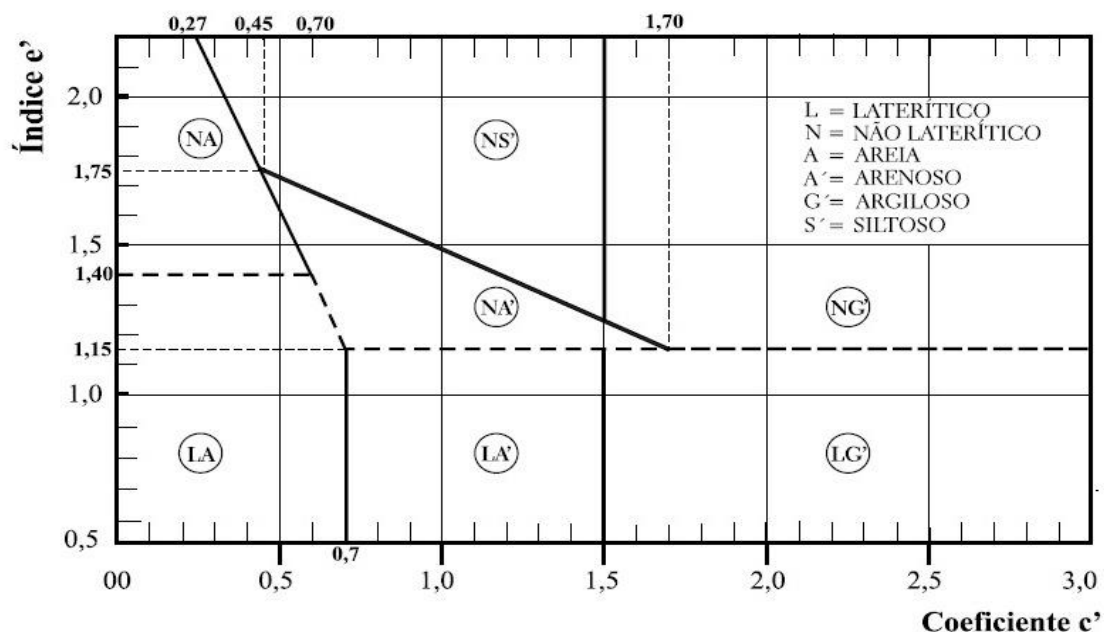


Figura 4 – Ensaio para a classificação MCT (Villibor *et al*, 2000)

Depois de determinados os coeficientes c' (eixo das abcissas) e e' (eixo das ordenadas), através do processo mencionado obtém-se a classificação do solo conforme indicado no Gráfico 1.

Gráfico 1 – Classificação de solos - MCT (Nogami & Villibor, 2009)



A classificação MCT ainda pode ser realizada através de métodos de ensaios expeditos. Mais informações sobre o método de classificação MCT podem ser obtidas na publicação; ‘Construção de Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos’, de Nogami & Villibor (1995).

2.5.3 Outras classificações

Existem outras classificações para solos lateríticos ou tropicais, mas como já se mencionou nenhuma foi adotada numa escala global por autoridades rodoviárias de países de climas tropicais. Uma das classificações dos materiais lateríticos bastante conhecida foi proposta por Charman (1988), conforme é indicado na Tabela 4, e tem como base o intemperismo e consequentemente a idade do material.

Tabela 4 – Sistemas de classificação de materiais lateríticos [Adaptado de (Charman, 1988)]

Idade	Terminologia Recomendada	Características	Termos Equivalentes na Literatura
Imatura (Jovem)	PLINTITA	Solo contendo uma quantidade significativa de material laterítico. Óxidos hidratados presentes devido a alguns materiais do solo. Material não endurecido, não há nódulos presentes, mas pode haver uma pequena evidência de desenvolvimento nodular.	Plintita, laterite, argila laterítica
	LATERITE NODULAR	Distintos nódulos duros presentes como partículas isoladas.	Cascalho laterítico, cascalho de ferruginoso, Cascalho pisolítico, cascalho concrecionado.
Madura (Antiga)	ALVÉOLO LATERITE	Nódulos que coalesceram formando uma estrutura porosa que pode ser preenchida com material do solo.	Laterite vesicular, pedra ferruginosa pisolítica, Vermicular ironstone, celular Ironstone, laterite pisolítica espaçada.
	HARDPAN PEDREGULHO LATERITE	Camada de laterite endurecida, maciça e sólida.	Ferricrete, rocha ferruginosa, crosta de laterite, laterite vermiforme, laterite pisolítica.
	PEDREGULHO LATERITE	Pode ser em forma de alvéolo ou hardpan, mas é o resultado do intemperismo em uma camada pré-existente e pode exibir aparência brecciada.	

Little (1969) apresentou uma classificação para solos residuais baseada no grau de decomposição do material. Ruddock (1969) sugeriu um sistema de classificação baseado na posição topográfica e profundidade da amostra bem como profundidade do nível freático, que são de facto fatores que têm influencia direta no grau de intemperismo do material. Lohnes & Derimel (1973) sugeriram usar o peso específico, o índice de vazios e o grau de intemperismo para a classificação de solos tropicais. No entanto, nenhum desses sistemas de classificação proposto foi adotado amplamente.

Em, '*Latérites et Graveleux Latéritique*' (Autret, 1983), é proposta uma classificação baseada na relação molecular sílica-sesquióxidos ($\text{SiO}_2/\text{R}_2\text{O}_3$) que diferencia laterites de solos lateríticos e material não laterítico conforme Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação baseada na relação molecular $\text{SiO}_2/\text{R}_2\text{O}_3$ [Adaptado de (Autret, 1983)]

Relação S/R	Material
< 1,33	Laterite
> 1,33 < 2,00	Solo Laterítico
> 2,00	Material Não Laterítico

A relação molecular sílica-sesquióxidos também é mencionada como critério de classificação de material laterítico por LNEC *et al* (1959) e também é adotada como parâmetro de seleção de solos lateríticos para camadas de base pela norma brasileira DNIT – 098/2007 ES.

3 Exigências para aplicação de materiais lateríticos em pavimentos rodoviários

3.1 Introdução

As especificações convencionais têm sido desenvolvidas de acordo com o comportamento de materiais encontrados em climas temperados e frios, contudo, tem-se observado que essas especificações não conseguem prever com precisão o desempenho mecânico de certos materiais encontrados em climas tropicais, como por exemplo, as laterites e solos lateríticos. Assim, tais especificações são consideradas demasiado conservativas para serem aplicadas a materiais pedogênicos, uma vez que são bastante restritivas quanto aos critérios de granulometria, capacidade de suporte e plasticidade. Além disso, as mesmas não têm em conta outros aspectos peculiares desses materiais, como a baixa expansibilidade e permeabilidade, bem como aceitável capacidade de suporte mesmo em condições de alto teor em água (Nogami & Villibor, 1995).

Os materiais lateríticos raramente cumprem com os requisitos das especificações tradicionais, principalmente quanto às suas características de granulometria e plasticidade. No entanto, encontram-se inúmeros exemplos na literatura sobre o comportamento satisfatório desses materiais, apesar da não conformidade com critérios mínimos especificados (Pinard *et al*, 2014).

O uso de especificações tradicionais para avaliar materiais de climas tropicais resulta na rejeição de materiais locais, que são geralmente encontrados em abundância. Tais materiais, apesar de terem demonstrado bom comportamento quando usados em pavimentos rodoviários, são geralmente substituídos ou alterados, tornando assim, as obras de infraestruturas rodoviárias dispendiosas e conseqüentemente travando o desenvolvimento da malha rodoviária de países com escassos recursos financeiros.

Existem vários exemplos na literatura do desajuste das especificações tradicionais quando aplicadas em materiais de clima tropical. Por exemplo, de acordo com as recomendações da *Portland Cement Association*, para solos cimento, deve-se adotar um coeficiente de equivalência estrutural igual a 1,0, ou seja, efeito estrutural desprezado, para solos cimentos com resistência inferior a 28 kg/cm². No entanto, apesar de os valores de resistência dos mais de cinco mil quilômetros de solos cimento executados no Brasil raramente ultrapassarem tal valor, estes vêm, mesmo assim, apresentando comportamento satisfatório (Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, 1967). Este é apenas um exemplo, entre muitos, que demonstram que por vezes as especificações tradicionais devem ser usadas com certo senso crítico, principalmente quando aplicadas em ambientes e climas completamente diferentes daqueles em que foram desenvolvidas.

Devido à necessidade de adaptar os critérios das especificações tradicionais à realidade do comportamento mecânico dos materiais de clima tropical, algumas autoridades rodoviárias desenvolveram especificações próprias para o uso de materiais lateríticos em pavimentos

rodoviários. Existem também especificações que são derivadas de estudos ou pesquisas do comportamento desses materiais em pavimentos rodoviários bem como a bem sucedida experiência em sua aplicação.

A metodologia adotada para a seleção de material laterítico para pavimentos difere consideravelmente entre as especificações apresentadas neste capítulo. Os critérios de aceitação de materiais adotados por diferentes autoridades rodoviárias variam consideravelmente de acordo com a experiência local no uso desse material. Em regra geral, o índice de plasticidade e limite de liquidez são os critérios que mais diferem daqueles estabelecidos pelas especificações tradicionais. Tais critérios, em alguns casos são até mesmo considerados obsoletos para a avaliação dos materiais lateríticos e consequentemente inutilizados.

O número de eixos padrão (NEP) é um dos fatores que mais difere entre as especificações próprias para o uso de materiais lateríticos em camadas de base de pavimentos. Algumas autoridades, principalmente em África, restringem o uso desses materiais apenas para pavimentos de baixo tráfego enquanto outras, como o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), preveem o uso de materiais lateríticos para pavimentos de elevado volume de tráfego, geralmente para NEP de até 5×10^6 , ou superiores, desde que sejam cumpridos alguns requisitos. Há também especificações que exigem características mais conservadoras para a seleção de materiais lateríticos, de acordo com o clima da região e NEP expectável para a rodovia.

Para além de critérios típicos das especificações tradicionais, como a capacidade de suporte, granulometria, plasticidade e dureza das partículas, algumas especificações para os materiais lateríticos introduzem novos critérios que visam melhor identificar e selecionar esses materiais, como por exemplo, a relação sílica-sesquióxidos adotada pelo DNIT ou os ensaios da metodologia MCT introduzidos por Nogami e Villibor.

A utilização bem sucedida de materiais lateríticos em pavimentos rodoviários não está condicionada apenas ao uso de especificações próprias, devendo-se ter em conta que, devido às suas características peculiares, os métodos e técnicas construtivas devem ser também adaptados às suas peculiaridades, de maneira a potenciar as suas capacidades mecânicas e garantir o seu bom desempenho. Por tanto, apresentam-se neste capítulo algumas recomendação para a construção de pavimentos em material laterítico.

3.2 Especificações para o uso de materiais lateríticos em pavimentos rodoviários

3.2.1 Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Brasil

O DNIT dispõe de uma norma específica (DNIT 098/2007 ES) para o uso de materiais lateríticos em camadas de base para pavimentos construídos no Brasil. Essa norma estabelece os requisitos relativos ao controlo da qualidade dos materiais, equipamentos,

execução, etc. (DNIT, 2007). No entanto, salientam-se aqui apenas os aspectos referentes aos critérios de seleção do material laterítico.

Esta é provavelmente a especificação mais relevante da atualidade para uso dos materiais lateríticos, devido à sua larga aplicação em considerável número de quilômetros de rodovia construídas com esta e ao satisfatório comportamento obtido.

As características granulométricas especificadas para os materiais lateríticos são apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Fusos granulométricos e tolerâncias máximas (DNIT, 2007)

Peneira	Abertura (mm)	Faixas Granulométricas (%, em Peso Passando)	
		Faixa A	Faixa B
2"	50,8	100 - 100	-
1"	25,4	100 - 75	100 - 100
3/8"	9,5	85 - 40	95 - 60
Nº 4	4,8	75 - 20	85 - 30
Nº 10	2,09	60 - 15	60 - 15
Nº 40	0,42	45 - 10	45 - 10
Nº 200	0,075	30 - 5	30 - 5

Peneiras	mm	% em Peso Passando
3/8" - 1"	9,5 - 25,4	± 7
Nº 40 - Nº 4	0,42 - 4,8	± 5
Nº 200	0,074	± 2

Os materiais devem ainda ser analisados relativamente às suas características de suporte, plasticidade, dureza dos agregados e expansibilidade, conforme critérios apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Critérios de seleção dos materiais lateríticos para camada de base (DNIT, 2007)

Propriedades	Valor Admissível	Norma de Ensaio
CBR ⁽¹⁾ %	≥ 60	DNER-ME 049/94
Expansão %	≤ 0.5	DNER-ME 029
IP ⁽²⁾ %	≤ 15	DNER-ME 122 e 082
LL %	≤ 40	DNER-ME 122
LA %	≤ 65	DNER-ME 035
Equivalente de Areia %	≥ 30	DNER-ME 054

Notas:

(1) O teste CBR deve ser realizado segundo a norma DNER-ME 49/74. Valor indicado para $NEP \leq 5 \times 10^6$, para valores de tráfego superiores, o CBR deve ser $\geq 80\%$.

(2) Os solos lateríticos com $IP > 15\%$ poderão ser utilizados em misturas com outros materiais de $IP \leq 6\%$; a mistura resultante deve satisfazer os seguintes requisitos:

- $LL \leq 40\%$ e $IP \leq 15\%$

- A relação S/R e a expansão e/ou expansibilidade definidas nesta Especificação.
- Ausência de argilas das famílias das nontronitas e/ou montmorilonitas.

Para além desses requisitos, esta especificação também requer que a relação molecular sílica-sesquióxido seja inferior a 2,0.

A seguinte formula deve ser usada:

$$\frac{S}{R} = \frac{\frac{SiO_2}{60}}{\frac{Al_2O_3}{102} + \frac{Fe_2O_3}{160}}$$

Onde:

- S/R = Relação molecular sílica sesquióxidos
- SiO₂ = Sílica
- Al₂O₃ = Sesquióxido de Alumínio
- Fe₂O₃ = Sesquióxido de Ferro

O procedimento para obtenção da relação sílica-sesquióxidos deve seguir a norma (DNER ME 30/94) para a determinação da relação sílica-sesquióxidos em solos. No entanto, nos dias atuais a relação sílica sesquióxidos também pode ser determinada por outros métodos como a fluorescência de raios X e a difração de raios X.

3.2.2 Main Roads Western Australia

A especificação '*A Guide to the Selection and Use of Naturally Occurring Materials as Base and Subbase in Roads in Western Australia*' foi desenvolvida pela *Main Roads Western Australia* (MRWA) para o uso de material laterítico em camadas de base e sub-base em pavimentos rodoviários no estado da Austrália Ocidental, região do país onde há incidência deste material.

Esta especificação surgiu da necessidade de adaptar os critérios de seleção de materiais de para as camadas de base e sub-base, de modo a se adequar à região ocidental da Austrália, e reduzir os custos de construção. A Austrália Ocidental tem uma vasta rede rodoviária e uma baixa densidade populacional. O uso bem sucedido de materiais de baixo custo disponíveis, localizados próximos das obras rodoviárias propostas, tem impulsionado o desenvolvimento da rede rodoviária da região. O desenvolvimento dessa especificação tem como base os seguintes fatores:

- Grande parte da Austrália Ocidental tem um clima árido ou semiárido
- As cargas máximas por eixo legais na Austrália Ocidental são inferiores às adotadas na Europa;

- Muitas estradas revestidas em áreas remotas da Austrália Ocidental têm baixo volume de tráfego;
- Foram aprimoradas as técnicas para o uso de materiais marginais e melhoradas competências para construção de alto padrão de qualidade.

Os critérios de seleção adotados por esta especificação são baseados principalmente em experiência local (Main Roads Western Australia, 2003).

A Tabela 8 mostra o tipo de material requerido para camadas de base de pavimentos em diferentes zonas climáticas do estado da Austrália Ocidental e diferentes classes de número de eixos padrão. Para o uso desta tabela considera-se que as características de drenagem do pavimento são apropriadas.

Tabela 8 - Classificação requerida para cascalho laterítico, segundo o clima e tráfego[Adaptado de (Main Roads Western Australia, 2003)]

Clima	Tráfego (NEP)				
	$\leq 5 \times 10^6$	$\leq 10^6$	$\leq 5 \times 10^5$	$\leq 10^5$	$\leq 5 \times 10^4$
Subúmido Quente	Lt6	Lt6	Lt6	Lt10	Lt10
Semiárido Quente	Lt10	Lt10	Lt10	Lt16	Lt16
Árido Quente	Lt10	Lt10	Lt10	Lt16	Lt16
Árido Temperado	Lt10	Lt10	Lt10	Lt16	Lt16
Semiárido Temperado	Lt10	Lt10	Lt10	Lt16	Lt16
Subúmido Temperado	Lt6	Lt6	Lt6	Lt10	Lt10
Húmido Temperado	Lt6	Lt6	Lt6	Lt6	Lt6

Notas:

As designações Lt6, Lt10 e Lt16 são referentes aos materiais com índices de plasticidade limite de 6, 10 e 16% respectivamente.

Tabela 9—Critérios típicos de seleção de cascalho laterítico para base, baseados na granulometria e testes de classificação⁽¹⁾ [Adaptado de (Main Roads Western Australia, 2003)]

Tipo de material	Cascalho Laterítico				Agregado Britado ⁽²⁾
Designação ⁽³⁾		Lt6	Lt10	Lt16	NE
	Peneiro mm	% Passada	% Passada	% Passada	% Passada
Granulometria ⁽⁵⁾	37,5	100 ⁽⁴⁾	100 ⁽⁴⁾	100 ⁽⁴⁾	
	26,5				100
	19,0	71-100	95-100	95-100	95-100
	13,2				70-90
	9,5	50-81	50-100	50-100	60-80
	4,75	36-66	36-81	36-81	40-60
	2,36	25-53	25-66	25-66	30-45
	1,18	18-43	18-53	18-53	20-35
	0,60				13-27
	0,425	11-32	11-39	11-39	11-23
	0,30				8-20
	0,15				5-14
	0,075	4-19	4-23	4-23	5-11
	0,0135	2-9	2-11	2-11	
P0.075/P0.425 ⁽⁶⁾		0.3-0.7	0.3-0.7	0.3-0.7	0.35-0.6
Limite de liquidez ⁽⁷⁾ %		≤25	≤30	≤35	≤25
Índice de Plasticidade ⁽⁷⁾ %		≤6	≤10	≤16	NE
Retração Linear (RL) ⁽⁷⁾ %		≤3	≤5	≤8	0.4-2.0
P0.425 x RL ⁽⁸⁾		≤150	≤200	≤250	NE ⁽¹¹⁾
Compressão ⁽⁹⁾ kPa		≥1700	≥1700	≥1700	≥1700
Dureza das Partículas		Nota ⁽¹⁰⁾	Nota ⁽¹⁰⁾	Nota ⁽¹⁰⁾	35
Dryback %		≤85 ⁽¹²⁾	≤85 ⁽¹²⁾	≤85 ⁽¹²⁾	≤60 ⁽¹²⁾

Notas:

(1) Critério de seleção para pavimentos com revestimento superficial, com NEP máximo de 5×10^6 e vida útil de 20 anos. Para volumes de tráfego superiores utiliza-se a Tabela 11.

(2) Coluna de material não laterítico (agregado britado) incluída unicamente para comparação.

(3) Ver Tabela 8 para zonas climáticas e tráfego aplicável

(4) A maioria dos depósitos de cascalho laterítico contém materiais de tamanho fora do comum que devem ser quebrados.

(5) Peneiramento seco e decantação segundo o (Test Method WA 115.1)

(6) Quociente entre o material passado nos peneiros com abertura de 0,075 mm e de 0,425 mm.

(7) LL utilizando penetrômetro de cone IP e RL realizados em amostras secas ao ar a 50°C.

(8) Para materiais próximos do limite máximo de IP ou P0.425xRL, recomenda-se confirmação de adequação por teste de resistência.

(9) Máxima resistência seca à compressão pelo método de ensaio (Test Method WA 140.1)

(10) Nenhum teste específico para dureza de partículas é especificado até este ponto. No entanto os agregados graúdos lateríticos devem ser duros e duráveis.

(11) NE = Não Especificado

(12) A camada de base deve secar até atingir um teor de humidade de menos de 85% (cerca de 60% para Agregado Britado) do teor em água ótimo antes da aplicação do revestimento.

Tabela 10 – Critérios típicos de seleção de cascalho laterítico baseados na capacidade resistente e testes de classificação [Adaptado de (Main Roads Western Australia, 2003)]

Designação ⁽²⁾	Lt6	Lt10	Lt16
WACCT ^{(3) (5)}			
Nº Classe	≤2.0	≤2.0	≤2.3
Coesão ⁽⁴⁾ kPa	≤85	≤85	≤85
Resistência à tração kPa	≤55	≤55	≤55
CBR ⁽⁶⁾ com imersão	≥80	≥60	≥60
CBR sem imersão	≥80	≥80	≥80
Tamanho máx agregado ⁽⁷⁾ mm	37.5	37.5	37.5
Grading Modulus ⁽⁸⁾	≥1.5	≥1.5	≥1.5
P0.075/P0.425 ⁽⁹⁾	0,3-0,7	0,3-0,7	0,3-0,7
Índice de Plasticidade %	≤6	≤10	≤16
Retração Linear (RL) %	≤3	≤5	≤8
P0.424 x RL	≤150	≤200	≤250
Dureza das Partículas	Nota ⁽¹⁰⁾	Nota ⁽¹⁰⁾	Nota ⁽¹⁰⁾
Dry back ⁽¹¹⁾ %	≤85	≤85	≤85

Notas:

(1) Critério de seleção aplicado para pavimentos revestidos com revestimento superficial e número de eixos padrão máximo de 5x106 e vida útil de 20 anos. Para volumes de tráfego mais elevados utiliza-se a Tabela 11.

(2) Ver Tabela 8 para zonas climáticas e tráfego aplicável

(3) O (West Australian Confined Compressive Test) é um ensaio triaxial de compressão confinada sendo a classe, a coesão e a resistência à tração avaliadas para densidade especificada no projeto e teor em água in situ. Realizado segundo o (Test Method WA 142.1).

(4) Coesão e resistência à tração podem ser reduzidas para 45 kPa e 30 kPa respectivamente desde que ângulo de atrito seja superior a 60°. Esses parâmetros não são críticos quando as bermas são revestidas.

(5) O critério de avaliação pelo WACCT pode não ser atingido quando os provetes forem testados imediatamente depois da compactação. Nesses casos os provetes devem ser compactados a 100% do teor em água ótimo, secos à humidade de projeto e curados por 3 semanas sem mais perda de teor em água antes dos testes.

(6) Provetes CBR compactados a teor em água ótimo e densidade especificada para o projeto sendo utilizada a especificação: WA 141.1.

(7) A maioria dos depósitos de material laterítico contém materiais de tamanho fora do comum que devem ser quebrados.

(8) Grading Modulus = $(300 - (P_{2.36} + P_{0.425} + P_{0.075})) / 100$

(9) Quociente entre o material passado nos peneiros com abertura de 0,075 mm e de 0,425 mm.

(10) Nenhum teste específico para dureza de partículas é especificado neste ponto. No entanto, os agregados lateríticos devem ser duros e duráveis.

(11) A camada de base deve secar até atingir um teor de humidade de menos de 85% do teor em água ótimo antes da aplicação do revestimento.

Tabela 11 – Critérios típicos de seleção de cascalho laterítico usado em pavimentos com alto volume de veículos pesados, baseados na granulometria e testes de classificação [Adaptado de (Main Roads Western Australia, 2003)]

Cascalho Laterítico para pavimentos com alto volume de pesados		Granulometria Alvo	Fuso
	Peneiro mm	% Passada	% Passada
Granulometria (3)	37,5	100	100
	19,0	80	72-100
	13,2	57	50-78
	4,75	43	36-58
	2,36	31	25-44
	1,18	23	18-35
	0,60	18	13-28
	0,425	15	11-25
	0,30	13	9-22
	0,15	9	6-17
	0,075	7	4-13
	0,0135	4	2-9
Limite de Liquidez (4) %		≤25	
Retração Linear %		≤2	
MDCS (5) kPa		≥2300	
CBR imerso (6) %		≥80	
P0.075/P0.425(7)		0.3-0.7	
Dry Back (8) %		≤85	

Notas:

- (1) Critério de seleção aplicado para pavimentos revestidos com revestimento superficial e número de eixo padrão máximo de 1x10⁷ e vida útil de 20 anos.
- (2) A granulometria deve estar o mais próximo possível da granulometria alvo.
- (3) Peneiramento seco e decantação. Test Method WA 115.1
- (4) LL utilizando penetrômetro de cone IP e RL realizados em amostras secas ao ar a 50°C
- (5) Máxima resistência seca à compressão pelo método de ensaio: WA 140.1
- (6) Provetes para ensaio CBR compactados a teor em água ótimo e densidade especificada para o projeto segundo o método de ensaio: WA 141.1.
- (7) Quociente entre o material passado nos peneiros com abertura de 0,075 mm e de 0,425 mm.
- (8) A camada de base deve secar até atingir um teor em água de menos de 85% do teor em água ótimo antes da aplicação do revestimento.

A razão S/R não é adotada como critério de seleção nesta especificação, segundo (Main Roads Western Australia, 2003) nem todos os materiais definidos como lateríticos encontrados na Austrália Ocidental satisfazem a relação $S/R < 2$ conforme outras publicações.

3.2.3 Especificação para a seleção de solo arenoso fino laterítico para camadas de base, por Nogami e Villibor

Nogami e Villibor desenvolveram uma especificação direcionada para o uso de solo arenoso fino laterítico (SAFL), em camadas de bases de pavimentos rodoviários.

Segundo os autores, a experiência no uso desses materiais tem mostrado que os critérios típicos das especificações tradicionais, como a granulometria contínua, limite de liquidez e índice de plasticidade, falham em representar as propriedades mecânicas dos materiais lateríticos. Por isso, estes são abandonados, sendo adotados novos critérios e métodos de ensaio que melhor avaliam e reproduzam as características peculiares dos solos tropicais quando aplicados em camada de base de pavimentos rodoviários (Nogami & Villibor, 2009).

As propriedades mecânicas dos materiais são avaliadas usando, entre outros, alguns ensaios da metodologia de classificação de solos MCT conforme apresentada no subcapítulo 2.5.2.

A Tabela 12 apresenta as propriedades e os valores admissíveis para a seleção de SAFL para a camada de base de pavimentos rodoviários.

Tabela 12 – Critérios para a seleção de solo laterítico para a camada de base [Adaptado de (Nogami & Villibor, 2009)]

Propriedades	Valores Admissíveis
Grupos MCT ⁽¹⁾	LA , LA' , LG'
Massa específica aparente seca (g/cm ³)	> 2,0
Mini CBR sem Imersão (%)	≥ 40
Relação RIS (%) ⁽²⁾	≥ 50
Perda de suporte por imersão (%)	≤ 50
Expansão com sobrecarga padrão (%)	≤ 0.3
Contração axial (%)	0,1 a 0,5
Coefficiente de absorção (cm/min ^{1/2})	10 ⁻² a 10 ⁻⁴
Coefficiente de permeabilidade (cm/s) ⁽³⁾	10 ⁻⁶ a 10 ⁸

Notas:

(1) Grupos MCT conforme descritos no item 2.5.2

(2) A Relação RIS consiste na relação entre Mini-CBR imerso sem sobrecarga e Mini-CBR com o teor em água ótimo de compactação.

(3) Ensaio opcional

A granulometria dos solos a serem utilizados em camadas de base constituídas por SAFL deve ser tal que pelo menos 90% da fração passa no peneiro de abertura de 2,0 mm. Ressalta-se que o coeficiente c' , conforme apresentado no subcapítulo 2.5.2, correlaciona-se aproximadamente com a granulometria do material, sendo este designado de LA, LA' ou LG' conforme o valor desse coeficiente.

Esta classificação é limitada a 1500 TMDA sendo 35% veículos comerciais ou número de eixos padrão de até 5×10^6 (Nogami & Villibor, 1995).

Até o fim de ano de 2003 a extensão de redes de rodovias construídas conforme este método, no estado de São Paulo, ultrapassava 7500 km (Nogami & Villibor, 2009).

3.2.4 Recomendações desenvolvidas para a África Austral por Gourley & Greening

Gourley e Greening (1997) apresentaram em *'Use of 'substandard lateritic' gravels as roadbase materials in Southern Africa'*, uma especificação para materiais lateríticos baseada no estudo de materiais lateríticos utilizados na região sul do continente africano com o objetivo de propor diretrizes mais permissivas para o uso de materiais locais em camadas de base de pavimentos.

Foram apresentados neste estudo, como exemplos de bom comportamento dos materiais lateríticos em camadas de base, a rodovia de 129 km que liga Lilongwe a Mchinji e um trecho experimental de 1 km de extensão localizado na rodovia que liga Kasungu à Mzimba, ambas no Malawi.

O trecho experimental mencionado localiza-se na rodovia caso de estudo desta dissertação, mais precisamente na seção 3 apresentada na Tabela 19. Este trecho já havia sido submetido a 0,5 NEP, dez anos após sua construção, tendo a camada de base em solo laterítico valores de CBR a variar entre 40 e 55% e IP entre 18 e 20% (Gourley & Greening, 1997).

Através da análise do comportamento mecânico do material laterítico utilizado na região sul do continente africano, os autores propuseram diretrizes para o dimensionamento e aceitação de material laterítico para pavimentos de baixo volume de tráfego.

A Tabela 13 apresenta critérios de seleção recomendados que se fazem variar de acordo com o tráfego e a capacidade de suporte da fundação do pavimento.

Tabela 13 – Diretrizes propostas para a seleção de material laterítico para camada de base de pavimentos com bermas não revestidas [Adaptado de (Gourley & Greening, 1997)]

		Tráfego (NEP)				
CBR Fundação		≥0.01	0.05	0.1	0.3	0.5
3 ¹ , 4 ¹	Ip PM GE	≥15 ≥400 B	≥15 ≥250 B	≥12 ≥150 B	≥9 ≥150 A	≥9 ≥120 A
5-7	Ip PM GE	≥18 ≥550 B	≥15 ≥320 B	≥15 ≥250 B	≥12 ≥180 B	≤9 ≥120 A
8-14	Ip PM GE	≥20 ² ≥800 GM 1.6-2.6	≥18 ≥450 B	≥15 ≥320 B	≥15 ≥300 B	≤9 ≥200 B
15-29	Ip PM GE	≥20 ² NS GM 1.6-2.6	≥18 ≥550 B	≥18 ≥400 B	≥15 ≥350 B	≥12 ≥250 B
30+	Ip PM GE	≥20 ² NS GM 1.6-2.6	≥18 ≥650 B	≥18 ≥550 B	≥18 ≥400 B	≥15 ≥300 B

Notas:

(1) Fundação não expansiva.

(2) IP máx = 8 x GM.

IP = Índice de Plasticidade

PM=Módulo de Plasticidade

GE= Fuso Granulométrico

NS = Não Especificado

Os fusos recomendados para diferentes agregados com diferente dimensão nominal máxima são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Granulometria recomendada para bases em material laterítico [Adaptado de(Gourley & Greening, 1997)]

Peneiro (mm)	Percentagem por massa dos agregados passados			
	Limite nominal máximo			
	37.5mm	20mm	10mm	37.5mm
	Fuso Granulométrico 'A'			Fuso Granulométrico 'B'
50	100	--	--	100
37.5	80-100	100	--	80-100
20	55-95	80-100	100	55-100
10	40-80	55-85	60-100	40-100
5	30-65	40-70	45-80	30-80
2.36	20-50	30-55	35-75	20-70
0.425	8-30	12-30	12-45	8-45
0.075	5-20	5-20	5-20	5-20

A Tabela 15 apresenta as espessuras e valores CBR recomendados para as camadas do pavimento, a variar conforme a capacidade resistente da fundação e as condições de tráfego.

Tabela 15 – Diretrizes propostas para o dimensionamento de pavimentos com camada de base composta por material laterítico e berma não revestida [Adaptado de (Gourley & Greening, 1997)]

	Tráfego (NEP)				
CBR Fundação	<0.01	0.05	0.1	0.3	0.5
3'-4	B 150 (45) SF 150 (15)	B 120 (65) SB 120 (30) SF 120 (15)	B 150 (65) SB 120 (30) SF 120 (15)	B 150 (80) SB 120 (30) SF 150 (15)	B 175 (80) SB 150 (30) SF 150 (15)
5-7	B 120 (45) SF 150 (15)	B 150 (55) SB 120 (30)	B 150 (65) SB 150 (30)	B 175 (65) SB 175 (30)	B 200 (65) SB 200 (30)
8-14	B 150 ²	B 120 (45) SB 120 (30)	B 150 (55) SB 120 (30)	B 175 (65) SB 120 (30)	B 200 (65) SB 120 (30)
15-29	B 150 ²	B 200 (45)	B 120 (45) SB 120 (30)	B 120 (55) SB 120 (30)	B 150 (55) SB 120 (30)
30+	B 150 ²	B 150 (45)	B 150 (45)	B 150 (55)	B 175 (55)

Notas:

(1) Fundação não expansiva

(2) Cascalho camada de desgaste;

B = Base;

SB = Sub-base;

SF = Leito de pavimento

Os CBR entre parêntesis são obtidos sobre provetes com grau de compactação de 100% relativo ao ensaio Proctor modificado. A expansão CBR para os valores de CBR de 45%, 55% e 60 a 80%, deve ser menor ou igual que 0,5, 0,3 e 0,2 respectivamente. Os CBR para as camadas de leito e sub-base são obtidos sobre provetes com grau de compactação de 95% relativo ao ensaio Proctor modificado.

3.2.5 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, França

O estudo realizado por Paul Autret e publicado pelo 'Laboratoire Central des Ponts et Chaussées' (LCPC) e 'Institut des Sciences et des Techniques de L'Équipement et de L'Environnement pour le Développement' (ISTED), em 1983, intitulado 'Latérites et Graveleux Latéritiques', apresenta um resumo das recomendações e diretrizes para o uso de materiais lateríticos em camadas de base, baseado na análise dos critérios adotados por diversos países do continente africano.

A Tabela 16 apresenta um resumo das recomendações para as camadas de base e sub-base que variam de acordo com a classe de tráfego e camada de base ou fundação.

Tabela 16 – Critérios recomendados para o uso de material laterítico em pavimentos rodoviários [Adaptado de (Autret, 1983)]

Importância do Critério	Característica	Camada	Classe de Tráfego				
			T1	T2	T3	T4	T5
Critério de Aceitabilidade	CBR %	SB	≥ 25	≥ 30	≥ 30	$\geq 30-35$	$\geq 30-35$
		B	≥ 60	≥ 80	≥ 80	-	-
Critérios Seletivos ou Índices de Qualidade	Los Angeles %	SB	≤ 60	≤ 60	≤ 50	≤ 50	≤ 50
		B	≤ 45	≤ 45	≤ 40		
	Finos (< 0,08 mm) %	SB	≤ 25	≤ 25	≤ 20	≤ 20	≤ 20
		B	≤ 15	≤ 15	≤ 15		
	Índice de plasticidade %	SB	≤ 25	≤ 25	≤ 20	≤ 20	≤ 20
		B	≤ 20	≤ 15			
	Expansão %	SB	1 a 2				
		B	0,5 a 1				
	Densidade seca máx. Proctor (ton/m ³)	SB	> 1,90				
	OMC	B	> 2,00				

Para além dos critérios aqui apresentados esta publicação apresenta ainda dois exemplos de fusos granulométricos para materiais lateríticos encontrados em zonas de savana e em zonas florestais.

A Tabela 17 apresenta os valores de número de eixos padrão para cada classe de tráfego apresentados na Tabela 16.

Tabela 17 – NEP de cada classe de tráfego [Adptado de (CEBTP, 1984)]

Classe	T1	T2	T3	T4	T5
NEP	$< 5 \times 10^5$	$5 \times 10^5 - 1,5 \times 10^6$	$1,5 \times 10^5 - 4 \times 10^6$	$4 \times 10^6 - 10^7$	$10^7 - 2 \times 10^7$

3.2.6 Recomendações desenvolvidas por Charman

Charman (1988), na publicação '*Laterite in road pavement*', sugeriu os critérios listados na Tabela 18 para a seleção de materiais lateríticos para três tipos de rodovias.

Tabela 18 – Critérios de seleção recomendados para cascalho laterítico para base e sub-base de pavimentos com revestimento superficial nos trópicos [Adaptado de (Charman, 1988)]

Camada:	Base			Sub-base
Tipo de Rodovia:	Secundária	Principal Rural	Urbana	Todas
Tráfego (NEP x10 ⁶)	< 0,3	0,3 -1	1-3	<3
Granulometria	MG ≥ 1,5 ⁽¹⁾	Fusos Granulométricos conforme (Carman, 1988)		Especificações
Índice de Plasticidade (%)				
Tropical húmido	≤ 12	≤ 10	≤ 6	≤ 25
Tropical sazonal	≤ 15	≤ 12	≤ 10	≤ 25
Semiárido e árido	≤ 20	≤ 15	≤ 12	≤ 25
Módulo de Plasticidade ⁽²⁾				
Tropical húmido	≤ 300	≤ 200	≤ 150	
Tropical sazonal	≤ 400	≤ 250	≤ 200	
Semiárido e árido	≤ 500	≤ 350	≤ 250	
CBR (%)	≥ 45 ⁽³⁾	≥ 65 ⁽⁴⁾	≥ 80 ⁽⁴⁾	≥ 25 ⁽³⁾
Dureza dos Agregados				
Los Angeles (%) ⁽⁵⁾	≤ 65	≤ 50	≤ 50	n.e
10% finos (FACT) (kN)	n.e	≥ 50	≥ 50	n.e

Notas:

(1) Módulo Granulométrico = $\frac{300-(P_{2.0}+P_{0.45}+P_{0.075})}{100}$, onde P_{2.0}, P_{0.45} e P_{0.075} é a percentagem passadas nos peneiros 2,0, 0,45 e 0,075mm, respectivamente.

(2) Módulo de Plasticidade = Índice de Plasticidade multiplicado pela % passada no peneiro 0.425mm.

(3) CBR em amostras com grau de compactação de 95% (Proctor modificado) submersas 4 dias em água.

(4) CBR em amostras com grau de compactação de 100% (Proctor modificado) submersas 4 dias em água.

(5) Desgaste na máquina de Los Angeles sobre as fracções retidas nos peneiros de 2,0 ou 2,36 mm.

n.e = Não especificado

Observa-se que os critérios recomendados por Charman, para além de variarem de acordo com a classe da rodovia também variam de acordo com o clima da região, similarmente à especificação da MRWA apresentada em 3.2.2. Nota-se que esses critérios apenas se aplicam a pavimentos com um NEP máximo de 3x10⁶.

Verifica-se que os critérios de seleção recomendados nesta publicação, para certos casos, não diferem muito daqueles das especificações tradicionais, por exemplo, se considerado um pavimento localizado em uma região tropical úmida com um NEP de até 3×10^6 . O que mostra que as recomendações deste estudo são bastante conservativas, principalmente quando comparadas com a norma do DNIT, que permite uma base com $\text{CBR} \geq 60 \%$ e $\text{IP} \leq 15 \%$, para NEP até 5×10^6 .

3.3 Recomendações construtivas para materiais lateríticos

3.3.1 Introdução

Geralmente, camadas constituídas por material laterítico são construídas utilizando métodos e equipamentos convencionais (Pinard *et al*, 2014). No entanto, devido às características peculiares dos materiais lateríticos tais métodos de construção não são suficientes para evitar que alguns defeitos relacionados com as técnicas construtivas ocorram. Assim, certos aspectos das técnicas construtivas requerem atenção especial (Nogami & Villibor, 2009).

A espessura de camadas compostas por material laterítico deve obedecer ao especificado pelo método de dimensionamento adotado. No entanto, camadas constituídas por esses materiais devem ter espessura superior a 10 cm e para camadas com espessura superior a 20 cm a compactação deve ser subdividida em camadas parciais (DNIT, 2007).

Este subcapítulo retrata alguns dos aspectos construtivos peculiares a serem considerados para a utilização de materiais lateríticos em pavimentos rodoviários.

3.3.2 Distribuição e homogeneização

A variabilidade dos materiais lateríticos é evidenciada por vários autores como uma das desvantagens do seu uso em pavimentos, uma vez que o material pode variar consideravelmente, mesmo quando extraído de uma mesma jazida. De modo a minimizar os efeitos da variabilidade do material devem-se adotar cuidados adicionais nas técnicas de construção.

Algumas propriedades do material podem também ser alteradas durante o processo de exploração da jazida. Recomenda-se que o material escavado seja armazenado e testes adicionais realizados em amostras representativas do material armazenado. O armazenamento do material antes deste ser aplicado no pavimento também contribui para minimizar a sua variabilidade (Pinard *et al*, 2014).

A variação do teor em água do material antes da compactação também deve ser controlada, evitando a distribuição de água de maneira irregular tanto no sentido transversal como longitudinal. Devem ser ainda adotadas medidas para diminuir o efeito da insolação e ventos, que fazem com que a parte superior da camada fique menos húmida o que consequentemente causa variações na massa específica aparente do material durante a

compactação. De modo a diminuir a variação da humidade da camada recomenda-se que o humedecimento seja realizado no fim da tarde e que se proceda a uma eventual pulverização da camada durante a manhã do dia seguinte; deve-se também iniciar a compactação da camada de forma imediata e o teor em água deve ser controlado (Nogami & Villibor, 2009).

3.3.3 Compactação

A compactação do material laterítico deve ser iniciada com rolos pés-de-carneiro vibratório de patas longas e continuada até que não haja mais penetração das patas na camada compactada. O uso de rolo de pés-de-carneiro de patas curtas conduz a uma baixa massa específica aparente da parte inferior da camada. De seguida devem ser utilizados rolos de pneus ou pé-de-carneiro pesado e o acabamento deve ser feito com rolos de pneu de pressão variável ou, quando este não for disponível, rolo liso vibratório, sendo que quando o último for utilizado não se recomenda mais que duas passagens, uma vez que o cilindro pode provocar corrugações e lamelas, principalmente nos materiais mais argilosos (Nogami & Villibor, 2009).

Deve-se ter especial atenção com a compactação das bordas do pavimento, uma vez que a inadequada compactação destas pode levar a ruptura das bordas no futuro. A compactação deve ser sempre iniciada das bordas para o centro do pavimento e nos trechos em curva desde a borda mais baixa para a mais alta (Nogami & Villibor, 2009).

Um alto grau de compactação é necessário para que o material retenha adequada capacidade de suporte mesmo quando saturado (Gracie & Toll, 1987). No entanto, Nogami e Villibor (2009), sugerem que, para materiais lateríticos argilosos, os efeitos colaterais relacionados com uma excessiva compactação são mais graves para a vida útil do pavimento do que uma compactação abaixo do especificado, uma vez que a compactação excessiva desse tipo de materiais pode causar a formação de lamelas enfraquecendo a estrutura da camada e potenciando defeitos na superfície do pavimento, conforme ilustrado na Figura 5.



Figura 5– Defeitos relacionados com a excessiva compactação de materiais lateríticos argilosos (Nogami & Villibor, 2009).

Observa-se na Figura 5, à esquerda, o fissuramento da superfície da camada e, à direita, a desagregação de material pela formação de lâminas devido à compactação excessiva.

3.3.4 Secagem ou cura da camada de base

O processo de secagem ou cura é de extrema importância para tirar maior proveito das capacidades dos materiais lateríticos. Tal processo proporciona teores em água mais uniformes nas frações mais finas do material que conseqüentemente resulta em uma maior uniformidade de densidade da camada compactada. As camadas de base depois de compactadas devem ser deixadas secar até um teor em água de pelo menos 80% do teor em água ótimo (Main Roads Western Australia, 2003).

A camada de base, depois de compactada deve ser deixada secar por um período que pode variar de 48 a 60 horas dependendo das condições locais. Essa secagem proporciona um aumento considerável da capacidade de suporte da camada e melhora as condições para a execução da camada betuminosa. Para além do mais, permite que se desenvolva o fendilhamento esperado antes da aplicação do revestimento (Nogami & Villibor, 2009).

Após o período de cura por secagem, se necessário, a base deve ser varrida de modo a eliminar qualquer material eventualmente solto na superfície e em seguida irrigada levemente para facilitar a penetração da impregnação betuminosa (Nogami & Villibor, 2009).

3.4 Vantagens financeiras do uso dos materiais lateríticos em pavimentos

As vantagens financeiras relacionadas com uso dos materiais lateríticos em pavimentos rodoviários são evidentes, uma vez que esses materiais geralmente não precisam passar por nenhum tratamento mecânico dispendioso para serem utilizados em pavimentos.

Os benefícios financeiros do uso dos materiais lateríticos em camadas de base e sub-base de pavimentos são ainda superiores para os casos em que materiais de melhor qualidade são inacessíveis, insuficientes ou inexistentes.

Em substituição aos materiais lateríticos, geralmente excluídos por não cumprirem com os critérios das especificações tradicionais, outras opções mais caras como: o transporte de longa distância de material natural que cumpre com as especificações; a estabilização de material marginal com ligante hidráulico; ou o uso de agregado britado para as camadas de base (opção mais adotada no Malawi), são geralmente adotadas. Todas essas opções podem ser proibitivamente dispendiosas e reprimir o desenvolvimento da malha rodoviária de um país (Gourley & Greening, 1997).

A pavimentação com materiais de baixo custo possibilita a construção de mais quilômetros de estradas com menos recursos tendo, conseqüentemente, um impacto econômico e social considerável na sociedade, uma vez que: o setor industrial se beneficia de melhores condições de transporte para exportarem seus produtos; os produtores rurais podem vender os seus produtos a preços mais competitivos; moradores de zonas rurais podem ter acesso à educação e cuidados médicos nas grandes cidades; entre outras (Nogami & Villibor, 2009).

3.5 Conclusão

Foram apresentadas neste capítulo algumas normas específicas para o uso de materiais lateríticos em pavimentos rodoviários, de modo a evidenciar que existem autoridades rodoviárias pelo mundo a utilizar critérios menos conservativos para a seleção e aceitação desse tipo de material.

A exploração de diferentes especificações próprias para o uso de materiais lateríticos em pavimentos rodoviários evidencia que autoridades rodoviárias de vários países têm-se consciencializado de que os conceitos de seleção de materiais das especificações tradicionais, provenientes de países desenvolvidos e de clima temperado, não são adequados para certos materiais de clima tropical devido às suas características especiais.

Observou-se em algumas especificações que os critérios de seleção dos materiais lateríticos variam de acordo com certos fatores como o clima da região, a capacidade resistente da fundação e a intensidade do tráfego. Constatou-se que diferentes especificações utilizam diferentes critérios de seleção desses materiais bem como dão relevância ou omitem critérios ou ensaios distintos. Através dessas observações pode-se constatar que a compreensão da utilização dos materiais lateríticos e seu comportamento em pavimentos variam não só de acordo com a região, mas também de acordo com a experiência local no uso desses materiais pelas diferentes autoridades rodoviárias citadas. Tal diferença na abordagem e uso desses materiais pode ser derivada da variabilidade das suas características mecânicas em diferentes regiões do globo, assim como à singularidade e influência da experiência local nas técnicas de construção dos pavimentos.

A maioria das especificações mencionadas permite valores para o índice de plasticidade e limite de liquidez superiores aos valores máximos admissíveis de 6 e 25 % respectivamente, impostos pelas especificações tradicionais. Este facto sugere que a experiência local vem demonstrando que esses valores são excessivamente conservativos para servirem de critério de seleção para os materiais lateríticos e que, em alguns casos, falham em representar e/ou prever o desempenho desses materiais. Assim, podem ser mais permissivos ou até mesmo totalmente ignorados, conforme o caso da especificação desenvolvida por Nogami e Villibor.

Para além do mais, deve-se ressaltar que o índice de plasticidade obtido para uma dada amostra pode variar consideravelmente devido diversos fatores como: o método de ensaio; o equipamento utilizado; o método e temperatura de secagem do material; e até mesmo a experiência e sensibilidade do técnico que realiza os ensaios (Pinard & Netterberg, 2012). Segundo Wootorton (1966), os valores de LL e IP deveriam ser proporcionais à percentagem de finos e índice de vazios do material (Nogami & Villibor, 2009). A variação das diversas metodologias de ensaios existentes utilizadas para avaliar as características mecânicas de materiais a serem aplicados em pavimentos causam significantes incertezas e adicional complexidade quando se tenta comparar resultados.

Ressalta-se que para além de especificações próprias, os materiais lateríticos também devem ser alvo de considerações especiais no que se refere às técnicas de construção adotadas. Devido às características peculiares e heterogeneidade desses materiais, os processos de distribuição, compactação, humidificação e secagem devem ser adaptados, de modo a garantir o bom desempenho do pavimento.

Conclui-se que é de extrema importância o desenvolvimento de especificações menos conservativas, baseadas em estudos e experiência local, de modo a viabilizar a construção de pavimentos de baixo custo com camadas de base em materiais lateríticos e consequentemente impulsionar o desenvolvimento da rede rodoviária de países que carecem de recursos naturais e financeiros para a construção de pavimentos de acordo com as especificações tradicionais.

4 Caso de estudo – Rodovia M1 no Malawi.

4.1 Introdução

O Malawi é um país situado no sudeste africano que faz fronteira com a Tanzânia, a Zâmbia e Moçambique. A economia do país é predominantemente dependente da agricultura, sendo a exportação de tabaco de grande relevância para o produto interno bruto nacional (Our Africa, 2016).

O Malawi tem um clima subtropical, relativamente seco e fortemente sazonal. A estação quente-húmida estende-se de novembro a abril, durante a qual 95% da precipitação anual ocorre (DCCMS, 2006). São apresentados na Figura 6 os valores de precipitação anual média do Malawi.

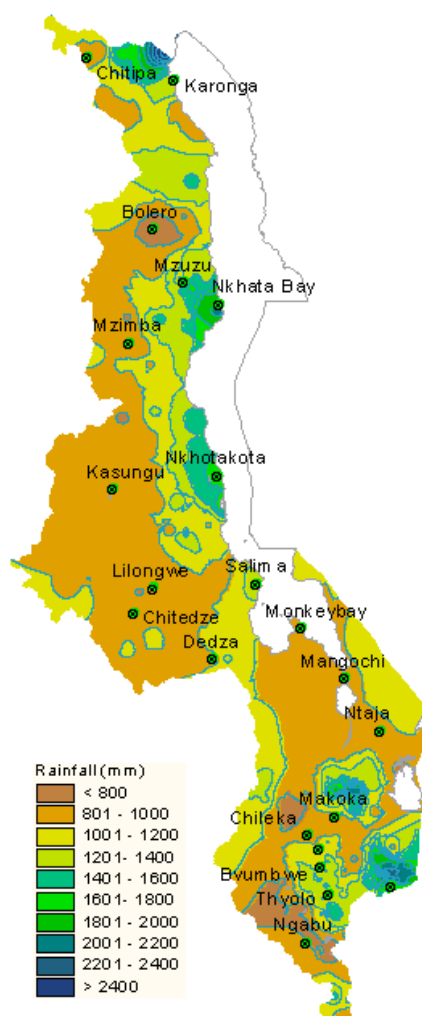


Figura 6 – Precipitação anual média do Malawi (DCCMS, 2006)

A M1 é a principal rodovia do Malawi que o liga a vários países vizinhos, bem como a portos, como o de Dar Es Salam, que são de extrema importância para a economia do país;

também o intercepta de norte a sul e interliga zonas rurais a importantes pontos de comércio e distribuição localizados ao longo de sua rota. O trecho da rodovia M1 estudado neste capítulo tem uma extensão de 234 km, apresentado na Figura 7 em amarelo, que vai desde o cruzamento em KIA ‘Kamuzu International Airport’ na periferia de Lilongwe à bifurcação em Mzimba ao norte do país. A maior parte da rodovia encontra-se numa zona em que a precipitação média anual que varia de 800 a 1000 mm, conforme apresentado na Figura 6.



Figura 7 – Localização da rodovia caso de estudo no mapa do Malawi (Nations Online Project)

A construção do trecho do caso de estudo pertencente à rodovia M1 foi realizada faseadamente a partir de 1980, com uma camada de desgaste em revestimento superficial, tendo, numa parte significativa da sua extensão, camadas de base e de sub-base em materiais lateríticos e, na extensão restante, camada de base em agregado britado e camada de sub-base em material laterítico. Registam-se atualmente degradações significativas, ao longo da

rodovia, quer no pavimento quer no sistema de drenagem. A ruptura dos bordos do revestimento é um problema comum encontrado ao longo da estrada, que, combinado com a má condição das bermas expõe os utentes a grandes riscos de acidentes. O assoreamento e o bloqueamento com lixo das passagens hidráulicas compromete atualmente o funcionamento do sistema de drenagem.

Em junho de 2015, foi adjudicado à consultora Roughton International Ltd. o projeto de estudo de viabilidade e solução de reabilitação, financiado pela COMESA, para o trecho de 234 km da rodovia M1 entre o cruzamento para KIA e a bifurcação para Mzimba no Malawi, sendo esse trecho da rodovia utilizado para o caso de estudo desta dissertação.

Para a execução do projeto foram realizados vários ensaios e estudos referentes à capacidade estrutural e funcional do pavimento existente, tendo por objetivo obter dados suficientes para fornecer uma solução adequada e financeiramente viável de reabilitação do pavimento.

Para além dos resultados de testes laboratoriais e *in situ* também foram recolhidas informações referentes a outros fatores relevantes para uma análise do desempenho do pavimento, como informações referentes ao processo de construção do pavimento, ao clima da região, ao volume de tráfego aplicado ao pavimento durante sua vida útil e à avaliação do estado das estruturas de drenagem.

O autor desta dissertação foi membro da equipa deste projeto, tendo participado, entre agosto de 2015 e outubro de 2016, na recolha e processamento dos dados apresentados na presente dissertação, com a permissão da *Roads Authority* (RA) do Malawi.

4.2 Informações existentes referentes à construção do trecho de estudo

O trecho da rodovia M1 entre o cruzamento em KIA, na periferia de Lilongwe, à bifurcação para Mzimba, tem uma faixa de rodagem com largura a variar entre 6,3 e 6,7 m e berma não revestida com largura a variar entre 0,3 e 1,5 m. O pavimento é do tipo flexível, com camada de desgaste em revestimento superficial simples.

De modo a recolher dados relevantes referentes à construção da rodovia, foram consultados documentos e realizadas entrevistas com membros das autoridades competentes, nomeadamente a RA e o *Central Materials Laboratory*.

Apenas os seguintes documentos foram disponibilizados pelo bibliotecário da RA.

- *Construction of Kasungu – Jenda Road - Progress Report number 3 for February 1980.*
- *The Final Report for the construction of the Lilongwe Kasungu Road dated September 1987.*

Verificou-se que o trecho da rodovia em questão foi construído em meados dos anos oitenta, em três fases:

- De Lilongwe (cerca de 20 km antes do km 0) até Kasungu (km 100) em 1982
- De Kasungu até Jenda (km 186) em 1982
- De Jenda até Mzimba(km 234) em 1985

Os demais documentos referentes ao projeto e construção da rodovia, incluindo a localização das jazidas de materiais e os resultados de testes realizados para avaliar as suas características, não foram encontrados pela RA.

As informações orais obtidas indicaram que a espessura e a qualidade dos materiais, das camadas do pavimento, são bastante heterogêneas em várias secções da estrada.

Segundo a RA, devido a reparações realizadas nos últimos anos nas bermas para remediar graves incidentes de ruptura de bordo em algumas secções da estrada, materiais diferentes dos originais podem ser encontrados na camada de base das bermas.

Também foi indicado que material laterítico de alta qualidade pode ser encontrado entre Mtengowanthenga (cerca do km 9) e Kasungu (km100). Não foram obtidas informações consistentes sobre a qualidade e a resistência do material utilizado para a construção das secções entre Kasungu - Jenda (cerca km 186) e Jenda – Mzimba (km 234).

Parte da secção entre Chatoloma (cerca do km 140) e Jenda levou um segundo revestimento em 2005.

A avaliação das estruturas de drenagem, encontradas ao longo da rodovia, revelou que grande parte dessas estruturas existentes possui capacidade de escoamento suficiente para um ciclo de 50 anos. No entanto, observou-se que a manutenção das estruturas é deficiente ou mesmo inexistente, estando muito delas assoreadas e bloqueadas com lixo. As valas de pé de talude não são revestidas. Grande parte da rodovia foi construída em aterro com altura de pelo menos 1 m, o que previne que as águas escoadas lateralmente ingressem no pavimento.

O facto de existir agregado britado na camada de base do pavimento entre Jenda e Mzimba proporciona uma excelente oportunidade de comparação entre o desempenho de pavimentos com camada de base constituída por material laterítico e agregado britado. É importante citar que naquela secção existe 1 km de trecho de teste construído com material laterítico e que segundo Gourley e Greening (1997), 11 anos depois de sua construção, ainda se comportava satisfatoriamente. Os ensaios realizados nesta secção mostram que esta secção de teste continua, todavia, a demonstrar desempenho satisfatório atualmente.

4.3 Estudo de tráfego

Em março de 2016, foi realizado um levantamento de tráfego de cinco dias de duração, em oito estações de contagem posicionadas estrategicamente ao longo da rodovia.

Para a obtenção do número de eixos padrão (NEP) em diferentes trechos da rodovia foi adotado o método especificado no manual SATCC (SATCC, 1998/2001a). Os veículos

pesados contados foram divididos conforme o número de eixos de modo a obterem-se valores de fatores de equivalência de carga mais precisos.

Os fatores de equivalência de carga foram obtidos utilizando a seguinte equação:

$$F = \left(\frac{P}{8160} \right)^n$$

Onde:

- F é o fator de equivalência de carga em NEP
- P é a carga por eixo (em kg)
- n é o expoente de danos relativos

O valor n recomendado depende do tipo de material encontrado no pavimento.

Através da seguinte fórmula obteve-se o tráfego total cumulativo:

$$DT = T * 365 * \frac{\left(1 + \frac{r}{100}\right)^p - 1}{r/100}$$

Onde:

- DT é o tráfego acumulado para certa categoria de veículo, em uma direção.
- T é o tráfego médio diário numa categoria de veículo no primeiro ano (uma direção)
- r é a taxa média de crescimento prevista
- p é a vida útil do projeto (anos)

Foi também realizado em março de 2016, um estudo de carregamento por eixos em veículos pesados a trafegar na rodovia M1. O cálculo dos valores de NEP referentes a cada categoria de veículos foi baseado nos resultados obtidos desse estudo.

Para o cálculo do número de eixos padrão de cada seção admitiu-se uma taxa de crescimento médio anual de 4 por cento.

É de extrema importância observar que não existe atualmente um controle de carga sistemático no Malawi e que os efeitos da não fiscalização e consequente acréscimo das cargas transportadas podem afetar consideravelmente a vida útil do pavimento, que pode ser de quatro a cinco vezes menor (Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, 1967).

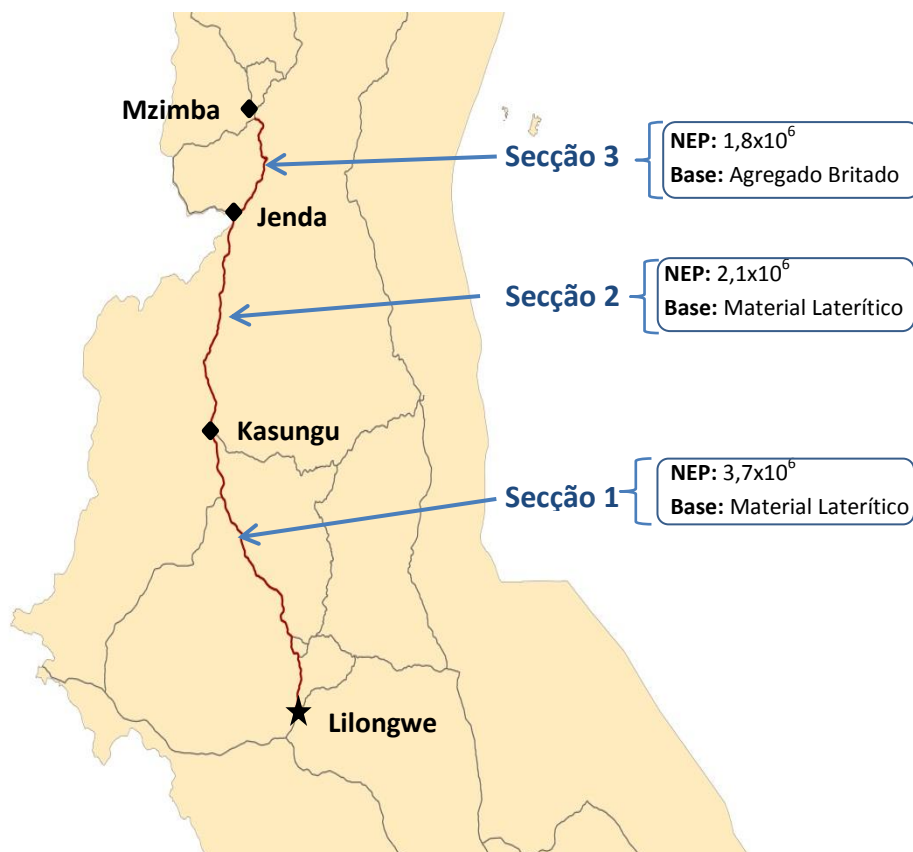
Através do estudo de tráfego estimou-se o NEP aplicado à rodovia desde sua construção até a data desta pesquisa de tráfego. Observou-se que a rodovia pode ser dividida em três seções: Seção 1, de KIA turn-off (km 0) até Kasungu (km 100); Seção 2, de Kasungu à Jenda (km 186); e Seção 3, de Jenda à Mzimba turn-off (km 234).

O NEP, para uma direção, para cada seção é apresentado na Tabela 19.

Tabela 19 – Número de eixos padrão aplicados à rodovia em uma direção

Secção	Km	NEP x (10 ⁶)	Categoria (SATCC)
1	0+000 a 100+000	3,70	T5
2	100+000 a 186+000	2,1	T4
3	186+000 a 234+000	1,8	T4

Na Figura 8 apresentam-se em vermelho o trecho do caso de estudo desta dissertação da rodovia M1, a localização de cada secção mencionada na Tabela 19, bem como a composição da camada de base do pavimento de cada secção.

**Figura 8 – Representação esquemática das secções da rodovia M1**

4.4 Análise dos materiais e características mecânicas do pavimento

4.4.1 Introdução

De modo a analisar as características mecânicas do pavimento foram realizados diversos ensaios *in situ* ao longo da rodovia. Foram também realizados ensaios laboratoriais nas amostras recolhidas das camadas do pavimento de modo a avaliar as propriedades mecânicas intrínsecas dos materiais utilizados para a construção do pavimento rodoviário existente.

Os resultados dos ensaios *in situ* e laboratoriais realizados permitem avaliar as necessidades estruturais e funcionais gerais do pavimento e identificar secções uniformes com possíveis causas e mecanismos de rotura comuns. Testes adicionais foram realizados em trechos em que os resultados dos ensaios foram inconclusivos e nas subsecções listadas no subcapítulo 4.6. Para melhor compreensão da estrutura do pavimento existente também foram analisados relatórios e dados de ensaios datados da construção do pavimento.

Procedeu-se a uma análise, em vários dos dados de ensaio obtidos, utilizando o método sequencial *cumulative sum* (CS) para monitorar a detecção de mudanças nos padrões dos dados obtidos, de modo a subdividir a rodovia em secções em função da tendência dos resultados. Onde o gráfico CS apresenta tendência crescentes significa que a média dos valores de tal secção é superior à média geral dos resultados, o inverso se aplica quando a linha do gráfico é decrescente. Quanto maior a inclinação da linha maior a diferença entre as médias.

Uma vez que o volume de testes é bastante considerável, os resultados obtidos serão apresentados neste subcapítulo de forma gráfica. Os resultados individuais de cada ensaio são apresentados nos anexos.

Os poços de ensaio escavados ao longo da estrada mostram considerável variabilidade na qualidade do material e espessura das camadas do pavimento. A espessura da camada do pavimento, na maioria dos casos não coincide com a espessura da camada estimada a partir dos testes DCP, o que sugere variabilidade da densidade *in situ* em algumas camadas, que pode dever-se à cimentação do material laterítico do solo ou à variação na compactação inicial das camadas. Em algumas secções da rodovia, a base e sub-base são compostas de materiais bastante semelhantes ou iguais, o que conduz a uma incorreta estimativa da espessura das camadas a partir do teste de DCP.

Observou-se que a resistência de algumas camadas em material laterítico varia com a profundidade, sendo geralmente tanto mais resistentes quanto mais próximos da superfície, conforme pode ser observado nos resultados do teste DCP realizados.

4.4.2 Ensaios laboratoriais

Os ensaios laboratoriais, apresentados abaixo, foram realizados pelo *Central Materials Laboratory*, em Lilongwe de acordo com a norma britânicas.

- Análise granulométrica (BS 1377 -2: 1990)
- Limites de consistência (BS 1377 -2: 1990)
- Compactação Proctor (BS 1377-4: 1990)
- CBR (BS 1377 -2: 1990)
- Retração linear (BS 1377 -2: 1990)
- ACV - *Aggregate Crushing Value* (para agregados britados) (BS 812-110:1990)

4.4.2.1 Recolha de amostras

Foram escavados 48 poços de ensaio ao longo da rodovia em intervalos de 5 km para recolher amostras de solo para testes laboratoriais. Também foram escavados cinco poços de ensaio adicionais em secções críticas da rodovia, onde os resultados dos demais testes não demonstraram com clareza as causas de deformação do pavimento em tais secções.

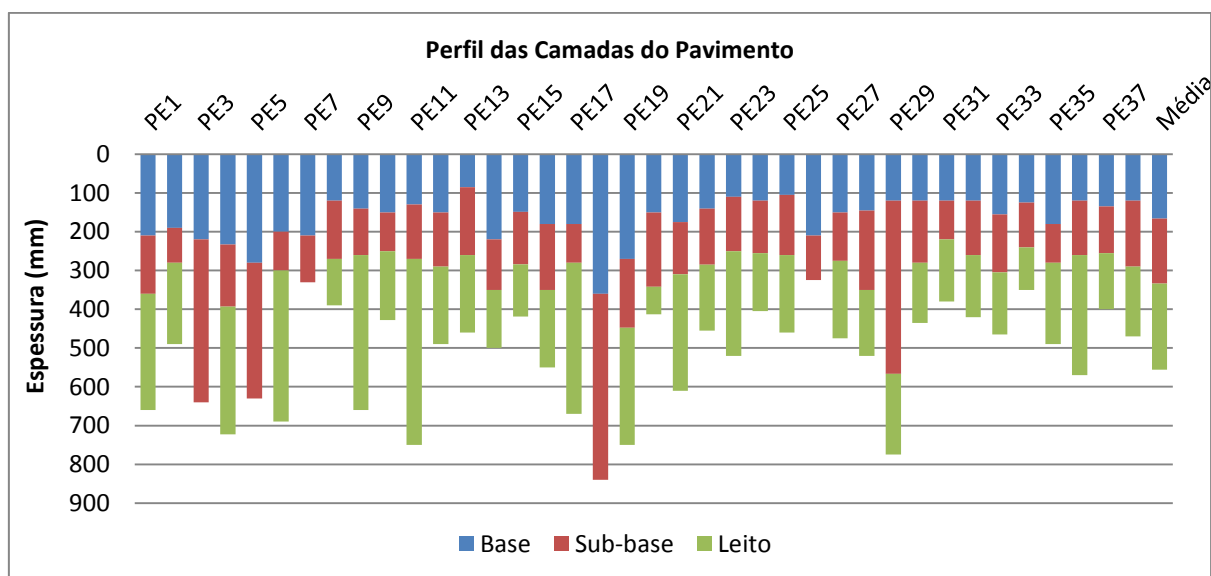
Os poços de ensaio foram escavados manualmente de modo a garantir que as amostras recolhidas de cada camada do pavimento não se misturassem, conforme Figura 9.



Figura 9 – Escavação de poços de ensaio e recolha de amostras [Fotos: cortesia de Roughton International Ltd.]

Durante a escavação dos poços de ensaio, foram registadas as espessuras das camadas do pavimento, conforme apresentado no Gráfico 2.

Gráfico 2 – Perfil das camadas do pavimento registradas durante excavação dos PE.



Pode-se observar que as espessuras das camadas que compõem o pavimento são extremamente variáveis. Os valores médios das espessuras da base, sub-base e leito são 165, 168, e 220 mm respectivamente.

4.4.2.2 Análise granulométrica

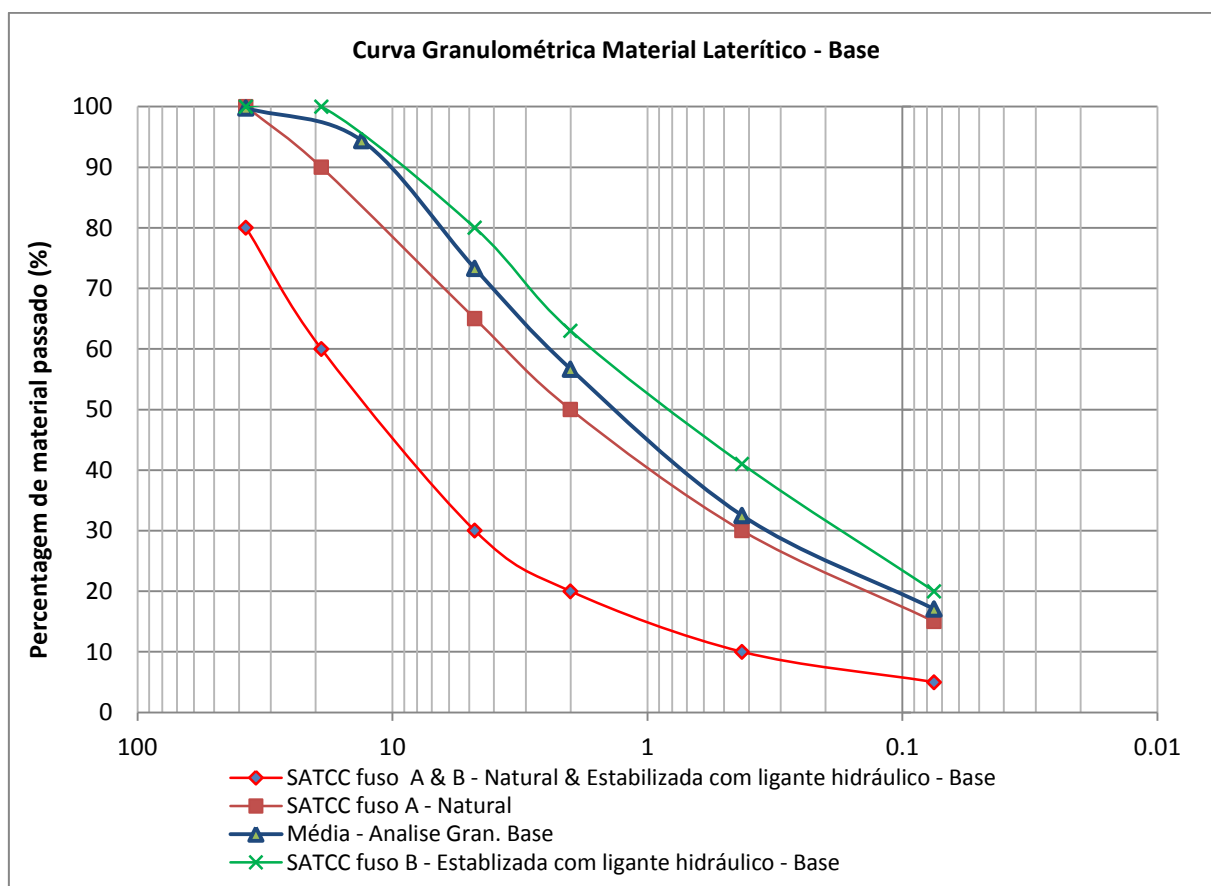
Os fusos de curva granulométrica recomendados para materiais naturais com e sem ligantes hidráulicos, aplicados em camada de base conforme especificado pela norma SATCC, são apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 – Fusos recomendados para agregados naturais em camada de base [Adaptado de (SATCC, 1998/2001c)]

Abertura do peneiro (mm)	Limites de material passados (%)	
	Agregado natural para base	Estabilizado com Ligante Hidráulico
37,5	80 - 100	80 - 100
19,0	60 - 90	60 - 100
4,75	30 - 65	30 - 80
2,00	20 - 50	20 - 63
0,425	10 - 30	10 - 41
0,075	5 - 15	5 - 20

Foram realizados ensaios de granulometria em amostras das diferentes camadas do pavimento. Como o número de ensaios é considerável, o Gráfico 3 apresenta a média das percentagens passadas em cada peneiro para a camada de base do pavimento bem como os fusos indicados na Tabela 20.

Gráfico 3 – Curva granulométrica média do material laterítico da camada de base

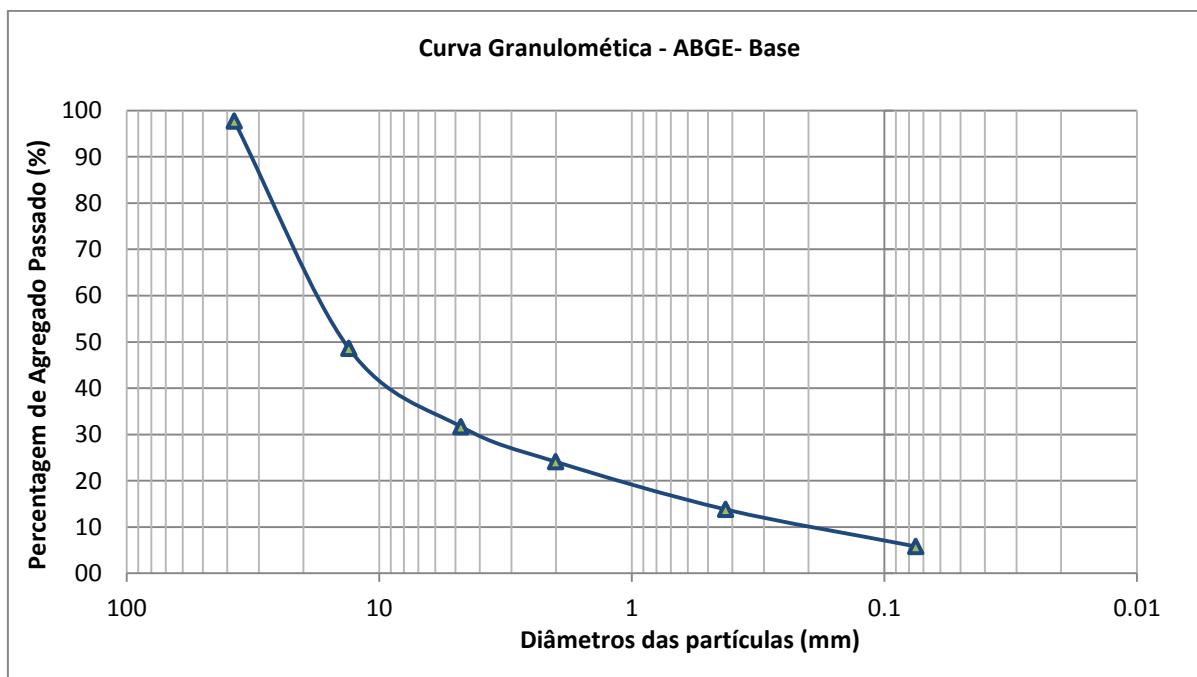


Nota-se que a curva granulométrica do material laterítico da base se encontra fora do fuso recomendado para agregados naturais (Fuso A), mas dentro do fuso recomendado para material estabilizado com ligante hidráulico (Fuso B).

As características granulométricas do material recolhido do pavimento existente podem diferir consideravelmente da granulometria original deste mesmo material quando a estrada foi construída, devido fatores como, a cimentação natural e compactação durante a fase de construção.

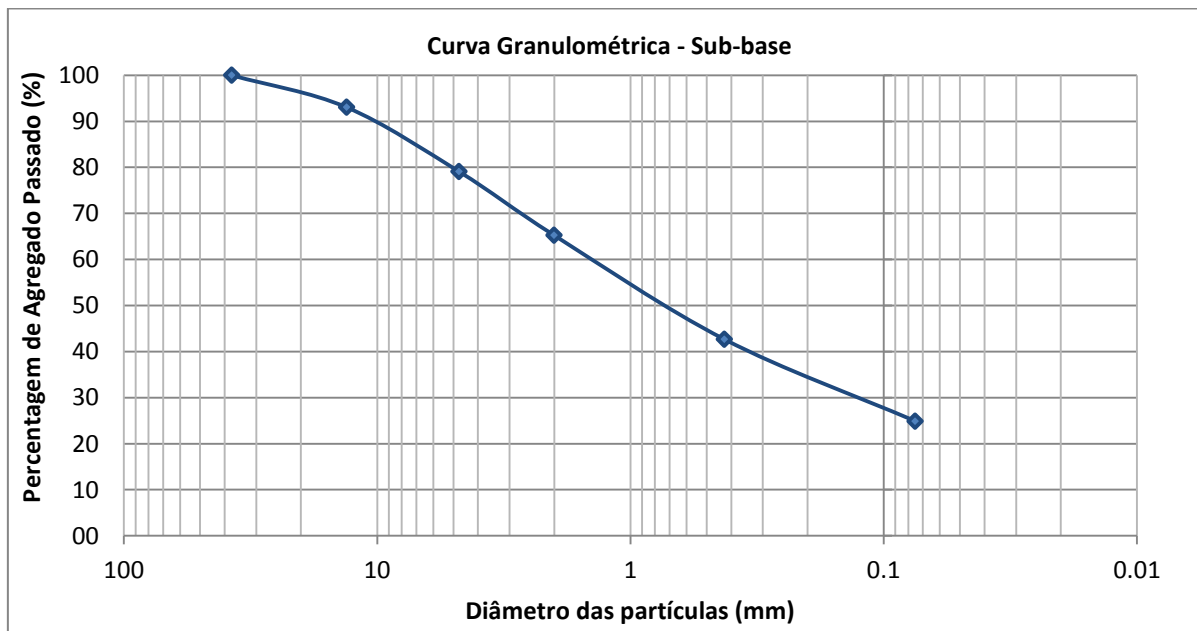
O Gráfico 4 apresenta a curva granulométrica média dos agregados britados da secção 3 da rodovia.

Gráfico 4 – Curva granulométrica média do agregado britado da camada de base



O Gráfico 5 apresenta a curva granulométrica do material laterítico encontrado na camada de sub-base do pavimento.

Gráfico 5 - Curva granulométrica média do material laterítico da camada de sub-base



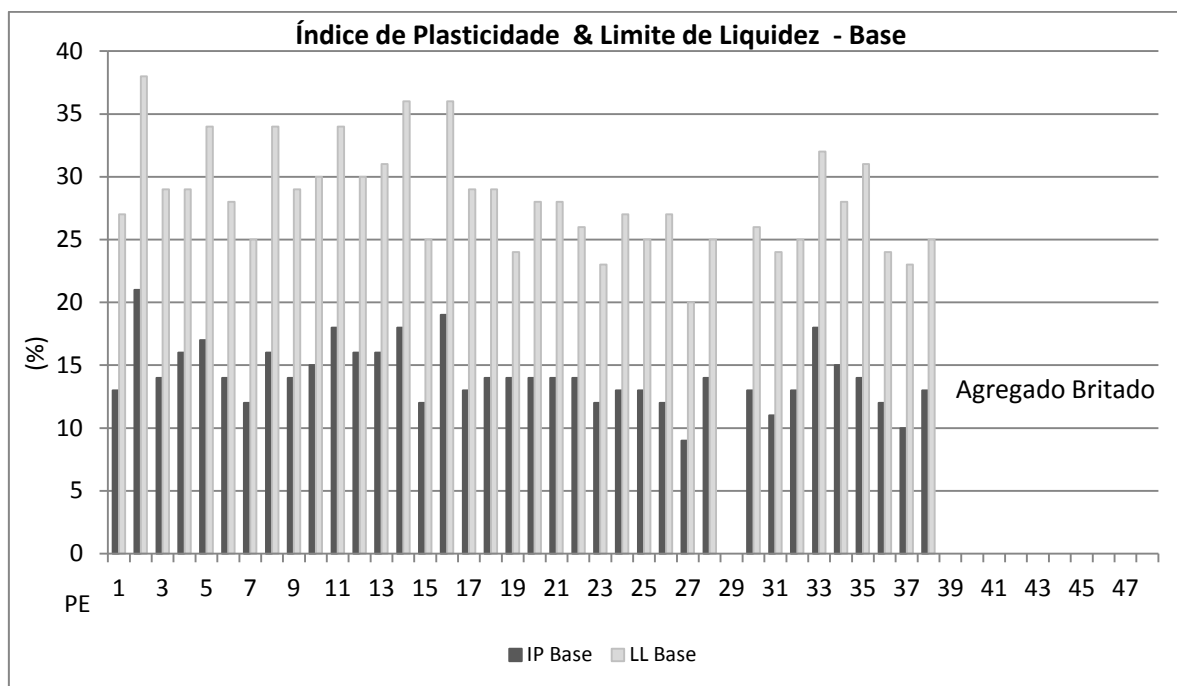
Observa-se que a granulometria do material da sub-base é similar a granulometria do material da camada de base.

Os resultados detalhados da análise granulométrica dos materiais podem ser encontrados no Anexo 2.

4.4.2.3 Limites de consistência e retração linear

O Gráfico 6 apresenta os resultados de IP e LL obtidos para amostras colhidas da camada de base em material laterítico do pavimento. Não há resultados a partir do poço de ensaio nº 39 uma vez que nesta secção da rodovia a camada de base é composta de material britado.

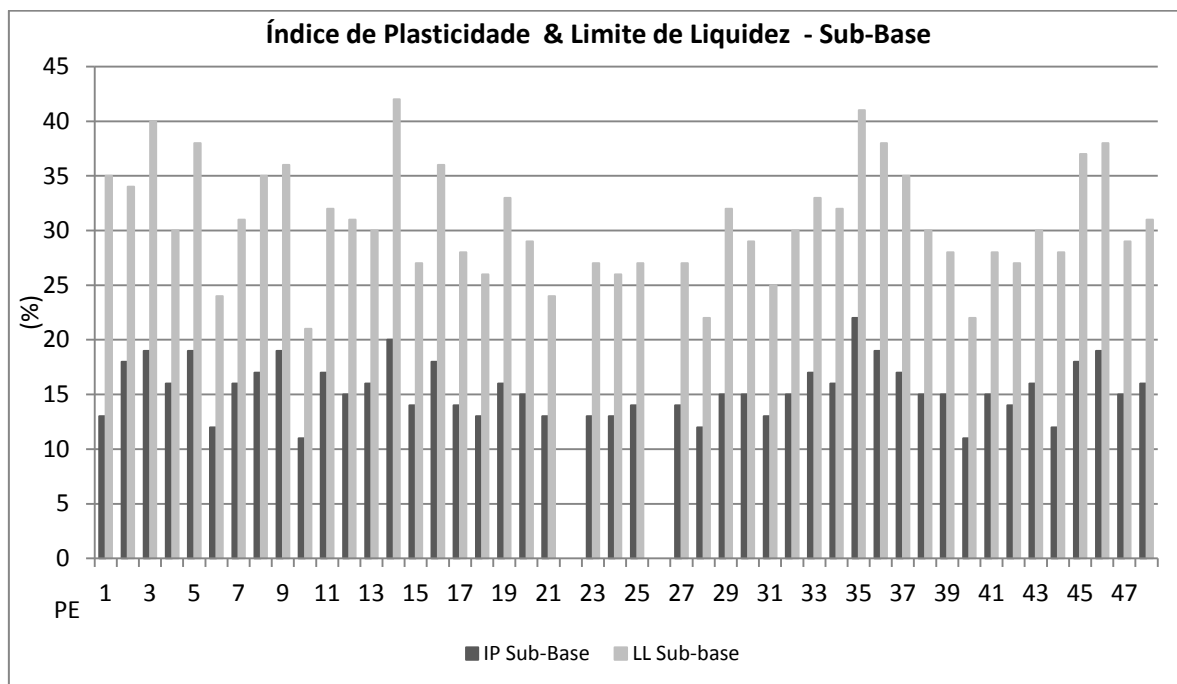
Gráfico 6 – Índice de plasticidade e limite de liquidez do material laterítico da camada de base



Nota-se que os valores IP e LL são consideravelmente superiores aos 6% e 25%, respectivamente, recomendados pela especificação da região (SATCC. 1998/2001c, p 3400-1) e a maioria das especificações tradicionais existentes.

O Gráfico 7 apresenta os resultados de IP e LL obtidos para amostras colhidas da camada de sub-base do pavimento.

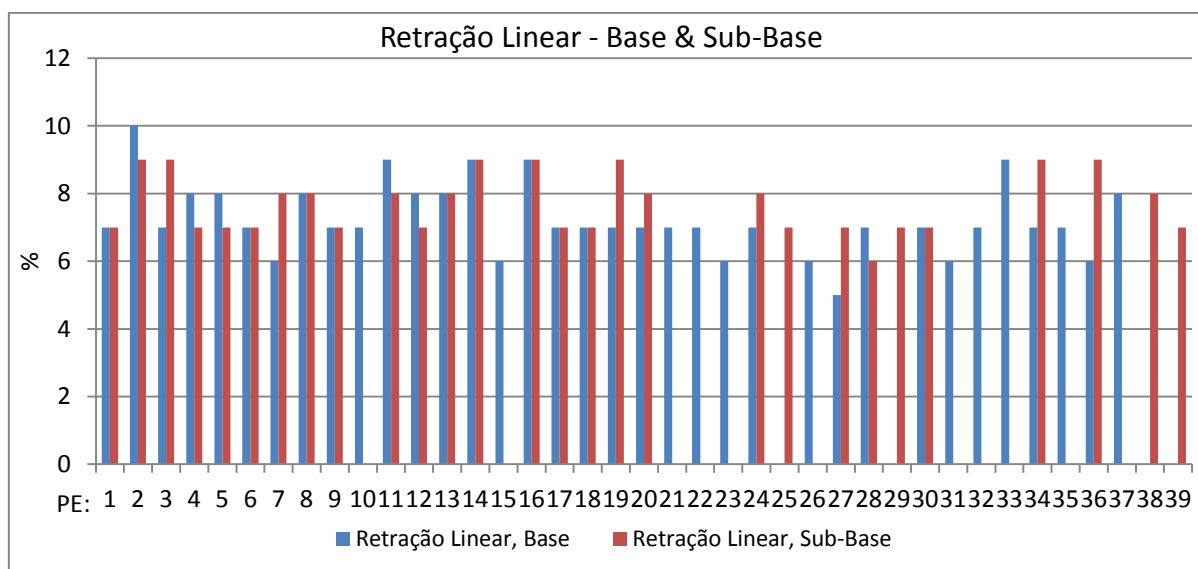
Gráfico 7 – Índice de plasticidade e limite de liquidez do material laterítico da camada de sub-base



Os valores de IP obtidos para a camada de sub-base também são na sua maioria elevados. No entanto, a norma SATCC especifica valores de IP menores ou igual a 10% para camada de sub-base.

Estudos indicam que valores obtidos para o índice de plasticidade e limite de liquidez podem variar consideravelmente conforme a especificação adotada e método de secagem das amostras (Pinard & Netterberg, 2012). Assim, realizaram-se também ensaios de retração linear uma vez que os resultados obtidos não são tão sujeitos a variações quanto os resultados obtidos para o índice de plasticidade. O Gráfico 8 apresenta os resultados de retração linear obtidos para amostras da camada de base e sub-base do pavimento.

Gráfico 8 – Retração linear do material laterítico das camadas de base e sub-base

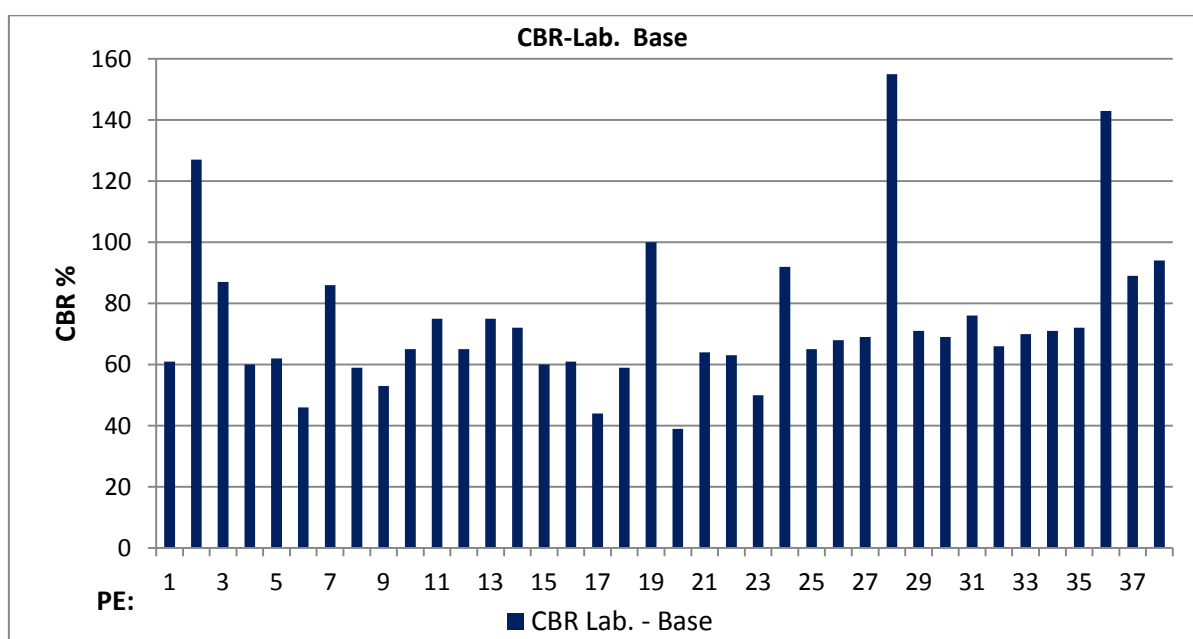


Nota-se que os valores obtidos para o ensaio de retração linear também são bastante elevados tanto para a base quanto para a sub-base. A norma (SATCC. 1998/2001c) recomenda que os valores de retração linear sejam menores ou iguais a 3 % para a camada de base.

4.4.2.4 Compactação Proctor e CBR

Ensaio laboratoriais de CBR foram realizados nas amostras colhidas das camadas do pavimento. Os ensaios foram realizados segundo a norma britânica. Os resultados obtidos para as amostras de material laterítico colhidas da camada de base do pavimento são apresentados no Gráfico 9.

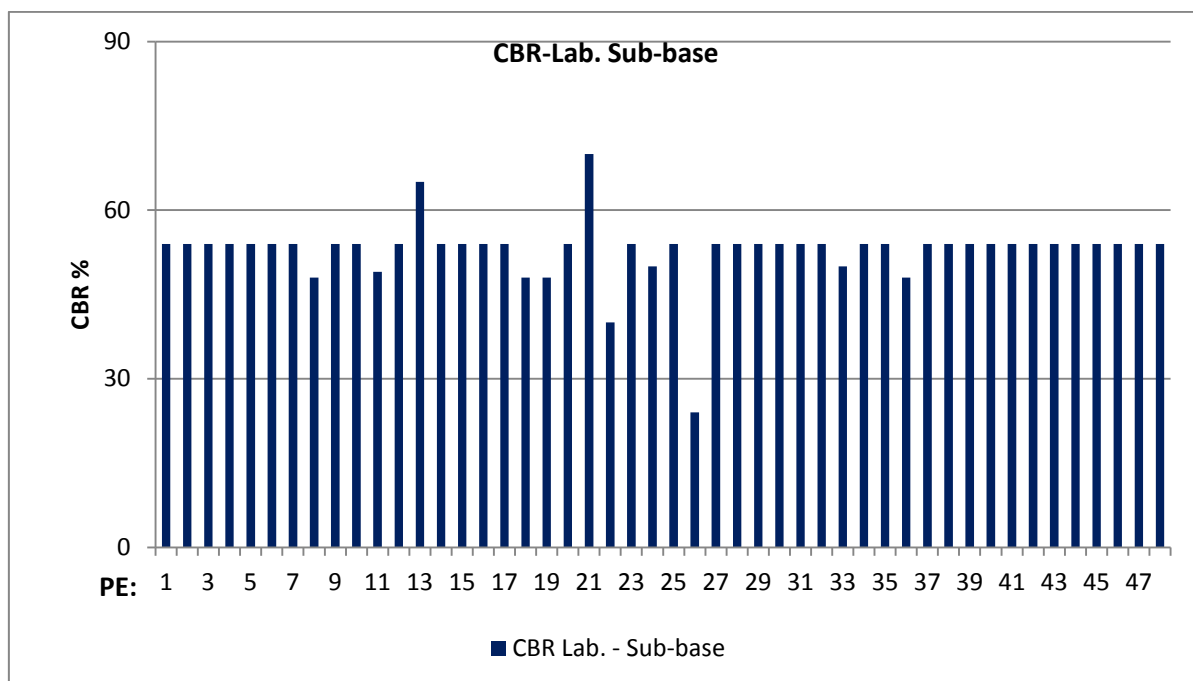
Gráfico 9 – CBR do material laterítico da camada de base



Pode-se observar no Gráfico 9 que a grande maioria dos resultados CBR apresenta valores inferiores ao especificado para a camadas de base pela norma (SATCC. 1998/2001c), que especifica um CBR mínimo de 80% para provetes com grau de compactação de 98 % relativo ao ensaio Proctor modificado.

Para a camada de sub-base, de modo a reduzir o número de ensaios realizados, as amostras foram agrupadas segundo a classificação BS e os ensaios CBR realizados em amostras do mesmo grupo ou materiais com características semelhantes. Os resultados do ensaio laboratorial CBR para a camada de sub-base são apresentados no Gráfico 10.

Gráfico 10 – CBR do material laterítico da camada de sub-base



De forma geral os valores CBR são superiores aos 30% especificados para camadas de sub-base pela norma SATCC. No entanto, como os ensaios foram realizados por grupos de amostras que receberam a mesma classificação não se pode concluir que estes cumprem com as especificações ao longo de toda rodovia.

4.4.3 Penetrômetro de cone dinâmico – DCP

4.4.3.1 Metodologia de ensaio e interpretação dos resultados

O penetrômetro de cone dinâmico (DCP) é uma ferramenta usada para determinar o perfil de resistência das camadas do pavimento em condições naturais de humidade e densidade. A mudança no perfil de resistência pode ser usada para determinar os limites de cada camada do pavimento (TRL - ORN 31, 1962/1993).

Um cone com ponta de 60° de inclinação e diâmetro exterior de 20 mm é fixado a uma haste de aço de 16 mm de diâmetro e é introduzido no pavimento através de golpes repetidos com

um martelo com peso de 8 kg que se deixa cair livremente de uma altura de 575 mm, conforme indicado na Figura 10.

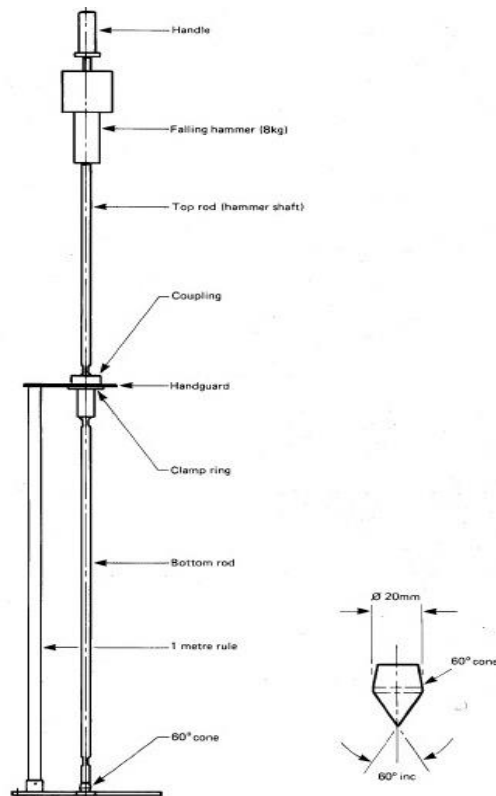


Figura 10 – Penetrómetro de cone dinâmico -DCP (TRL ORN 31. 1962/1993)

A penetração do cone pode ser medida após cada golpe, mas é normal esperar por vários golpes antes de fazer a medição. Para este estudo, a penetração foi medida após grupos de 5 golpes. Através da razão penetração/golpe é possível estimar o valor CBR *in situ* do material. Apresenta-se na Figura 11 a método de realização de ensaios DCP ao longo da rodovia.



Figura 11 – Ensaio DCP realizado na rodovia M1, Malawi [Fotos: cortesia de Roughton Internacional Ltd.]

Em alguns casos, devido ao alto grau de cimentação do material laterítico encontrado em alguns pontos da estrada, foi necessário perfurar a camada de base do pavimento para completar o teste. As imagens apresentadas na Figura 12 mostram o quão cimentado o material laterítico se encontrava, fazendo com que o equipamento DCP se danificasse várias vezes ao longo dos testes.



Figura 12 – Estado de cimentação do material laterítico em alguns locais [Fotos: Roughton Internacional Ltd.]

Na Figura 12: a imagem da esquerda mostra o material laterítico com aspecto ferroso altamente cimentado aderido ao cone do DCP depois de ter sido necessário proceder a uma

escavação para retirar o equipamento (cerca do km 6); a imagem da direita mostra o rasgo deixado pelo DCP numa amostra de material laterítico com alto grau de cimentação.

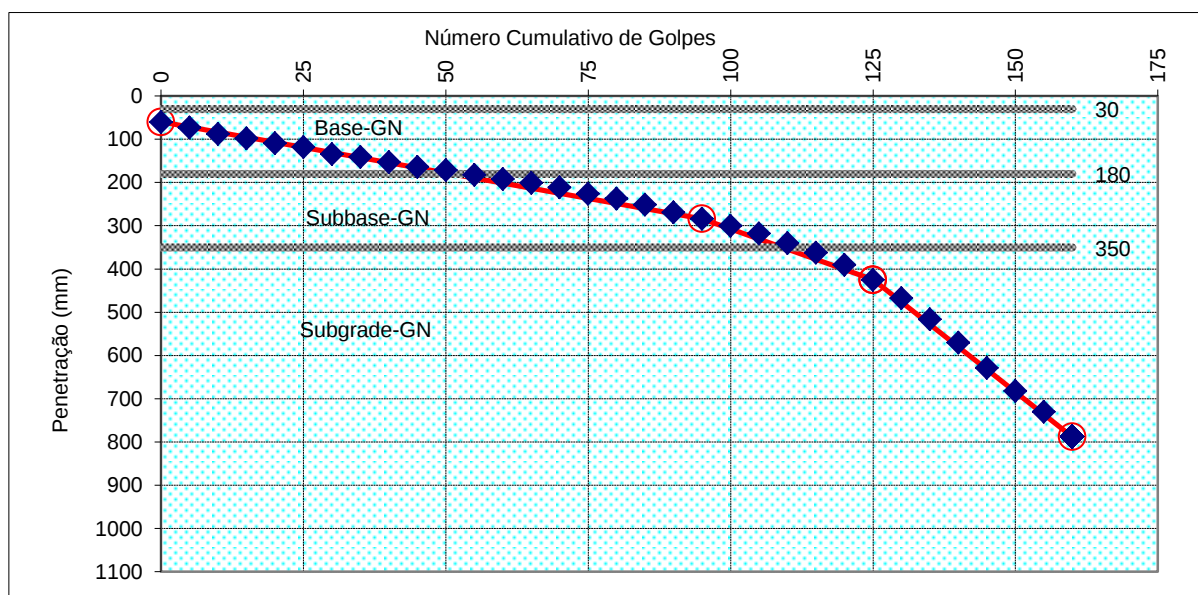
Todas as correlações utilizadas para estimar o CBR através do DCP foram desenvolvidas em materiais com um tamanho máximo nominal de 20 mm. Agregados de tamanho superior podem conduzir a uma estimativa equivocada com CBR superior ao real valor *in situ* do material; no entanto, o DCP não estima valores inferiores que o real valor do material *in situ* (TRL - ORN 31, 1962/1993). Tomou-se o décimo percentil dos valores CBR de cada secção afim de evitar qualquer sobrestimação do CBR na análise dos resultados.

Os valores CBR - DCP foram obtidos da seguinte formula [Adaptado de (TRL - ORN 31, 1962/1993)]:

$$\text{Log10}(\text{CBR}) = 2.48 - 1.057 \text{Log10}\left(\frac{\text{mm}}{\text{golpes}}\right)$$

Um exemplo do traçado da curva obtida através do teste DCP é apresentado no Gráfico 11.

Gráfico 11 – Amostra de curva obtida com os resultados do ensaio DCP, km 4+200



Os testes DCP foram realizados em intervalos de 1 km na faixa de rodagem do pavimento e em intervalos de 5 km nas bermas, ambos de maneira alternada entre lado esquerdo e direito. Para além destes, foram ainda realizados testes adicionais entre o km 0 e o km 42 e nas subsecções em pior estado, apresentadas no subcapítulo 4.6 desta dissertação, em intervalos de 200 m na faixa de rodagem e 1 km nas bermas.

Os ensaios foram continuados até uma profundidade de aproximadamente 800 mm ou mais, a não ser que não fosse possível penetrar alguma das camadas. Também foram realizados testes DCP no fundo de cada poço de ensaio de modo a obter mais informações sobre a qualidade da camada de fundação do pavimento. Os resultados do DCP estão listados no Anexo 1.

Através dos valores de CBR *in situ* obtidos a partir dos ensaios DCP pode-se obter o número estrutural (SN) e número estrutural modificado (SN mod.) do pavimento.

O SN e o SN mod. são importantes indicadores do conjunto de características dos diferentes materiais que compõem cada camada do pavimento.

Desenvolvido pela AASHTO em 1961, o número estrutural, analiticamente, é definido pela seguinte formula (AASHTO, 1972):

$$SN = 0,0394 \sum_{i=1}^n a_i t_i$$

Onde: a é o coeficiente da camada
 t a espessura da camada em mm

O número estrutural modificado é resultante de uma combinação do número estrutural e a contribuição da fundação do pavimento, sendo obtido por:

$$SN \text{ mod.} = 0,0394 \sum_{i=1}^n a_i t_i + SN_{SG}$$

onde a contribuição dada pela fundação é dada por:

$$SN_{SG} = 3,51 \log_{10} CBR - 0,85 (\log_{10} CBR)^2 - 1,43$$

Com base na relação obtida entre a penetração e o número de golpes é possível estimar a capacidade resistente e a espessura de cada camada do pavimento bem como a resistência da fundação. As seguintes fórmulas, foram utilizadas para se calcular o coeficiente de cada camada [adaptado de (Hodges *et al*, 1975)]:

$$\text{Para a camada de base: } SN_{GB} = t \times \{29,14CBR - 0,1977CBR^2 + 0,00045CBR^3\} \times 10^{-4}$$

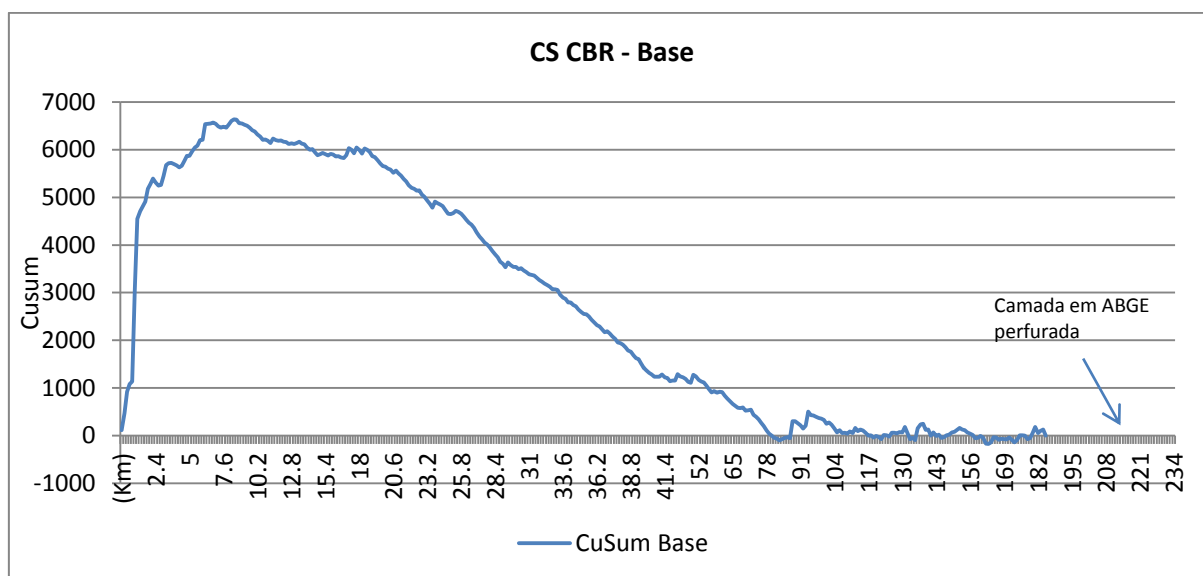
$$\text{Para as camadas de sub-base e leito: } SN_{SB} = t \times \{0,01 + 0,065 \log CBR\}$$

O coeficiente pode ser aumentado em 60 por cento quando $CBR > 70\%$ e a sub-base for estabilizada com ligantes hidráulicos.

4.4.3.2 Resultados para a camada de base

O Gráfico 12 apresenta uma análise CS dos valores CBR obtidos para a camada base do pavimento através do ensaio DCP.

Gráfico 12 – CS do CBR da camada de base obtido através ds ensaio DCP



Observa-se que o grau de cimentação do solo laterítico da base é extremamente alto nos primeiros quilômetros da rodovia, conforme exemplo mostrado na Figura 12. Nota-se também a tendência decrescente dos valores na secção entre o km 18 e km 78.

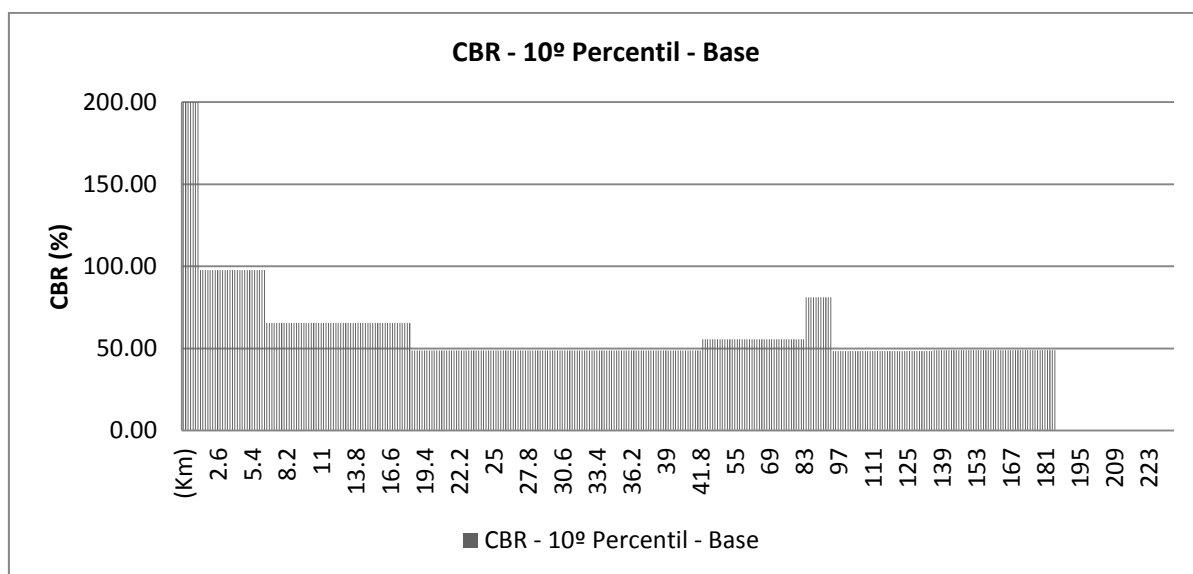
Os valores CBR da camada de base para as secções delineadas são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Zonamento dos resultados CBR para a camada de base

Secção (km)		CBR 10º Percentil (%)
De	Até	
0,00	1,2	219
1,2	6,6	98
6,6	18,4	66
18,4	42	49
42	84	56
84	95	81
95	136	48
136	186	49
186	234	Agregado Britado

Os dados da Tabela 21 são apresentados de forma gráfica no Gráfico 13.

Gráfico 13 – 10º Percentil do CBR da camada de base



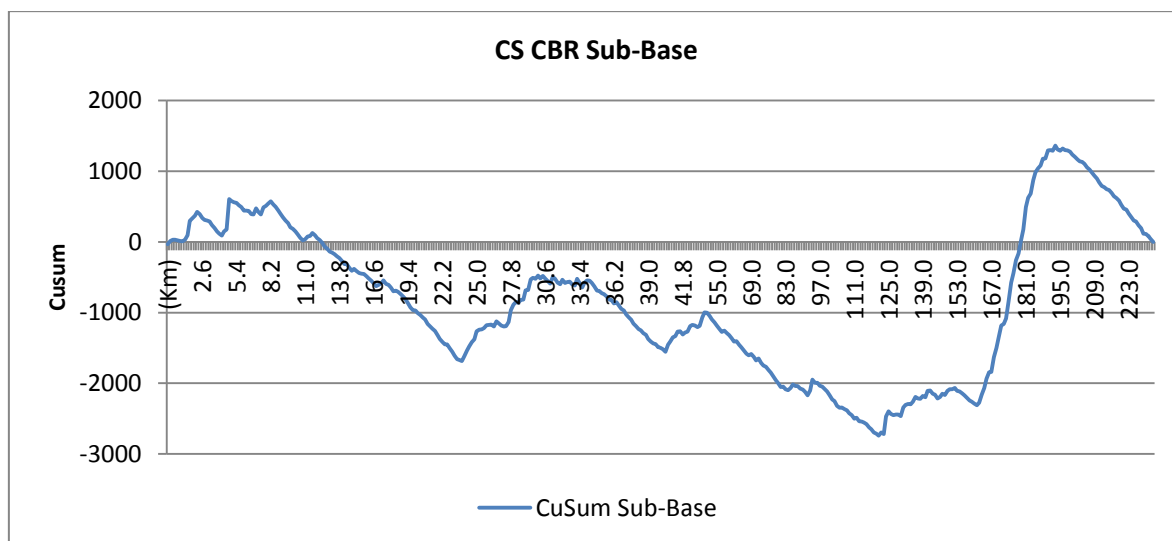
A Tabela 21 e o Gráfico 13 mostram que, salvo os primeiros quilômetros da rodovia e uma pequena secção entre os km 84 e 95, os restantes valores CBR são menores que o indicado pela especificação local, em grande parte da rodovia.

Uma vez que a base da secção entre o km 186 e o km 234 é composta de agregado britado, não foram realizados testes DCP.

4.4.3.3 Resultados para a camada de sub-base

O Gráfico 14 apresenta a CS para a camada de sub-base.

Gráfico 14 – CS do CBR para a camada de sub-base obtido através do ensaio DCP



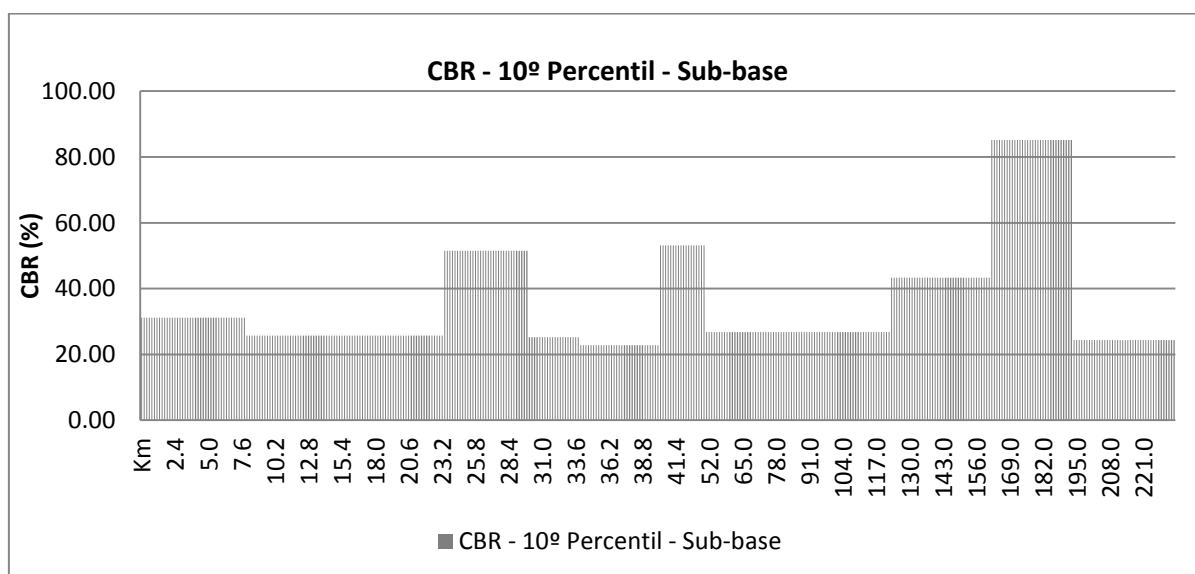
Os valores CBR da camada de sub-base para as secções delineadas são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Zonamento dos resultados de CBR da camada de sub-base

Secções (km)		CBR 10º Percentil (%)
De	Até	
0,0	8,0	31
8,0	23,4	26
23,4	30	51
30.	34	25
34	40	23
40,2	51	53
51	123	27
123	162	43
162	194	85
194	234	24

Os dados da Tabela 22 são apresentados de forma gráfica no Gráfico 15.

Gráfico 15 – 10º Percentil do CBR da camada de sub-base

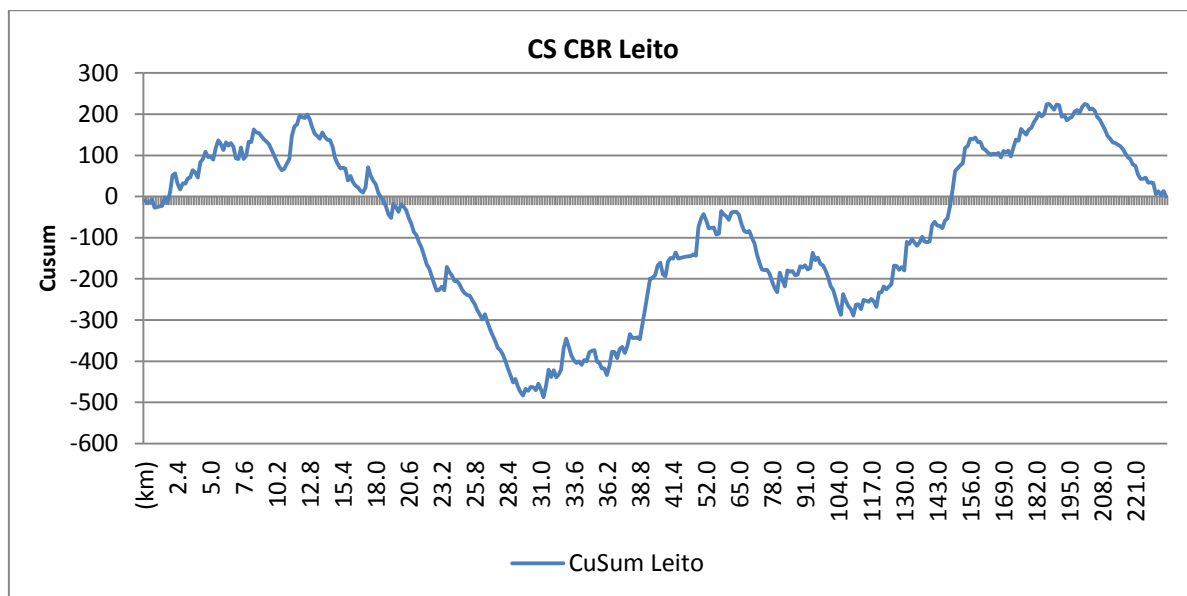


Observa-se na Tabela 22 e Gráfico 15 que quatro secções apresentam um valor CBR estimado menor que os 30% especificados pela norma SATCC, sendo o valor mais baixo encontrado na secção do pavimento em que a base é composta por agregado britado.

4.4.3.4 Resultados para a camada de leito

O Gráfico 16 apresenta a CS dos resultados CBR para a camada de leito.

Gráfico 16 – CS do CBR para a camada de leito obtido através do ensaio DCP



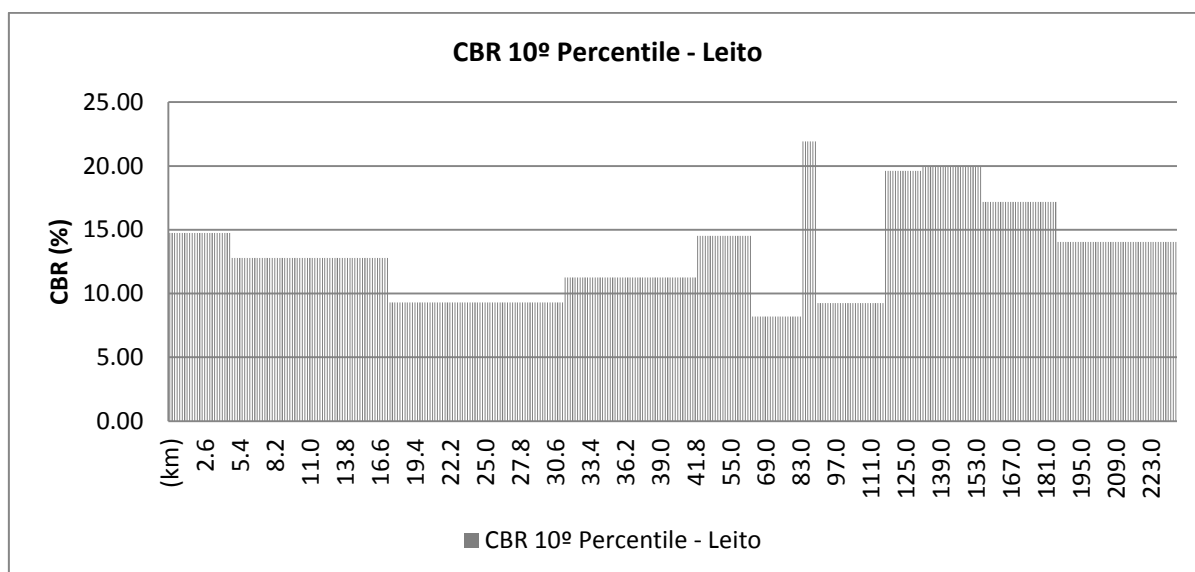
Os valores CBR da camada de leito para as secções delineadas são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Zonamento dos resultados de CBR da camada de leito

Secções (km)		CBR 10º Percentil (%)
De	Até	
0,0	4,8	15
4,8	17,4	13
17,4	31,4	9
31,4	42	11
42	64	15
64	84	8
84	90	22
90	117	9
117	132	20
132	156	19.9
156	200	17
200	234	14

Os dados da Tabela 23 são apresentados de forma gráfica no Gráfico 17.

Gráfico 17 – 10º Percentil do CBR da camda de leito



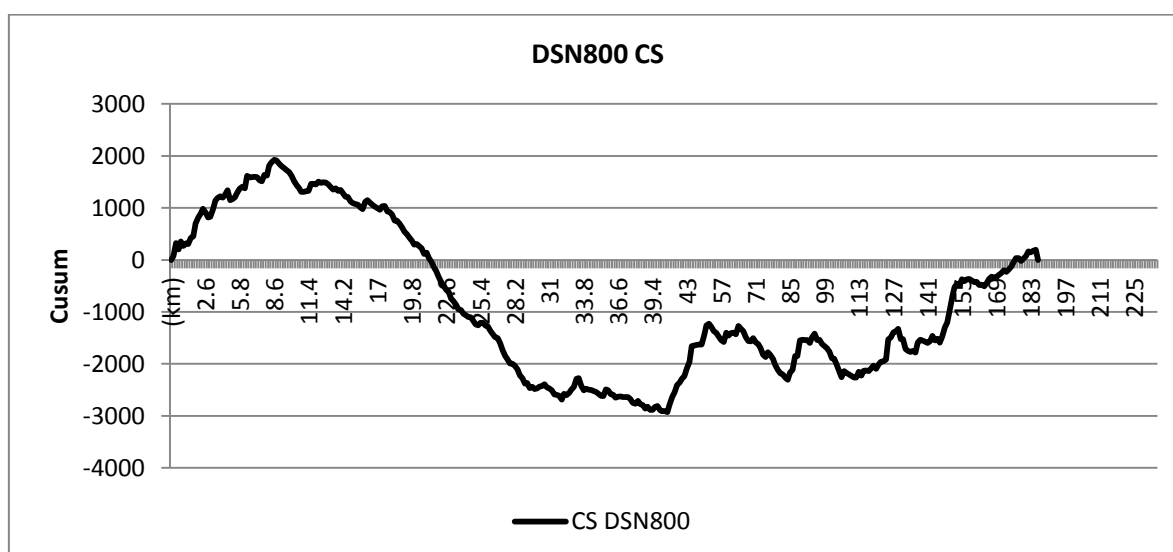
Observa-se na Tabela 23 e no Gráfico 17 que os valores CBR da camada de leito são relativamente altos, sendo que nas secções em que este valor é menor tal corresponde a categoria S4 do manual SATCC.

4.4.3.5 Resultados para o DSN800

O DSN800 é o número de golpes, com o equipamento DCP, necessários para penetrar uma profundidade de 800 mm no pavimento. Em situações comuns, ou seja, quando não se tem uma camada extremamente rígida e outra extremamente fraca em um dado ponto de ensaio, o DSN800 serve como um índice satisfatório para representar a capacidade resistente do pavimento uma vez que depende da contribuição de todas as camadas. Quanto maior o número DSN800, teoricamente, melhor o comportamento do pavimento de forma global.

O Gráfico 18 apresenta a CS para o DSN800.

Gráfico 18 – CS dos resultados DSN800



Não se apresenta valores de DSN800 para a secção entre o km 186 e o km 234, uma vez a base desse trecho não foi penetrada pelo DCP.

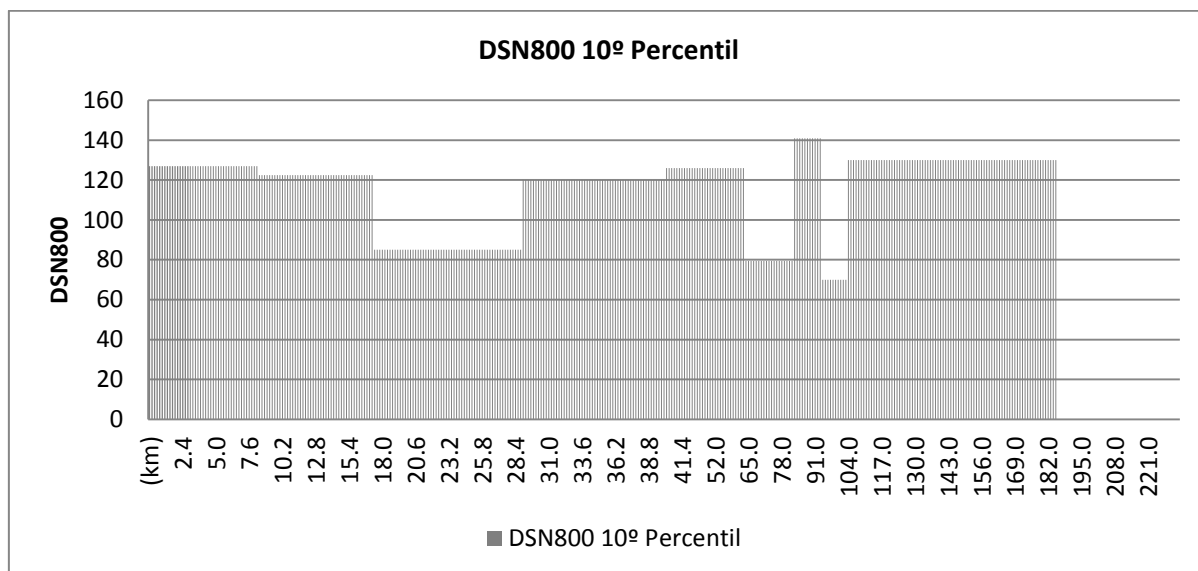
A Tabela 24, apresenta o valor DSN800 característico para cada secção da rodovia.

Tabela 24 – Zonamento dos resultados do DSN800

Secções (km)		DSN 800 10º Percentil
De	Até	
0,0	8,4	127
8,4	17,4	123
17,4	29	85
29,0	40	120
40,2	64	126
64	83	80
83	94	141
94	104	70
104	186	130
186	234	N/A

O Gráfico 19, apresenta de forma gráfica o valor DSN800 característico para cada secção da rodovia.

Gráfico 19 – 10º Percentil do DSN800



É possível observar certa correlação entre as secções com DSN800 de valor menor e as secções onde foram medidos valores de deflexões de pico mais elevadas conforme Gráfico 24 o que demonstra menor capacidade estrutural do pavimento nessas secções.

4.4.4 Ensaio com deflectómetro de impacto – FWD

4.4.4.1 Metodologia do ensaio

Os ensaios de deflexão foram realizados entre 25 de janeiro e 16 de fevereiro de 2016. Foi utilizado o deflectómetro de impacto FWD Primax 1500 Trailer construído pela Sweco, com as seguintes características:

- Placa de carga com diâmetro de 300mm
- Célula de carga (7 - 120kN)
- 9 geofones com medição de até 2000 mícrons
- Instrumento de medição de distância
- TRIMBLE GPS com correção diferencial permitindo uma precisão de <1m
- Sensor de temperatura do ar e da superfície do pavimento
- Sensor de temperatura portátil para medir temperatura do exterior do pavimento

Apresentam-se na Figura 13 imagens do equipamento FWD utilizado durante a realização dos ensaios.



Figura 13 – Teste de deflexão - FWD Primax 1500 [Fotos: Roughton International Ltd.]

Em cada ponto de teste foram conduzidos três golpes com carga equivalente a 50 kN sendo o primeiro apenas para assentamento (sem dados registados). Os resultados do segundo e terceiro golpe foram registados, e repetidos automaticamente quando diferiram entre si em mais de 10%. As deflexões foram medidas em geofones posicionados da seguinte maneira: 0mm, 210mm, 305mm, 610mm, 915mm, 1200mm, 1500mm e 1800mm e 2100mm do centro da carga. As temperaturas do ar e da superfície do revestimento foram registadas em cada ponto de ensaio e a temperatura do pavimento registada em intervalos de uma hora.

Uma vez que o revestimento do pavimento é constituído por revestimento superficial e por este ser de fina espessura (<50mm), não é necessário proceder a uma correção dos valores

de deflexão devido à variação de temperatura do pavimento ((Austroad, 1992/2004a) (TRL - ORN 18, 1999)).

Dez testes de deflexão foram realizados em cada quilômetro de modo a melhorar a significância estatística dos resultados obtidos. Os ensaios foram realizados na rodeira exterior da faixa de rodagem em intervalos de 100m em ambos os lados da estrada de modo alternado.

4.4.4.2 Critérios de avaliação dos resultados

Através da bacia deflectométrica obtida em cada ponto de teste do pavimento, nomeadamente as deflexões a distâncias do centro de carga de 0 mm (D_0), de 305 mm (D_{305}), de 610 mm (D_{610}) e de 915 mm (D_{915}), obtêm-se os seguintes parâmetros (Paviment Interactive, 2012).

- D_0 – Deflexão do centro de carga
- SCI - Surface Curvature Index; ($D_0 - D_{305mm}$)
- BDI – Base Damage Index; ($D_{305} - D_{610mm}$)
- BCI – Base Curvature Index; ($D_{610} - D_{915mm}$)

Conforme representado na Figura 14.

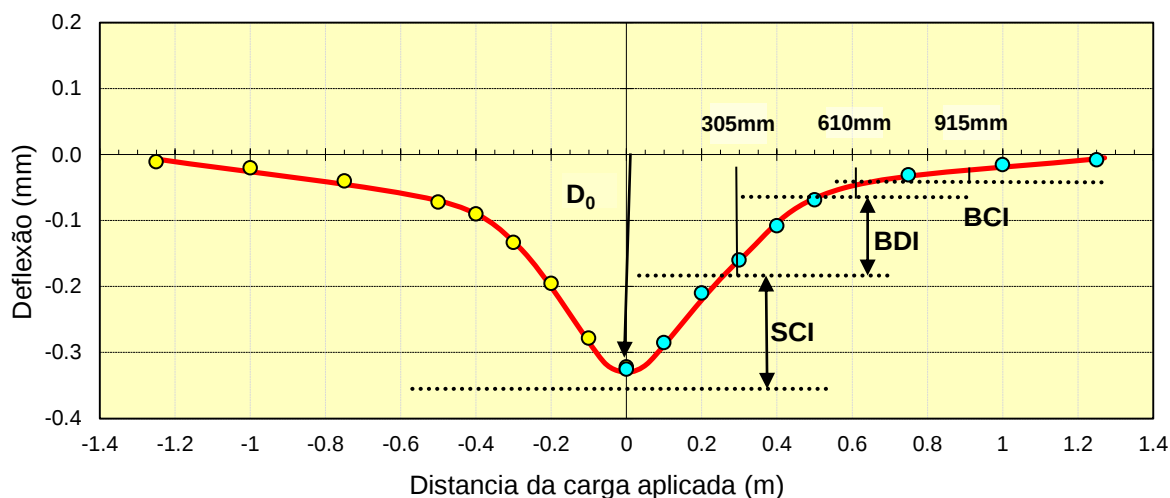


Figura 14 – Parâmetros da bacia de deflexão [Imagem: Roughton International Ltd.]

O D_0 está relacionado com as características de todas as camadas do pavimento e respetiva fundação, o SCI reflete a capacidade estrutural da base e do revestimento, o BDI proporciona uma indicação da capacidade estrutural da base e sub-base e o BCI serve como indicador da qualidade das camadas de fundação do pavimento. Os intervalos de valores indicativos para esses parâmetros são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 – Parâmetros de comportamento da bacia de deflexão [Adaptado de (Horak, 1987)]

Deflexão (mm)	SCI (mm)	BDI (mm)	BCI (mm)	Estado	Condição
0,00 -0,22	0,00 -0,06	0,00 -0,04	0,00 -0,03	Muito rígido	Muito Bom
0,22 -0,40	0,06 -0,20	0,04 -0,12	0,03 -0,06	Rígido	Bom
0,40 -0,60	0,20 -0,40	0,12 -0,16	0,06 -0,08	Flexível	Razoável
>0.60	>0.40	>0.16	>0.08	Muito Flexível	Mau

Através dos valores listados na Tabela 25 pode-se apurar a condição do comportamento das camadas do pavimento.

Através das deflexões é também possível determinar o módulo de elasticidade de cada camada do pavimento. No entanto, para um cálculo fiável deve-se conhecer a espessura exata das camadas em cada ponto de teste, o que torna tal inviável devido à variabilidade das camadas conforme item 4.4.2.

Foram também calculados os módulos de elasticidade dos 150 mm da parte superior do pavimento e da fundação, utilizando o método desenvolvido por Grant & Walker (1972) que se baseia num modelo simplificado de pavimento para estimar o módulo da parte superior do pavimento e a módulo médio das camadas imediatamente abaixo daquela.

O valor do módulo médio das camadas abaixo de 150mm tem pouca relevância prática, mas o módulo dos 150 mm da parte superior do pavimento serve como um parâmetro para a avaliação da sua qualidade.

4.4.4.3 Módulos de elasticidade através de retroanálise

Realizou-se uma retroanálise com o software ELSYM-5 utilizando os resultados obtidos do ensaio FWD, de modo a obter o módulo de elasticidade de cada camada do pavimento nas subsecções listadas no item 4.7.1 desta dissertação.

O ELSYM5 é um programa de cálculo automático que foi desenvolvido na Universidade de Berkeley destinado a analisar a estrutura de pavimentos rodoviários flexíveis. Este programa foi baseado no modelo de Burmister que considera a estrutura do pavimento como um sistema de camadas horizontais de materiais elástico-lineares e isotrópicos, caracterizada pelo número de camadas, as suas espessuras, módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson. O programa considera um equilíbrio axissimétrico na análise estrutural, efetuando posteriormente a transformação de coordenadas cilíndricas para coordenadas retangulares e a sobreposição dos efeitos de várias cargas admissível quando se considera modelos lineares. O programa admite ainda a aderência perfeita entre duas camadas consecutivas (IST, 2016).

Os resultados integrais dos cálculos de retroanálise realizados para as secções apresentadas na Tabela 36 são apresentados no Anexo 3b.

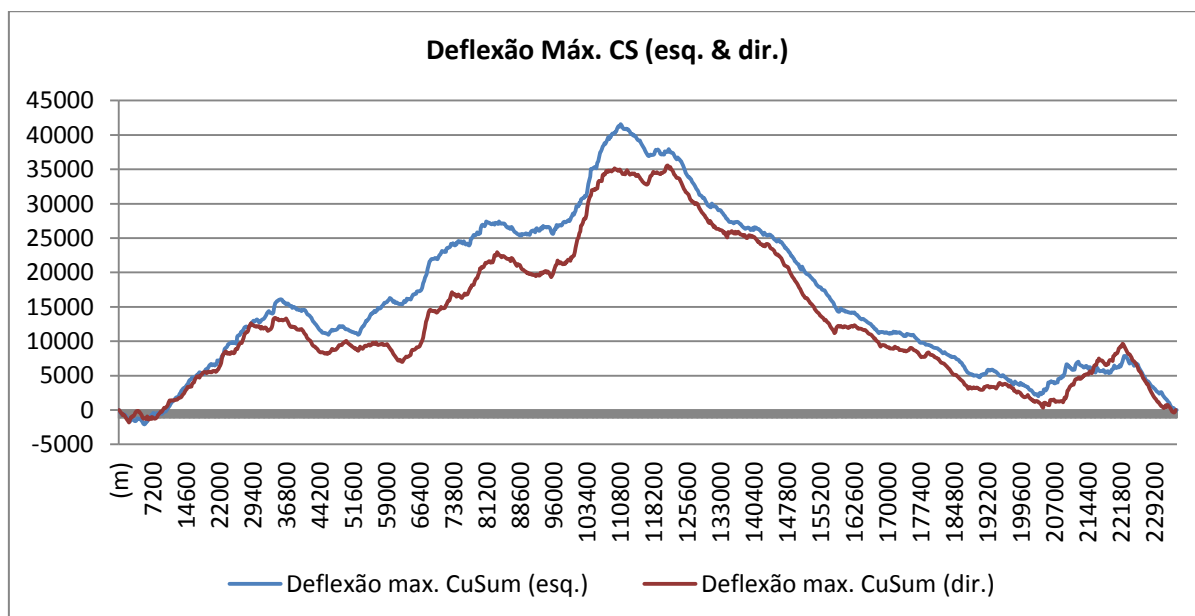
4.4.4.4 Resultados de Ensaio – FWD

Tendo os ensaios sido realizados em época seca, as deflexões obtidas do FWD foram majoradas com um coeficiente de 1,2 de modo a ter em conta que as deflexões obtidas no pavimento durante época mais húmida são geralmente maiores.

Como os ensaios com o FWD foram realizados nos dois lados da faixa de rodagem é possível separar e fundir os resultados obtidos para a via da esquerda e da direita do pavimento. Por isso primeiramente apresenta-se o resultados de cada lado de modo melhor correlacionar os resultados com outros ensaios.

O Gráfico 20 apresenta a CS para as deflexões obtidas para o lado esquerdo e direito da faixa de rodagem.

Gráfico 20 – CS de D_0 das vias da esquerda e da direita



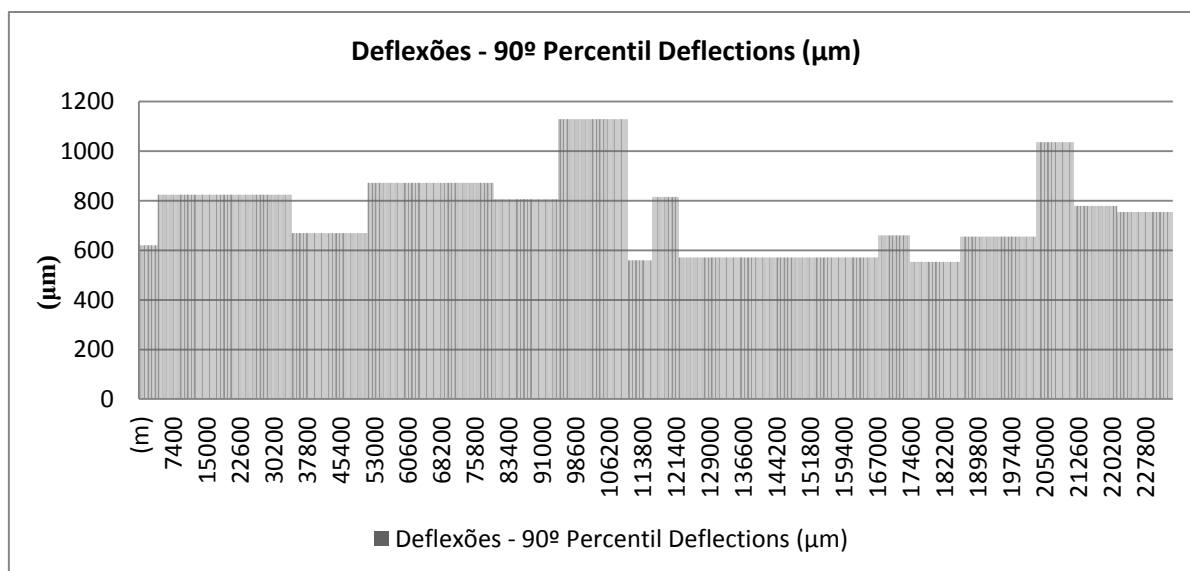
Os valores de deflexão máxima de cada secção delineada são apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 – Zonamento de D_0 para as vias da esquerda e da direita

D_0 via da esquerda(μm)				D_0 via da direita(μm)			
Secções (km)		Média	90º Perc.	Secções (km)		Média	90º Perc.
De	Até			De	Até		
0	4	469,1	619,7	0	6,5	500,4	818,3
4	34,4	632,7	824,2	6,5	28,9	665,7	884,7
34,4	51,6	497,3	668,7	28,9	34,1	573,9	806,8
51,6	80,2	633,0	871,4	34,1	45,3	455,6	611,0
80,2	94,8	522,4	806,0	45,3	57,7	563,3	747,9
94,8	110,6	716,0	1129,4	57,7	61,5	431,9	609,1
110,6	116,2	409,4	559,2	61,5	83,1	682,8	948,3
116,2	122,2	511,9	815,6	83,1	94,7	498,9	739,1
122,2	167,4	416,0	571,3	94,7	107,9	767,2	1207,3
167,4	174,6	509,9	660,4	107,9	121,1	548,6	800,6
174,6	186	447,8	552,8	121,1	168,3	434,8	634,8
186	203,2	485,8	655,0	168,3	178,9	515,1	664,7
203,2	211,8	628,7	1036,4	178,9	186	442,0	536,5
211,8	221,6	529,1	779,3	186	206,1	506,9	694,6
221,6	234,2	426,6	755,0	206,1	221,5	649,5	937,0
				221,5	234,1	401,2	663,9

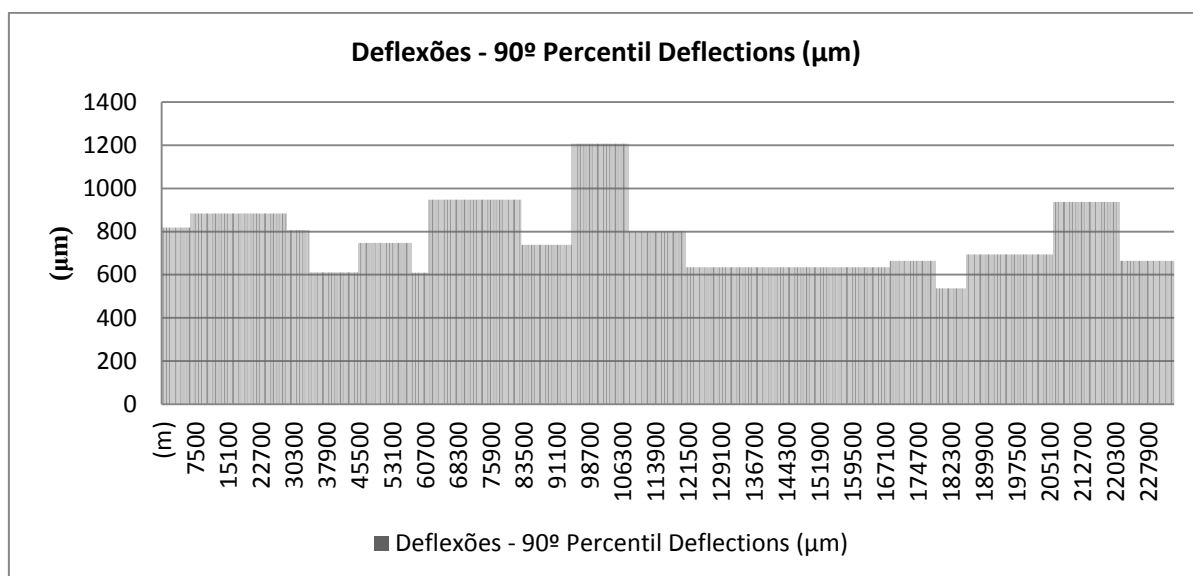
O Gráfico 21, apresenta de forma gráfica os valores de deflexão característicos para cada secção da rodovia, para o lado esquerdo, apresentados na Tabela 26.

Gráfico 21 –90º Percentil de D_0 na via da esquerda



O Gráfico 22, representa de forma gráfica os valores de deflexão característicos para cada secção da rodovia, para o lado esquerdo, apresentados na Tabela 26.

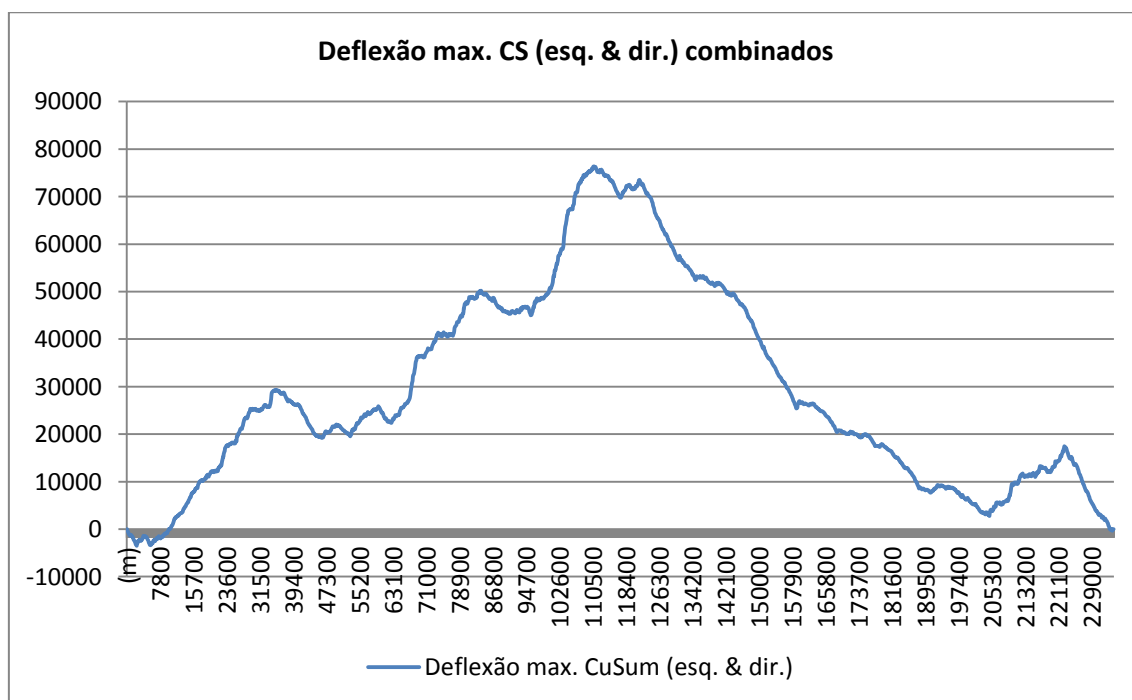
Gráfico 22 –90º Percentil de D_0 na via da direita.



Uma vez que os ensaios de deflexão foram realizados em pontos escalonados quanto a ambos os lados da rodovia, resultando com que os pontos de ensaios estejam espaçados em intervalos de 100 metros, é possível analisar os dados obtidos em ambos os lados em de maneira contínua.

O Gráfico 23 representa a CS para as deflexões obtidas para ambos os lados da faixa de rodagem combinados.

Gráfico 23 –CS de D_0 das vias da esquerda e direita combinadas

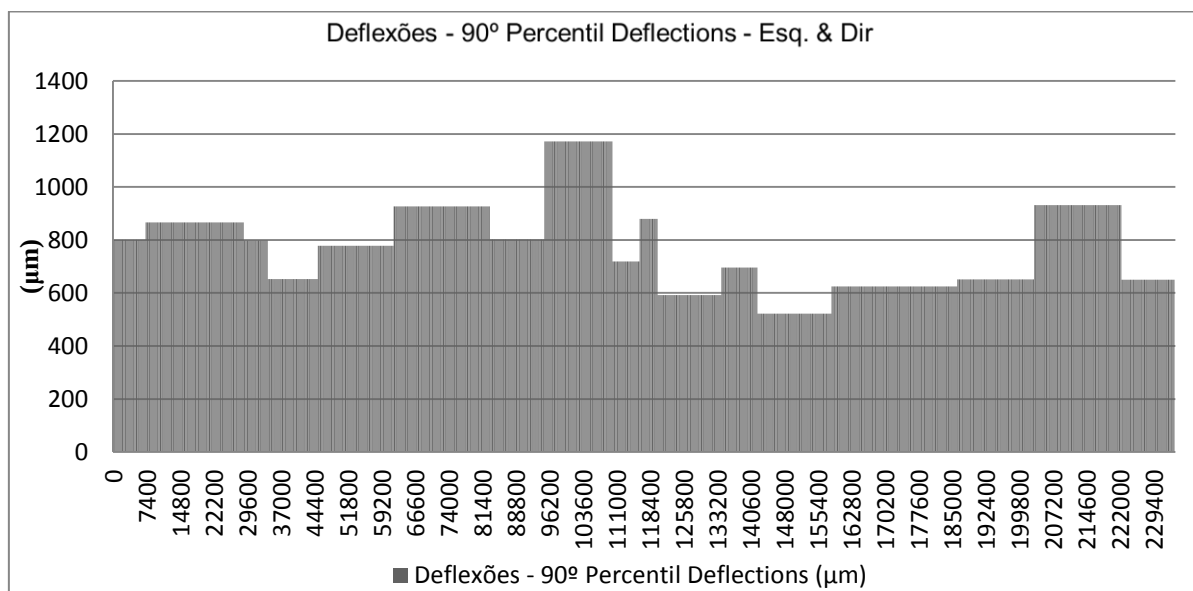


Os valores de deflexão máxima de cada secção delineada são apresentados na Tabela 27.

Tabela 27 – Zonamento de D_0 para as vias da esquerda e direita combinadas

		D_0 (μm)	
Secções (km)		Def. Média	Def. 90º Perc.
De	Até		
0	7	511	801,3
7	28,7	656	866,5
28,7	34	591	798,4
34	45	474	652,1
45	61,7	560	777,8
61,7	83	659	926,6
83	95	520	802,2
95	110	727	1171,4
110	116	469	719,0
116	121	552	878,9
121	134	397	577,2
134	142	487	695,6
142	158,3	389	522,0
158,3	186	483	624,4
186	203	484	651,3
203	222,3	605	931,4
222,3	234	401	650,1

O Gráfico 24, apresenta de forma gráfica os valores de deflexão característicos para cada secção da rodovia, para o conjunto das vias da esquerda e da direita, apresentados na Tabela 27.

Gráfico 24 – 90º Percentil das deflexões D_0 para as vias da esquerda e da direita combinadas

Dos resultados apresentados observa-se que os valores de deflexão obtidos ao longo da rodovia são relativamente baixos. Apenas um trecho apresentou valores característicos superiores a 1,0 mm. Nota-se também um trecho com valores de deflexão bastante baixos na secção entre o km 142 e o km 148, sendo até mesmo mais baixos que os valores obtidos a

partir do km 186 onde a camada de base é constituída por agregado britado de granulometria extensa (ABGE). Observa-se que as deflexões das secções em material laterítico são geralmente superiores que aqueles da secção em agregado britado; no entanto, nesta secção pode também observar-se um trecho com valores característicos elevados.

Os valores obtidos para os parâmetros SCI, BDI, BCI bem como os módulos de elasticidade da parte superior e das camadas de fundação do pavimento, obtidos pelo método desenvolvido por Grant & Walker (1972) são apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 – Resultados dos parâmetros referentes à curva deflectométrica e módulos de elasticidade de cada subsecção.

Secções (km)		SCI			BDI			BCI			E - Fundação		E - Camada Superior ⁽¹⁾	
De	Até	Médio (µm)	90º Perc. (µm)	Estado	Médio (µm)	90º Perc. (µm)	Estado	Médio (µm)	90º Perc. (µm)	Estado	Médio (MPa)	90º Perc. (MPa)	Médio (MPa)	90º Perc. (MPa)
0	7	307	460	Muito Flexível	125	218	Flexível	27	48	Muito Rígido	114	172	377	591
7	28,7	408	529	Muito Flexível	157	231	Flexível	37	57	Muito Rígido	86	122	236	327
28,7	34	389	476	Muito Flexível	132	196	Rígido	30	49	Muito Rígido	101	157	246	379
34	45	321	263	Flexível	93	69	Rígido	17	11	Muito Rígido	131	105	294	218
45	61,7	365	480	Muito Flexível	127	194	Rígido	24	41	Muito Rígido	103	148	270	381
61,7	83	392	554	Muito Flexível	166	256	Flexível	44	75	Rígido	87	128	264	406
83	95	316	463	Muito Flexível	119	198	Rígido	29	57	Muito Rígido	112	155	325	491
95	110	430	654	Muito Flexível	187	331	Flexível	46	85	Rígido	84	133	263	399
110	116	299	472	Muito Flexível	100	173	Rígido	23	40	Muito Rígido	129	185	343	546
116	121	346	557	Muito Flexível	130	215	Flexível	28	41	Muito Rígido	104	156	315	474
121	134	254	370	Flexível	81	129	Rígido	20	33	Muito Rígido	159	239	412	648
134	142	304	433	Muito Flexível	116	188	Rígido	27	43	Muito Rígido	116	171	355	529
142	158,3	249	338	Flexível	84	124	Rígido	18	30	Muito Rígido	146	199	416	587
158,3	186	301	401	Muito Flexível	110	155	Rígido	23	37	Muito Rígido	112	147	337	462
186	222,3	362	551	Muito Flexível	154	266	Flexível	30	59	Muito Rígido	95	149	319	470
222,3	234	252	365	Flexível	82	146	Rígido	17	30	Muito Rígido	151	221	424	623

Notas:

E = Módulos de Elasticidade calculados conforme proposto por Grant & Walker (1972)

(1) – Módulo de Elasticidade dos 150 mm da parte superior do pavimento, obtidos conforme método descrito em (Grant & Walker, 1972).

Os resultados integrais do ensaio FWD são apresentados no Anexo 3.

4.5 Comportamento do pavimento

4.5.1 Inspeção visual

Em dezembro de 2015 foi realizada uma inspeção visual ao longo da rodovia caso de estudo. Para tal tarefa subdividiu-se a rodovia em secções de 200 metros. Seguiram-se as diretrizes estabelecidas pelo ‘Código de Prática para Reabilitação de Pavimentos’ da SATCC (SATCC, 1998/2001b).

As degradações encontradas foram apontadas em formulário próprio, sendo a gravidade e tipologia de cada um deles anotadas conforme a Tabela 29.

Tabela 29 - Modos, tipos e códigos das degradações [Adaptado de (SATCC 1998/2001b)]

Modo de degradação	Tipo de degradação	Código
Deformação	Depressões	DE
	Cremalheira	M
	Rodeiras	RU
	Deslocamentos	DI
	Corrugações	CO
	Ondulações	U
Fendilhamento	Transversal	T
	Longitudinal	L
	Bloco	B
	Pele de Crocodilo	C
Disintegração do Revestimento	Desagregação	R
	Ninhos	PH
	Ruptura de bordo	EB
Outras	Remendos	PA
	Exudação	BL
	Polimento	PO

A Tabela 30 apresenta a metodologia de classificação da severidade das degradações observadas ao longo da rodovia caso de estudo, conforme recomendado pela norma (SATCC, 1998/2001b).

Tabela 30 - Classificação da gravidade dos defeitos [Adaptado de (SATCC 1998/2001b)]

Grau	Severidade	Descrição
0	-	Nenhuma degradação visível
1	Baixa	Degradação difícil de discernir. Apenas leves sinais visíveis
2	Entre baixa e média	Degradações facilmente discerníveis, mas de pouca consequência.
3	Média	Degração notável com possíveis consequências. Começo de defeitos secundários; possível ou necessária manutenção ex. fendas podem ser seladas.
4	Entre média e Severa	Degradação séria com possíveis consequências. Podem ser observados defeitos secundários e/ou defeitos primários sérios.
5	Severa	Defeitos secundários observados e/ou defeitos primários extremos.

Na Figura 15 podem ser observadas imagens de degradações comuns encontradas ao longo da rodovia. A ruptura da borda do revestimento, causada pela inexistente proteção desta, é uma degradação consideravelmente comum observada principalmente nos primeiros 50 km da rodovia.



Figura 15 – Algumas degradações comuns encontradas na rodovia M1. [Fotos: Roughton International Ltd.]

Conforme já citado anteriormente a ruptura dos bordos do revestimento é a degradação mais comum encontrada no pavimento, com maior grau de severidade na secção 1. O fendilhamento longitudinal e os ninhos, geralmente com área máxima de 20 cm x 20 cm, também são bastante comuns nas secções 1 e 2. A desagregação dos agregados do revestimento é usualmente vista na secção 3.

Os Gráficos 25 e 26 mostram de forma esquemática a localização do fendilhamento tipo pele de crocodilo e longitudinal, respectivamente, observados ao longo da rodovia. Apresentam-se nesses gráficos a categoria de gravidade de cada tipo de fendilhamento e a percentagem de trechos em cada quilómetro onde fendas foram observadas. Ressalta-se que as áreas das

fendas não foram medidas, ou seja, a sua anotação foi feita apenas com base na ocorrência de fendas e por isso a informação mostrada nos gráficos tem carácter meramente **ilustrativo** das localizações com incidência de fendilhamento e não da quantidade de área fendilhada em cada quilómetro.

Gráfico 25 – Percentagem da incidência de fendilhamento pele de crocodilo segundo o grau de severidade.

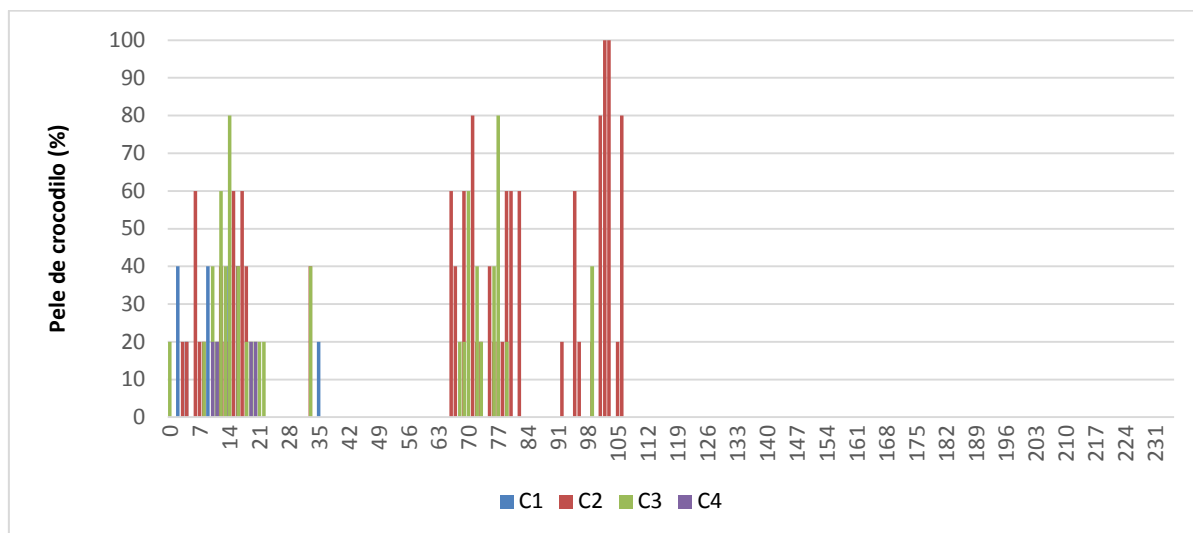
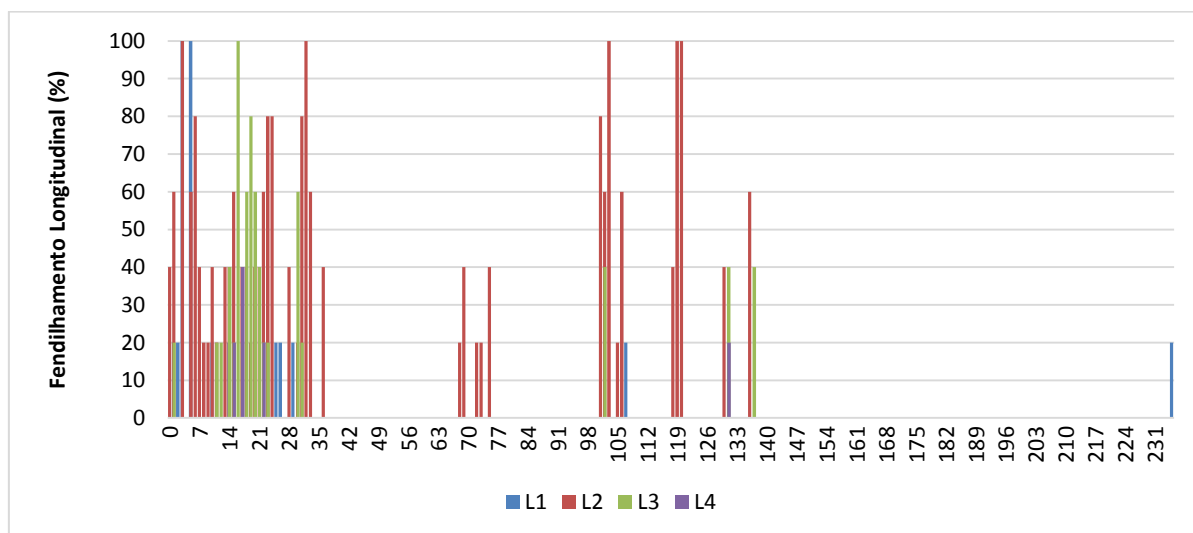


Gráfico 26 - Percentagem da incidência de fendilhamento longitudinal segundo o grau de severidade.



As fendas em formato pele de crocodilo, conforme mostrado no Gráfico 25, estão na sua maioria localizadas em três secções do pavimento, com graus de severidade a variar entre 1 e 3, sendo o grau 2 o mais comum.

Grande parte das fendas encontradas ao longo da rodovia é longitudinal com grau de severidade a variar de 1 a 3, sendo o grau de severidade 2 predominante; essas fendas são geralmente localizadas na parte exterior da via. Deduz-se que são derivadas da falta de

suporte lateral do revestimento, ou seja, má condição das bermas, as fendas longitudinais geralmente representam o estágio inicial da ruptura das bordas do revestimento.

Os levantamentos da inspeção visual realizada bem como fotos a cada quilómetro da rodovia são encontrados no Anexo 4.

4.5.2 Medição de rodeiras

4.5.2.1 Metodologia de Medição

Rodeira é a deformação permanente do pavimento causada pela passagem sucessiva de tráfego pesado transmitido ao pavimento através das rodas dos veículos, que formam sulcos no pavimento (TRL - ORN 18, 1999).

O desenvolvimento do cavado de rodeiras no pavimento permite a acumulação de água na superfície, que subsequentemente entra para o interior do pavimento através de pequenas fendas na superfície, o que faz com que o cavado de rodeiras agrave-se consideravelmente.

De modo a obter suficientes dados para uma confiável análise estatística, a medição de rodeiras foi realizada em intervalos de 50 m em ambos os sentidos ao longo da estrada. Foram apenas medidas as rodeiras na zona de passagem das rodas exteriores em ambos os sentidos da faixa de rodagem, uma vez que essas são geralmente mais profundas, principalmente no caso corrente em que as bermas não são revestidas e as margens do pavimento estão sujeitas a maior humidade, conforme ilustrado na Figura 16.

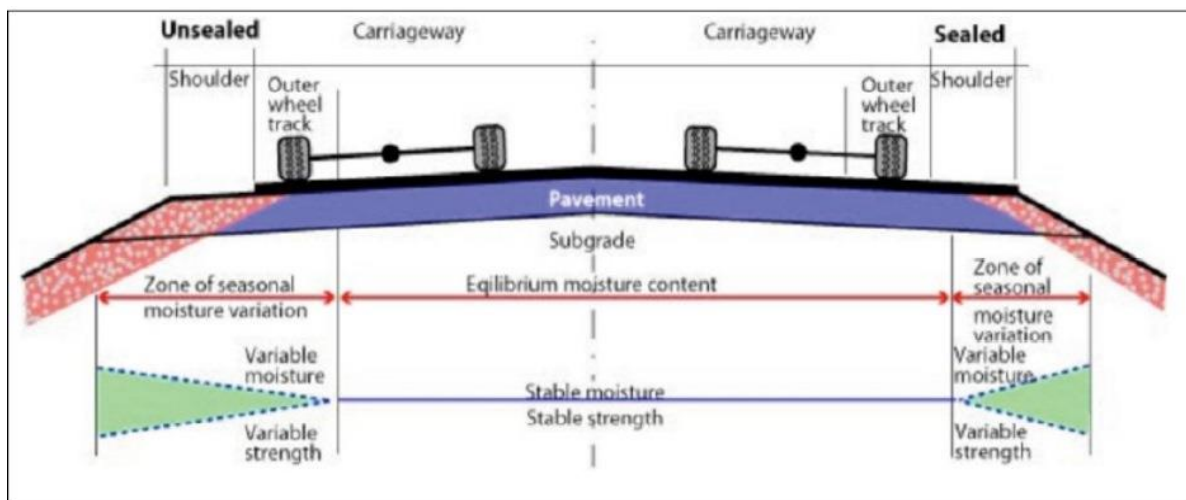


Figura 16 - Zonas de influência de humidade (Ethiopian Roads Authority, 2011)

Os cavados de rodeira foram medidos utilizando uma régua de dois metros de comprimento conforme indicado na Figura 17.

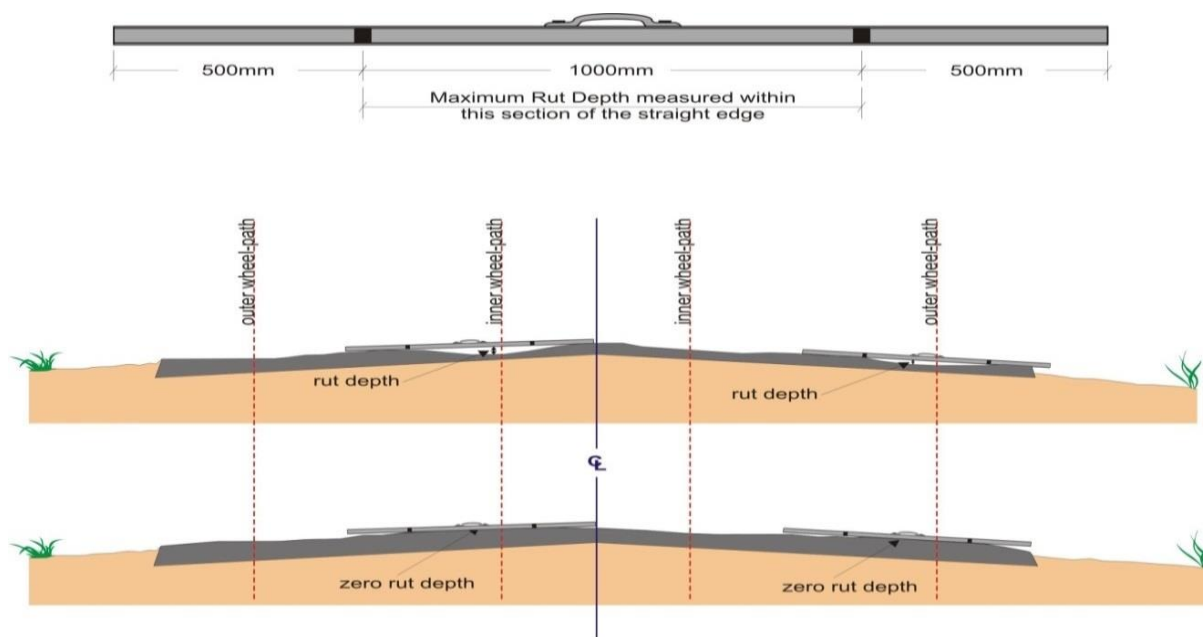


Figura 17 – Método utilizado para a medição das Rodeiras [Figura: cortesia de Roughton International Ltd.]

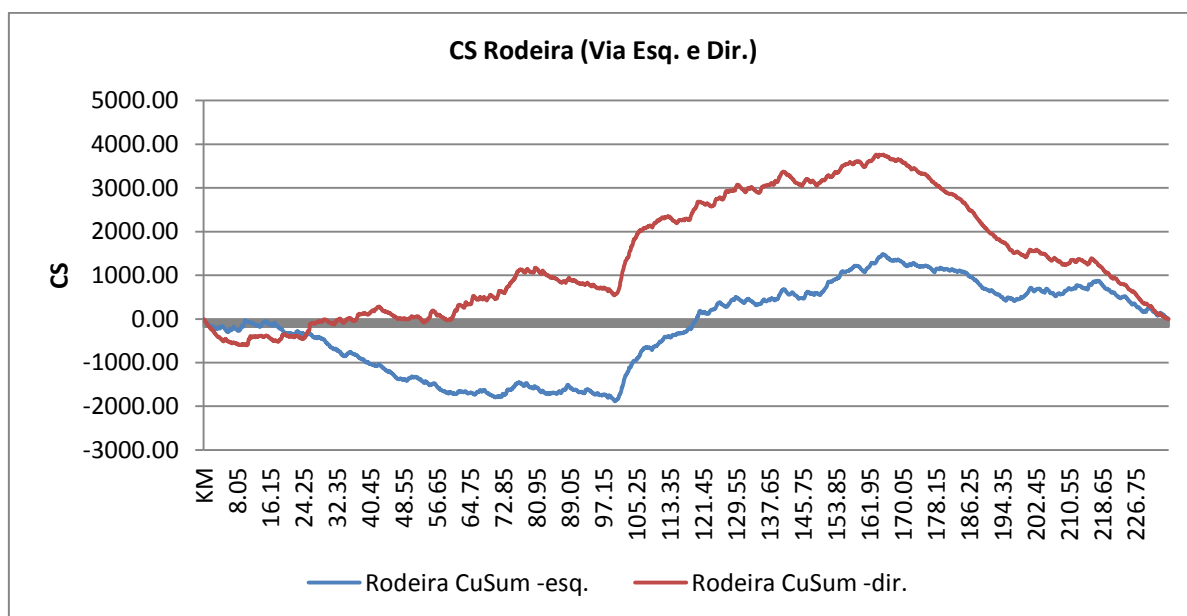
As rodeiras e deflexões podem ser comparadas de modo a tentar avaliar aspectos que contribuem para a deformação do pavimento. Onde não existe correlação entre os dois parâmetros, uma substancial proporção de cavados de rodéia ocorrem mais intensamente nas camadas superiores do pavimento e onde uma correlação pode ser observada, existe evidência de que o leito do pavimento não é suficientemente rígido (SATCC 1993/2001b)

Adicionais comparações entre a profundidade das rodeiras, o raio de curvatura das bacias deflectométricas e resultados do teste DCP também podem ser realizadas.

4.5.2.1 Resultados obtidos

Uma vez que os cavados de rodéia foram medidos a cada 50 metros na rodovia e o volume de dados obtidos são consideráveis, serão apresentados neste subcapítulo apenas os dados das secções subdivididas através de análise de CS dos dados de forma gráfica. O Gráfico 27 apresenta a análise CS para as rodeiras medidas nas vias da esquerda e da direita.

Gráfico 27 – CS das rodeiras das via da esquerda e da direita



Através do Gráfico 27 é possível detectar os limites de cada secção da rodovia onde a medição do cavado de rodeira apresentam mudanças consideráveis. Chama-se a atenção para a inclinação bastante acentuada da linha em sentido crescente na secção entre o km 100 e o km 107, o que mostra que os cavados de rodeira medidos nesta secção são consideravelmente elevados.

A Tabela 31 apresenta os valores médios, nonagésimo e octogésimo percentil de cada secção identificada na em ambas as vias da rodovia.

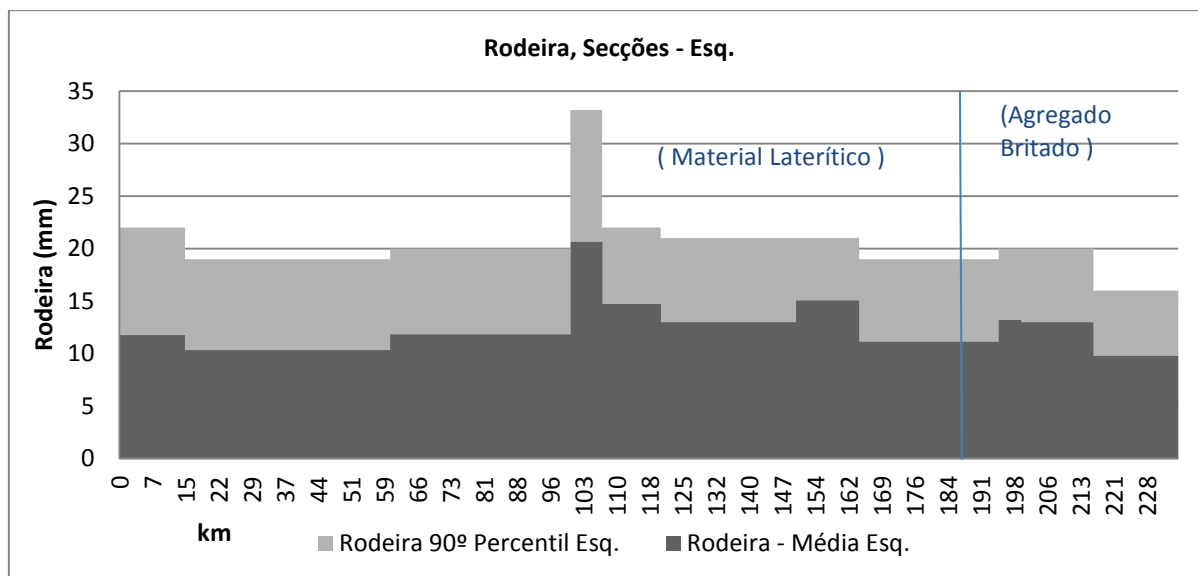
Tabela 31 – Zonamento dos valores de rodeira em ambas as vias.

Via da esquerda				
De (km)	Até (km)	Média (mm)	90º Perc. (mm)	80º Perc. (mm)
0,0	14,5	11,8	22,0	20,0
14,5	60,0	10,3	19,0	15,0
60,0	100,0	11,8	20,0	16,0
100,0	107,0	20,7	33,2	29,0
107,0	120,0	14,7	22,0	20,0
120,0	150,0	13,0	21,0	21,0
150,0	164,0	15,1	21,0	19,6
164,0	195,0	11,1	19,0	19,0
195,0	200,0	13,2	20,0	20,0
200,0	216,0	13,0	20,0	20,0
216,0	234,8	9,8	16,0	16,0

Via da direita				
De (km)	Até (km)	Média (mm)	90º Perc. (mm)	80º Perc. (mm)
0,0	4,0	7,5	11,0	10,0
4,0	23,0	13,0	20,0	18,0
23,0	41,0	14,6	24,0	20,0
41,0	58,0	12,3	20,0	16,0
58,0	76,0	16,0	30,0	24,0
76,0	100,0	11,8	20,0	16,0
100,0	112,0	20,2	32,2	28,0
112,0	140,0	14,8	25,0	20,0
140,0	150,0	11,7	20,0	18,0
150,0	163,0	15,1	21,0	20,0
163,0	200,0	10,5	19,0	15,0
200,0	208,0	12,3	20,0	18,0
208,0	215,0	12,6	19,1	18,0
215,0	234,8	9,8	16,0	14,0

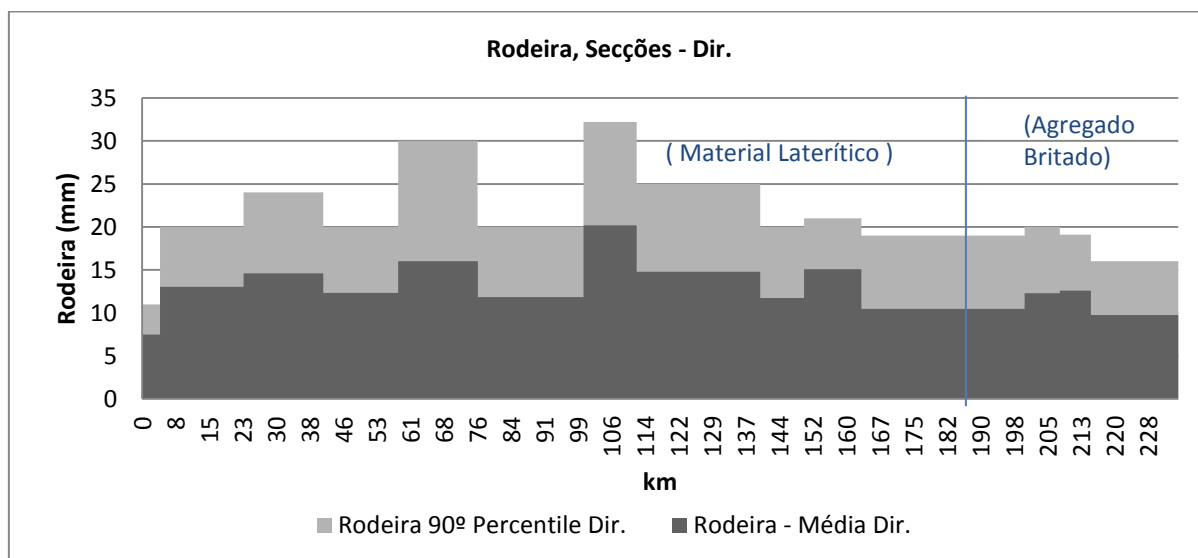
Os valores característicos de rodeiras, listados na Tabela 31, obtidos para as vias da esquerda e da direita são apresentados de forma gráfica no Gráfico 28 e Gráfico 29, respectivamente.

Gráfico 28 – 90º percentil e média das rodeiras da via da esquerda



Nota-se que, com exceção de algumas trechos, as rodeiras medidas na secção 3 são similares aquelas medidas nas demais secções.

Gráfico 29 – 90º percentil e média das rodeiras da via da direita



Observa-se que as rodeiras medidas no lado direito da faixa de rodagem são bastante variáveis de trecho para trecho.

Através dos resultados obtidos, observa-se que os cavados de rodeira medidos no pavimento são geralmente excessivos. No entanto, quando se tem em conta o número de eixos padrão a carregar a estrada e o tempo vida útil do pavimento, conclui-se que tais valores poderiam ser ainda mais elevados. É também importante frisar que a berma da rodovia não é revestida e que a incidência de humidade na parte mais ao exterior da rodovia agrava consideravelmente as rodeiras do pavimento. Os resultados integrais das medições de rodeiras são encontrados no Anexo 5.

4.5.3 Irregularidade longitudinal

4.5.3.1 Metodologia de Ensaio

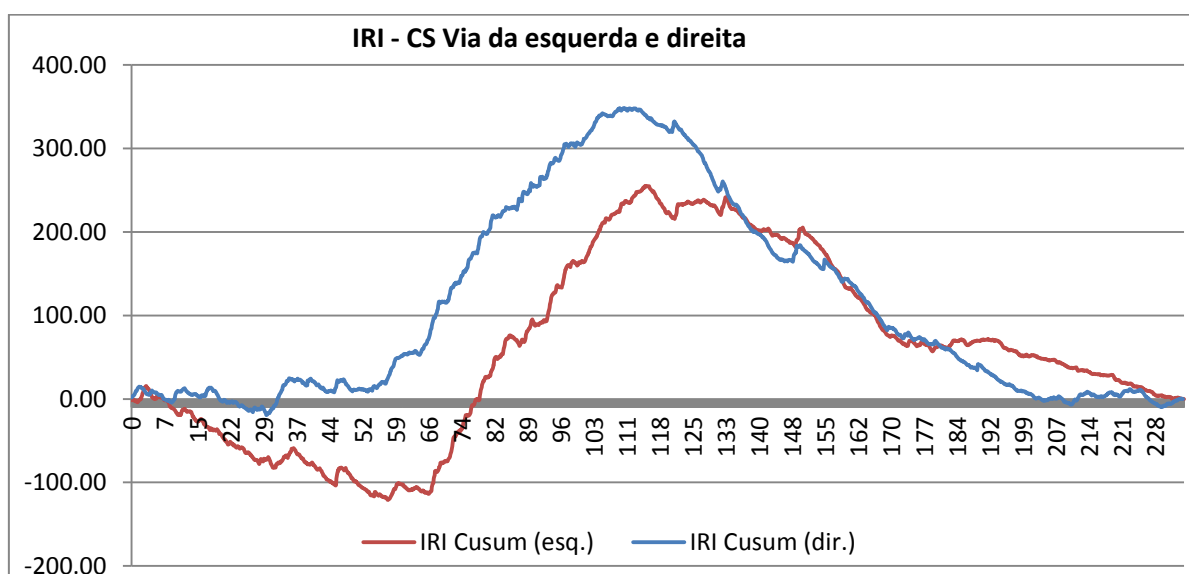
A medição da irregularidade longitudinal da rodovia foi realizada utilizando um aplicativo de computador ou *smartphone* chamado *RoadBump*. O *RoadBump* é uma ferramenta destinada a obter dados para auxiliar na reabilitação de rodovias, usando GPS e acelerómetro acoplado ao dispositivo para medir a irregularidade da superfície do pavimento.

Os dados coletados com o *RoadBump* foram calibrados através de comparação entre os resultados obtidos com o *software* e resultados obtidos em teste de medição de irregularidade longitudinal realizados com o equipamento MERLIN em secções comuns, sendo os resultados das medições expressos em índice de irregularidade longitudinal (IRI).

4.5.3.1 Resultados

No Gráfico 30, são apresentados as curvas de CS dos resultados do índice de irregularidade longitudinal realizados ao longo da estrada, para as vias da esquerda e da direita.

Gráfico 30 – CS do IRI em ambas as vias



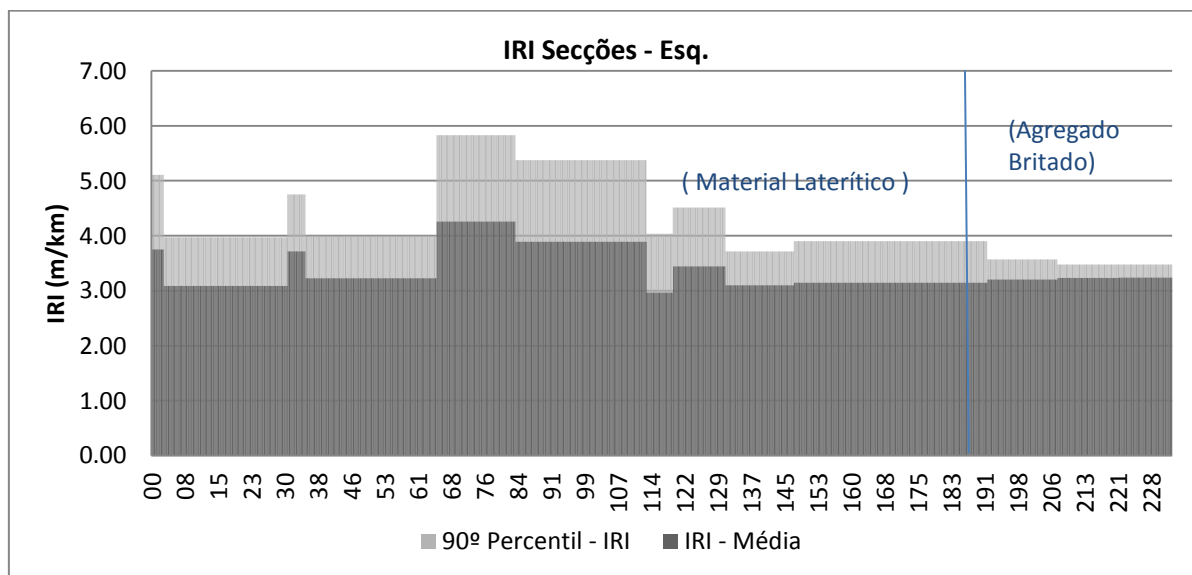
A Tabela 32 apresenta o resultado médio e nonagésimo percentil do IRI na via da esquerda e da direita.

Tabela 32 – Zonamento do resultado de IRI em ambas as vias

Via da esquerda				Via da direita			
De (km)	Até (km)	Média (m/km)	90º Percentil (m/km)	De (km)	Até (km)	Média (m/km)	90º Percentil (m/km)
0	3	4,31	5,87	0	16	3,28	4,19
3	31	3,55	4,57	16	30	3,12	4,31
31	35	4,27	5,46	30	34	4,02	5,43
35	65	3,71	4,60	34	53	3,20	4,10
65	83	4,89	6,70	53	63	3,71	4,84
83	113	4,47	6,18	63	104	3,95	5,55
113	119	3,41	4,64	104	113	3,37	4,38
119	131	3,96	5,18	113	121	2,99	3,49
131	147	3,56	4,27	121	147	2,63	3,29
147	191	3,61	4,49	147	168	2,90	3,67
191	207	3,68	4,11	168	209	3,03	3,65
207	221	3,72	4,00	209	213	3,49	4,30
221	234	3,73	4,00	213	224	3,26	3,96
				224	234	3,17	3,88

O Gráfico 31 apresenta de forma gráfica o resultado do nonagésimo percentil e média do IRI na via da esquerda.

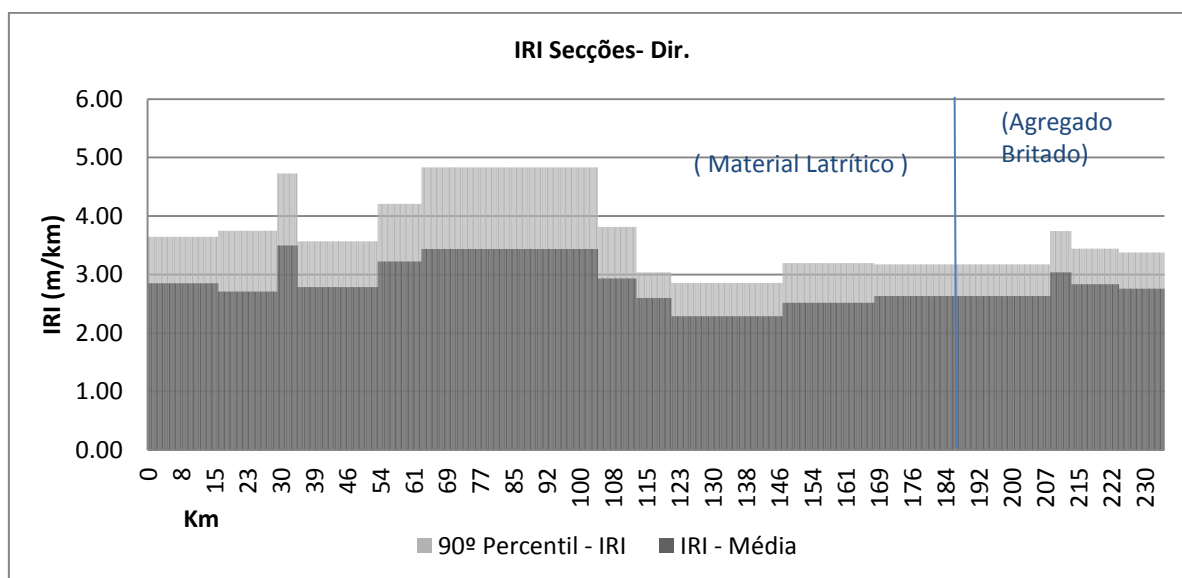
Gráfico 31 – 90º percentil e média do IRI na via da esquerda



Nota-se que a secção mais irregular da rodovia se encontra entre os quilómetros 65 e 82. As secções entre os quilómetros 82 e 111, 119 e 129 e 31 e 35, também apresentam IRI elevados.

O Gráfico 32 apresenta os resultados do nonagésimo percentil e média do IRI da via direita.

Gráfico 32 – 90º percentil e média do IRI na via da direita



Nota-se que os valores obtidos para o lado direito da rodovia são geralmente inferiores que os do lado esquerdo.

Tendo em conta os resultados obtidos para ambos os lados, nota-se que o trecho entre km 65 e 125 está consideravelmente deformado. Localizadas nesse trecho, estão as subsecções apresentadas no item 4.6 nas quais ensaios adicionais foram realizados para se tentar compreender a razão do desempenho insatisfatório do solo laterítico utilizados nas camadas de base e sub-base nessas subsecções. Os resultados das medições de IRI são apresentados no Anexo 5.

4.6 Subsecções em ruptura

4.6.1 Introdução

Existem algumas subsecções da rodovia que visualmente aparentam terem entrado em estado de ruptura, sendo visíveis degradações como deformação excessiva, remendos, buracos e fendilhamento. As características mecânicas dessas subsecções serão analisadas neste subcapítulo de modo a estabelecer correlações entre as características dos materiais lateríticos e o desempenho insatisfatório do pavimento nessas subsecções, bem como entre as características dos materiais das subsecções que exibiram um bom comportamento.

As subsecções aqui apresentadas foram escolhidas apenas com base no estado do revestimento do pavimento e severidade das degradações registadas durante inspeção visual.

4.6.2 Subsecção R1 – km 74 ao km 77

Esta subsecção apresenta severa deformação da superfície do pavimento, fendas em formato pele de crocodilo e uma quantidade excessiva de remendos, conforme se verifica nas imagens da Figura 18.



Figura 18 – Subsecção em Ruptura – R1 (74+000 a 77+000) [Fotos: Roughton International Ltd.]

A Tabela 33 apresenta as características geométricas e mecânicas e indicadores de desempenho do pavimento.

Tabela 33 – Dados gerais da subsecção R1

Camada	Espessura (mm) ¹	CBR – DCP ² (%)	CBR – Lab. (%)	IP (%)	LL (%)	D ₀ (μm)	SCI (μm)	BDI (μm)	BCI (μm)	SN	Rodeira (mm)	IRI (m/km)
Base	170	32,5	43	16	31	769,5	493	196	63 Flexível	2,09	30	6,6
Sub-base	200	20	54 ³	16	32							
Leito	140	11	20 ³	15	31							

Notas:

(1) Espessura conforme PE escavado no km 75.

(2) 10º percentil dos valores da subsecção

(3) Os ensaios de CBR de laboratório para as camadas de sub-base e leito foram realizados em lotes de amostras agrupados conforme a classificação BS.

Para D₀, SCI, BDI, BCI, rodeira e IRI, são apresentados o 90º percentil dos valores da subsecção.

Para CBR-Lab., IP, LL e SN são apresentados os valores médios da subsecção.

Conforme se observa, a maioria dos parâmetros medidos nesta subsecção não está em conformidade com os critérios das especificações tradicionais.

Os CBR das camadas de base e sub-base são extremamente baixos e os índices de plasticidade elevados, principalmente o da camada de base.

Os parâmetros obtidos através do ensaio FWD mostram que as camadas de base e de sub-base são extremamente flexíveis. O número estrutural do pavimento nesta secção é baixo.

Chama-se à atenção para o facto de existir um depósito de distribuição de tabaco à beira da rodovia nesta secção, o que causa um intenso fluxo de veículos pesados neste trecho durante a estação de colheita e exportação de tal matéria. A baixa velocidade em que os veículos pesados transitam ao aproximarem-se deste depósito impõe ações superiores ao pavimento nesta secção.

4.6.3 Subsecção R2 – km 95 ao km 97

Esta subsecção apresenta um excessivo número de remendos, notável deformação da superfície do pavimento e fendilhamento em formato pele de crocodilo no revestimento.



Figura 19 – Subsecção em ruptura – R2 (95+000 a 97+000) [Fotos: Roughton International Ltd.]

A Tabela 34 apresenta dados das espessuras das camadas, características dos materiais e indicadores de desempenho do pavimento.

Tabela 34 – Dados gerais da subsecção R2

Camada	Espessura (mm) ¹	CBR – DCP ² (%)	CBR – Lab. (%)	PI (%)	LL (%)	D ₀ (μm)	SCI (μm)	BDI (μm)	BCI (μm)	SN	Rodeira (mm)	IRI (m/km)
Base	150	47	39	14	28	959,2	517	270	73	2,22	20	6,2
Sub-base	180	19	48 ³	15	29		Muito Flexível	Muito Flexível	Flexível			
Leito	200	10	13 ³	15	30							

Notas:

(1) Espessura conforme PE escavado no km 95.

(2) 10º percentil dos valores da subsecção

(3) Os ensaios de CBR de laboratório para as camadas de sub-base e leito foram realizados em lotes de amostras agrupados conforme a classificação BS.

Para D₀, SCI, BDI, BCI, rodeira e IRI, são apresentados o 90º percentil dos valores da subsecção.

Para CBR-Lab., IP, LL e SN são apresentados os valores médios da subsecção.

Conforme se observa a maioria dos parâmetros medidos nesta subsecção não estão em conformidade com as especificações.

Os valores de CBR *in situ* das camadas de base e sub-base são extremamente baixos e os índices de plasticidades e limites de liquidez elevados.

Os parâmetros obtidos através do ensaio FWD mostram que as camadas de base e sub-base são extremamente flexíveis. O número estrutural do pavimento nesta secção é baixo, o que expressa a deficiente capacidade mecânica do conjunto das camadas do pavimento.

4.6.4 Subsecção R3 - km 103 ao km 105

Esta subsecção apresenta excessiva deformação e remendos na superfície do pavimento, conforme se verifica na Figura 20.



Figura 20 - Subsecção em ruptura – R3 (103+000 a 105+000) [Fotos: Roughton International Ltd.]

A Tabela 35 apresenta as características geométricas, mecânicas e indicadores de desempenho do pavimento.

Tabela 35 – Dados gerais da subsecção R3

Camada	Espessura (mm) ¹	CBR – DCP ² (%)	CBR – Lab. (%)	PI (%)	LL (%)	D ₀ (μm)	SCI (μm)	BDI (μm)	BCI (μm)	SN	Rodeira (mm)	IRI (m/km)
Base	150	51	50	14	27	1474	808	418	103	2,08	36	5,4
Sub-base	180	14	7 ³	13	25		Muito Flexível	Muito Flexível	Muito Flexível			
Leito	200	6	5 ³	14	28							

Notas:

- (1) Espessura conforme PE escavado no km 95.
- (2) 10º percentil dos valores da subsecção

(3) Os ensaios de CBR de laboratório para as camadas de sub-base e leito foram realizados em lotes de amostras agrupados conforme a classificação BS.

Para D_0 , SCI, BDI, BCI, rodeira e IRI, são apresentados o 90º percentil dos valores da subsecção.

Para CBR-Lab., IP, LL e SN são apresentados os valores médios da subsecção.

Conforme se observa a maioria dos parâmetros medidos nesta subsecção não estão em conformidade com as especificações. No entanto, o CBR da camada de base, apesar de ser baixo, é de valor similar àqueles obtidos para outras subsecções que demonstraram desempenho satisfatório.

Destacam-se o baixo valor de CBR da camada de sub-base e a altíssima deflexão medida nesta secção bem como o baixo valor de SN.

Recorda-se que esta secção se encontra em um trecho da rodovia em que o NEP estimado aplicado ao pavimento durante o seu tempo de serviço, conforme Tabela 19, é substancialmente menos que o NEP aplicado nas subsecções em ruptura R1 e R2.

4.6.5 Conclusão

Os valores CBR das camadas de sub-base das subsecções R1 e R2 são baixos, os índices de plasticidade são altos e o NEP aplicado ao pavimento nestas subsecções é considerável. Esses fatores podem ter contribuído para a ruptura do pavimento nessas subsecções.

Através dos valores de CBR da camada de sub-base e leito da subsecção R3, constata-se que a capacidade de suporte dessas camadas é extremamente reduzida. Enquanto que os valores CBR da camada de base dessa subsecção são comparáveis àqueles registrados em subsecções que estão em bom estado de conservação. Os parâmetros obtidos através da bacia defletográfica indica que as camadas são excessivamente flexíveis. Tais fatores podem ser apontados como possíveis causas da ruptura do pavimento.

Apesar dos elevados valores de rodeira registrados na subsecção R3, esta não apresenta degradações como fendilhamento pele de crocodilo e quantidade significativa de remendos, visualmente tão severas quanto àquelas registradas nas subsecções R1 e R2, o que pode ser explicado pelo facto de o NEP aplicado ao trecho da rodovia contendo a subsecção R3, conforme Tabela 19, ter sido consideravelmente menor que o aplicado à subsecção R1 e R2.

Grande parte da rodovia foi construída sobre aterro de altura considerável que mantém um bom sistema de drenagem e impede que as águas escoadas lateralmente ingressem no pavimento. No entanto, observa-se que nas três subsecções em ruptura analisadas o pavimento encontra-se praticamente ao mesmo nível dos terrenos adjacentes, o que pode ter facilitado o ingresso de água nas camadas do pavimento nessas subsecções. Para além do mais, a quantidade de fendas registradas nestas subsecções permite a infiltração de água nas camadas superiores do pavimento reduzindo sua capacidade resistente e consequentemente levando-o à ruptura.

4.7 Análises dos resultados dos ensaios

4.7.1 Compilação dos resultados para as secções de base composta por agregado britado e material laterítico

Conforme mencionado no item 4.3, o trecho da rodovia caso de estudo pode ser dividido em três secções de acordo com a classe de tráfego. Nas secções 1 e 2 a camada de base do pavimento é composta por material laterítico enquanto que na secção 3 a camada de base é composta por agregado britado.

O uso de agregado britado em camadas de base é a solução mais adotada no Malawi para contornar o problema da não conformidade dos solos lateríticos quando usados em camadas de base e sub-base nos pavimentos rodoviários (Gourley & Greening, 1997).

Dos resultados de ensaios realizados ao longo da rodovia observou-se que os materiais lateríticos raramente cumprem com os requisitos da especificação local. Assim, apresentam-se nesta dissertação secções da estrada em que o material da camada de base que não cumpre com as especificações e outra em que a camada de base é composta por agregado britado e indubitavelmente cumpre com os critérios especificados.

Conforme mostrado no item 4.6, existem subsecções da rodovia em que o pavimento apresentou várias degradações e conseqüentemente um comportamento insatisfatório. Por outro lado, os demais trechos da rodovia têm apresentado um comportamento satisfatório. Portanto, foram selecionadas algumas subsecções que se comportaram melhor, com base nos valores de deflexões máximas, para efeito de comparação entre as subsecções em estado de ruptura.

A Tabela 36 apresentar de forma sumarizada os resultados dos vários ensaios e parâmetros de cada subsecção contida nas três principais secções da estrada. As subsecções em ruptura estão realçadas em vermelho e as subsecções que demonstraram bom desempenho, em cinza.

Tabela 36 – Sumário dos resultados de ensaios obtidos para diferentes subsecções da rodovia.

			Secção 1 NEP=3,6x10 ⁶ (Base em Material Laterítico)				Secção 2 NEP=2,1x10 ⁶ (Base em Material Laterítico)			Secção 3 ⁶ NEP=1,8x10 ⁶ (Base em Agregado Britado)		
Subsecções			1A	1B	1R	2R	2A	2B	3R	3A	3B	3C
km (i) - km (f)			34 -45	45 -62	74 -77	95 -97	120 -134	142-158	103-105	186-203	203-221	221-234
Propriedades dos Materiais	Base	CBR ² (%)	56	58,7	32	47	48	60,3	51	NP ¹	NP	NP
		IP (%)	14	16	19	14	12	14	14	NP	NP	NP
		LL (%)	30	31	31	28	24	27	27	NP	NP	NP
		RL (%)	7	8	7,5	7	6	7,5	7	NP	NP	NP
		ACV ³ (%)	-	-	-	-	-	-	-	22	22	22
		E ⁴ (MPa)	255	325	240	410	310	470	250	580	320	370
	Sub-Base	CBR ² (%)	23	31	20	19	47	35	14	39	28	21
		IP (%)	16	15	18	15	13	15	15	14	15	17
		LL (%)	31	29	32	29	26	30	25	27	30	34
		RL (%)	8	8	9	8	7	7	8	7	7	9
		E ⁴ (MPa)	255	75	140	165	270	210	71	330	110	120
	Leito ⁵	CBR ² (%)	13	13	11	10	19	26	6	19	16	9
		IP (%)	18	17	15	15	15	14	14	18	17	18
		LL (%)	37	31	31	30	30	26	28	36	37	39
		RL (%)	8	8	8	8	8	7,5	7	8	9	8
		E ⁴ (MPa)	255	220	80	165	240	200	51	270	185	100
Propriedades Mecânicas	FWD ⁷	DO (µm)	652	778	769,5	959	577	522	1474	651	931	650
		SCI (µm)	450,5	480,4	493,3	517,3	370,3	338,3	808,7	405,3	549,1	386,1
		BDI (µm)	134,3	194	195,9	270,3	131,1	126,3	418,1	168,8	265,7	155,0
		BCI (µm)	26,1	41,5	63,2	73,7	33,1	29,8	105,0	35,0	59,4	31,4

			Secção 1 NEP=3,6x10 ⁶ (Base em Material Laterítico)				Secção 2 NEP=2,1x10 ⁶ (Base em Material Laterítico)			Secção 3 ⁶ NEP=1,8x10 ⁶ (Base em Agregado Britado)		
Subsecções			1A	1B	1R	2R	2A	2B	3R	3A	3B	3C
km (i) - km (f)			34 -45	45 -62	74 -77	95 -97	120 -134	142-158	103-105	186-203	203-221	221-234
Comportamento do Pavimento	SN	SN	2,81	2,48	2,20	2,28	2,73	3,03	2,64	3,13	3,01	3,16
		SN Mod.	4,73	4,27	3,72	4,07	4,68	5,04	3,92	5,09	4,80	4,84
	Propriedades do Revestimento	Rodeira (mm)	17	12	30	20	21	21	36	18	19	16
		IRI (m/km)	4,2	4,7	6,6	6,2	4,4	4,1	5,4	3,9	4,1	3,9

Notas:

(1) NP = Material Não Plástico

(2) Valores de CBR *in situ*. 10º percentil dos valores CBR obtidos através do DCP.

(3) Ensaios ACV realizados apenas em agregado britado.

(4) Módulo de Elasticidade obtido por retroanálise realizada com o programa ELSYM5

(5) Devido à variabilidade da altura do aterro do pavimento, em alguns trechos não há camada de leito, sendo o pavimento assente diretamente sobre a fundação, logo 'leito' refere-se de forma genérica à terceira camada do pavimento.

(6) Devido nenhuma das três subsecções de comportamento insatisfatório analisadas no subcapítulo 4.6 estar contida no trecho da seção 3, foram listadas três subsecções relevantes dessa secção conforme observação dos resultados das deflexões, estando a subsecção 3B a representar a subsecção de pior comportamento deste trecho.

(7) 90º percentil dos valores de cada subsecção.

Os valores de IP, LL, RL, SN e SN mod. são os valores médios de cada subsecção.

Para as rodeiras e IRI apresenta-se o 90º percentil dos valores de cada subsecção.

Observa-se na Tabela 36, que a maioria dos resultados de ensaio, seja para as subsecções que apresentam bom comportamento ou para aquelas que apresentaram um comportamento medíocre, não está em conformidade com os valores da especificação local ou especificações tradicionais.

Também se observa, através dos resultados do ensaio FWD e SN, que as propriedades mecânicas do pavimento não diferem consideravelmente, principalmente entre as secções 2 e 3, apesar de estas serem constituídas de camada de base em material laterítico e agregado britado, respectivamente.

O desempenho do pavimento nas três secções é razoavelmente similar. Nota-se que o IRI e as rodeiras medidas nas secções 1 e 2 são mais gravosas do que aqueles medidos na secção 3. No entanto, conforme já citado, a secção 3, para além de ter um menor período de vida útil também foi submetida a números de eixos padrão bastante inferiores, sendo menos da metade do NEP aplicados à secção 1.

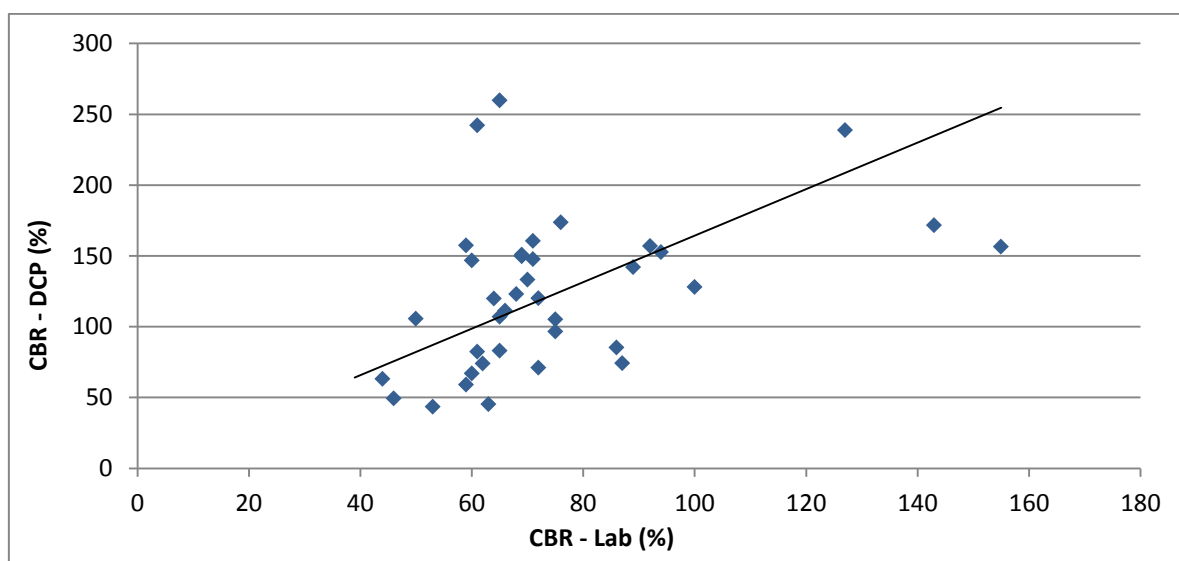
4.7.2 Correlação de resultados

4.7.2.1 - DCP

Conforme já discutido anteriormente, os materiais lateríticos apresentam características diferentes dos materiais não lateríticos ou materiais de climas temperados; entre essas peculiaridades estão a baixa expansibilidade, a capacidade de cimentação, a alta plasticidade e a elevada capacidade de suporte destes materiais.

O Gráfico 33 mostra que os valores CBR da camada de base obtidos com o instrumento DCP, são geralmente superiores que os valores obtidos em ensaios de laboratório.

Gráfico 33 – Comparação entre CBR-Lab. e CBR-DCP da camada de base



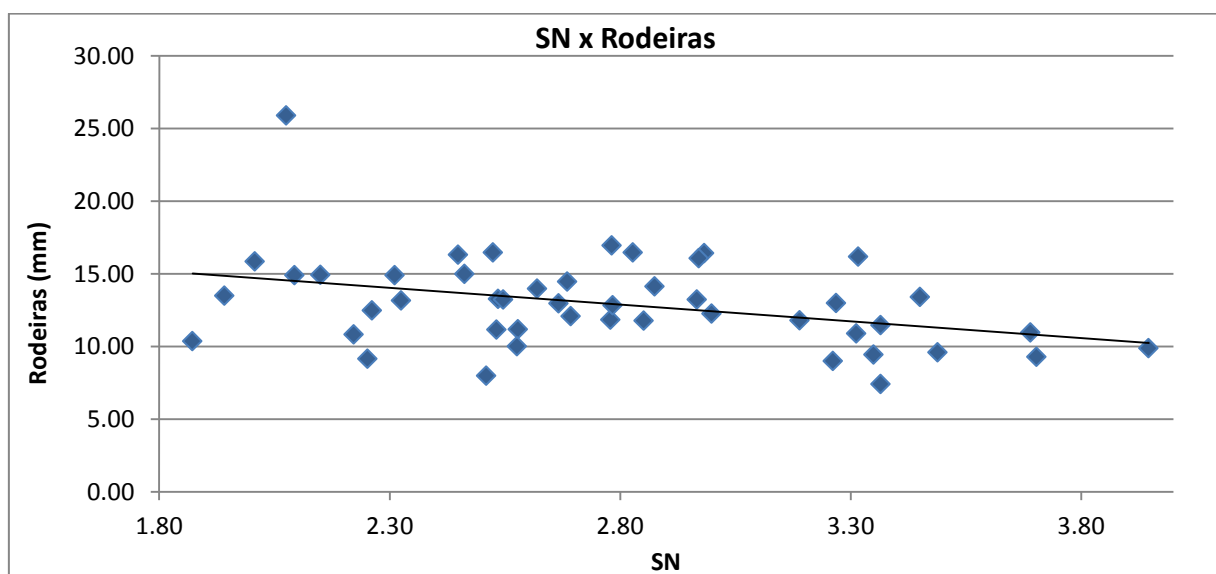
A linha de tendência do Gráfico 33 indica que o CBR *in situ* obtido através do DCP nos materiais lateríticos tende a ser uma vez e meia maior do que aqueles obtidos em ensaios

laboratoriais. Tal fenómeno pode dar-se devido à perturbação que a estrutura do material sofre durante a escavação e colheita de amostras para os ensaios de laboratório, além do facto de que o ensaio CBR em laboratório não tem capacidade de mensurar os efeitos de cimentação dos materiais lateríticos.

4.7.2.2 – Correlação entre número estrutural e outros parâmetros

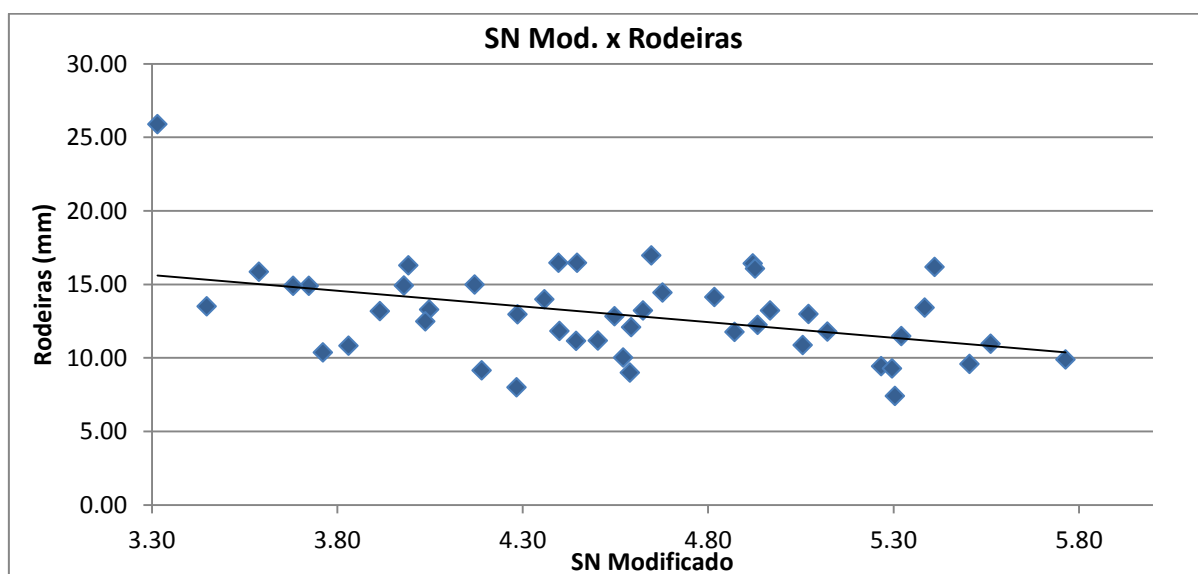
Tentou-se estabelecer a correlação entre o número estrutural e outros fatores indicadores do desempenho do pavimento como a irregularidade longitudinal, deflexões e as rodeiras medidas no pavimento, conforme apresentado no Gráfico 34.

Gráfico 34 – Correlação SN - rodeiras



O Gráfico 35 mostra a correlação entre o SN modificado e as rodeiras.

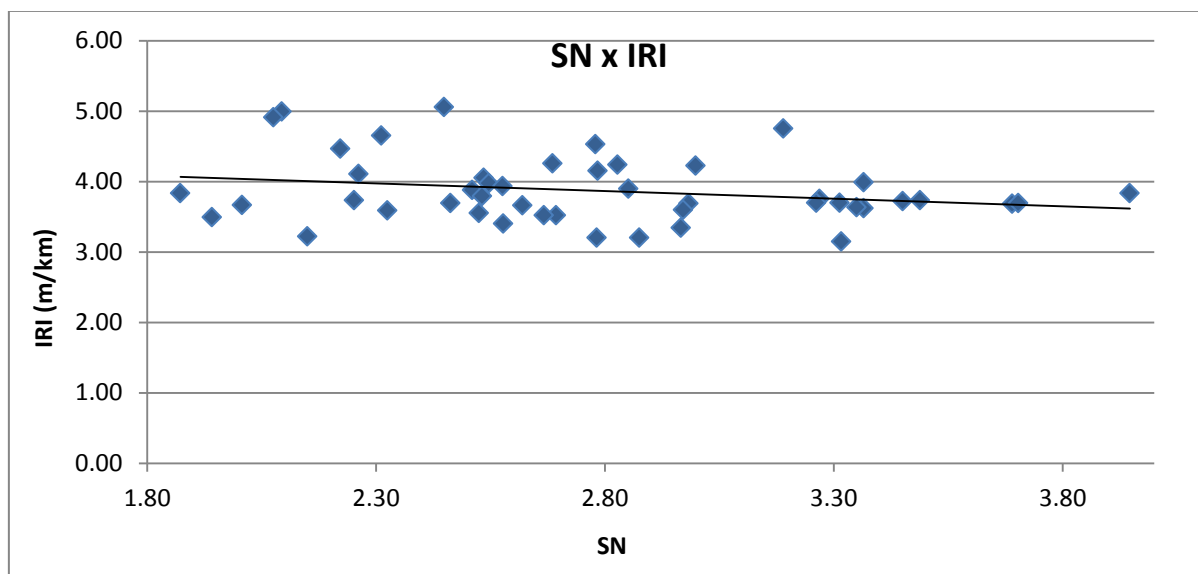
Gráfico 35 – Correlação SN modificado - Rodeiras



Pela correlação entre o SN e SN modificado com as rodeiras, é possível observar que a ocorrência da ultima está diretamente relacionada com a capacidade de suporte do pavimento, sendo que quando considerada a contribuição da fundação tal correlação é mais evidente, o que mostra a contribuição da capacidade resistente da fundação para o comportamento do pavimento.

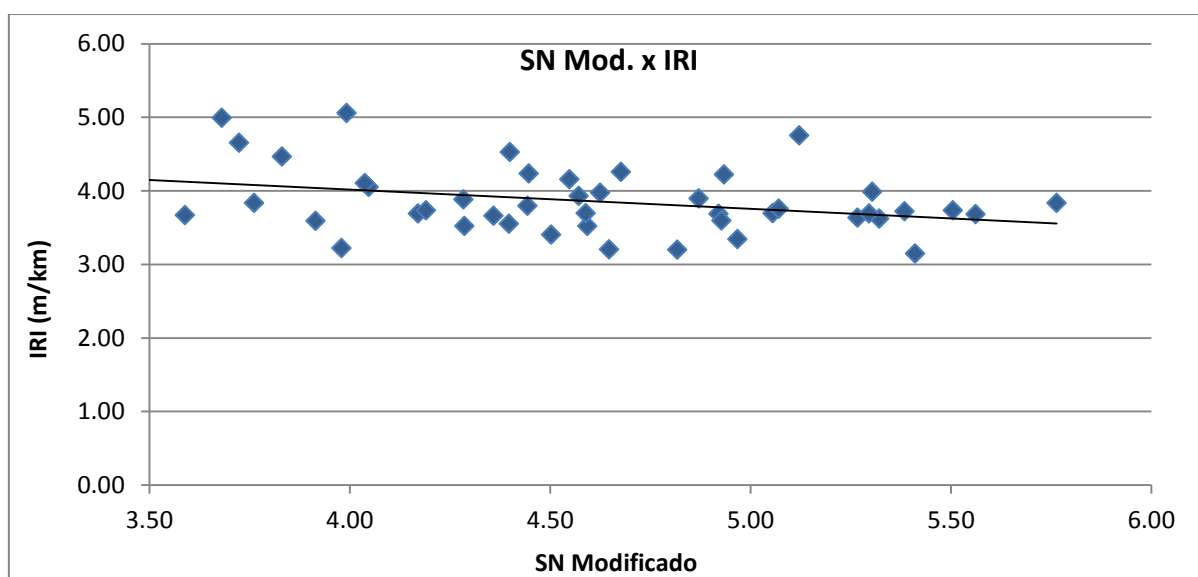
O Gráfico 36 apresenta a correlação entre o SN e o IRI.

Gráfico 36 – Correlação SN – IRI



O Gráfico 37 apresenta a correlação entre o SN modificado e o IRI.

Gráfico 37 – Correlação SN modificado – IRI

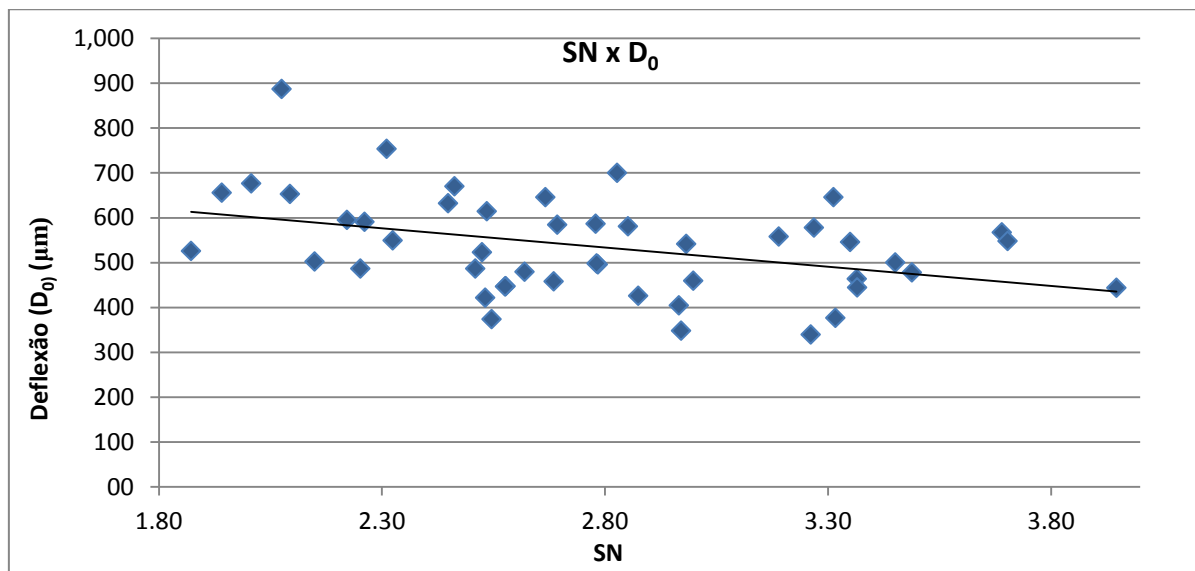


A irregularidade longitudinal do pavimento pode ser afetada por diversos fatores. As correlações apresentadas acima mostram que a capacidade resistente do pavimento,

principalmente quando somada a contribuição da fundação, pode afetar o IRI medido no pavimento.

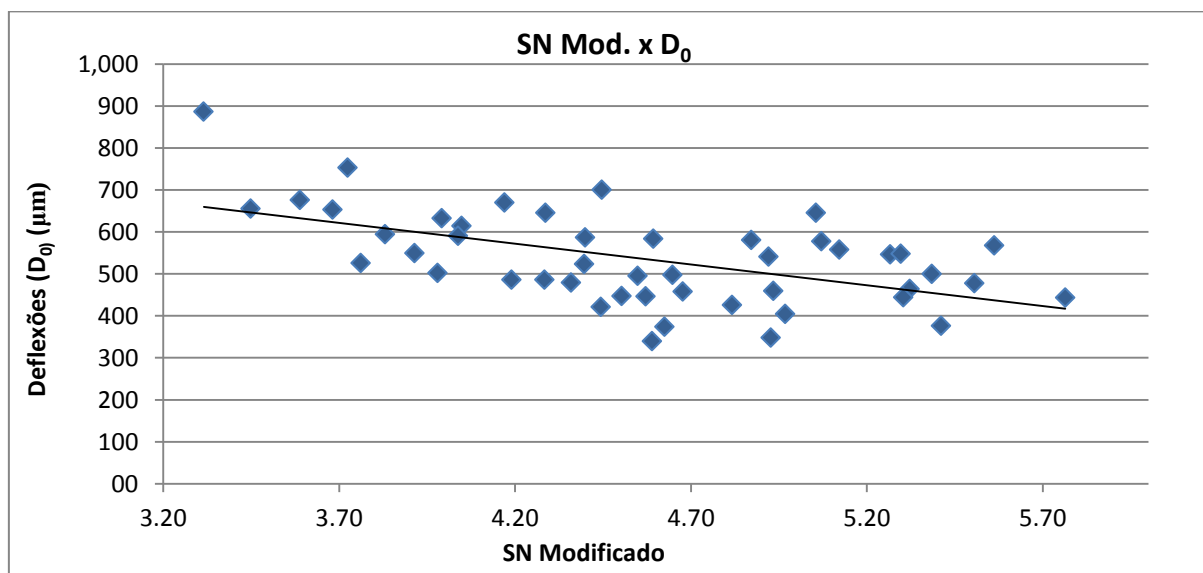
O Gráfico 38 apresenta a correlação entre o SN e a deflexão máxima características de cada trecho correspondente.

Gráfico 38 – Correlação SN – deflexão máxima



O Gráfico 39 apresenta a correlação entre o SN modificado e a deflexão máxima.

Gráfico 39 – Correlação SN mod. – Deflexão máxima



A correlação entre a deflexão de pico e o SN e principalmente SN Modificado mostram que quanto maior o número estrutural menor será a deflexão de pico medida.

Através das várias correlações com o SN e SN mod., observou-se que o número estrutural modificado se correlaciona melhor com todos os demais indicadores de comportamento do

pavimento, o que confirma a relevância da contribuição da camada de leito e/ou fundação para o comportamento do pavimento.

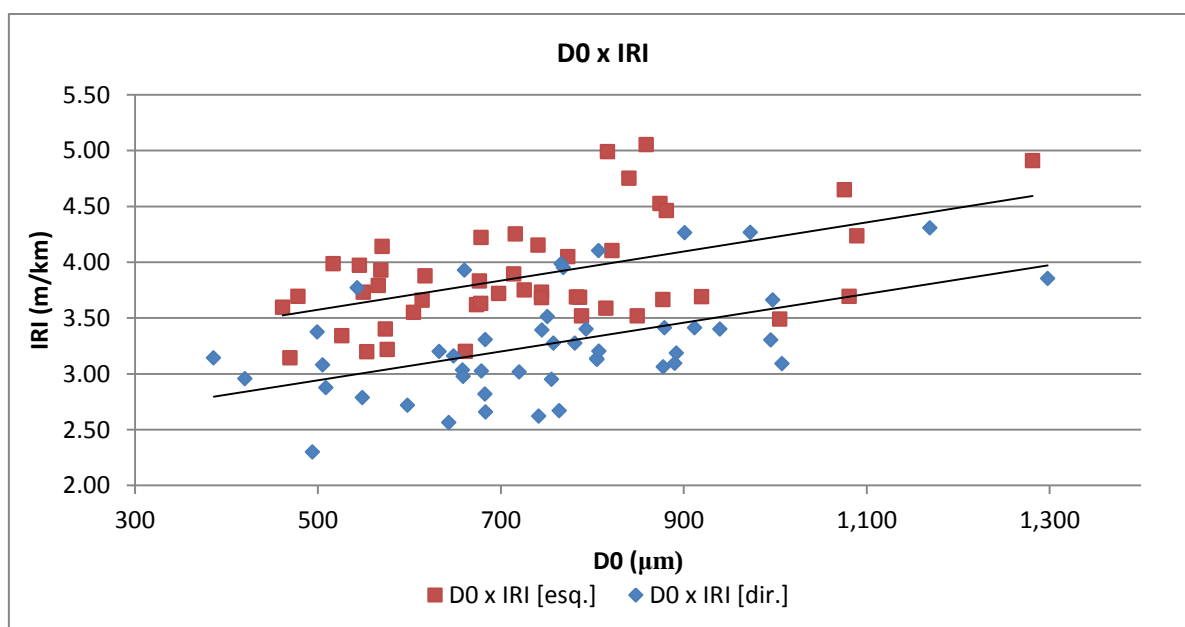
4.7.2.3 Correlação da deflexão máxima com outros parâmetros

Foram realizadas correlações entre as deflexões máximas ou de pico medidas com o FWD e outros parâmetros indicadores do comportamento do pavimento como o IRI e a profundidade das rodeiras.

Devido ao considerável volume de resultados desses parâmetros, as correlações foram realizadas com os valores característicos de secções de 5 km ao longo de toda extensão da estrada, com dados obtidos para a via da esquerda e da direita.

O Gráfico 40 apresenta a correlação entre a deflexão máxima e o IRI das secções correspondentes.

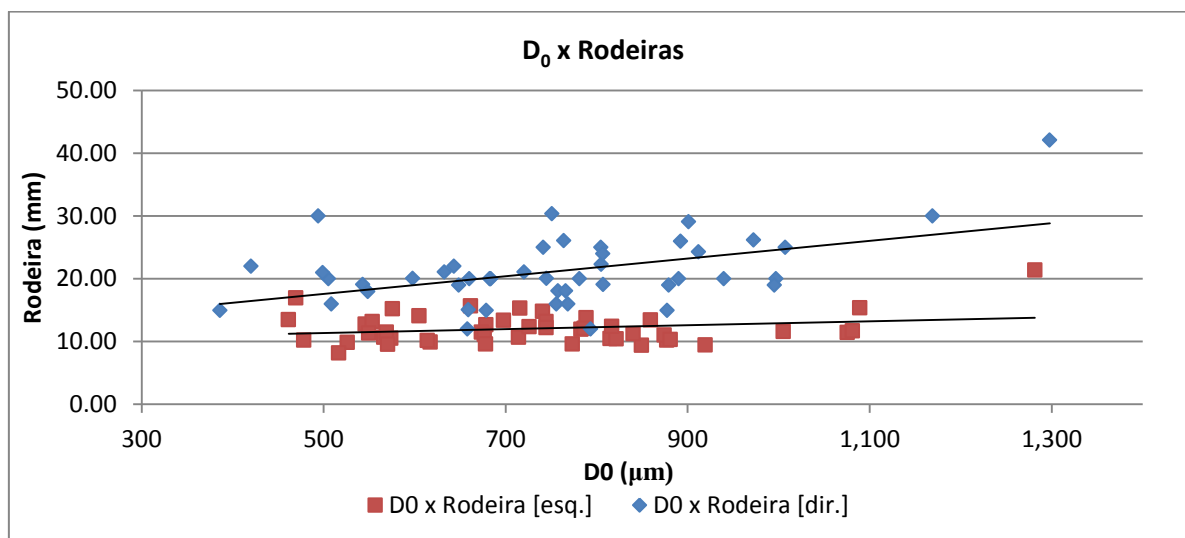
Gráfico 40 – Correlação deflexão máxima - IRI



Como era de se esperar, observa-se que quanto maior a deflexão de pico, maior é o IRI medido na secção.

O Gráfico 41 apresenta a correlação entre a deflexão máxima e as rodeiras das secções correspondentes.

Gráfico 41 – Correlação deflexão máxima - rodeiras



Observa-se no Gráfico 41 que quanto maior as deflexões, mais profundas serão as rodeiras, bem como uma melhor correlação entre as rodeiras e deflexões da via da esquerda.

4.8 Conclusões da análise dos resultados

Através da análise dos resultados de ensaios apresentados neste capítulo, pode-se observar a variabilidade das características físicas e mecânicas dos materiais encontrados ao longo da rodovia.

Conforme já citado anteriormente, a degradação mais comum observada no pavimento foi a ruptura de bordo do revestimento. Esta degradação é geralmente causada pela má condição das bermas não revestidas, nomeadamente devido à existência de um ressalto entre estas e o pavimento, à falta de manutenção e à inexistência de lancil ou relva na berma, o que deixava o revestimento vulnerável às cargas aplicadas ao pavimento pelo intenso fluxo de veículos pesados. O fendilhamento em pele de crocodilo e o fendilhamento longitudinal (diretamente relacionado com o processo e as causas da ruptura do bordo do revestimento), mostrados no Gráfico 25 e Gráfico 26, respectivamente, são outro tipo de degradações encontradas ao longo da rodovia, principalmente nas secções 1 e 2, nomeadamente nos primeiros 20 km da rodovia (secção com maior intensidade de tráfego) e nas subsecções R1, R2 e R3 apresentadas no subcapítulo 4.6.

Foi possível observar o comportamento excepcional das secções da rodovia com camadas superiores compostas por material laterítico, mesmo depois de mais de 30 anos após a sua construção. Seria de esperar que um pavimento com tantos anos de vida útil e submetido a NEP elevados já tivesse entrado em ruptura. No entanto, apesar de existirem alguns trechos em mau estado, o pavimento surpreendentemente continua a servir com a sua função.

Observou-se que as características dos materiais lateríticos, como granulometria, índices de plasticidade, limite de liquidez, retração linear e CBR, geralmente não cumprem com os requisitos especificados pela norma da SATCC, utilizada naquela região, ou de outras

especificações tradicionais, apesar do bom desempenho do pavimento. Para além do mais, os índices indicativos de comportamento e desempenho do pavimento como o IRI, as rodeiras e até mesmo as observações visuais, mostraram que apesar de a Secção 3 do pavimento ter camada de base composta por ABGE e tráfego inferior, foram obtidos índices de comportamento similares aos das Secções 1 e 2, de base composta por material laterítico e submetidas a valores de tráfego superiores, principalmente na secção 1 com NEP duas vezes superior ao da secção 3.

Constatou-se que os valores de CBR obtidos com o equipamento DCP, foram maioritariamente superiores aos obtidos em laboratório. Tal pode ter-se dado por vários fatores, como o efeito de cimentação do material laterítico e/ou perturbação da sua estrutura *in situ* do material durante a colheita de amostras para os ensaios laboratoriais, entre outros. A existência de agregados de granulometria extensa nas camadas também pode conduzir a valores CBR-DCP elevados. No entanto, foi observado, durante a escavação dos poços de ensaio, que pouco desses agregados encontrados no material laterítico, são, na sua maioria, provenientes de processo de laterização. Além do mais, conforme mencionado no subcapítulo 4.4.3, adotou-se na análise dos resultados o décimo percentil dos valores CBR obtidos de modo a prevenir uma possível sobrestimativa dos valores devido este efeito.

Os resultados dos ensaios FWD mostraram que apesar da não conformidade do material laterítico com as especificações, as deflexões de pico medidas no pavimento foram excepcionalmente baixas e similares àquelas medidas na secção do pavimento com base em agregado britado, registando-se um valor característico acima de 1,0 mm em apenas uma curta subsecção, conforme Tabela 27. O parâmetro SCI apresentou valores elevados para todos as secções do pavimento, incluindo a secção 3 com base em ABGE, o parâmetro BDI demonstrou a satisfatória capacidade estrutural da base e sub-base ao longo da rodovia e o parâmetro BCI demonstrou a boa qualidade das camadas mais profundas do pavimento, provavelmente pela satisfatória drenagem obtida devido a altura do aterro em que o pavimento foi construído. Os módulos de rigidez calculados para a fundação e camada superior do pavimento apresentaram valores relativamente elevados ao longo de toda extensão da rodovia.

Da correlação dos resultados pode-se observar que o número estrutural modificado correlacionou-se melhor com os indicadores de comportamento e desempenho do pavimento do que o número estrutural. Tal demonstra a contribuição da camada de leito para a capacidade estrutural do pavimento. As rodeiras apresentaram melhor correlação com o SN e SN modificado do que o IRI, o que demonstra que o surgimento de rodeiras tem correlação direta com a capacidade estrutural do pavimento e o tráfego, enquanto que o IRI, adicionalmente, regista fatores que não derivam de deficiências estruturais do pavimento como, degradações do revestimento e irregularidade do perfil longitudinal da rodovia.

Da análise da comparação entre os trechos que demonstraram um bom desempenho e aqueles que entraram em ruptura, apresentados na Tabela 36, constatou-se que parâmetros como o IP, o LL e RL, não apresentaram notória diferença entre os diferentes trechos. As deflexões foram consideravelmente superiores nos trechos em ruptura, e os valores de CBR

e SN foram geralmente inferiores nesses mesmos trechos. No entanto, observou-se que os valores de CBR da camada de sub-base, dos trechos em ruptura, são consideravelmente baixos. Observou-se que os fatores de maior significância que levam os trechos mencionados no subcapítulo 4.6 à ruptura, foram a baixa capacidade resistente da camada de sub-base e a configuração do perfil transversal do pavimento nesses trechos, onde, ao contrário do que se vê em grande parte da rodovia, o pavimento está praticamente ao mesmo nível dos terrenos adjacentes, produzindo assim condições de drenagem desfavoráveis.

De modo geral, conclui-se que o comportamento do pavimento nas secções compostas por materiais lateríticos e agregado britado apresentam variações pouco significativas entre as rodeiras e IRI medidos. Sem dúvida, as secções com camada de base composta por material laterítico (secção 1 e 2) apresentam alguns trechos que demonstraram comportamento insatisfatório. No entanto, esses trechos são geralmente de curta extensão e configuram apenas uma pequena percentagem dos 186 km que perfazem estas secções. A secção com camada de base composta por agregado britado (secção 3) apresenta em média um comportamento relativamente melhor, conforme os resultados de ensaios e a inspeção visual apontam. No entanto, é notável que, para além dos anos de vida do pavimento desta secção ser menor, o NEP aplicado a esta secção é consideravelmente inferior, sendo menos da metade daquele imposto à secção 1. Logo, o material laterítico, quando usado em combinação com outros fatores favoráveis, como boa capacidade de suporte das camadas de leito e fundação do pavimento e boas condições de drenagem, demonstrou ter se comportado tão bem quanto o agregado britado, mesmo quando submetido à NEP iguais ou superiores.

5 Considerações finais

5.1 Conclusões

De modo a compreender as características peculiares dos materiais lateríticos foram apresentadas nesta dissertação inúmeras informações referentes ao processo de formação, composição químico-mineralógica e métodos de classificação desses materiais. Apresentaram-se também algumas especificações existentes, próprias para o uso de tais materiais em camadas de base de pavimentos rodoviários, de modo a demonstrar a diferença na abordagem desse tema por autoridades rodoviárias de diferentes continentes. Por fim, apresentou-se um caso de estudo, composto de resultados de diversos tipos de ensaios realizados ao longo de um trecho da rodovia M1 localizada no Malawi. Tal rodovia, conta com tipos distintos de secções; as primeiras, de pavimento composto por camada de base em material laterítico e a última, com camada de base em agregado britado.

Do estudo da peculiaridade dos materiais lateríticos, observou-se a existência de certas características únicas geralmente não encontradas em solos de clima temperado ou não lateríticos, nomeadamente a sua capacidade de cimentação e a composição química rica em sesquióxidos de ferro e alumínio. Para além do mais, constatou-se que as metodologias tradicionais de classificação de solos pouco servem para prever o comportamento desses materiais, motivo pelo qual Nogami e Villibor desenvolveram a metodologia de classificação de solos MCT, própria para solos tropicais a serem usados em pavimentos rodoviários.

Da análise de algumas especificações para material laterítico, pôde ser observada uma grande variabilidade de critérios usados para selecionar esse tipo de materiais, assim como a variação dos valores admissíveis para a sua aceitação. Em algumas especificações, os critérios de seleção desses materiais variam de acordo com fatores como, o clima da região, o número de eixos padrão e a capacidade resistente da fundação. Verificou-se ainda que as especificações próprias para materiais lateríticos, por vez incorporam critérios para a seleção de materiais pouco usuais, como a relação sílica-sesquióxido da especificação do DNIT e os ensaios desenvolvidos por Nogami e Villibor especificamente para materiais de clima tropical. Evidenciou-se nesta dissertação a não aptidão dos critérios de seleção das especificações tradicionais em prever ou avaliar o comportamento dos materiais lateríticos em pavimentos rodoviários.

O caso de estudo desta dissertação proporcionou uma comparação entre o desempenho do material laterítico e agregado britado, uma avaliação das características de ambos os materiais através de ensaios laboratoriais e *in situ*, uma avaliação do comportamento

estrutural e das degradações e características da superfície do pavimento. Em particular, os resultados analisados permitiram obter as seguintes principais conclusões:

- O material laterítico encontrado no pavimento na sua maioria não satisfaz os requisitos das especificações tradicionais, quer para valores de CBR, IP, LL, RL ou granulometria, principalmente para a camada de base;
- Pode-se constatar que o material laterítico do caso de estudo também não satisfaz os requisitos da maioria das especificações próprias para esses materiais, mais especificamente quanto a valores de IP e CBR. Para além do mais, a maioria dessas especificações é limitada a rodovias com baixo volume de tráfego, o que não é caso da rodovia M1. No entanto, observou-se o cumprimento de alguns requisitos da especificação do DNIT, mais precisamente quanto ao IP e em alguns casos, quanto aos valores de CBR. Para além do mais esta especificação permite o uso de materiais lateríticos em rodovias com NEP até 5×10^6 . A especificação desenvolvida por Nogami e Villibor, apesar de promissora, torna complexa qualquer comparação, uma vez que utiliza métodos de ensaios e critérios não usuais;
- O comportamento do pavimento está diretamente relacionado com as características mecânicas do mesmo e também da contribuição da fundação;
- O comportamento da generalidade das secções em base laterítica é semelhante ao das secções com base em ABGE. Contudo, existem na extensão com base laterítica trechos com excessivas degradações;
- Um bom sistema de drenagem é determinante para o bom comportamento do pavimento; no caso de estudo, observou-se que os trechos que estão, geralmente, ao mesmo nível dos terrenos adjacentes se comportaram de maneira deficiente;
- As deficiências granulométricas dos solos lateríticos são, geralmente, compensadas pela boa qualidade dos seus finos;
- Os resultados dos ensaios de deflexão e os demais parâmetros obtidos, como SCI, BDI, BCI e módulo de elasticidade, apresentam bons indicadores da capacidade estrutural do pavimento.

Conclui-se que os fatores que justificam o bom comportamento do pavimento do caso de estudo foram a excelente capacidade resistente *in situ* do material laterítico, a boa qualidade e contribuição das camadas mais profundas do pavimento e a aceitável condição de drenagem da rodovia devido à elevação do pavimento relativamente aos terrenos adjacentes.

A adopção de especificações tradicionais demasiado restritivas quanto à seleção de materiais para pavimentação induz à aplicação de materiais com elevado custo de exploração e aplicação. Através do caso de estudo, pôde-se ver um exemplo prático da utilização de material laterítico de baixo custo e de agregado britado de custo elevado que demonstraram comportamento semelhante. O uso do material laterítico em pavimentos rodoviários

possibilita uma poupança considerável de recursos financeiros e consequentemente permite impulsionar o desenvolvimento da malha rodoviária de países em vias de desenvolvimento.

5.2 Trabalhos futuros

Apesar de o trabalho realizado poder ter contribuído para uma melhor compreensão dos materiais lateríticos, julga-se pertinente a condução de mais pesquisas relacionados com o tema. Portanto, propõe-se a condução dos seguintes estudos para maior desenvolvimento deste tema:

- Identificar os métodos de ensaio mais adequados para avaliar as características dos materiais lateríticos através da correlação de resultados de vários ensaios com o desempenho de pavimentos rodoviários compostos por esses materiais;
- Realizar estudos e pesquisas de modo a identificar e definir os fatores relacionados com o processo de auto cimentação do material laterítico com o objetivo de prever e tirar proveito deste efeito na construção de pavimentos;
- Realizar estudos e ensaios de modo a verificar se a metodologia MCT, de Nogami e Villibor, para aplicação de solos arenosos finos lateríticos em pavimentos, se adequaria aos solos lateríticos encontrados em África;
- Realizar ensaios em materiais lateríticos provenientes de diferentes continentes quanto à sua composição químico-mineral, mais propriamente quanto à razão sílica/sesquióxidos e tentar correlacionar tal razão com o comportamento mecânico desses materiais;
- Analisar e comparar as características de materiais lateríticos provenientes de diferentes continentes, de modo a verificar a viabilidade de se desenvolver uma especificação, para o uso de materiais lateríticos em camadas de base de pavimentos rodoviários, que seja aplicável à materiais lateríticos de diferentes regiões, podendo esta ser baseada em uma especificação existente, inédita ou a combinação de requisitos de várias especificações. Tal especificação deve ainda conter diretrizes para as técnicas construtivas a serem adotadas para maximizar o bom comportamento dos pavimentos construídos com esses materiais.

Referências Bibliográficas

- AASHTO. (1972). *Interin guide for design of pavement structures. American Associates of State Highway and Transportation Officials.* . Washington DC .
- AASHTO. (1993). *AASHTO Guide for design of pavement structure.* Washington DC.
- Alexander, J.C.& Cady, L.T. (1962). *Genesis and Hardening of Laterite in Soils. Soil Conservation Service, US Department of Agriculture.* Washington.
- Amu, O., Bamisaye, O. & Komolafe, I. (2011). The Suitability and Lime Stabilization Requirement of Some Lateritic Soil Samples as Pavement.
- Austroad. (1992/2004a). *Pavement Design. A guide for the Structural Design of Road Pavements.* Sidney.
- Austrroads. (1992/2004b). *Pavement Technology Series. Pavement Rehabilitation. A guide for the design of rehabilitation treatments for road pavements.* Sidney.
- Autret, P. (1983). *Latérites et Gravelux Latéritiques. ISTED - LCPC.* Paris.
- CEBTP. (1984). *Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics - Guide Pratique de Dimensionnement de Chaussées pour les Pays Tropicaux.* Paris.
- Charman, J. (1988). *Laterite in Road Pavements. London Construction Industry Research and Information Association Special Publication 47, CIRIA.* London.
- Cook, J.R. & Gourley, C.S. (2002). *A Framework for the Appropriate Use of Marginal Materials. World Road Association (PIARC)-Technical Committee C12 Seminar in Mongolia - TRL Ltd, UK.*
- Da Silva, C.A.F., Guimaraes, J.M. & Martins, A.A. (1967). *Use of a material formed by ferric oxides in the pavement of a road: comparative study with other solutions. Proceedings, 4th Reg Conf Africa Soil Mech Fndn Engng.* Cidade do Cabo.
- DCCMS, D. o. (2006). *CLIMATE OF MALAWI.* Retrieved 2016, from Ministry of Natural Resources, Energy and Environment: <http://www.metmalawi.com/climate/climate.php>
- Dixon, J.B. & Weed, S.B. (1989). *Minerals in soil environments. 2nd Ed. Soil Sci. Soc. Amer.,Madison, Part 1, 1244 pp.*
- DNIT. (1994). *Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Solos - Determinação da relação sílica-alumina sílica-sesquióxidos em solos. DNER - ME 030/94.*
- DNIT. (2007). *Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Pavimentação - Base Estabilizada Granulométricamente com Utilização de Solo Laterítico - Especificação de Serviço. Norma DNIT 098/2007-ES.* Rio de Janeiro.
- Dutra, S. V. (2014). *Estado da Arte sobre a Utilização de Solos Lateríticos em Pavimentos Rodoviários.* Porto.

- Ethiopian Roads Authority. (2011). *Design Manual for Low Volume Roads*. Addis Ababa.
- FAO-Unesco. (n.d.). *Mineral Soils conditioned by a Wet (Sub)Tropical Climate*. Retrieved 2017, from Food and Agriculture Organization of the United Nations - FAO-Unesco: <http://www.fao.org/docrep/003/Y1899E/y1899e08a.htm#TopOfPage>
- Gidigas, M. (1976). *Laterite soil Engineering. Podologics and Engineering Principles*. Amsterdam.
- Gourley, C.S. & Greening P.A.K. (1997). Use of 'substandard lateritic' gravels as road base materias in southern Africa. *TRL*.
- Gracie, H. & Toll, D.G. (1987). *Recent investigations into the use of plastic laterite as base for betuminous surfaced low-volume roads. Transportation Research Record, No. 1106*. Washington DC.
- Grant, M.C. & Walker, R.N. (1972). *The Development of Overlay Design Procedures Based on the Application of Elastic Theory. Proceedings of the 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*. London.
- Guedes de Melo, F. . (1972). *Efeito do Tempo nas Características Mecânicas do Solo. Memória Nº 405 - LNEC*. Lisboa.
- Hodges, J. W., Rolts, J. & Jones T.E. (1976). *The Kenya Road Transport Cost Study. Research on road deterioration. Department of the environmental. TRRL Report LR 633*. Transport and Road Research Laboratory.
- Horak, E. (1987). *Aspects of deflection basin parameters used in a mechanistic rehabilitation design procedure for flexible pavements in South Africa. Phd thesis University of Pretoria*. Pretoria.
- Huat, B. T. (2012). *Hand Book of Tropical Residual Soils Engineering*. Balkema.
- IBGE. (2004). *Vocabulário Básico de Recursos naturais e meio ambiente*. Rio de Janeiro.
- IST. (2016). *Program Elsym 5. Manual de Utilização*. Retrieved 2017, from https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779571828689/IST_%20ELSYM5_Manual.pdf
- Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil. (1967). *2ª Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Volume V - Estradas e Aeródromos*. Rio de Janeiro.
- Klein, C. & Hurlbut, C.S. (1993). *Manual of Mineralogy. 2nd ed., Wiley*. Nova York.
- Little, A. L. (1969). *The engineering classification of residual soils. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMFE.Mexico, vol. 1*.
- LNEC& LEA & LEMMS. (1959). *As laterites do ultramar português. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Laboratório de Engenharia de Angola, Laboratório de Ensaio de Materiais e Mecânica dos Solos. . Lisboa*.

- Lohnes R.A. & Handy R.L. (1968). *Shear strength of some Hawaiian latosols. Proc. 6th Annual Symposium on Eng. Geol. and Soil Eng., Boise . Idaho.*
- Lohnes, R. A. & Derimel, T. (1973). *Strength and Structure of lateritres and lateritic soils. Eng. Geol.*
- Lyon Associates Inc and Building and Road Research Institute. (1971). *Laterite and lateritic soils and other problem soils of Africa.* Baltimore.
- Maignien, R. (1966). *Review of Research on Laterite. Natural Resources Research IV . Paris.*
- Main Roads Western Australia. (2003). *A Guide to the Selection and Use of Naturally Occuring Materials as Sase and Subbase in Roads in Wester Australia.* East Perth.
- Ministry of Transport and Public Works - Malawi. (2013). *Design Manual for Low Volume Sealed Roads.* Lilongwe.
- Mohr, E. &. (1954). *Tropical Soils Under the Aupices of the Royal Tropical Institute, Amsterdan. Inter-science Publishers.* New York.
- Morin, W.J. & Todor, P.C. (1976). *Laterite and Lateric Soils and other problem sois of the Tropics. Lyon Associates, Baltimore & Road Research Institute.* Rio de Janeiro.
- Nascimento, U., Branco, F. & De Castro, E. (1966). *Identification of Petrification in Soils. Memória Nº 281 - LNEC.* Lisboa.
- Nations Online Project. (n.d.). *Pollitical Map of Malawui.* Retrieved 2017, from Nations Online Project: http://www.nationsonline.org/oneworld/map/malawi_map.htm
- Ndiaye, M., Jean-Pierre, M., Khalil, C.I. & Lamine C. (2014). Characterisation of laterite for road construction. *Transport Research Arena- TRA.*
- Nogami, J. S. & Villibor, D. S. (1995). *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos.* São Paulo.
- Nogami, J. S. & Villibor, D.F. (2009). *Pavimentos Econômicos. Tecnologia do Uso de Solos Finos Lateríticos.* São Paulo: Arte & Ciência.
- Novais Ferreira, H. & Meireles, J.M.F. (1969). The influence of temperature of humidification on the geotechnical properties of lateritic soils. *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Fndn Engn, Spec. SSession Engn Props. Lateritc Soils. Didade do Mexico.*
- Our Africa. (2016). *Malawi - Economy & Industry .* Retrieved 2017, from Our Africa: <http://www.our-africa.org/malawi/economy-industry>
- Paige-Green, P., Pinard, M. & Netterberg F. (2015). *A review of specifications for lateritic materials for low volume roads.*
- Paviment Interactive. (2012). *Deflection Based Non destructive Pavement Analyses.* Retrieved 2016, from Pavement Management: <http://www.pavementinteractive.org/article/deflection-based-nondestructive-pavement-analyses/>

- Pinard, M. & Netterberg, F. (2012). *Comparisson of Test Methods and Implications on Materials Selection for Road Construction*. 2nd AFCAP Practitioners Conference 3r to 5th July. Gabarone.
- Pinard, M., Netterberg, Dr. F. & Paige-Green, Dr. P. (2014). *Review of Specifications for the Use of Laterite in Road Pavements*. AFCAP.
- Portal da Tecnologia. (2010). *Peculiaridades sobre o Comportamento de Pavimentos com Base de Argila Laterítica*. Retrieved 2017, from Portal da Tecnologia:
<http://www.portaldetecnologia.com.br/tags/solos/>
- Ruddock, H. R. (1969). *Properties and Position in lateritic ground: Some statistical relashionships. Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Mexico City.
- SATCC. (1998/2001a). *Draft Code of Prattice for the Design of Road Pavements*. CSIR.
- SATCC. (1998/2001b). *Draft Code of Prattice for the Rehabilitation of Road Pavements*.CSIR.
- SATCC. (1998/2001c). *Draft Standard Specifications for Road and Bridge Works*.CSIR.
- TRL - ORN 18. (1999). *A guide to the pavement evaluation and maintenance of bitumen-surfaced roads in tropical and sub-tropical countries*. Crowthorne.
- TRL - ORN 31. (1962/1993). *Overseas Road Note 31. A Guide to the Structural Design of Bitumen Surfaced Roads in Tropical and Sub-Tropical Countries*. Crowthorne.
- Tuncer, E. R. (1976). *Engineering behaviour and Classification of Lateritic Soils in Reletion to Soil Genesis*. Iowa State University, Phd.
- VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S., BELIGNI, M. & CINCERRE, J. R. . (2000). *Pavimento com solos Lateríticos e gestão de manutenção de vias urbanas*. . São Paulo.