



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Engenharia

# **Dimensionamento da Espessura do Revestimento de Estradas de Terra - Pavimento Rodoviário de Baixo Custo**

**Carlos Lineu Silva Jóia**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil: Estruturas e Construção**

(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Professor Doutor Luís José Andrade Pais

**Covilhã, Outubro de 2016**



Aos meus pais e irmã...  
Ao meu avô Joaquim, sei que estaria orgulhoso.



# Agradecimentos

No meio desta panóplia de sentimentos é difícil encontrar as palavras certas para demonstrar o meu profundo agradecimento a todas as pessoas que caminharam e partilharam comigo o alcançar deste sonho.

Ao meu orientador, Professor Doutor Luís José Andrade Pais, pela sua disponibilidade, competência, conhecimentos transmitidos, esclarecimentos prestados, incentivo, orientação, pelo apoio e esforço despendido na concretização deste trabalho e pela leitura atenta e crítica do texto original para a realização do trabalho levado a cabo.

Aos meus pais, e à minha irmã, os meus pilares, pelos sacrifícios, pela sua presença atenta e disponível, pelo seu amor incondicional, que tornaram possível a realização deste sonho.

À minha avó, meu exemplo de vida, que esteve comigo em todos os instantes, apoiando-me e dando-me força e motivação para continuar.

Aos meus tios e familiares agradeço pela força e apoio incondicional. Apesar da distância, reconheço o vosso carinho e preocupação constantes.

E por fim, mas não menos importante, aos meus amigos e colegas, companheiros desta etapa, Sara, Sérgio, Carapito, Nuno, Tomás, Ré, Nely, Joli e restantes streets, que a tornaram um pouco mais fácil.



# Resumo

Moçambique ainda se encontra perante grandes desafios na reconstrução das suas infraestruturas após a Guerra Civil. A maior parte da rede nacional de estradas foi completamente destruída, e é agora composta por estradas não pavimentadas e estradas de baixo custo, e grande parte do orçamento de gestão da rede nacional de estradas do país é utilizada na manutenção dessas estradas após períodos intransitáveis no tempo da chuva.

A pé ou de bicicleta, a circulação era penosa, e de carro, em alguns troços, praticamente impossível. Estes gastos poderão ser minimizados pela construção de um pavimento de baixo custo, resistente tanto às condições climáticas do país como aos esforços desenvolvidos pelo tráfego.

Neste momento a engenharia valoriza o desenvolvimento de métodos de reutilização e de descoberta de novos materiais para uso na construção civil.

Neste estudo, o solo residual granítico é utilizado misturado com 10% de cal com óleo lubrificante usado, sendo o novo solo designado por solo artificial (M10), pois deixou de se encontrar no seu estado natural, passando a estar num equilíbrio físico, químico e mecânico diferente do solo original. O solo residual granítico encontra-se bem documentado por alguns autores, nomeadamente Andrade Pais e Gomes (2007). Naturalmente esta dissertação segue esses passos, utilizando uma parte desse desenvolvimento nos solos artificiais criados por Andrade Pais (2007), com diferentes proporções de cal e óleo na matriz do solo residual granítico. O solo artificial M10 foi a mistura ótima definida, identificou-se e classificou-se, e o modelo mecânico foi definido a partir do conhecimento da compressibilidade, consolidação e dos parâmetros de resistência ao corte e coeficiente e módulo de elasticidade. Realizaram-se para isso ensaios clássicos na mecânica dos solos de identificação, de compressibilidade, o edométrico e de corte, o ensaio triaxial de compressão de modo drenado em provetes confinados isotropicamente.

A finalidade deste trabalho será estudar um método de dimensionamento desenvolvido para determinação da espessura do revestimento primário das estradas de baixo custo, direcionando-o ao Estado de Moçambique e estimar com maior exatidão as ações de reparação dos pavimentos de terra, durante o período de vida da estrada, valorizando a durabilidade da mesma e reduzindo os custos de manutenção.

## Palavras-chave

Solo Residual Granítico, Solo Artificial, Cal, Óleo Lubrificante Usado, Estradas de Terra, Pavimento de Baixo Custo, Dimensionamento.



# Abstract

Mozambique still faces major challenges in rebuilding its infrastructure after the Civil War. Most of the national road network was completely destroyed, and now consists of unpaved roads and low-cost roads, and much of the country national road network management budget is used in the maintenance of these roads after the rain season.

On foot or by bicycle, the circulation was horrible, and by car virtually impossible. These expenses can be minimized by building a low-cost pavement, resistant both to climatic conditions and traffic efforts. At this time the engineering values the development of reuse methods and discovery of new materials for use in construction.

In this study, the granitic residual soil is used mixed with 10% lime with used lubricating oil, and the new soil called artificial soil (M10), is no longer in its natural state, it has a balanced physical, chemical and mechanic condition different from original soil. The granitic residual soil is well documented by some authors, including Pais, Andrade and Gomes (2007). Of course this dissertation follows these steps, using a part of the developing artificial soil created by Pais, Andrade (2007), with different proportions of lime and the residual oil in the granitic soil matrix. The artificial soil M10 was defined as the ideal mixture, identified and classified, and the mechanical model was defined from the knowledge of the compressibility, consolidation and strength parameters and coefficient and elastic modulus. They were carried out to test this classical mechanical identification soil, compression, and cutting edométrico, so drained triaxial compression test pieces in confined isotropically.

The aim of this study is to project a method to determine the thickness of the primary coating of low cost roads, directing him to Mozambique and to estimate more accurately the ground floor repair actions during the life of the road, increasing the durability thereof and reducing maintenance costs.

## Keywords

Granitic Residual Soil, Artificial Soil, Lime, Lubricating Used Oil, Dirt Roads, Pavement Low Cost, Dimensioning



# Índice

Agradecimentos .....	v
Resumo .....	vii
Palavras-chave .....	vii
Abstract .....	ix
Keywords .....	ix
Lista de Figuras.....	xv
Lista de Tabelas.....	xvii
Lista de Acrónimos.....	xix
1 Introdução.....	3
1.1 Enquadramento histórico.....	3
1.2 Tema da dissertação .....	5
1.3 Justificação e objetivos da presente dissertação .....	7
1.4 Descrição do conteúdo dos capítulos .....	9
2 Revisão de literatura .....	13
2.1 Importância das estradas não pavimentadas.....	13
2.2 Tipos de defeitos que podem existir em estradas não pavimentadas .....	13
2.3 Elementos necessários para melhorar o desempenho de uma estrada não pavimentada .....	25
2.4 Técnicas e materiais utilizados para a construção do pavimento rodoviário de uma estrada não pavimentada .....	26
2.5 Métodos de dimensionamento da espessura do revestimento primário.....	29
2.5.1 Método 1 .....	29
2.5.2 Método 2 .....	35
2.5.3 Método 3 .....	35
2.6 Estabilização dos solos para utilização em interfaces e pavimentos .....	36
3 Solo para Revestimento Primário - Características físicas, químicas.....	39
3.1 Descrição do solo artificial.....	39
3.2 Avaliação sucinta da estabilidade química.....	40
3.3 Identificação e classificação do solo artificial .....	42
3.4 Compactação .....	45

3.4.1	Características da curva de compactação .....	46
3.4.2	Ensaio Proctor.....	49
3.4.3	Ensaio CBR.....	51
3.4.4	Avaliação física dos solos a usar quando compactados .....	54
3.4.5	Avaliação do valor CBR de M10 .....	56
3.4.6	Tecnologias de Compactação .....	57
4	Solo para Revestimento Primário - Características Mecânicas.....	65
4.1	Deformação Uniaxial.....	66
4.1.1	Compressibilidade edométrica.....	66
4.1.2	Rigidez edométrica .....	73
4.2	Resistência ao corte e elasticidade .....	73
4.2.1	Modelo de deformação e elasticidade e coeficiente de Poisson .....	76
5	Dimensionamento do pavimento de baixo custo .....	83
5.1	Método de dimensionamento proposto para determinar a espessura do revestimento primário nas estradas de baixo custo .....	84
5.1.1	Tráfego.....	88
5.1.2	Efeitos do clima na região .....	94
5.1.3	Fundação.....	96
5.1.4	Módulo de deformabilidade resiliente do subleito .....	97
5.1.5	Módulo de deformabilidade resiliente dos materiais das camadas de base e sub-base .....	97
5.1.6	Perda de qualidade do pavimento .....	99
5.1.7	Condições admissíveis na superfície do pavimento .....	100
5.1.8	Perda de aglomerado da superfície do pavimento .....	101
5.2	Dimensionamento da espessura do revestimento primário .....	101
5.2.1	Etapa 1: Adotar uma espessura inicial para a camada de base .....	101
5.2.2	Etapa 2: Adotar dois valores padrão para a perda de qualidade do pavimento e para as condições admissíveis na superfície do pavimento .....	102
5.2.3	Etapa 3: Obtenção dos módulos de deformabilidade resiliente do subleito e dos materiais das camadas de base e sub-base .....	102
5.2.4	Etapa 4: Determinar o tráfego dos veículos .....	103
5.2.5	Etapa 5: Número permitido de solicitações do eixo-padrão .....	103

5.2.6	Etapa 6: Determinar o dano na superfície do pavimento, provocado pelas passagens dos veículos, considerando o número de solicitações admissíveis obtido no parâmetro da perda de qualidade .....	104
5.2.7	Etapa 7: Determinar a classe de fundação através do CBR calculado ....	104
6	Conclusão.....	111
7	Referências Bibliográficas .....	115



# Lista de Figuras

Figura 1.1-Estrutura de uma estrada romana 2000 A.C (História Universal, Circulo de leitores II, Lisboa, 1989) .....	4
Figura 2.1-Perfil longitudinal .....	14
Figura 2.2-Perfil transversal .....	14
Figura 2.3-Esquematização da estrutura de um pavimento rodoviário .....	15
Figura 2.4- Representação esquematizada de uma estrada (Gravel Roads, 2000) .....	25
Figura 2.5- Técnicas usadas e defeitos exibidos: a) “Gravel roads” Estradas de cascalho; b) Compactação; (Gravel Roads, 2000) .....	28
Figura 2.6-Distribuição dos tipos de clima em Moçambique, (MINED, 1986) .....	31
Figura 2.7-Distribuição das temperaturas médias anuais em Moçambique (MINED, 1986).....	32
Figura 2.8- Distribuição da precipitação média anual em Moçambique (MINED, 1986) .....	33
Figura 3.1-Amostras artificiais: a) amostra artificial M15; b) amostra de solo natural com diferentes proporções de óleo lubrificante usado .....	42
Figura 3.2-Gráfico das curvas granulométricas comparativas do solo natural GRS com os solos artificiais M5 a M20 e OS5 (Andrade Pais, 2016) .....	43
Figura 3.3- Algumas estruturas típicas de solos grossos e finos (Lambe, 1969) .....	46
Figura 3.4-Curva de compactação e respetiva curva de saturação, adaptado de Fernandes, (2016) .....	47
Figura 3.5-Equipamento para o ensaio de compactação segundo LNEC E 197: moldes e pilão de compactação leve (standard) e pesado (Pertangola).....	50
Figura 3.6-Compactador automático, Proctor (Pertangola).....	50
Figura 3.7- Prensa para determinação do CBR e respetivo processo de penetração (www.aimil.com) .....	53
Figura 3.8-Curva penetração vs pressão (Homero, 1988).....	53
Figura 3.9-Gráfico da curva de compactação dos solos utilizados. ....	54
Figura 3.10-Ensaio CBR para o solo residual granítico e o solo artificial M10.....	56
Figura 3.11-Cilindro vibrador de rolo liso (www.ecivilnet.com) .....	58
Figura 3.12-Cilindro de pneus (www.4.bp.blogspot.com) .....	59
Figura 3.13-Cilindro de rolo liso (www.rollersaustralia.com.au).....	60
Figura 3.14-Cilindro de pés de carneiro (www.4.bp.blogspot.com) .....	61
Figura 4.1-Ilustração do modelo hidromecânico de Terzaghi .....	67
Figura 4.2-Edómetro para ensaios de consolidação (Terzaghi, 1936) .....	68
Figura 4.3-Gráfico resultante do ensaio de consolidação. Índice de vazios vs tensão vertical (Andrade Pais 2007) .....	69
Figura 4.4-Gráfico resultante do ensaio de consolidação. Índice de compressibilidade vs tensão vertical .....	71

Figura 4.5-Gráfico resultante do ensaio de consolidação. Coeficiente do volume de compressibilidade vs tensão vertical.....	72
Figura 4.6- Gráfico resultante do ensaio de consolidação. Coeficiente de permeabilidade vs tensão vertical .....	73
Figura 4.7-Circulo de Mohr, convenção de sinais (Mecânica dos solos C, 2007) .....	75
Figura 4.8- Comportamento mecânico em ensaios de caixa de corte direto para os solos naturais e o solo artificial M15: a) comportamento tensão - deformação b) comportamento volumétrico (Andrade Pais, 2007).....	76
Figura 4.9- Comportamento mecânico em ensaios tipo CD no solo artificial M10: a) comportamento tensão - deformação b) comportamento volumétrico (Andrade Pais, 2007) .	77
Figura 4.10- Caracterização de um pavimento para um dimensionamento analítico e a obtenção das tensões e extensões .....	79
Figura 5.1-Distribuição das tensões devido à passagem de uma roda. a) Verticais; b) Horizontais (Asphalt Institute, 1981).....	85
Figura 5.2-Efeito esquemático da deflexão de um pavimento sob ação do tráfego, resultando em tensões de compressão e de tração nas camadas ligadas (Asphalt Institute, 1981) .....	85
Figura 5.3-Procedimento do dimensionamento empírico - analítico de um pavimento flexível .....	87
Figura 5.4-Esquemática geralmente adotada da ação do rodado padrão de um eixo-padrão sobre um pavimento (Branco et al, 2008) .....	94
Figura 5.5-Os quatro diferentes tipos de clima existentes em Moçambique (MINED, 1986)....	95
Figura 5.6- Módulo de deformabilidade calculado de modo empírico para a sub-base (camada de baixo custo) com diferentes espessuras (retro análise).....	99
Figura 5.7-Pavimento flexível de base betuminosa: estruturas indicadas pelo MADIPAV .....	107
Figura 6.1-Esquema do perfil e materiais propostos do número de eixos-padrão de 80 kN. .	114

## Lista de Tabelas

Tabela 2.1-Níveis de estabilidade (Eaton et al., 1987) .....	16
Tabela 2.2 - Avaliação das estradas não pavimentadas segundo RSMS, 1991, citado por Oda, 1995, classifica a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de estabilidade e extensão dos buracos. ....	17
Tabela 2.3-Níveis de estabilidade das corrugações segundo Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991 .....	18
Tabela 2.4-Níveis de estabilidade numa estrada não pavimentada (Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991) .....	19
Tabela 2.5-Níveis de estabilidade numa estrada não pavimentada (Eaton et al., 1987 e Fontenele, 2001).....	20
Tabela 2.6-Níveis de estabilidade para a segregação de agregados (Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991) .....	21
Tabela 2.7- Níveis de estabilidade do afundamento das estradas (Eaton et al. 1987 e o RSMS, 1991) .....	22
Tabela 2.8-Níveis de estabilidade do afundamento das estradas (Fontenele, 2001) .....	22
Tabela 2.9-Famílias e tipos de patologias observadas no pavimento de estradas rurais - metodologia por adaptação de Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991 .....	23
Tabela 2.10-Descrição das famílias e tipos de patologias observadas no pavimento das estradas (Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991) .....	24
Tabela 2.11-Faixa granulométrica de materiais para revestimento primário (South Dakota local Transpotation - us citado por Baesso e Gonçalves, 2003) .....	27
Tabela 2.12-Diferentes tipos de clima, de solo assim como as suas temperaturas médias anuais e a precipitação das diferentes regiões do país (Hermenegildo, 2004) .....	34
Tabela 2.13-Nível de tráfego por número de solicitações (Gravel Road Thickness Design Methods).....	34
Tabela 2.14 - Espessuras sugeridas para camadas de revestimento primário (Skorseth e Selim, 2000) .....	35
Tabela 3.1-Valores limite (mg/kg) da concentração de metais pesados nos solos segundo a Diretiva Europeia e a Portaria Portuguesa. ....	41
Tabela 3.2-Valores limite (mg/kg) da concentração de metais pesados obtidos para os solos GRS, A-sc, G-sc, Ga-sc, L-sc, M15 e granito.....	41
Tabela 3.3-Parâmetros de identificação e físicos do solo artificial constituído por mistura de solo residual granítico, óleo lubrificante usado e cal em diversas proporções. ....	43
Tabela 3.4-Identificação e classificação AASHO - (E242) e ASTM D 2487-85 dos solos da amostra .....	44
Tabela 3.5-Classificação AASHO - (E242) e ASTM D 2487-85 dos solos da amostra superficialmente .....	45

Tabela 3.6- Ensaio Proctor (LNEC E197-1966) .....	50
Tabela 3.7-Diferentes tipologias do ensaio CBR (LNEC E 198) .....	52
Tabela 3.8-Parâmetros físicos obtidos em ensaios de compactação dinâmico para as amostras GRS, OS5, e M5 a M20 .....	55
Tabela 3.9-Quadro resumo dos valores ótimos da curva de compactação .....	55
Tabela 3.10-Valores de CBR em amostras de solo compactadas com 25 pancadas. ....	57
Tabela 4.1- Módulos de deformabilidade tangencial e secante calculado nos ensaios tipo CD para o solo artificial. ....	78
Tabela 4.2- Módulos de deformabilidade tangencial e secante calculado nos ensaios tipo CD para o solo artificial com 7 e 28 dias de cura. ....	78
Tabela 4.3- Coeficiente de Poisson nos ensaios tipo CD para o solo artificial sem cura. ....	79
Tabela 5.1-Classificação dos veículos automóveis segundo JAE.....	89
Tabela 5.2-Coefficientes de equivalência entre diferentes valores de carga por eixo (ERA, 2011) .....	90
Tabela 5.3-Fatores de cargas de tráfego de projeto (adaptado de ERA, 2011) .....	92
Tabela 5.4-Characterização do tráfego segundo o "Manual de Conceção de Pavimento para a Rede Rodoviária Nacional" .....	93
Tabela 5.5-Grupos de tráfego definidos pelo valor de pesados acumulados em 20 anos (JAE, 1995) .....	93
Tabela 5.6-Definição das classes de fundação utilizadas no dimensionamento (MACOPAV) ...	96
Tabela 5.7-Relação entre qualidade mínima de uma superfície do pavimento e opiniões de usuários (Skorseth e Selim, 2000). ....	100
Tabela 5.8-Classes de terrenos de fundação do MADIPAV .....	105
Tabela 5.9-Constituição do leito de pavimento em materiais granulares não aglutinados e classe de fundação em função de classes d terrenos de fundação do MADIPAV .....	106
Tabela 6.1- Guia para seleção da vida útil de um projeto (SATCC, 2003).....	113

# Lista de Acrónimos

AASHO - American Association of State Highway Officials

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

AFCAP - Africa Community Access Programme

ANE - Administração Nacional de Estradas (Moçambique)

APDG - Austroads Pavement Design Guide

AUSTROADS - Association of Australia and New Zealand Road Transport and Traffic Authorities

ASTM - American Society for Testing and Materials

B<sub>E</sub> - Base estabilizada

BG - Base granular

BS - British Standard

CBR - California Bearing Ratio (índice Californiano)

CESA - Cumulative Equivalent Standard Axles

cm - Centímetros

CR - Compactação relativa (%), referido ao Proctor modificado

DESA Design Equivalent Standard Axles

DI - Índice de dimensionamento

EBS - Módulo da camada de base

EBVT - Estrada de Baixo Volume de Tráfego

E<sub>c</sub> - Média dos módulos de elasticidade do betão de cimento

EM - Métodos empírico-mecanicistas

ERA - Ethiopian Roads Authority

ESA - Equivalent Standard Axle (80 kN)

ESAL - Carga por eixo único equivalente

EUA - Estados Unidos América

GE - Granular Equivalente

GL - Perda de material granular

IP - Índice de Plasticidade

kgf - Quilograma-força

km - Quilómetro

kN - QuiloNewton

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

m - Metro

MACOPAV - Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional

mm - Milímetro

MPa - Megapascal

MTPW - Ministry of Transport and Public Works of Malawy

N - Vida útil de projeto, em anos

NG - Natural Gravel

NP - Norma Portuguesa

r - Taxa de crescimento anual

SADC - Southern African Development Community

SATCC - Southern Africa Transport and Communications Commission

SB - Sub-base

SHELL - “Shell International Petroleum Company Limited”

SN - Structural Number

SSATP - Africa Transport Policy Program

T - Tráfego médio diário para cada categoria de veículos, por sentido

TMD - Tráfego médio diário

TMDA<sub>p</sub> - Tráfego Médio Diário Anual de veículos pesados no ano de abertura, por sentido de circulação e na via mais solicitada

TRL - Transport Research Laboratory

TRRL - “Transport and Road Research Laboratory”

# CAPÍTULO 1



# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento histórico

O desejo pelas viagens, a vontade de conhecer outros povos e criar relações com outras culturas foi e será sempre uma constante na história do homem. Por várias razões, sejam elas comerciais, religiosas, de sobrevivência, políticas, de ampliação territorial ou por simples interesse, a história do homem está verdadeiramente ligada às viagens e descobrimentos (Barradas, 2004).

Considerando estes factos, as estradas são consideradas umas das principais razões pelo desenvolvimento e civilização dos povos.

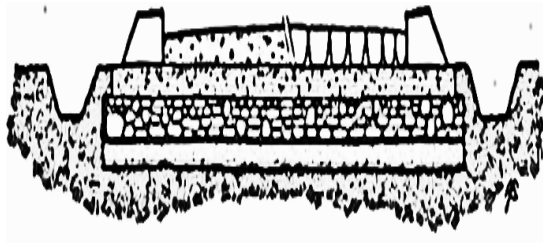
Há muitos séculos que se criaram as estradas, pensa-se que a estrada mais antiga se localiza no Egito, enquanto a mais antiga da Europa foi construída na ilha de Creta cerca do ano 2000 A.C., mas dizem que foram os romanos que construíram as estradas com a finalidade que existe atualmente.

As estradas romanas cruzam a África, Egito, Ásia Menor, Europa do Sul e Ocidental, com cerca de 370 estradas, e um total de 78 mil quilómetros, tendo como principal objetivo a deslocação do exército romano. Contudo, prontamente foram utilizadas com o propósito comercial e de lazer (ecen, 2012). Podemos dizer que as estradas desenvolveram e proporcionaram uma melhor qualidade de vida a civilização romana.

O objetivo traçado era muito simples, dando ao exército romano, trajetos mais curtos e com melhor observação do exército inimigo (Sant'Anna, 2007). O pavimento das estradas era de pedra, de maneira a que conseguisse resistir ao tráfego que existia na época e às diferentes condições atmosféricas, permitindo que realizassem as viagens com maior qualidade e conforto.

Com a uma boa construção, aliada a uma estrutura inovadora, ainda hoje existam estradas dessa época. Temos o exemplo de que nesta altura já existia o conceito de valeta de bordadura, o que já evidencia o conhecimento dos efeitos nefastos de uma má drenagem na durabilidade.

As estradas apresentavam de ambos os lados pedras colocadas numa determinada disposição que permitia o escoamento da água, para que a superfície ficasse minimamente seca como demonstra a figura 1.1.



Estrada romana: Corte transversal

Figura 1.1-Estrutura de uma estrada romana 2000 A.C (História Universal, Circulo de leitores II, Lisboa, 1989)

- Revestimento superficial, constituída por pedras bem assentes com o auxílio de cal;
- Revestimento de pedras dispostas com uma determinada ordem, de modo a formar um canal de escoamento;
- Revestimento constituído por cal e telhas partidas;
- Revestimento constituído por cascalho, areia, cal e seixo;
- Fundação revestida por pedras grandes.

O Estado moçambicano, 24 anos após o fim da guerra civil (1992), ainda enfrenta grandes desafios no que diz respeito à reconstrução das suas infraestruturas. A maior parte da rede rodoviária nacional foi completamente destruída, e a reabilitação das estradas torna-se mais difícil devido às pontes destruídas e à grande dimensão da área afetada. Apesar dos esforços feitos de modo a reativar o sector das estradas, a maioria das vias de acesso, e pavimentos de baixo custo estão em mau estado. O isolamento originado aumenta a situação de pobreza. Assim, a agricultura, o modo de vida de mais de 70% da população de moçambique, não encontra condições favoráveis para se desenvolver, principalmente porque os produtos não chegam aos mercados pela falta de transporte.

Para as pessoas doentes, é extremamente difícil deslocarem-se às instalações de saúde, algumas das quais estão muito distantes da população e a oferta nos meios rurais de produtos de primeira necessidade é bastante escassa.

Em geral, há poucos estímulos para um desenvolvimento sustentável e as ajudas vindas de outros países são poucas, muito devido à guerra que se viveu. Ainda assim Moçambique é um país que está a viver uma transição e uma fase de recuperação, estando agora a passar por um processo de desenvolvimento global.

Tem-se vindo a aprofundar o conhecimento sobre o comportamento real dos materiais através do desenvolvimento de modelos baseados em testes de laboratório e de campo. (Jacinto, 2003). As exigências de tráfego exigem maiores cuidados na construção das estradas, nos últimos tempos, surgiram novos conceitos e técnicas de reabilitação de pavimentos, utilizando novos materiais o que permite a resolução deste desiderato.

Atualmente, não são só as tecnologias de construção de novas estradas que preocupam e necessitam de ser desenvolvidos, mas sim as estradas já construídas precisam de ser reabilitadas e/ou reforçadas. Nos países ditos em vias de desenvolvimento e de grandes

dimensões, isto também se fará com a construção de novas vias de baixo custo, pelos custos envolvidos e pelo baixo tráfego existente, nessas regiões de grande interioridade no grande continente África. Tendo em vista este problema, dependendo dos níveis de degradação foram desenvolvidos vários métodos de reforço. Esses métodos atualmente utilizados são baseados primeiramente na determinação da resistência do pavimento, em seguida na determinação da espessura das camadas e técnicas de reforço para aumentar a vida útil dos pavimentos em análise (Jacinto, 2003).

## 1.2 Tema da dissertação

Moçambique é um país enorme, aproximadamente com uma área de 801.000 km<sup>2</sup> e uma densidade populacional de 25 milhões, comparativamente com Portugal que tem uma área de 92.000 km<sup>2</sup> e 10 milhões de habitantes. A economia do país é baseada principalmente na agricultura, mas o sector industrial, principalmente na fabricação de alimentos, bebidas, produtos químicos, alumínio e petróleo, está a crescer. O sector de turismo do país também está em crescimento. O transporte rodoviário é o principal modo de transporte e promove a deslocação dos passageiros e das cargas, constituindo o meio de acesso aos restantes modos de transporte. São as vias e as comunicações, mesmo que primárias que promovem a coesão territorial e económica ao trespassar as regiões como as veias que irrigam um corpo.

A dimensão do país, a dispersão das comunidades inseridas no ecossistema e nas suas tribos com agricultura de subsistência, para os moradores rurais são essenciais as estradas de terra para se deslocarem aos serviços básicos como educação, saúde e lazer disponíveis nos grandes centros urbanos e são também responsáveis pelo escoamento da sua produção para as cidades dependentes em grande parte da importação de bens e que por essa via se tornam caros ao comum do cidadão.

Com efeito, o país está a fazer um enorme esforço para desenvolver as infraestruturas, e melhorar os acessos dos meios rurais aos centros urbanos.

Em Moçambique, verifica-se que a grande extensão das estradas de terra são cerca de 30 mil quilómetros, dos quais cerca de 20% são estradas pavimentadas. Com a implementação dos programas de reabilitação e manutenção de estradas, foi possível a redução da rede de estradas intransitáveis de 77% para 8% e o aumento da percentagem de estradas em condições razoáveis de 7% para 69%, que são aquelas não revestidas por qualquer tipo de tratamento superficial (Administração Nacional de Estradas, 2007).

Com efeito, houve uma melhoria considerável nos modelos e na transitabilidade das estradas classificadas que resultam numa diminuição do tempo de viagem para os utilizadores (SLE, 2006).

Mesmo sabendo que é uma importante função para o país, para a economia e para o bem-estar da população, nota-se uma quebra na manutenção e um desinteresse na conservação dessas vias. Como consequência desses factos começa-se a reparar no aparecimento de problemas no pavimento das estradas, devido a certos impactos ambientais, como por exemplo a perda de solo.

A ausência de solo devido a processos erosivos em estradas de baixo custo tem grande poder de evolução, visto que a escassez do revestimento não é capaz de proteger a via da ação do intemperismo, que simultaneamente com a falha ou carência de um sistema de drenagem, acelera o agravamento desse problema.

Nesse sentido, torna-se necessária maior atenção dos governos na implantação e conservação dessas vias, de modo a prevenir esses problemas socioeconómicos e ambientais (FIPAG, 2012). A Conservação em larga escala deve ser contínua, com soluções económicas, fiáveis e confortáveis.

De acordo com FIPAG (Dezembro 2012) Estudo de impacto Ambiental e Social, vol.2, Moçambique tem utilizado grande parte de seus recursos rodoviários na manutenção rotineira das estradas não pavimentadas a cada novo período de chuva. Estes gastos poderão ser minimizados pela construção de um pavimento rodoviário de baixo custo e que seja ao mesmo tempo resistente às intempéries da região e aos esforços conduzidos pelo tráfego, ao invés de ficar a espera de elevados recursos económicos para aplicar um pavimento tradicional, que nem sempre é a necessidade da via em questão.

Para diminuir a carência de investimentos nas estradas de terra e com a falta de recursos, cada vez mais tem-se tentado encontrar algumas alternativas, e o que reúne maior consenso é o uso dos solos disponíveis nas proximidades da zona de construção, com o objetivo de diminuir os custos no transporte dos materiais. Contudo, nem sempre os solos das proximidades, mesmo agregados a outros, são os ideais para as exigências dos impactos ambientais da região, o que nos leva a investigar e modificar as propriedades dos solos, utilizando materiais com a finalidade de aperfeiçoá-los, semelhantes critérios técnicos e económicos, possibilitando a execução e a pavimentação de estradas de baixo volume de tráfego, com eficiência, operacionalidade e menor custo de conservação.

Esta possibilidade pode passar pelo uso do solo local e no qual podem ser adicionados aditivos físicos que poderão originar, após a mistura e compactação o melhoramento e

reforço da camada exposta ao rolamento e intempéries. A adição poderá ser feita na própria via existente, mesmo no solo de fundação que seria remexido e compactado de acordo com os parâmetros e dimensionamento realizado. O trabalho propõe mais um avanço, neste caso o dimensionamento, a pesquisa e coleção dos parâmetros necessários, nomeadamente a melhoria da capacidade de carga e deformabilidade, a partir de um solo artificial que se começou a estudar em 2007.

Assim, investigou-se a situação de solo residual granito natural como matriz à mistura de óleo lubrificante usado e cal. Esta mistura é formada por cal (C) e óleo lubrificante usado (O) com uma concentração ótima de componentes. A concentração dos componentes foi escolhida de tal modo exista a reação exotérmica na mistura com a finalidade de corrigir o pH e neutralizar os metais pesados contidos no óleo lubrificante usado (Meegoda et al., 1996).

### **1.3 Justificação e objetivos da presente dissertação**

Este trabalho consiste em criar condições ao nível da pavimentação que permitam uma boa circulação nas estradas de baixo custo. Assim, serão visadas as várias componentes de um pavimento juntamente com uma análise ao nível da metodologia que envolve um dimensionamento adequado num país como Moçambique, sabendo que as soluções para pavimentação das estradas acabam por exigir um tratamento regionalizado. Há enormes possibilidades de não usar os materiais e as técnicas tradicionais. Existem materiais que têm sido utilizados, sem estudos técnicos mais cuidadosos, mas se forem analisados e trabalhados de maneira mais pormenorizada, podem levar a especificações que permitam um uso generalizado e seguro (Silva, 2008), pelo que o nosso trabalho consiste num estudo experimental do dimensionamento da espessura do revestimento das estradas de terra em Moçambique, melhorando e reforçando o solo com uma mudança iônica ao redor das moléculas, misturando cal (C) e óleo lubrificante usado (O) com concentração ótima de componentes.

Sabendo que os minerais de argilas e siltes entram em contato com as moléculas do produto, ocorre uma mudança química permanente da estrutura da molécula. Esta mudança é permanente e impossível de ser alterada. Hoje, temos estradas ao redor do mundo com mais de 30 anos (Gurjão, 2005).

A utilização de cal misturada com o solo natural e óleo lubrificante usado melhora a estabilidade e durabilidade reduzindo a sensibilidade à humidade e à sua maior resistência ao aparecimento de rachas e fissuras. Além desta vantagem melhora a coesão

entre o asfalto e as partículas de agregado aumentando a sua duração, melhorando e aumentando a resistência a cargas pesadas.

A grande diferença desta tecnologia é a impermeabilização apenas das moléculas de argilas e siltes e não da camada tratada. Na natureza, siltes e argilas têm maior ou menor capacidade de reter água na superfície específica, diferente para cada tipo de mineral, e a consequência disto, é a plasticidade indesejada e a perda de resistência pelo efeito da diminuição da sucção respetivamente. A utilização de processos de melhoramento e reforço de solos por misturas destes com materiais alternativos para uso como revestimento primário em estradas não pavimentadas, aproveitando-se o próprio solo do subleito da estrada, garantindo ao mesmo maior resistência às intempéries da região e aos esforços produzidos pelo tráfego atuante.

Espera-se, como consequência, minimizar o custo total da infraestrutura que se traduz na construção e manutenção das estradas vicinais. Portanto, justificou-se a necessidade do desenvolvimento do estudo destas soluções, aliada ao programa de investimentos, para que as estradas não pavimentadas ofereçam um nível satisfatório de tráfego e conforto ao usuário.

A aplicação de cal é utilizada para estabilizar os solos permitindo que as argilas tenham maior estabilidade, evitando a sua substituição. A cal, sendo um material ligante serve como agente de retenção de humidade melhorando assim a impermeabilização das diferentes interfaces da via.

Efetivamente a adição de cal a um solo argiloso promove uma reação homogénea em que a cal, reagindo com silicatos e aluminatos presentes e que misturados no solo terra argiloso transforma-os em silicatos e aluminatos de cálcio hidratado e estável. Esta reação estende-se por um longo período de tempo, se houver cal suficiente e o pH permaneça superior a 10.

Em África, na América Latina e nas zonas agrícolas da Europa e Estados Unidos existe uma considerável percentagem de estradas não pavimentadas, fazendo-se uma manutenção rotineira dessas estradas após as chuvas. Usando o método desenvolvido pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul, nos EUA, ou outro, pretende-se a determinação da espessura do revestimento com um solo artificial e estimar as ações de reparação. Assim, o trabalho vai propor o estudo da possível alteração dos parâmetros mecânicos e a sua reabilitação, ou melhoria com uso das técnicas de melhoramento e reforço do solo, já clássicas quando usada a cal em solos argilosos, mas agora usando-a de um modo mais complexo. Este solo que resulta da

mistura de cal + óleo lubrificante usado no solo que se usa no estudo, em diferentes proporções do elemento químico, o designaremos por solo artificial.

## 1.4 Descrição do conteúdo dos capítulos

Por forma a responder aos objetivos delineados para o presente trabalho, a dissertação está organizada em seis capítulos.

No Capítulo 1 é apresentado o tema da pesquisa, os objetivos pretendidos e a metodologia seguida para os atingir, e descreve-se a organização do documento, assim como da importância desta pesquisa, e os objetivos com ele pretendido. Aborda ainda, de uma forma geral, alguns aspetos relevantes da geologia da região e dos processos de formação dos solos do Sul de Moçambique.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão literária onde é feita uma síntese do conhecimento relativo às características gerais dos pavimentos e a importância das estradas não pavimentadas de baixo custo. Apresentam-se os tipos de defeitos que podem existir em certos solos problemáticos e os elementos necessários a adotar para que se consiga melhorá-las. Faz-se uma referência às técnicas e materiais utilizados na construção de uma estrada não pavimentada e de baixo custo. Neste capítulo aborda-se também os três métodos de dimensionamento da espessura do revestimento primário que se irá estabilizar para a utilização em interfaces e pavimentos.

No capítulo 3 são evidenciadas as características do solo estudado, faz-se uma avaliação sucinta da estabilidade química, identifica-se e classifica-se o solo artificial e descreve-se o programa experimental seguido. Para além dos resultados dos ensaios de identificação, são definidas, tendo como referencial a curva de compactação do ensaio Proctor Pesado e o ensaio CBR. Para tais condições avaliou-se o estado físico dos solos a usar e o valor de CBR do solo M10.

Paralelamente ao programa experimental, são apresentados os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios experimentais tanto em laboratório como em *in situ*, com seus respectivos princípios de funcionamento e procedimentos dos ensaios.

O capítulo 4 é dedicado ao estudo realizado com base nos solos para revestimento primário segundo as características mecânicas, abordando a compressibilidade uniaxial para determinar a compressibilidade edométrica e a sua rigidez. Trata-se também o conceito da resistência ao corte de solos não saturados, no qual se pode encontrar um breve historial do desenvolvimento do estudo da sucção até aos nossos dias. São

apresentadas algumas reflexões sobre as diferentes propostas para se estabelecer a equação das tensões efetivas em solos não saturados. Inclui-se ainda, a relação entre a curva característica e a resistência ao corte dos solos não saturados e os modelos constitutivos que servem de base para a previsão dessa resistência, propostos por alguns autores. Reflete-se sobre a implicação do estudo do comportamento dos solos em condições não saturadas, ou seja, a influência da sucção instalada nos valores de rigidez a pequenas e médias deformações, em particular, em carregamentos cíclicos.

O capítulo 5 centra-se na problemática da concepção e dimensionamento de pavimentos de baixo custo e nos métodos de dimensionamento, dando-se a devida importância ao conceito de resiliência dos materiais através de abordagens simplificadas, incluindo aspetos inerentes à avaliação da capacidade de suporte do solo existente, ao volume de tráfego, clima e aos procedimentos de dimensionamento dos pavimentos mais utilizados atualmente. Apresentam-se também orientações sobre vários aspetos do processo de concepção das estradas de baixo custo e dos seus pavimentos, mostrando a influência dos fatores ambientais no dimensionamento.

Faz-se ainda a apresentação do nosso caso de estudo onde se descreve em particular a aplicação dos 3 métodos de dimensionamento apresentados.

O Capítulo 6 aborda as considerações finais, incluindo as conclusões retiradas de toda a análise comparativa realizada nos capítulos anteriores e tem como propósito a sistematização do conhecimento gerado durante a pesquisa, suas conclusões.

O documento contém ainda um índice geral, uma listagem de figuras, uma listagem de tabelas, uma listagem de acrónimos e finalizando cum uma listagem de referências bibliográficas.

# CAPÍTULO 2



## **2 Revisão de literatura**

### **2.1 Importância das estradas não pavimentadas**

As estradas não pavimentadas conhecidas como estradas de terra, estradas rurais, estradas vicinais, são importantíssimas para a mobilidade entre localidades e para promover uma troca de mercadorias e serviços, melhorando a sua qualidade de vida desenvolvida por uma aproximação devido ao melhoramento das estradas (Baesso e Gonçalves, 2003).

De acordo com Baesso e Goncalves (2003) um substancial elenco de evidências constatado em vários países mostra o papel vital desempenhado pelas estradas rurais no desenvolvimento da agricultura. Segundo os autores, estudos realizados pelo Banco Mundial no ano de 1993 concluíram que a implantação de melhoramentos na rede viária rural tem um efeito imediato não somente na redução do custo operacional de veículos como também permitem uma expansão dos serviços públicos nessas regiões. Nos países em desenvolvimento e aqueles cuja economia experimenta períodos de transição, 60 a 80 % do transporte de passageiros e de carga utiliza-se da rede de estradas rurais. As mesmas proporcionam o acesso à grande maioria das comunidades rurais.

Com o resultado, constatou-se que a frequência escolar cresceu substancialmente e o acesso aos profissionais de saúde tornou-se bastante regular.

### **2.2 Tipos de defeitos que podem existir em estradas não pavimentadas**

Antes de definir os principais tipos de defeitos, bem como suas causas e graus de rigidez, que podem existir numa estrada de terra, primeiro define-se a palavra defeito retratando pavimento.

Daroncho (2001) no seu trabalho, cujo objetivo geral consistia numa tentativa de mostrar que defeitos na superfície de pavimentos podiam ser úteis para identificar e classificar relações entre itens que definem a qualidade de viagens em rodovias, definindo defeito como sendo desarranjos que contribuem para aumentar ou desenvolver desconfortos ao usuário da rodovia, ou ainda impedir o tráfego de veículos na mesma.

Segundo Nunes (2003), na sua pesquisa, cujo objetivo geral do trabalho era o de tentar desenvolver um método de previsão de defeitos em estradas rurais de terra, define defeito como sendo qualquer alteração na superfície da estrada que influencie negativamente as suas condições de circulação.

AUSTROADS (1987) no seu trabalho explica que o GPS (Sistema de Posicionamento Global) e o SIG (Sistema de Informação Geográfica) podiam contribuir para aperfeiçoar o manuseio de informação para hierarquizar necessidades de intervenção e orientar manutenção de rodovias não pavimentadas, e a palavra defeito é enunciada como sendo, qualquer evidência visível de falhas ou discontinuidades no pavimento rodoviário da estrada que afeta a sua capacidade estrutural, aparência ou a qualidade de movimento dos veículos.

Oda (1995) desenvolveu um método para caracterização de estradas não pavimentadas com vistas à implantação de um sistema de gerência, e comenta que os defeitos aparecem devido a uma confluência de fatores, alguns extrínsecos à via (tráfego, chuva e manutenção) e outros intrínsecos (perfis longitudinal e transversal, drenagem, tipo de solo e outros).

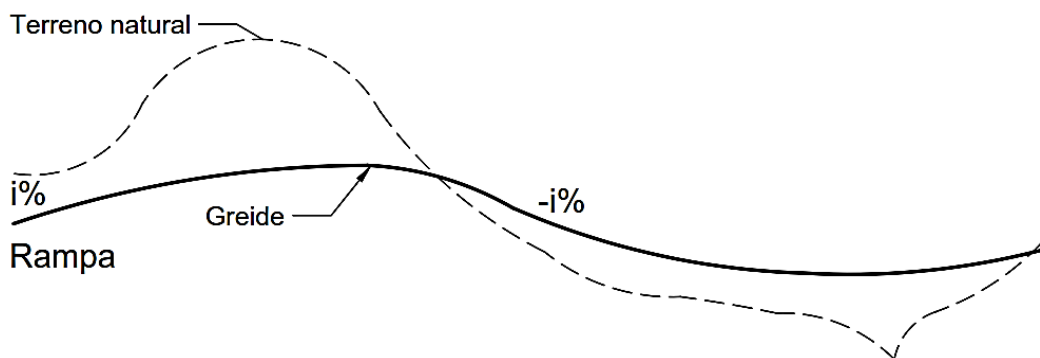


Figura 2.1-Perfil longitudinal

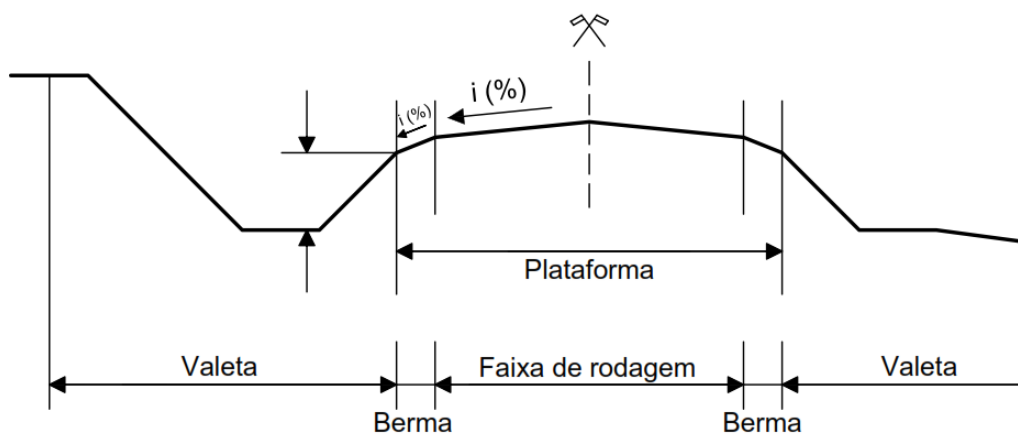


Figura 2.2-Perfil transversal

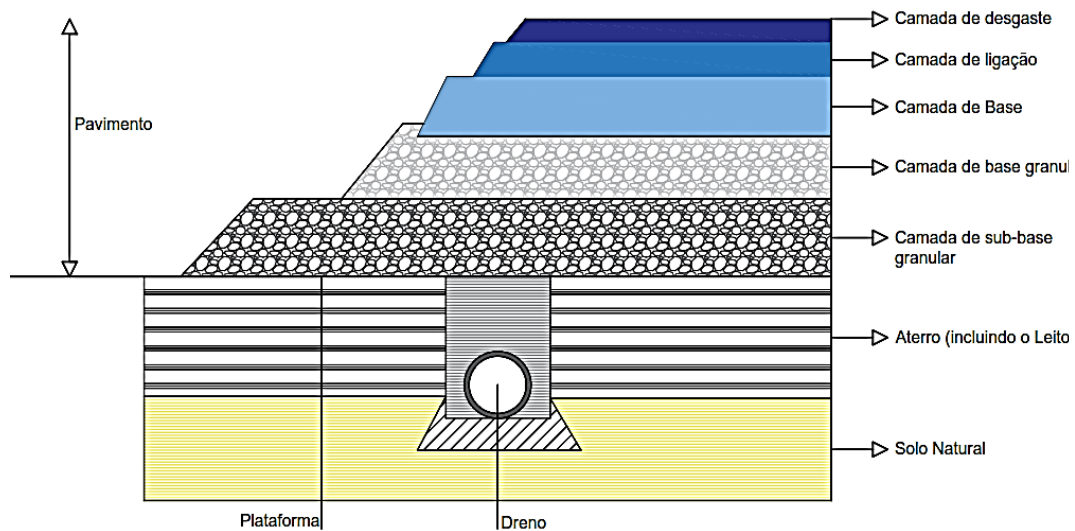


Figura 2.3-Esquemática da estrutura de um pavimento rodoviário

Segundo o estudo efetuado apenas os três agentes externos apontados a seguir exercem esforços dinâmicos considerados sobre o leito de uma estrada de terra:

- a) Tráfego: que por meio das rodas dos veículos aplica tensões, impõe deformações (recuperáveis ou não) e exerce ação abrasiva sobre a superfície;
- b) Água da Chuva: que ao humedecer ou saturar o solo diminui sua capacidade de suporte e que, ao escoar pela superfície, desagrega as partículas de solo e em seguida as transporta e deposita;
- c) Atividade de manutenção: que por meio do trabalho mecânico modifica o perfil longitudinal e transversal.

Frente a esses agentes externos, a resposta da estrada, em termos de resistência para manutenção de suas condições originais, é dada em função das suas características intrínsecas citadas por Oda (1995).

De acordo com o RSMS (1991), os defeitos: seção transversal e drenagem lateral inadequada, desenvolvem-se em função das características das estradas não pavimentadas, como o tipo de solo (capacidade de suporte) e o relevo.

O tipo de solo da estrada pode influenciar na sua qualidade, principalmente quando são analisadas as condições de conforto e segurança proporcionada aos usuários. Essa qualidade é verificada por meio das irregularidades na superfície das estradas.

Segundo Nunes (2003) a avaliação das condições do pavimento rodoviário de uma estrada de terra é feita por meio do levantamento dos defeitos no campo, e para fins de utilização de sistemas de gerência de vias, o levantamento envolve a seleção dos defeitos

mais significativos com suas respectivas medidas, e a avaliação da extensão e severidade de cada um deles. Daroncho (2001) define como severidade de um defeito a dificuldade ou o volume de dificuldades que um tipo de defeito impõe ao movimento dos veículos.

De maneira geral, os defeitos que podem ocorrer numa estrada não pavimentada podem ser os seguintes: areões, atoleiros, buracos, corrugações, drenagem inadequada, erosões, excesso de pó, rocha aflorante, segregação de agregados, seção transversal inadequada e por último as trilhas de roda.

### **Defeito 1: Areões**

De acordo com Nunes (2003) areões são bermas de areia solta, formadas pela ação do tráfego, no centro das trilhas de roda e laterais da estrada, as quais impedem a saída de água.

Santos et al. (1985) classificam os areões em dois tipos: areão de Espigão e areão de Baixada.

- Areões de Espigão: ocorre em regiões geralmente planas e de solo arenoso onde é inexistente ou desprezível a quantidade de material ligante (argila) que, combinada com a ação do tráfego local e da lavagem do material pela água da chuva, provoca o desenvolvimento do defeito;

- Areões de baixada: ocorre em regiões onde existe o depósito de sedimentos trazidos pelo escoamento superficial da água da chuva a qual provoca o fenômeno da erosão em trechos de cota topográfica superior e adjacente ao do depósito.

De acordo com Eaton et al. (1987) esse tipo de defeito é classificado como segregação de agregados e o seu grau de estabilidade é obtido em função da altura da berma desenvolvida ao longo da estrada, portanto, os níveis de estabilidade são os seguintes conforme a tabela 2.1.

*Tabela 2.1-Níveis de estabilidade (Eaton et al., 1987)*

<b>Nível de estabilidade</b>	<b>Altura da berma [cm]</b>
Baixa	>10
Média	5 ≤ 10
Alta	<5

## Defeito 2: Atoleiro

Oda (1995) define atoleiro com sendo uma camada de lama onde não existe atrito entre o solo e os pneus dos veículos, que “patinam” sem sair do lugar.

O problema comentado não apresenta níveis de severidade uma vez que o próprio defeito desenvolve péssimas condições de tráfego na estrada.

## Defeito 3: Buracos

Eaton et al. (1987) e o RSMS (1991) descrevem o defeito buracos como pequenas depressões em forma de bacia na superfície da estrada, normalmente menores que 100 cm de diâmetro.

Na avaliação das estradas não pavimentadas, o RSMS (1991), classifica a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de estabilidade e extensão das depressões são as seguintes conforme a tabela 2.2.

*Tabela 2.2 - Avaliação das estradas não pavimentadas segundo RSMS, 1991, citado por Oda, 1995, classifica a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de estabilidade e extensão dos buracos.*

Qualidade da estrada	Profundidade [cm]	Diâmetro [cm]	Área total da superfície da estrada [%]	Buracos por secção
Baixa	>7,5	60 ≤ 100	>30	>10
Média	2,5 ≤ 5	30 ≤ 60	10 ≤ 30	5 ≤ 10
Alta	<2,5	<30	<10	<5

## Defeito 4: Corrugações

De acordo com Oda (1995) as corrugações constituem um tipo particular de irregularidades e são também conhecidas como ondulações, costeletas.

Aguiar (1963) define as corrugações como ondas, no sentido transversal, distantes entre si de 0,60 a 1,10 m, como resultado de um movimento vibratório transmitido pelos veículos à estrada.

Segundo Eaton et al. (1987) e o RSMS (1991), corrugações consistem numa série de ondulações que ocorrem em intervalos bastantes regulares, perpendiculares à direção do tráfego.

Na avaliação das estradas não pavimentadas, Eaton et al. (1987) e o RSMS (1991) classificam os níveis de estabilidade das corrugações conforme está detalhado na tabela 2.3.

*Tabela 2.3-Níveis de estabilidade das corrugações segundo Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991*

Nível de estabilidade	Profundidade das corrugações [cm]	Área total da superfície da estrada coberta por corrugações [%]
Baixa	>7,5	>30
Média	2,5 ≤ 7,5	10 ≤ 30
Alta	<2,5	<10

#### **Defeito 5: Drenagem Inadequada**

De acordo com Baesso e Gonçalves (2003) este tipo de defeito é caracterizado pelo acumulado de água na plataforma, dando origem ao mau funcionamento dos dispositivos de drenagem superficial como também pela inexistência de elementos de drenagem profunda.

Eaton et al. (1987) e o RSMS (1991) classificam a qualidade da estrada, em termos de drenagem lateral, de acordo com os seguintes níveis de estabilidade:

- Baixa: pequena quantidade de água nas valetas e valetas sem vegetação ou entulhos;
- Média: quantidade moderada de água na valeta; valetas com pequena quantidade de vegetação e entulhos e evidência de erosão das valetas do lado de dentro da estrada;
- Alta: grande quantidade de água nas valetas; valetas cobertas de vegetação e entulho e erosão das valetas do lado de dentro da estrada.

#### **Defeito 6: Erosão**

De maneira geral, a grande maioria das estradas de terra das zonas rurais foi aberta pelos colonizadores de uma forma inadequada, por ter sido orientada basicamente pela estrutura das fundações e pelas facilidades do terreno.

Estes traços favoreciam, em períodos de chuva intensas, o desenvolvimento de processos erosivos extremamente prejudiciais à via rodoviária, áreas marginais e à sua plataforma como um todo. Muitas evoluíram de pequenas estradas utilizadas pelos primeiros grupos

de pessoas que se estabelecem nas mais diversas regiões, apresentando grande fragilidade em termos de suporte.

À medida que o tráfego cresce, entre outros serviços, melhoramentos graduais na forma de revestimento primário no pavimento rodoviário. Mas mesmo assim a maioria é executada sem obediência a quaisquer princípios básicos de engenharia (Baesso e Gonçalves, 2003).

Ainda de acordo com os autores, a manutenção de estradas rurais construídas dessa forma é de alto custo e de difícil execução, forçando os agentes públicos responsáveis pela sua gestão a uma manutenção frequente e adequada

Assim, a manutenção periódica deve incluir, entre outros serviços, uma construção do pavimento rodoviário, a recomposição de pequenos segmentos onde o revestimento se encontra deficiente, a limpeza das obras de drenagem, o reparo ou inclusão de dispositivos de proteção às saídas de drenagem e ainda a recomposição de áreas degradadas através da adoção de técnicas de proteção vegetal, entre outros pequenos serviços.

#### **Defeito 7: Excesso de Pó (Poeira)**

De acordo com Oliveira (2005) poeira é uma nuvem de partículas finas em suspensão no ar, formada durante o tráfego de veículos.

Para avaliar o grau de estabilidade das estradas não pavimentadas, Eaton et al. (1987) e o RSMS (1991) classificam a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de estabilidade da formação de poeira conforme está detalhado na tabela 2.4.

*Tabela 2.4-Níveis de estabilidade numa estrada não pavimentada (Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991)*

<b>Níveis de estabilidade</b>	<b>Obstrução da densidade de poeira</b>	<b>Velocidade do trafego</b>
Baixa	Muito densa	Muito lento/parado
Média	Densa	Lento
Alta	Pouco densa	-

Tratando-se do critério de avaliação proposto por Eaton et al. (1987) e Fontenele (2001) os autores determinam os níveis de estabilidade existente numa estrada não pavimentadas conforme está detalhado na tabela 2.5.

Tabela 2.5-Níveis de estabilidade numa estrada não pavimentada (Eaton et al., 1987 e Fontenele, 2001)

Nível de estabilidade	Nível de poeira	Densidade da nuvem	Visibilidade	Altura da nuvem [m]	Velocidade do trafego
Baixa	Alta	Elevada	Baixa	>2	Muito lento/parado
Média	Moderada	Moderadamente	Parcialmente	$1 \leq 2$	Lento
Alta	Baixa	Nuvem fina	Visível	<1	-

### Defeito 8: Rocha Aflorante

Atualmente a literatura referente ao presente tipo de defeito é bastante escassa, pois dentre os autores já citados apenas Santos et al. (1985) comentam de maneira resumida sobre o problema.

Santos et al. (1985) descrevem em seu manual que em regiões onde a camada de solo é pouco espessa, a ação de processos erosivos pode expor o leito rochoso. Nesse caso, a via torna-se bastante irregular, prejudicando ou mesmo inviabilizando o tráfego.

A solução proposta consiste no preenchimento das cavidades e buracos com solo artificial, podendo ser usado como camada regularizadora com fundação indeformável.

### Defeito 9: Segregação de Agregados

Nunes (2003) define segregação de agregados como sendo o acumular de partículas de agregados soltos, contidas nos solos granulares, que se soltam do pavimento rodoviário devido ao tráfego, colocando-se fora das vias e formando bermas no centro ou ao longo da berma da estrada ou ainda na área onde existe menos tráfego, paralela à linha central da estrada.

Em relação ao grau de estabilidade provocado por este tipo de defeito, Eaton et al. (1987) e o RSMS (1991), classificam a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de estabilidade e extensão da perda de agregados, conforme está detalhado na tabela 2.6.

Tabela 2.6-Níveis de estabilidade para a segregação de agregados (Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991)

Níveis de estabilidade	Altura da berma da estrada [cm]	Área total da superfície da estrada coberta por agregados soltos [%]
Baixa	>10	>30
Média	$5 \leq 10$	$10 \leq 30$
Alta	<5	<10

#### **Defeito 10: Seção Transversal Inadequada**

Seção transversal inadequada é definida como uma declividade suficiente que permite a drenagem das águas superficiais, que se precipitam sobre a plataforma, para as laterais da estrada a fim de poderem ser conduzidas pelo sistema de drenagem.

Para Oda (1995) a seção transversal inadequada é um tipo de defeito encontrado em quase todas as estradas e representa uma das principais causas da formação dos outros defeitos. As condições de uma seção transversal inadequada são avaliadas pela facilidade de escoamento da água da superfície da estrada para um local que não influencie as condições de trânsito, ou seja, para fora dela.

Eaton et al. (1987) classifica a qualidade da estrada de acordo com os níveis de estabilidade e extensão do defeito. Os níveis de estabilidade de uma seção transversal inadequada segundo o autor são:

- Baixa: grandes quantidades de água na superfície com alta ocorrência de defeitos com grandes depressões nas vias.
- Média: moderada quantidade de água na superfície ou esta em formato côncavo (bacia) com moderada ocorrência de defeitos;
- Alta: pequenas quantidades de água na superfície plana se declive transversal com pouca ou nenhuma ocorrência de defeitos;

#### **Defeito 11: Afundamento das estradas**

Afundamento das estradas é um tipo de defeito que pode ocorrer tanto nas estradas não pavimentadas como nas pavimentadas.

Os afundamentos das estradas são definidos como sendo depressões que se formam nas faixas de tráfego dos veículos, longitudinalmente ao eixo da estrada (Baesso e Gonçalves, 2003).

Tratando-se da avaliação das estradas não pavimentadas, Eaton et al. (1987) e o RSMS (1991) classificam a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de estabilidade e extensão do afundamento das estradas conforme está detalhado na tabela 2.7.

Tabela 2.7- Níveis de estabilidade do afundamento das estradas (Eaton et al. 1987 e o RSMS, 1991)

Níveis de estabilidade	Profundidade [cm]	Área total da superfície da estrada coberta por afundamentos [%]
Baixa	>7,5	>30
Média	2,5 ≤ 7,5	10 ≤ 30
Alta	<2,5	<10

Fontenele (2001) classifica os níveis de estabilidade provocados por este tipo de defeito, considerando apenas o afundamento das estradas conforme está detalhado na tabela 2.8.

Tabela 2.8-Níveis de estabilidade do afundamento das estradas (Fontenele, 2001)

Níveis de estabilidade	Profundidade [cm]
Baixa	>10
Média	5 ≤ 10
Alta	<5

Apresenta-se em síntese nas tabelas 2.9 e 2.10 as famílias de desagregação e os seus tipos de patologias estudadas a partir dos programas de avaliação das condições da superfície das estradas não pavimentadas. A tabela com as famílias de desagregação serve para inquérito e proposta de diagnóstico das estradas de baixo custo para intervenções futuras de reparação ou reconstrução.

Os principais objetivos foram detetar o método de avaliação das estradas não pavimentadas de EATON et al. (1987); o sistema da superfície das estradas, Road Surface Management System - RSMS (1991); a avaliação subjetiva das superfícies das estradas não-pavimentadas de RIVERSON et al. (1987); o Manual Técnico para Conservação e Recuperação. Estradas Vicinais de Terra do IPT (SANTOS et al., 1985).

Tabela 2.9-Famílias e tipos de patologias observadas no pavimento de estradas rurais - metodologia por adaptação de Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991

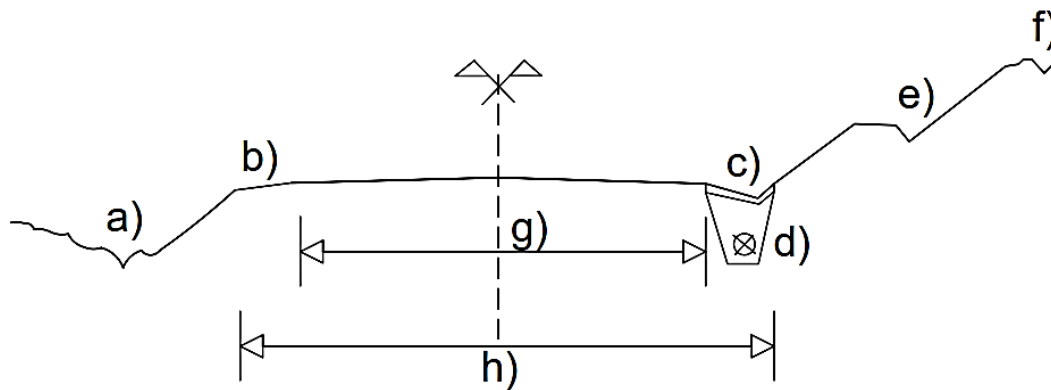
Famílias de desagregação	Tipo de defeitos		Fatores de desagregação
Desagregação da camada de desgaste	Areões	Espigão	Qualidade dos materiais; Deficiências de fabrico e execução; Ações climatéricas; Agressividade do tráfego.
		Baixada	Ligação entre a camada de base e de desgaste; Qualidade dos materiais; Ações climatéricas.
	Atoleiro		Qualidade dos materiais; Agressividade do tráfego; Condições de drenagem.
	Excesso de pó		Ações climatéricas; Agressividade do tráfego.
	Segregação de agregados		Sub-dimensões da camada de desgaste; Ligação entre a camada de base e de desgaste; Qualidade dos materiais; Deficiências de fabrico e execução.
	Afundamento das estradas		Sub-dimensões da camada de desgaste; Ligação entre a camada de base e de desgaste; Ações climatéricas; Qualidade dos materiais.
Deformações	Buracos		Ações climatéricas; Capacidade de suporte da fundação; Sub-dimensões das camadas inferiores; Qualidade dos materiais.
	Corruções		Capacidade de suporte da fundação; Sub-dimensões da camada de desgaste; Erosão.
	Drenagem inadequada		Erosão das valetas; Vegetação e entulhos nas valetas; Ações climatéricas.
	Erosão		Ações climatéricas; Sub-dimensões das camadas inferiores; Condições de drenagem.
	Rocha aflorante		Agressividade do tráfego; Ligação entre a camada de base e de desgaste; Sub-dimensões da camada de desgaste; Ações climatéricas.
	Seção Transversal Inadequada		Qualidade dos materiais; Deficiências de fabrico e execução.

Tabela 2.10-Descrição das famílias e tipos de patologias observadas no pavimento das estradas (Eaton et al., 1987 e o RSMS, 1991)

Famílias de desagregação	Tipo de defeitos		Descrição
Desagregação da camada de desgaste	Areões	Espigão	Areia solta, formadas pela ação do tráfego, no centro das estradas e nas laterais, as quais impedem a saída de água.
		Baixada	Sedimentos trazidos pelo escoamento superficial da água da chuva a qual provoca o fenômeno da erosão em trechos de cota topográfica superior e adjacente ao do depósito.
	Atoleiro		Camada de lama onde não existe atrito entre o solo e os pneus dos veículos, que “patinam” sem sair do lugar.
	Excesso de Pó		É uma nuvem de partículas finas em suspensão no ar, formada durante o tráfego de veículos.
	Segregação de Agregados		Acumular de partículas de agregados soltos, contidas nos solos granulares, que se soltam do pavimento rodoviário devido ao tráfego.
	Afundamento das estradas		Depressões que se formam nas faixas de tráfego dos veículos, longitudinalmente ao eixo do pavimento rodoviário.
Deformações	Buracos		Pequenas depressões em forma de bacia na superfície da estrada, normalmente menores que 100 cm de diâmetro.
	Corrugações		Deformação transversal que se repete com uma determinada frequência ao longo do pavimento (pequena e grande amplitude).
	Drenagem inadequada		É o acumulado de água na plataforma, dando origem ao mau funcionamento dos dispositivos de drenagem superficial como também pela inexistência de elementos de drenagem profunda.
	Erosão		Aparecem frequentemente resultante da erosão dos dispositivos de proteção às saídas da drenagem, e devido a falta de técnicas de proteção vegetal.
	Rocha aflorante		Deformação na camada de solo devido a ser pouco espessa. Nesse caso, a via torna-se bastante irregular, prejudicando ou mesmo inviabilizando o tráfego.
	Seção Transversal Inadequada		Declive suficiente que permita a drenagem das águas superficiais, que se precipitam sobre a plataforma, para as laterais da estrada a fim de poderem ser conduzidas pelo sistema de drenagem.

## 2.3 Elementos necessários para melhorar o desempenho de uma estrada não pavimentada

A maioria das estradas de baixo custo, ou de terra não envolvem grandes movimentos de terra, preocupações de balanço deste movimento, seguindo a topografia, ou seja são desenvolvidas seguindo as curvas de nível com tendência a serem de cumeeada ou mesmo de vale, o que agravam o problema nomeadamente de drenagem e qualidade do solo de fundação. Para melhorar o desempenho de uma estrada de terra em todas as estações do ano é necessário obter uma maior durabilidade, estabilidade e proporcionar boas condições de trafego, as mesmas devem conter alguns elementos:



Legenda:

- |   |                         |
|---|-------------------------|
| a) Valeta de pé de talude de aterro                                   | e) Valeta de banqueteta |
| b) Berma  | f) Valeta de crista     |
| c) Valeta de plataforma   | g) Faixa de rodagem     |
| d) Dreno de intersecção longitudinal associado a valeta de plataforma | h) Plataforma           |

Figura 2.4- Representação esquematizada de uma estrada (Gravel Roads, 2000)

a) Valeta de pé de talude de aterro é o ponto limite inferior que limita e tem como função garantir a estabilidade do aterro.

b) Berma (faixa lateral) é o espaço adjacente às faixas de circulação, destinado à paragem de emergência dos veículos. Geralmente não é dimensionada para suportar o trânsito.

c) Valetas de plataforma é o acréscimo à berma, fazem parte, as sarjetas e/ou alguma medidas adicionais dependentemente que se trate de secções de corte, de aterro ou mistas.

d) Dreno consiste num dispositivo de drenagem superficial que tem o objetivo de coletar as águas da superfície, conduzindo-as longitudinalmente para fora da estrada.

e) Valeta de banquetta consiste na superfície (geralmente inclinada) que resulta da conformação de uma seção de aterro, a interseção dessa superfície com o terreno natural é denominada “pé do aterro”, sendo sua interseção com a plataforma denominada “valas de crista”.

f) Valeta de crista é definida como sendo um dispositivo de drenagem superficial disposto a montante das seções de corte, cujo objetivo é interceptar as águas superficiais que correm em direção à rampa do corte, conduzindo-as longitudinalmente para fora das seções de corte. Geralmente são pequenas valas simplesmente cavadas no terreno natural, sendo o material resultante da escavação depositado a jusante da valeta, construído um pequeno dique denominado “banqueta de proteção do corte” que tem como objetivo servir como barreira para prevenção quanto a eventuais extravasamentos da valeta.

g) Faixa de rodagem é definida como sendo o espaço dimensionado e destinado à passagem de um veículo por vez em cada sentido, pode ser revestida ou não, cujas larguras são ajustadas para as dimensões de roda/eixo dos veículos de projeto.

h) Plataforma está compreendida entre o exterior das bermas, acrescido as valetas e/ou larguras adicionais, conforme se trate de secções de corte ou mistas.

## **2.4 Técnicas e materiais utilizados para a construção do pavimento rodoviário de uma estrada não pavimentada**

Na maioria dos casos, apesar da construção dos dispositivos citados, para melhorar a durabilidade do pavimento rodoviário e garantir condições de tráfego satisfatória, é necessário a construção de um revestimento primário, que consiste numa camada de material colocada sobre o reforço do subleito ou diretamente sobre este, obtido pela compactação de uma mistura (natural ou preparada) de material argiloso com material granular (na proporção em torno de 1,0 de argila para 2,5 de material granular) de espessura variando entre 10,0 e 20,0 cm (SANTOS, et al. 1985).

O material argiloso atua como ligante e regularizador do pavimento rodoviário, enquanto o material granular, cuja dimensão máxima ideal é de aproximadamente 2,50 cm, serve para aumentar o atrito da via com as rodas dos veículos.

De acordo com o Departamento de Estradas do Estado de Dakota do Sul - USA, para que a camada de revestimento primário seja composta por uma composição granulométrica recomendada para a respetiva aplicação, a mesma deve admitir as seguintes características detalhadas na tabela 2.11.

*Tabela 2.11-Faixa granulométrica de materiais para revestimento primário (South Dakota local Transportation - us citado por Baesso e Gonçalves, 2003)*

<b>Peneiras</b>	<b>3/4"</b>	<b>Nº 4</b>	<b>Nº 8</b>	<b>Nº 40</b>	<b>Nº 200</b>
Aberturas	19,1 mm	4,8 mm	2,4 mm	0,42 mm	0,075 mm
% Passando	100	50 - 78	37 - 67	13 - 35	4 - 15
Índice de Plasticidade (IP): 4 - 12					

Este índice mede a plasticidade dos solos e representa a quantidade de água necessária para que um solo passe do estado plástico ao líquido, permitindo medir a tendência à expansão do solo.

Outras duas técnicas existentes que servem para minimizar os eventuais defeitos que podem surgir no pavimento rodoviário de uma estrada não pavimentada são, a técnica "Gravel roads" e uma melhor compactação do material granular diretamente no subleito.

"Gravel roads" é aplicada nas estradas de cascalho, consiste no simples lançamento de material granular sobre o leito da estrada.

Na compactação utiliza-se material granular grosseiro e aplica-se diretamente no subleito se este for argiloso, ou sobre uma camada argilosa colocada sobre o subleito.

As técnicas citadas para melhorar a durabilidade do pavimento rodoviário, contra a ação das intempéries e dos esforços produzidos pelo tráfego, de maneira geral apresentam as seguintes desvantagens:

- Pouca durabilidade;
- Baixa eficiência técnica;
- Provocam impacto ambiental, pois, tanto na fase de construção quanto de manutenção, faz-se necessário a exploração de jazidas para extração de materiais;

- Torna o custo elevado, devido aos gastos com a compra dos materiais e com o transporte dos mesmos;
- Não possuem critérios de dimensionamento para determinar a espessura necessária do revestimento.

As técnicas descritas para o incremento da estabilidade das vias com uso de material artificial que iremos propor podem mitigar as desvantagens descritas, pois trata-se de um solo melhorado com aditivo que induz maior rigidez, resistência e menor deformabilidade. No caso em estudo propõe-se a aplicação de uma mistura artificial em solos de fundação ou mesmo sub-bases com pouca durabilidade. Prepararam-se solos artificiais utilizando 5% 10%, 15% e 20% da mistura no solo residual granítico natural misturado com óleo lubrificante usado (O) e cal (C), com concentração ótima de componentes de modo a avaliar-se, em termos comparativos ao solo natural, quais as diferenças físicas, químicas e mecânicas com vista ao uso daquele que será considerado com a proporção ótima.

Na figura 2.5 ilustram-se exemplos da deficiência das técnicas citadas anteriormente.



Figura 2.5- Técnicas usadas e defeitos exibidos: a) “Gravel roads” Estradas de cascalho; b) Compactação; (Gravel Roads, 2000)

Na zona de estudo, Moçambique, o solo tem pouca durabilidade, e como podemos visualizar nas imagens anteriores, conforme a época do ano, problemas diferentes.

Portanto com o intuito de eliminar as desvantagens das técnicas citadas anteriormente, a presente pesquisa teve como objetivo desenvolver um método de melhoramento das estradas de terra com base na melhoria das características mecânicas do próprio solo do subleito.

## 2.5 Métodos de dimensionamento da espessura do revestimento primário

A literatura rodoviária existente no país é bastante carente de elementos que permitem aos técnicos do setor estabelecer com mais propriedades as espessuras de revestimento primário necessárias a atender a demanda por tráfego, levando em consideração, por exemplo, parâmetros que possam transmitir-lhes maior confiabilidade ao lidarem com estradas apresentando as mais variadas características (Baesso e Gonçalves, 2003).

Com base na escassez nacional de métodos para dimensionamento da espessura adequada de camadas de revestimento primário para estradas não pavimentadas, recorreu-se à literatura estrangeira, onde foi encontrado um manual pertencente à instituição governamental americana FHWA, divulgado em novembro de 2000, versando sobre a manutenção e projeto de estradas rurais não pavimentadas, intitulado “Gravel Road Thickness Design Methods”.

Apresentamos os métodos de dimensionamento com o propósito de os adaptar o melhor possível à República de Moçambique, colhendo em cada método elementos que necessários ao país em causa.

Os métodos de dimensionamento contidos no manual são três:

### 2.5.1 Método 1

O presente método determina a espessura necessária de material granular que se deve colocar sobre o subleito da estrada em função de três parâmetros, o primeiro parâmetro relaciona-se com as condições climáticas existentes nas regiões de Moçambique, o segundo relaciona-se com o nível de solicitação do eixo-padrão e o terceiro parâmetro refere-se a qualidade do solo do subleito.

Tratando-se de Moçambique, que se localiza na zona intertropical e o clima dominante é clima quente do tipo tropical que se subdivide em quatro climas tropicais (Hermenegildo, 2004).

I → Tropical seco, temperatura média anual é superior a 26 °C e as precipitações são bastante fracas inferiores a 400 mm é a zona mais árida do país.

II → Tropical semiárido, temperaturas médias anuais superiores a 26 °C, a estação seca é mais longa que a estação chuvosa e quente.

III → Tropical húmido, temperaturas médias anuais variam entre 24 °C e 26 °C, a precipitação varia entre 1000 mm e 2000 mm. A estação chuvosa quente é mais longa que a estação seca.

IV → Climas modificados pela altitude, temperaturas médias anuais são inferiores a 22 °C e as precipitações são superiores a 1400 mm por ano.

As figuras 2.6, 2.7 e 2.8 são mapas temáticos da distribuição da pluviosidade, temperaturas e precipitações médias anuais, fatores importantes na decisão da escolha do método.



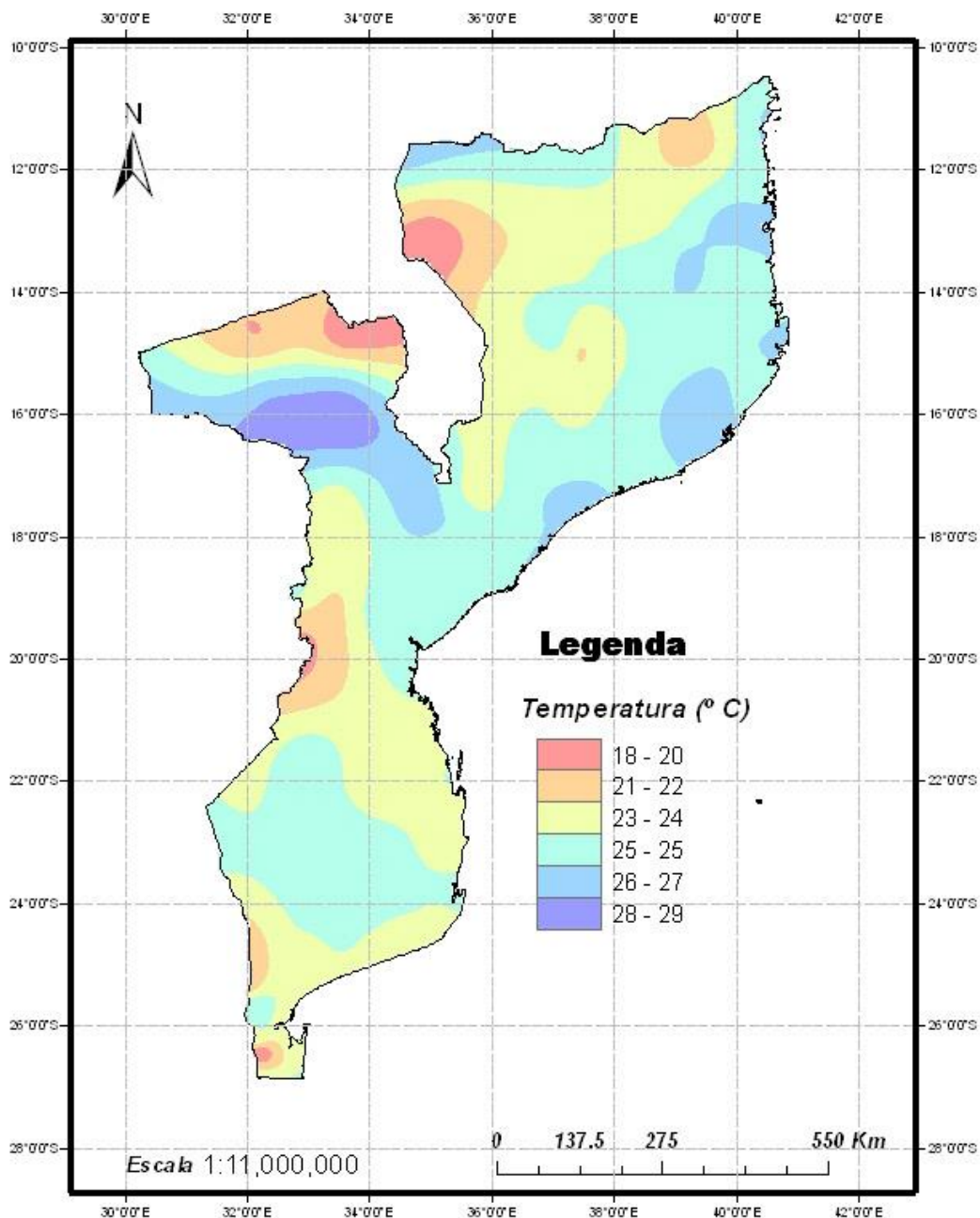


Figura 2.7-Distribuição das temperaturas médias anuais em Moçambique (MINED, 1986)

As temperaturas médias anuais são distribuída segundo as zonas de influência oceânica e o interior do continente. Existindo duas estações do ano, o inverno que é a época seca e fria que varia entre os meses de abril a outubro e o verão que é a época quente com chuvas que entre os meses de outubro a março e temperaturas entre os 20°C no sul e 26°C no norte.

Na transição de estações não se consegue prever uma mudança do frio para o calor, podendo ser repentinamente ou calmamente.

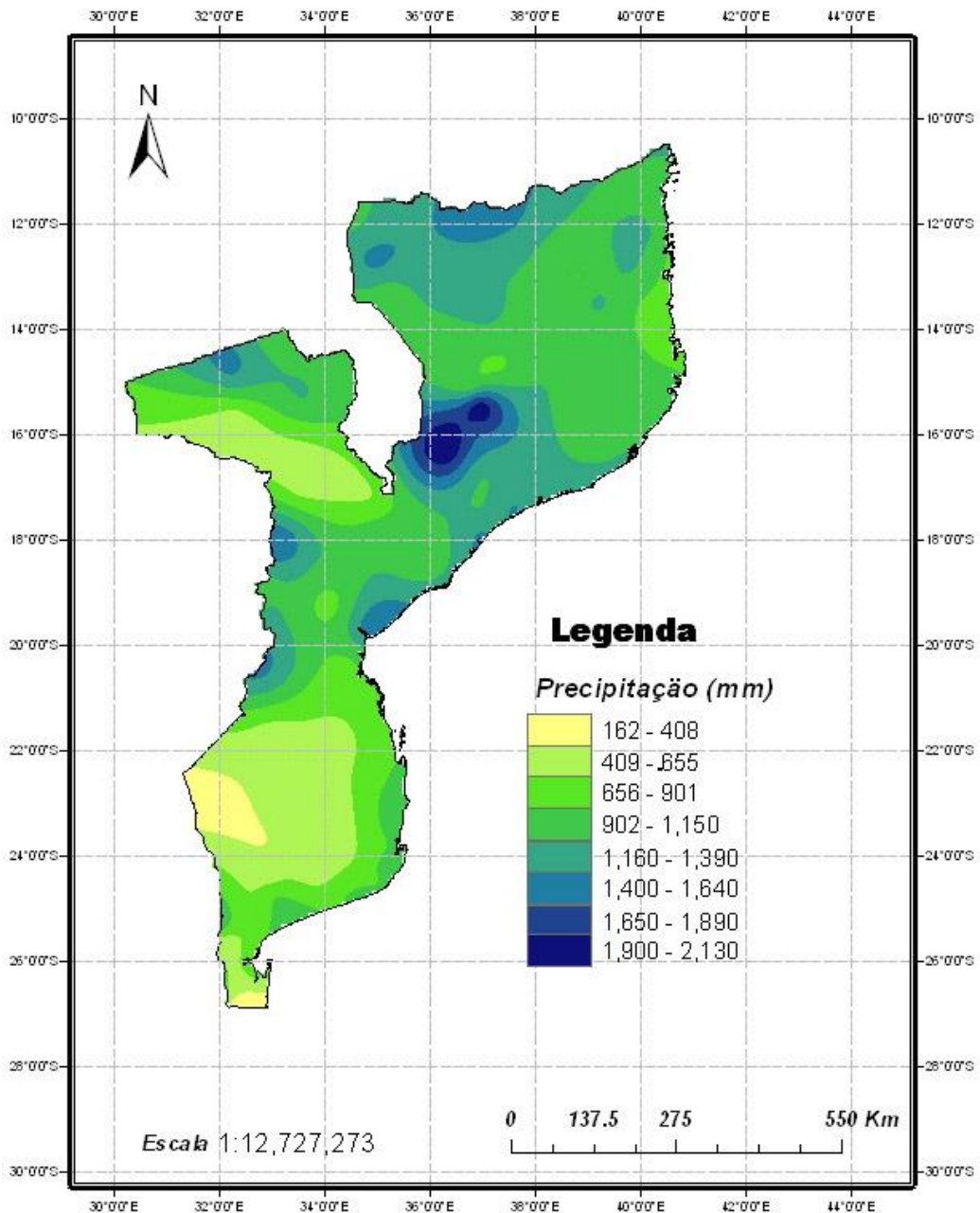


Figura 2.8- Distribuição da precipitação média anual em Moçambique (MINED, 1986)

A partir de outubro as chuvas começam a intensificar-se e continuam até março ou abril. A precipitação média anual nas montanhas poderá ultrapassar os 2000 mm. No entanto, no Sul as chuvas são menos intensas mas mais demoradas devido à influência dos centros das altas pressões do oceano Índico e da ligação intertropical da zona do Transval. A tabela 2.12 apresenta de forma sintética as condições de clima por região do território associado ao tipo de solo nessas mesmas regiões de forma agrupada.

Tabela 2.12-Diferentes tipos de clima, de solo assim como as suas temperaturas médias anuais e a precipitação das diferentes regiões do país (Hermenegildo, 2004)

Tipos de clima	Tipo de solo	Região do país	Temperatura média anual (°C)	Precipitações (mm)
I	Arenosos	Centro interior Sul interior	>26	<300
II	Francos - argilosos - arenosos - avermelhados	Sul interior	>26	<400
III	Arenosos	Norte litoral Centro litoral Sul litoral	24 <26	1000>2000
IV	Francos - argilosos - vermelhos - castanhos profundos	Planálticas e montanhosas	<22	1400

O uso deste método pressupõe a estimativa do eixo-padrão pela avaliação qualitativa do tráfego. Os níveis de tráfego são definidos em função do número de solitação do eixo-padrão, eixo simples de roda dupla com carga de 80 kN, caracterizados da seguinte maneira:

Tabela 2.13-Nível de trafego por número de solitações (Gravel Road Thickness Design Methods)

Nível de Tráfego	Solitações do eixo-padrão
Alto	60.000 - 100.000
Médio	30.000 - 60.000
Baixo	10.000 - 30.000

A qualidade mecânica do solo pode ser inferida pelos valores obtidos pelo valor de CBR. De acordo com Baptista (1986) as qualidades dos solos do subleito encontram-se relacionadas com o Índice Californiano de CBR da seguinte forma:

- Solo Muito Bom →  $CBR \geq 30\%$ ;
- Solo Bom →  $20\% \leq CBR \leq 30\%$ ;
- Solo Regular →  $10\% \leq CBR \leq 20\%$ ;
- Solo Fraco →  $5\% \leq CBR \leq 10\%$ ;
- Solo Muito Fraco →  $CBR \leq 5\%$ .

## 2.5.2 Método 2

Este método é utilizado em algumas situações. O método é considerado bastante simples por utilizar apenas dois parâmetros, o volume estimado de veículos pesados passando diariamente na estrada e a capacidade de suporte do subleito obtida pelo método do Índice Californiano, CBR e por meio da tabela 2.14 detalha-se o método citado por Skorseth e Selim, 2000, com a relação índice de CBR do solo usado, o volume estimado e a espessura a dar à camada de interface.

Tabela 2.14 - Espessuras sugeridas para camadas de revestimento primário (Skorseth e Selim, 2000)

CBR do Subleito (%)	Volume estimado de veículos	Espessura
	pesados diariamente	Sugerida (cm)
$\leq 3$ $3 < \text{CBR} \leq 10$ $\text{CBR} > 10$	0 a 5	16,5
		14,0
		11,5
	5 a 10	21,5
		18,0
		14,0
	10 a 25	29,0
		23,0
		18,0
	25 a 50	37,0
		29,0
		21,5

## 2.5.3 Método 3

O presente método de dimensionamento de revestimento de estrada de terra foi desenvolvido pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul (SD - LTAP).

Por meio do presente método de dimensionamento, pode-se estimar a quantidade de materiais necessários para a construção de uma seção da estrada. Além de obter o orçamento da construção, com base nas condições estabelecidas no projeto, pode-se também estimar o período necessário para que ocorra a manutenção da seção construída, priorizando dessa maneira a durabilidade da mesma assim como a redução no seu custo de manutenção.

## 2.6 Estabilização dos solos para utilização em interfaces e pavimentos

Em locais onde há falta de pedras e os solos não atendem os critérios técnicos, ou quando se pretende fazer, com solos, uma camada mais resistente, recorre-se geralmente à estabilização de solos.

A regra vigente é bastante simples quando se associa a ideia de estabilização ao desempenho das estradas de terra. As estradas com leito constituído de solo arenoso apresentam um pavimento rodoviário razoável durante chuvas, mas muita poeira durante o período de estiagem; as estradas com leito constituído de solo argiloso apresentam um pavimento rodoviário razoável durante o período de seca, mas muita lama durante o período de chuva.

Assim, a ideia de combinar as qualidades positivas desses materiais é quase intuitiva. Se forem misturados em proporções convenientes solo arenoso e solo argiloso, será possível chegar a um produto que não ofereça poeira nas secas nem lama nas chuvas, ou seja, um produto estabilizado, um solo estabilizado (SENÇO, 2001).

De acordo com Ingles e Metcalf (1972) a estabilização de solos consiste numa técnica por meio do qual se busca uma melhoria das características do comportamento do solo, principalmente em termos de resistência, deformabilidade, durabilidade e permeabilidade.

Nesse contexto, a estabilização química dos solos insere-se como uma melhoria da técnica das propriedades de engenharia dos mesmos, mostrando-se como uma solução promissora dentro da realidade nacional, induzindo à necessidade de estudos sobre as propriedades geotécnicas dos solos naturais e misturas estabilizadas.

Sendo assim neste caso experimental são utilizados processos, de ordem química e de ordem mecânica. Processo químico é utilizado cal + óleo lubrificante usado + solo para estabilizar o solo e obtermos um solo mais impermeável e com maior durabilidade. No processo mecânico será utilizado a compactação de forma a tornar esse solo estável para os limites de sua utilização e ainda fazer com que esta estabilidade permaneça sob a ação das cargas exteriores e ações climáticas variáveis.

# CAPÍTULO 3



## **3 Solo para Revestimento Primário - Características físicas, químicas**

No contexto das estradas não pavimentadas e sujeitas aos diferentes mecanismos que lhes diminuem a fiabilidade propõe-se a escarificação do solo de fundação, seja ele argiloso ou arenoso sendo o seu envolvimento/mistura com um material à base de cal e óleo lubrificante usado nas proporções corretas.

O material final que foi devidamente homogeneizado, designado por artificial, será compactado de acordo com as regras de compactação, garantida uma camada nunca superior a 30 cm, limite de profundidade onde a energia de compactação desempenha cabalmente o seu papel no aumento da densidade relativa da camada e de modo uniforme. Assim pretende-se aumentar a funcionalidade das vias em termos de resiliência temporal e custos materiais.

Neste capítulo faremos uma recuperação e apresentação do solo artificial, estudado originalmente por Andrade Pais em 2007, em termos físicos e mecânicos e agora pretendendo o seu uso em vias de dimensionamento da camada designada por revestimento primário. Assim designada, pois num futuro poderá ela ser o leito de revestimento, ou seja a camada que uniformiza as diferentes características físicas e mecânicas dos diferentes solos de fundação que a via atravessar por força das diferenciações geológica dos territórios ligados e permitir o dimensionamento adequado a um determinado eixo-padrão.

### **3.1 Descrição do solo artificial**

O solo artificial formar-se-á no local de obra por uma mistura de solo de fundação ripado com um aditivo físico numa proporção ótima e para um teor em água designado. No laboratório usou-se o solo residual granítico da Covilhã (solo que ocupa a maior percentagem de disposição superficial à escala global) misturado com cal e óleo lubrificante usado.

Geralmente, solos de granulometria areno-siltosa pouco reagem com a cal, mas com o óleo lubrificante usado proporcionará trocas catiónicas com a fração silto-argilosa também presente no solo residual granítico, originando aglomerações que produzem ganhos na trabalhabilidade, plasticidade e propriedades de carácter expansivo. Estes fenómenos físicos e químicos processam-se e produzem alterações na deformabilidade e

resistência ao corte. Estas reações resultam na formação de vários compostos fortalecidos que aumentam a resistência e a durabilidade da mistura. As bases feitas desta maneira são consideradas flexíveis de acordo com a literatura adequada à melhoria e reforço de solos com cal e/ou cimento.

Os ensaios realizados físicos, químicos e mecânicos realizaram-se em amostras artificiais designados por: *M5*, *M10*, *M15* e *M20*. A simbologia significa por exemplo que o solo artificial *M5* é composto pela proporção de 5% de composto de cal (C) e óleo lubrificante usado (O) na matriz do solo usado (GRS).

Os solos artificiais resultantes com concentração ótima de componentes de cal e óleo lubrificante usado, com a proporção exata de modo a promover uma reação exotérmica que corrija o pH e neutralize os metais pesados presentes no óleo lubrificante usado.

O solo formado poderá ter um grave impedimento no seu uso por questões ambientais associado aos metais pesados presentes no óleo lubrificante usado e à sua lixiviação e espalhamento por vastas áreas, pelo que é relevante o estudo da estabilidade química.

Contudo, deixamos de seguida o estudo preliminar, já feito, mas a necessitar de confirmação e ainda a avaliação do quimismo das águas percoladas por este tipo de material.

### **3.2 Avaliação sucinta da estabilidade química**

O resultado de análises químicas neste tipo de solo artificial não indica a presença de metais pesados ou químicos orgânicos com concentrações que excedam o mínimo aceitável nas classificações e normas convencionadas.

A tabela 3.1 apresenta os valores admissíveis em metais pesados e publicados em documentos oficiais.

Tabela 3.1-Valores limite (mg/kg) da concentração de metais pesados nos solos segundo a Diretiva Europeia e a Portaria Portuguesa.

Elemento	Portugal		
	Diretiva Europeia (CEE, 86)	(PN,1996)	
		pH ≤ 5,5	5,5 ≤ pH ≤ 7,0
Cádmio (Cd)	1 - 3	1	3
Cobre (Cu)	50 – 140	50	100
Níquel (Ni)	30 - 75	30	75
Chumbo (Pb)	50 - 300	50	300
Zinco (Zn)	150 - 300	150	300
Mercúrio (Hg)	1 – 1,5	1,0	1,5
Crómio (Cr 3+)	-	50	200

O solo natural *GRS* e a mistura (*M15*) foram analisados em termos dos valores limite (mg/kg) de metais pesados, por aplicação da Diretiva 86/278/EEC e da Portaria 176/96. A tabela 3.2 apresenta os valores observados em análises químicas dos solos usados. As análises foram realizadas no Laboratório Químico do Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra e publicadas por Andrade Pais em 2007.

Tabela 3.2-Valores limite (mg/kg) da concentração de metais pesados obtidos para os solos *GRS*, *A-sc*, *G-sc*, *Ga-sc*, *L-sc*, *M15* e granito.

Elemento	Amostras	
	GRS	M15
Alumínio (Al <sup>1</sup> ) % (massa)	6,34	2,57
Arsénio (As <sup>3</sup> ) mg/kg	1,89	8,15
Cádmio (Cd <sup>2</sup> ) mg/kg	0,65	0,13
Crómio (Cr <sup>1</sup> ) mg/kg	9,0	9
Cobre (Cu <sup>1</sup> ) mg/kg	4,22	9,3
Ferro (Fe <sup>1</sup> ) % (massa)	1,96	0,73
Manganês (Mn <sup>1</sup> ) mg/kg	77,0	58
Níquel (Ni <sup>1</sup> ) mg/kg	18,0	29
Chumbo (Pb <sup>2</sup> ) mg/kg	37,1	0,5
Zinco (Zn <sup>1</sup> ) mg/kg	87,0	192

1 - Absorção atómica; 2 - Câmara de graffite; 3 - Hidretos.

Os resultados, incluindo os do solo artificial (*M15*) estão dentro da Diretiva Europeia, salientando-se que estes orientam para a potencialidade da cal estabilizar os metais pesados presentes no óleo lubrificante usado.

### 3.3 Identificação e classificação do solo artificial

O aspeto visual do material com a concentração ótima de óleo lubrificante usado e cal, da amostra artificial M15 e da amostra de solo natural com diferentes proporções de óleo lubrificante usado, apresenta-se na figura 3.1.

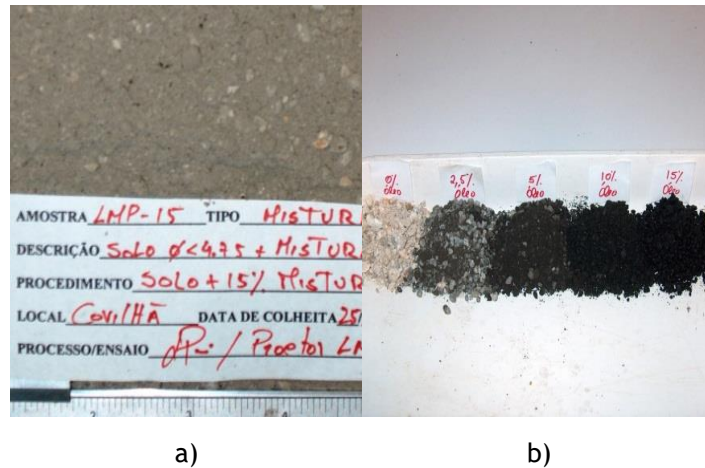


Figura 3.1-Amostras artificiais: a) amostra artificial M15; b) amostra de solo natural com diferentes proporções de óleo lubrificante usado

Os solos residuais graníticos usados, assim como os solos artificiais de M5 a M20 encontram-se já identificados e classificados e cujo resumo dos resultados de identificação podem ser apresentados na tabela 3.3. Apresentam-se os parâmetros granulométricos característicos, seja a percentagem de argila, silte, areia e cascalho, o diâmetro efetivo, o coeficiente de uniformidade e o coeficiente de curvatura das várias amostras utilizadas.

Tabela 3.3-Parâmetros de identificação e físicos do solo artificial constituído por mistura de solo residual granítico, óleo lubrificante usado e cal em diversas proporções.

Índices /teste	Amostras				
Distribuição granulométrica	NS	M5	M10	M15	M20
Percentagem de cascalho	20-38	33	30	30	31
Percentagem de areia	50-60	66	70	69	69
Percentagem de silte	9-14	1	0	1	0
Percentagem de argila	3-6	0	0	0	0
D <sub>10</sub> (mm)	0,04-0,007	0,22	0,19	0,2	0,19
Coeficiente de uniformidade (D <sub>60</sub> /D <sub>10</sub> )	47,5-200	7,7	7,9	7,5	0,3
Coeficiente de curvatura [(D <sub>30</sub> ) <sup>2</sup> /(D <sub>60</sub> ×D <sub>10</sub> )]	1,2-4,1	1,0	0,8	0,8	0,4
Densidade das partículas sólidas, G <sub>s</sub>	2,67	2,60	2,57	2,52	2,48

O desfloculante usado é o hexametáfosfato

As curvas granulométricas das amostras artificiais dos solos também podem ser apresentadas, no gráfico da figura 3.2. Foi igualmente criado um solo contaminado com 5% de óleo lubrificante usado sem se usar cal, que está representado também no gráfico da figura 3.2.

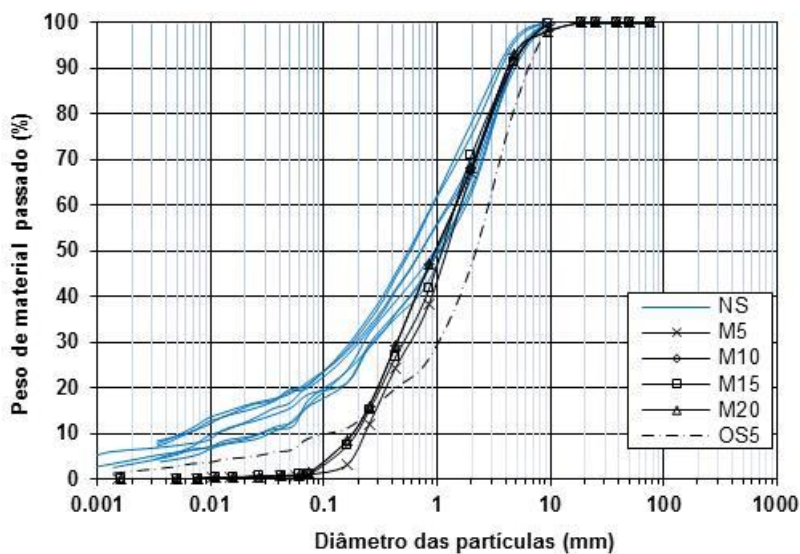


Figura 3.2-Gráfico das curvas granulométricas comparativas do solo natural GRS com os solos artificiais M5 a M20 e OS5 (Andrade Pais, 2016)

As curvas granulométricas comparativas do solo natural e dos solos artificiais revelam que a adição da mistura altera os resultados da fração fina. As partículas finas do solo aglutinam-se por efeito da cal e do óleo lubrificante usado, formando núcleos de hidrato de cal em flocos de dimensões superiores (Andrade Pais, 2007). Nestes solos artificiais as percentagens de argila praticamente desaparecem e a percentagem de silte e cascalho é semelhante entre eles. O coeficiente de uniformidade decresce, assim como o coeficiente de curvatura.

A avaliação da capacidade de retenção de água dos finos revela ser baixa com índice de plasticidade baixo em todos os solos. O solo residual granítico e os solos artificiais tratam-se por areia siltosa não plástica e classificado no grupo *SW* a *SM* com cascalho (ASTM, 1985). Desaparece o termo *G* (cascalho) na classificação pelo carácter pouco representativo e associando-se à elevada energia, crescente em profundidade ou por compactação, e eventualmente origina a quebra de partículas.

Na tabela 3.4 apresentam-se os valores percentuais, referidos ao total, correspondentes ao material passado/retido nos peneiros usados para classificação AASHO e ASTM, assim como os limites de consistência dos avaliados.

Tabela 3.4-Identificação e classificação AASHO - (E242) e ASTM D 2487-85 dos solos da amostra

Amostra	Tipo	WL (%)	IP (%)	Classificação AASHO - (E240)			Classificação ASTM D 2487-85			Designação
				Percentagem de material passado no peneiro n°/abertura (mm)			Percentagem de material retido no peneiro n°/abertura (mm)			
				10/2,000	40/0,420	200/0,074	4/4,760	200/0,074	Designação	
OS5	Natural +5% Óleo	37	2	83,5	48,7	24,7	A-2-4	3,1	75,3	SM com G
M5 a M20	Artificial	35	9	80,3	48,2	25,3	A-1-b a A-2-4	1,3	74,7	SM com G
NS	Natural	33	6	83,2	40,2	11,4	A-1-b	2,4	88,6	SW a SM com G

Na tabela 3.5 apresentam-se os valores correspondentes de cascalho/seixo, areia, silte e argila presentes nos diversos solos, e as correspondentes classificações simplificadas AASHO e ASTM dos solos recolhidos por amostragem superficial.

Tabela 3.5-Classificação AASHO - (E242) e ASTM D 2487-85 dos solos da amostra superficialmente

Amostra	Tipo	Cascalho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Classificação	Classificação
						AASHO - (E240)	ASTM D 2487-85
OS5	Natural+5% Óleo	16,5	59,9	12,6	11,0	A-2-4	SM com G
M5 a M20	Artificial	19,7	58,0	11,3	11,0	A-2-4	SM com G
NS	Natural	16,7	73,3	7,0	3,0	A-1-b	SW-SM com G

Esta avaliação permite pela interpretação das normas que serão solo com boa trabalhabilidade, assegurando boa resistência e baixa compressibilidade e permeabilidade quando usados em obra de acordo com as especificações técnicas do caderno de encargos.

### 3.4 Compactação

Os ensaios de utilizados no laboratório para dimensionamento do leito da via são designados por ensaios de compactação tipo Proctor e os ensaios CBR.

A ação da compactação é prioritária, escolhido o solo e a energia adequada. Nos métodos usados a finalidade é de garantir a melhoria e reforço do solo pelo aumento da densidade relativa das partículas, a diminuição da permeabilidade e o aumento da resistência com a diminuição da deformabilidade. Para os fins em vista aumentam a fiabilidade da via de comunicação a restaurar.

Trata-se de uma operação simples e de grande importância pelos seus consideráveis efeitos sobre a estabilização de maciços terrosos, relacionando-se, intimamente, com os problemas de pavimentação em aterro, construção do leito de pavimento, sub-base e base da via e em barragens de terra. A compactação de um solo melhora as suas características, por ação de cargas repetidas, visa reduzir o volume do índice de vazios, assim, aumentara sua resistência tornando-o mais estável. Esta redução de volume é resultado da expulsão de ar dos vazios do solo, não ocorrendo significativa alteração do teor em água nem alteração do volume das partículas sólidas durante a compactação.

O processo altera a estrutura do solo, se aplicada em solo granular torna-lo mais denso, se em solo argiloso torna-lo numa estrutura dispersa, tal é esquematizado na figura 3.3.

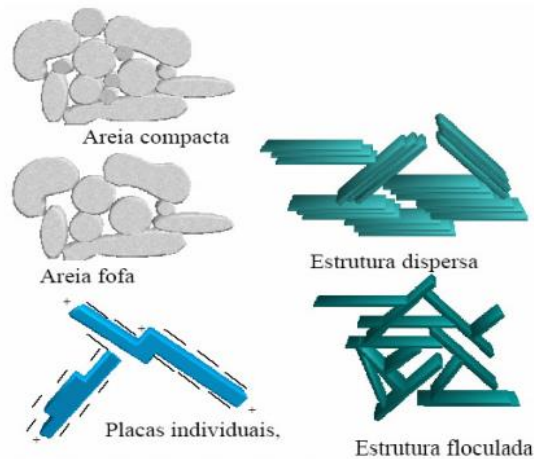


Figura 3.3- Algumas estruturas típicas de solos grossos e finos (Lambe, 1969)

Verifica-se um aumento do grau de saturação visto que o volume de vazios sofre uma diminuição por expulsão do ar. Contudo a expulsão de todo o ar, não é possível, apurar-se que fica sempre algum ar aprisionado entre os grãos de solo. Com este processo a área de contacto das partículas sólidas aumenta, aumentando assim a resistência do solo e diminuindo a sua deformabilidade. Além disso, se o solo permanecer num estado mais denso dificultará a passagem da água, ou seja, torna-se menos permeável.

Assim e no pressuposto do uso desta dissertação propõe-se uma ligeira exposição deste método realizado em laboratório, para que estes ensaios retratem os efeitos esperados durante a compactação *in situ*.

### 3.4.1 Características da curva de compactação

A finalidade do ensaio de compactação em laboratório é avaliar para uma mesma energia aplicada e para um dado solo qual a quantidade de água, teor em água ótimo ( $w_{opt}$ ), que se deve misturar no solo e que se obtenha, para essas condições o melhor imbricamento das partículas dos solo medido na massa volúmica seca ( $\rho_d$ ), habitualmente usada a terminologia peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ), parâmetro que é facilmente calculado em função do teor em água e do peso volúmico total.

O resultado pode assim ser descrito por pares de valores ( $w_{opt}$ ,  $\gamma_d$ ), que quando representados num gráfico, dão origem à curva de compactação, como se ilustra no gráfico da figura 3.4.

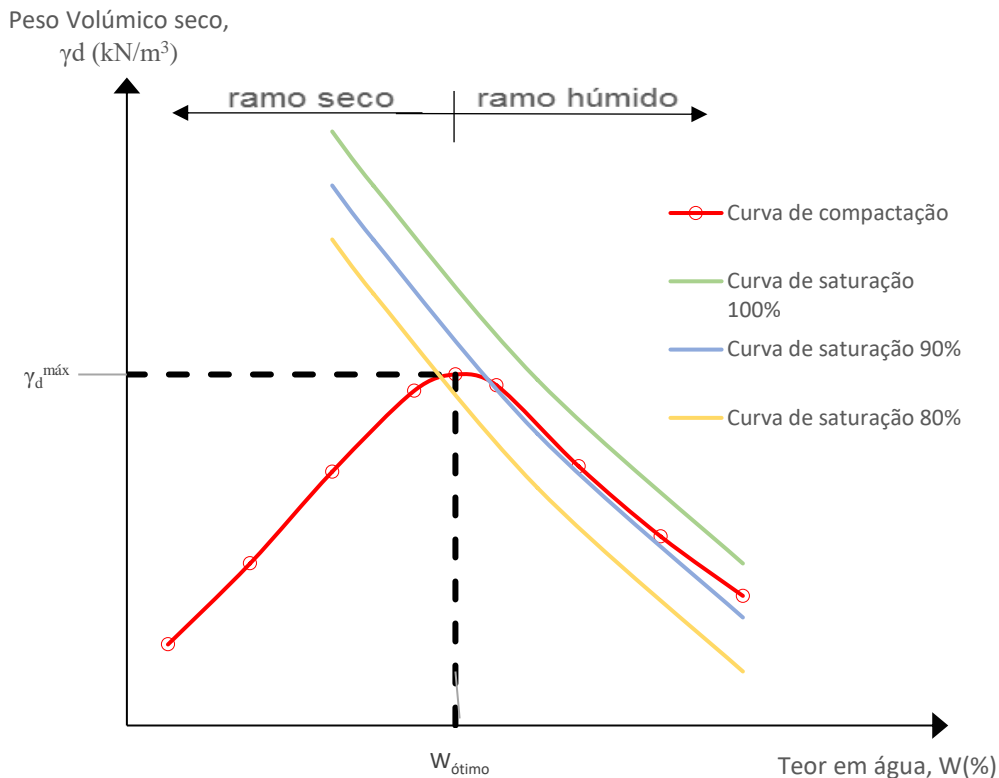


Figura 3.4-Curva de compactação e respetiva curva de saturação, adaptado de Fernandes, (2016)

A curva de compactação também pode e deve ser obtida em aterros experimentais, comparando-se esta com a obtida em laboratório para o mesmo solo e para a mesma energia aplicada e para isso existem os métodos da pressão estática, manipulação, vibração e impacto.

Pode-se assim verificar que o procedimento de compactação depende de dois fatores determinantes: a energia aplicada e o teor em água de compactação. Uma relação  $w-\gamma_d$  que apresenta um máximo  $\gamma_{d\text{máx}}$  (peso volúmico seco máximo), o que ocorre para um teor em água que se designa por teor em água ótimo,  $w_{\text{ótimo}}$ . O ponto máximo divide a curva de compactação em dois ramos: ramo seco e ramo húmido. Tais ramos induzem a previsão de comportamentos mecânicos diferenciados quando aplicados em obra, ou seja, a compactação no lado seco da curva pode incrementar a resistência e diminuir a deformabilidade, e isto deve-se ao efeito da sucção desenvolvida no solo pouco saturado, mas que se perde quando este é saturado, seja por via do enchimento da albufeira, caso de uma barragem de terra, seja num aterro de uma via em climas temperados, tropicais ou equatoriais. Demonstra-se assim que por via deste efeito e nestas situações a compactação deverá ser feita no ramo húmido da curva.

Com efeito, no caso de o teor em água se situar do lado seco, o comportamento do solo exibirá:

- Resistência ao corte elevada, aumentando com a energia de compactação;
- Variações da pressão da água nos vazios do solo praticamente nula, quando sujeito a
- Carregamento;
- Eventuais fissuras;
- Expansão/colapso do solo, quando sujeito a aumento do teor em água.

Caso o teor em água se situar do lado húmido, verificar-se-á:

- Menor resistência e pouco sensível à variação da energia;
- Eventual ocorrência de pressão da água elevada nos vazios do solo;
- Solo com comportamento plástico;
- Praticamente não existe expansão/colapso do solo.

Estes aspetos indicam que a escolha da compactação realizada do lado seco ou do lado húmido é de uma grande importância, visto que irá condicionar todo o comportamento do solo compactado, não esquecendo a importância da percolação de água no interior do solo quando está em serviço.

Recordando algumas relações uteis:

$$(3.4.1.1) \quad \gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e}$$

Onde,

- $G_s$  a densidade das partículas sólidas;
- $\gamma_w$  o peso volúmico da água.

Sabendo que:

$$(3.4.1.2) \quad e = \frac{G_s w}{S_r}$$

Obtém-se a seguinte expressão:

$$(3.4.1.3) \quad \gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + \frac{G_s w}{S_r}}$$

Denote-se que a expressão anteriormente referida define a relação entre o peso volúmico seco e o teor em água, como está representado no gráfico da figura 3.4. A curva de saturação representada traduz a última equação para  $S_r=100\%$ .

### 3.4.2 Ensaio Proctor

Embora a compactação de solos seja prática corrente de longa data, só no ano de 1933 foram estabelecidos, por Ralph Proctor os princípios que regem o processo. Surgiram da necessidade de controlar os resultados obtidos durante os trabalhos de compactação em obra. Consiste na compactação de uma amostra de solo num molde determinando-se a humidade na qual o solo deve ser compactado até que fique com o máximo peso específico seco ( $\gamma_d$ ), resistência ao cisalhamento, e uma diminuição do índice de vazios, permeabilidade e compressibilidade.

O ensaio é realizado colocando uma amostra de solo seco ao ar e colocando-se certa quantidade de água. O solo é então homogeneizado e compactado em camadas num cilindro uniformizado. A compactação é feita através de um peso padrão que cai de uma altura também uniformizada.

Este ensaio designa-se por compactação dinâmica em laboratório e é usado correntemente para fins rodoviários, e o procedimento de ensaio está normalizado e consta da especificação do LNEC E197-(1966).

Esta especificação define os tipos de compactação seguintes:

- Compactação leve (standard) (Proctor normal) em molde pequeno;
- Compactação leve (standard) (Proctor normal) em molde grande;
- Compactação pesada (Proctor modificado) em molde pequeno;
- Compactação pesada (Proctor modificado) em molde grande.

A compactação leve (standard) ou pesada traduz a energia de compactação, sendo esta aplicada através de um determinado número de pancadas com um pilão de um dado peso caindo de uma altura especificada sobre cada uma das camadas de solo, conforme ilustra a tabela 3.6.

Tabela 3.6- Ensaios Proctor (LNEC E197-1966)

		Tipos de compactação			
		standard (Proctor normal)		Pesado (Proctor modificado)	
Molde	diâmetro (mm)	102	152	102	152
	altura (mm)	117	114	117	114
Pilão		2,49 kg	2,49 kg	4,54 kg	4,54 kg
Altura de queda		30,5 cm	30,5 cm	47,5 cm	47,5 cm
Número de camadas		3	3	5	5
Número de pancadas por camada		25	55	25	55

A compactação pode ser realizada manualmente como representado na figura 3.5 ou mecanicamente como exemplificado na figura 3.6.



Figura 3.5-Equipamento para o ensaio de compactação segundo LNEC E 197: moldes e pilão de compactação leve (standard) e pesado (Pertangola)



Figura 3.6-Compactador automático, Proctor (Pertangola)

A energia de compactação referida à unidade de volume define a energia específica de compactação e é traduzida pela expressão seguinte:

$$(3.4.2.1) \quad E_c = \frac{P \times h \times n \times c}{v}$$

Onde,

- $E_c = 60 \text{ N.cm/cm}^3$  é o ensaio de Proctor leve (standard);
- $E_c = 265 \text{ N.cm/cm}^3$  é o ensaio de Proctor pesado;
- $P$  é o peso do pilão (kg);
- $h$  é a altura de queda do pilão (cm);
- $n$  é o número de pancadas por camada de solo;
- $c$  é o número de camadas de solo no interior do molde;
- $V$  é o volume do molde cilíndrico ( $\text{cm}^3$ ).

A energia específica do ensaio de compactação leve (standard) é de aproximadamente  $60 \text{ N.cm/cm}^3$  e a da compactação pesada de  $270 \text{ N.cm/cm}^3$ . De referir que estas energias de compactação procuram, em laboratório, reproduzir a compactação a realizar na obra.

O tamanho do molde é função da granulometria do material a ensaiar. O molde pequeno é utilizado quando a percentagem de material retido no peneiro nº 4 (4,75 mm) não é superior a 20%. O molde grande aplica-se em todos os casos, desde que a percentagem retida no peneiro de malha 19 mm (3/4") não for superior a 20%. Caso contrário, a especificação E197-1966 deixa de ser aplicável.

### 3.4.3 Ensaio CBR

O ensaio laboratorial de compactação CBR (Índice Californiano) consiste em determinar a capacidade de suporte de um solo. Segundo a especificação LNEC E 198 (1967) para o ensaio do CBR este consiste em medir a força necessária para que um pistão normalizado penetre num solo a uma dada profundidade, com velocidade constante e a pressão necessária para que o mesmo pistão penetre a mesma quantidade em solo-padrão de brita graduada. Através do ensaio de CBR é possível conhecer qual será a expansão de um solo sob um pavimento quando este estiver saturado, e fornece indicações da perda de resistência do solo com a saturação. Apesar de ter um carácter empírico, o ensaio de CBR é mundialmente difundido e serve de base para o dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Este ensaio pode ser realizado sobre provetes compactados em laboratório, imersos ou não, sobre amostras intactas ou diretamente sobre o solo in situ como podemos verificar na tabela 3.7.

Tabela 3.7-Diferentes tipologias do ensaio CBR (LNEC E 198)

Ensaio	Tipologias
Ensaio sobre provetes compactados no laboratório	O solo é preparado utilizando as várias energias de compactação do ensaio de Proctor (12, 25 e 55 pancadas) e diferentes teores em água. Assim, determina-se para um dado teor em água a evolução do CBR com a compactação relativa, ou para uma dada compactação relativa a respetiva variação com o teor em água.
Ensaio com amostras intactas	Usados quando as condições naturais são os fatores dominantes.
Ensaio realizados in situ	Geralmente utilizam-se para o controlo da construção e para verificação da homogeneidade de plataformas. Em circunstâncias especiais utilizam-se também para o dimensionamento de pavimentos.

Com o teor em água ótimo compactam-se os provetes de material no molde, em cinco camadas iguais de modo a se obter uma altura total de solo com cerca de 12,5 cm, após a compactação. Cada camada de cada provete recebe 12, 25 e 55 pancadas do pilão respetivamente, caindo de uma altura de cerca de 45,7 cm, distribuídas uniformemente sobre a superfície da camada, e no fim determina-se o valor de  $\gamma_d$  obtido para cada provete. O peso do pilão é de 4,5 kg;

Após a compactação, alisa-se o material na parte superior de maneira a ter altura exata do molde e retira-se do material, o excedente da moldagem uma amostra representativa com cerca de 100g para determinação do teor em água;

Após aquele período, a penetração dos provetes é feita numa prensa com um pistão de 5 cm de diâmetro, a uma velocidade controlada e constante de 1,25 mm/min como podemos verificar na figura 3.7.



Figura 3.7- Prensa para determinação do CBR e respectivo processo de penetração (www.aimil.com)

Traça-se então a curva pressão-penetração como representado na figura 3.8. Caso exista um ponto de inflexão, traça-se uma tangente à curva nesse ponto até que ela intercepe o eixo das abcissas. A curva corrigida será então essa tangente mais a porção convexa da curva original, considerada a origem mudada para o ponto em que a tangente corta o eixo das abcissas.

Seja  $c$  a distância desse ponto à origem dos eixos. Soma-se às abcissas dos pontos correspondentes as penetrações de 2,5 e 5,0 cm a distância  $c$ . Com isso obtêm-se, na curva traçada, os valores correspondentes das novas ordenadas, que representam os valores das pressões corrigidas para as penetrações referidas;

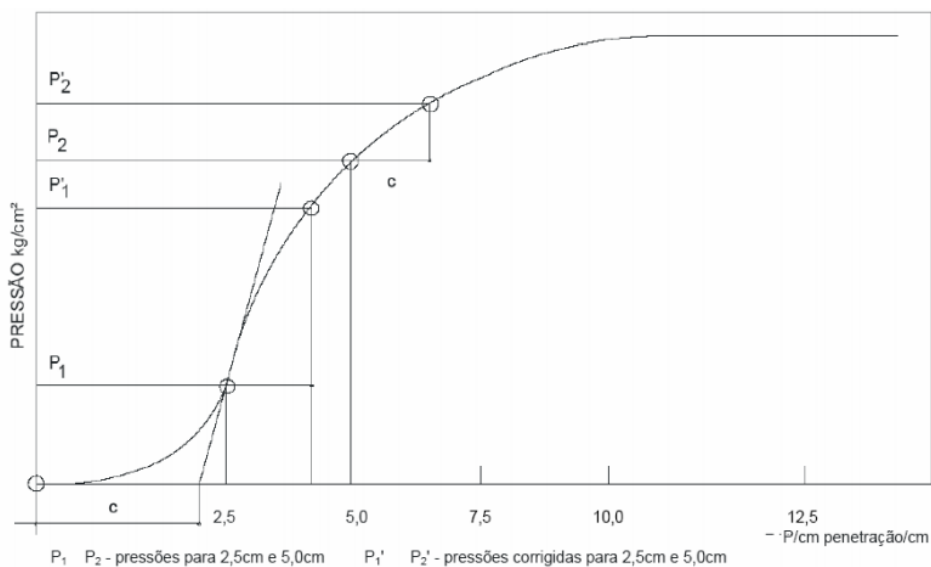


Figura 3.8-Curva penetração vs pressão (Homero, 1988)

### 3.4.4 Avaliação física dos solos a usar quando compactados

Foi realizado em laboratório o ensaio de compactação do material a usar putativamente na camada de revestimento primário ou leito de pavimento, com a finalidade de verificar o valor dos parâmetros obtidos, escolher a mistura ótima para elaborarem-se corpos de prova a submeter para a determinação do Índice Californiano CBR, ainda a avaliação dos módulos de rigidez ou elásticos do coeficiente de Poisson e para além disso os parâmetros mecânicos.

Assim com este propósito foram avaliados os resultados dos solos envolvidos no presente trabalho. As amostras foram preparadas de acordo com as recomendações da norma Portuguesa NP EN 933-1. A moldagem dos corpos de prova e a execução dos ensaios de compactação foi realizada de acordo com a norma Portuguesa LNEC E 197.

Na compactação empregou-se a energia de  $E_1=2694 \text{ kJ/m}^3$  para o ensaio compactação pesada e  $E_2= 593 \text{ kJ/m}^3$  equivalente ao ensaio de compactação leve (standard) e que deram origem às curvas de compactação, como se mostra na figura 3.9.

Torna-se útil a avaliação dos dados obtidos para a escolha da proporção da mistura a juntar ao solo que garanta um  $\gamma_d$  máximo já que o teor em água ótimo é basicamente independente da proporção usada.

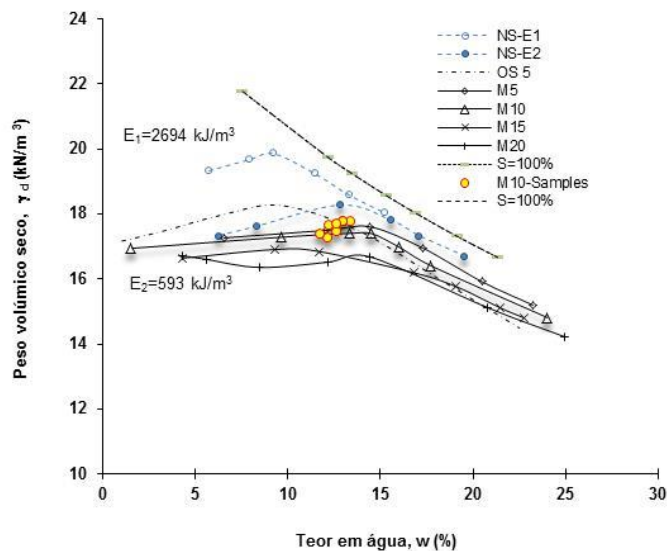


Figura 3.9-Gráfico da curva de compactação dos solos utilizados.

Fazendo-se o levantamento dos dados obtidos nas diferentes curvas de compactação usadas, torna-se evidente que a proporção ótima é de 10% a 15% de cal e óleo lubrificante usado no solo para um teor em água a rondar os 13%.

Quando os solos são contaminados com líquidos não polares, devido à ação de lubrificação, existe uma melhoria nas características de compactação. Esta melhoria não é infinita para além da situação em que as partículas do solo floculam. Os parâmetros físicos obtidos para os ensaios Proctor em molde pequeno para a  $E_2=593 \text{ kJ/m}^3$  e que serviram de referência à constituição dos grupos de amostras artificiais apresentam-se na tabela 3.8.

Tabela 3.8-Parâmetros físicos obtidos em ensaios de compactação dinâmico para as amostras GRS, OS5, e M5 a M20

Índices /teste	Amostras				
	GRS	M5	M10	M15	M20
Ensaio de compactação standard ( $E_2=593 \text{ kJ/m}^3$ )					
Peso volúmico máximo, $\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	18,4	17,6	17,4	16,9	16,7
Teor em água ótimo, w (%)	12,8	14,4	14,4	10,0	4,3
Índice de vazios, específico, $v=1+e$	1,477	1,567	1,468	1,521	1,530
Densidade das partículas sólidas, $G_s$	2,67	2,61	2,57	2,52	2,48

Para a realização deste estudo, após a obtenção da curva de compactação, identificou-se o teor em água ótimo e o correspondente valor do peso volúmico seco máximo do solo para a compactação leve (standard) e pesada.

A tabela 3.9 apresenta os valores correspondentes à compactação leve (standard) e pesada do solo residual granítico que servirão de guia à formação de provetes de ensaio CBR, deformabilidade e compressão. Servem ainda como guia ou indicação para compactações a fazer *in situ*.

Tabela 3.9-Quadro resumo dos valores ótimos da curva de compactação

Solo	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$w_{\acute{o}timo}$ (%)	E ( $\text{kJ/m}^3$ )
NS-E1	19,9	9,3	2694
NS-E2	18,3	12,8	593

### 3.4.5 Avaliação do valor CBR de M10

Os ensaios para obtenção do CBR foram realizados seguindo-se a Norma Portuguesa LNEC E 198. O CBR é, então, determinado a partir das forças correspondentes às penetrações de 2,5 e 5,0 mm.

$$(3.4.5.1) \quad CBR = \frac{\text{Força calculada ou pressão corrigida}}{\text{Força normalizada}} \times 100\%$$

Onde,

- Força calculada ou pressão corrigida (kgf);
- 1355 é o valor da força normalizada para uma penetração de 2,5 mm (kgf);
- 2033 é o valor da força normalizada para uma penetração de 5,0 mm (kgf).

Utiliza-se para o CBR do solo o valor correspondente à penetração de 2,5 mm, mas se o valor do CBR correspondente à penetração de 5 mm for superior ao valor do CBR para a penetração de 2,5 mm, o ensaio é repetido. Caso se confirme o resultado, toma-se para o valor do CBR do solo o correspondente à penetração de 5 mm.

Finalizado o ensaio de penetração, é traçada a curva força (kgf) vs penetração (mm), são executadas as correções e determinado o valor do CBR como podemos verificar na figura 3.10.

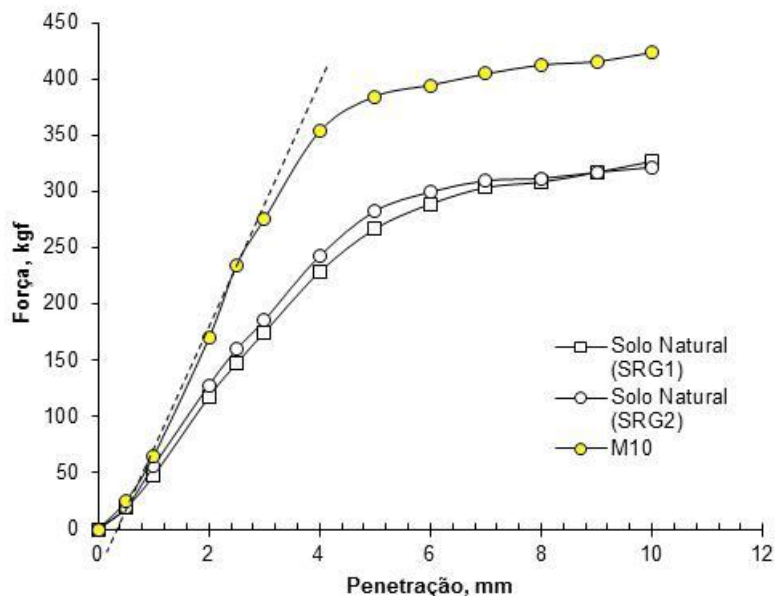


Figura 3.10-Ensaio CBR para o solo residual granítico e o solo artificial M10

Pode-se verificar que o solo melhorado e reforçado com a adoção de 10% da mistura apresenta menor deformação à penetração, sendo necessário uma força superior à usada

no solo natural. A tabela 3.10 contém os valores de CBR para a amostra de solo ensaiada, e as curvas que relacionam a força vs penetração estão apresentadas na figura 3.10.

Tabela 3.10-Valores de CBR em amostras de solo compactadas com 25 pancadas.

25 Pancadas	Amostras	
	M10-15	GRS
Penetração de 2,5 mm (kgf)	280	160
Penetração de 5 mm (kgf)	400	290
CBR (%)	20	13
Grau de Compactação (%)	92	90

Para o cálculo do CBR final, registam-se de preferência, na mesma folha em que se representa a curva de compactação, usando a mesma escala dos teores em água de moldagem, sobre o eixo das ordenadas, os valores do Índice Californiano (CBR) obtidos, correspondentes aos valores dos teores em água que servirão para a construção da curva de compactação. O valor da ordenada desta curva, correspondente à do teor em água ótimo já verificado, indica o CBR.

De acordo com Baptista (1986) o CBR do nosso solo do subleito encontra-se inserida nos valores de um solo bom, CBR= 20%.

### 3.4.6 Tecnologias de Compactação

Em campo, a energia de compactação pode ser transmitida ao solo por:

- Pressão;
- Impacto;
- Vibração.

Os equipamentos de compactação são também divididos em três categorias:

- Cilindros estáticos, compreendendo os cilindros de rasto liso de rodas de aço, os cilindros de pneus e os cilindros de pés de carneiro;
- Cilindros vibradores, com as mesmas variantes da categoria anterior;
- Equipamentos de percussão.

Os fatores que influenciam a compactação no campo de um determinado tipo de solo são:

- O teor em água;
- O número de passagens do cilindro;

- A espessura da camada compactada;
- As características do equipamento nomeadamente: a pressão, área de contacto, vibração, etc.

Os equipamentos de compactação utilizados podem ser classificados em quatro tipos:

- Cilindro vibrador;
- Cilindro de pneus;
- Cilindro de rolo liso;
- Cilindro pés de carneiro.

#### 3.4.6.1 Cilindro vibrador

Este tipo de cilindro vibrador de rolo liso tem tido um grande desenvolvimento nos últimos anos, é hoje possível dispor de ajuste da frequência e da amplitude de vibração, maximizando o rendimento do equipamento numa gama muito diversificada de tipos de solos.

Conseguindo atingir uma vibração em torno de 2000 (vpm) e uma centrífuga de vibração compreendida no intervalo de 206 a 281 KN, permitindo assim aumentar a eficiência da compactação em profundidade atingindo espessuras das camadas entre 60 a 80 cm.



Figura 3.11-Cilindro vibrador de rolo liso ([www.ecivilnet.com](http://www.ecivilnet.com))

### 3.4.6.2 Cilindro de pneus

Os cilindros de pneus são utilizados para o imbricamento de pavimentos flexíveis ou betuminosos, normalmente na camada de desgaste, podendo ser utilizados para a compactação de diferentes tipos de solos, exceto para as areias uniformes.

O número de pneus pode variar em função do tipo de equipamento, no entanto os mais utilizados têm vulgarmente 5 pneus por eixo. A superfície de contacto pneus solo, pode ser ajustada em função da pressão no pneumático e da carga no equipamento.

Este tem um compartimento em forma de depósito na secção frontal, onde são habitualmente colocados blocos de betão ou material granular húmido para adicionar peso ao veículo.



Figura 3.12-Cilindro de pneus ([www.4.bp.blogspot.com](http://www.4.bp.blogspot.com))

### 3.4.6.3 Cilindro de rolo liso

Os cilindros estáticos de rolo liso são já de alguns anos um projeto popular, como o próprio nome indica está equipado com rolo liso metálico e é utilizado quando o solo (cascalho e areias) está superficialmente descomprimido, necessitando de “fechar” a camada com a passagem do cilindro sem vibração. Podendo ser um cilindro de rolo liso mono ou tandem.

Os cilindros que iremos utilizar são os monos, devido a serem os mais apropriados para todos os tipos de solos granulares, incluindo as areias uniformes, que são difíceis de compactar com outros equipamentos, sabendo também que os cilindros monos tem uma

maior capacidade de manobra e o seu rendimento na terraplanagem e compactação do solo é superior aos tendem.

A eficiência destes cilindros em profundidade é relativamente pequena, não devem ser utilizadas espessuras de camadas superiores a 15 cm.



Figura 3.13-Cilindro de rolo liso ([www.rollersaustralia.com.au](http://www.rollersaustralia.com.au))

#### 3.4.6.4 Cilindro pés de carneiro

Os cilindros estáticos de pés de carneiro são constituídos por ‘pés’ com forma cúbica ou trapezoidais com uma ligeira inclinação das faces laterais e uma face paralela ao rolo. Este desenho permite que o rolo consiga uma melhor penetração nas passagens iniciais, permitindo uma compactação mais ao menos uniforme ao longo da espessura de camada

Este cilindro é apropriado para a compactação de solos finos e granulares com finos, especialmente para solos que tem a tendência para ficar enlameados. No caso de solos com este comportamento, em particular os solos argilosos, o compactador ao penetrar no solo evita a lamelação, consequentemente aumentando a resistência do aterro.

É adequado para compactar solos com uma espessura até 10 cm por cada passagem, tendo efeitos para camadas com profundidade até 30 cm.



Figura 3.14-Cilindro de pés de carneiro ([www.4.bp.blogspot.com](http://www.4.bp.blogspot.com))



# CAPÍTULO 4



## 4 Solo para Revestimento Primário - Características Mecânicas

Terzaghi em 1936 escrevia que “Um problema de engenharia não pode ser satisfatoriamente resolvido se o cálculo basear-se em apenas num só conhecimento das propriedades mecânicas do material envolvido, e os problemas de engenharia terraplenagem não são exceções”. A via de comunicação, em termos gerais, é desenvolvida em fundações diversas, nomeadamente em solos *in situ* ou em aterro, ou resultante de escavação, e é evidente o conhecimento da mecânica dos solos envolvidos, a compressibilidade e a sua resistência e rigidez.

Os solos de fundação resultam bastante diferenciados ao longo do traçado longitudinal da via pelo que há a necessidade da homogeneização dessa variedade de parâmetros mecânicos ao definir-se um leito de pavimento único para toda a extensão, ou partes da extensão e assim poderem-se usar os parâmetros mecânicos desse material constituinte do leito para o dimensionamento. Aqui iremos apresentar os parâmetros mecânicos do solo artificial julgado importante para a constituição de um leito de pavimento, ou revestimento primário de estradas rurais e associados à compressibilidade, à rigidez edométrica, o seu modelo de tensão-deformação, módulos de elasticidade tangente e secante. Os parâmetros são colhidos de trabalhos anteriormente realizados neste solo e ainda acrescentados os parâmetros obtidos em provetes com 7 e 28 dias de período de cura.

A compressibilidade é a característica mecânica dos solos se deformarem, com diminuição de volume, sob a ação de uma força de compressão, expressando-se, quer na compactação dos solos não saturados, quer na consolidação dos solos saturados. No caso da compactação, a redução de vazios dá-se à custa da expulsão de ar, enquanto na consolidação, faz-se pela expulsão da água.

A velocidade de consolidação de um solo saturado é função da sua permeabilidade. O estudo da consolidação lenta apresenta interesse especial no caso de aterros executados sobre camadas espessas de argila compressível, sendo nesse caso necessário na escolha do tipo de pavimento, considera-se uma possível ocorrência de assentamentos diferenciais.

Os resultados dos ensaios de laboratório forneceram-nos dados de curvas tensão-deformação, são auxílios fundamentais para definir o modelo constitutivo que melhor representa o comportamento mecânico do solo. A relação tensão-deformação

usualmente é representada por meio de módulos de deformação, sendo que a rigidez do solo se reduz com o aumento do nível de deformação a ele imposto. Modelos constitutivos que consideram esta degradação da rigidez normalmente necessitam como parâmetro o módulo de deformabilidade tangente inicial.

Entretanto, para os modelos mais simples que não consideram esta variação da rigidez em função da deformação, se faz necessária a utilização de um módulo secante.

## 4.1 Deformação Uniaxial

A resistência ao corte dos solos normalmente é considerada como a principal propriedade a ser determinada, talvez pelo fato de estar associada à rotura das obras (capacidade de carga, estabilidade, segurança). Entretanto, a deformabilidade dos solos muitas vezes é fator determinante para projeto, sendo que o estado limite de serviço da obra pode ser alcançado antes do estado limite último. Como exemplo, podem ser citadas as escavações subterrâneas, que podem causar danos inaceitáveis às estruturas na superfície, e os casos de obras que sobrecarregam o solo promovendo assentamentos elevados, sem o levar à condição de rotura, como aterros e fundações, tão importantes no domínio do dimensionamento de vias.

### 4.1.1 Compressibilidade edométrica

A resistência à compressão é uma das propriedades das misturas de solo-cal, estes ensaios também podem dar indicações da evolução da reação da mistura solo cal - óleo lubrificante usado, o tempo de presa e o grau de endurecimento. Estes ensaios são tomados como critério fundamental para o projeto das misturas de solo - cal e óleo lubrificante usado.

O estudo da consolidação dos solos é normalmente feito com recurso ao ensaio edométrico, num aparelho desenvolvido por Terzaghi e posteriormente modificado por Casagrande, para o estudo das características de compressibilidade do solo e da taxa de compressão no tempo destacam-se o índice de compressão,  $C_c$ , e o coeficiente consolidação de adensamento,  $C_v$ . Este parâmetro só tomará relevância para o cálculo de assentamentos ao longo do tempo em caso de reforço de aterros com este tipo de material artificial, mas que não será o propósito desta dissertação. A obtenção desses parâmetros se dá a partir de resultados de ensaios de compressibilidade do solo.

O ensaio de consolidação edométrica é normalmente realizado mantendo-se a amostra saturada e utilizando-se duas pedras porosas (uma no topo e outra na base do provete) de modo a acelerar a velocidade dos assentamentos e diminuir o tempo necessário para a realização do ensaio.

O estudo da consolidação dos solos com recurso ao ensaio do modelo hidromecânico desenvolvido por Terzaghi está representado na figura 4.1.

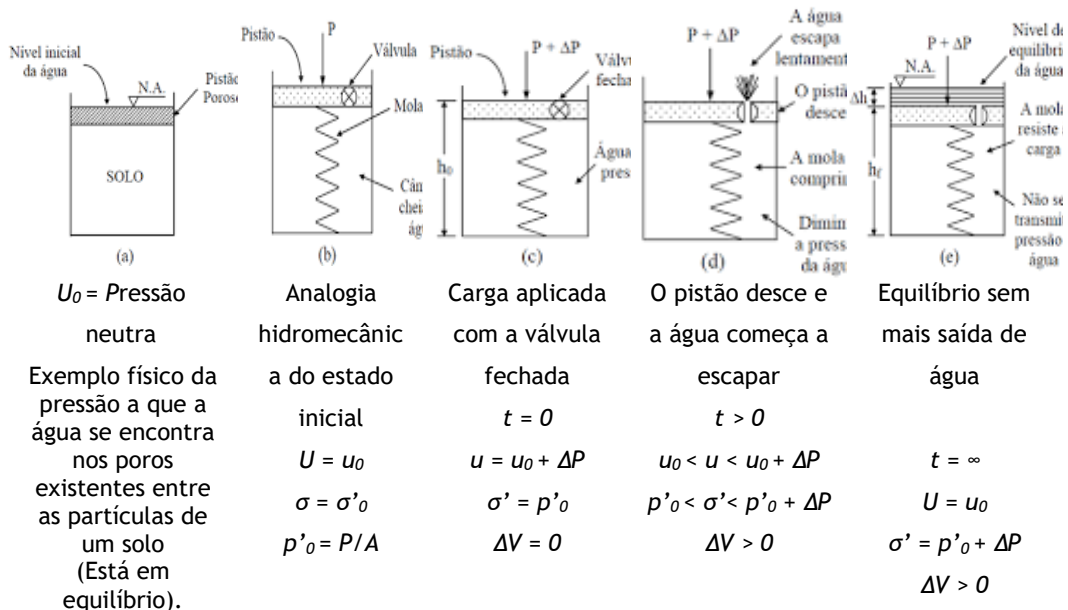


Figura 4.1-Ilustração do modelo hidromecânico de Terzaghi

A figura 4.2 apresenta, de modo esquemático, o aparelho utilizado nos ensaios de compressão confinada, em amostra de solo, compactada ou indeformada, é submetida a valores crescentes de tensão vertical, sob a condição de deformações radiais nulas, calculando-se a variação volumétrica, relacionada com a variação do índice de vazios para cada patamar de carga incrementada, assim com ao longo do tempo de carregamento.

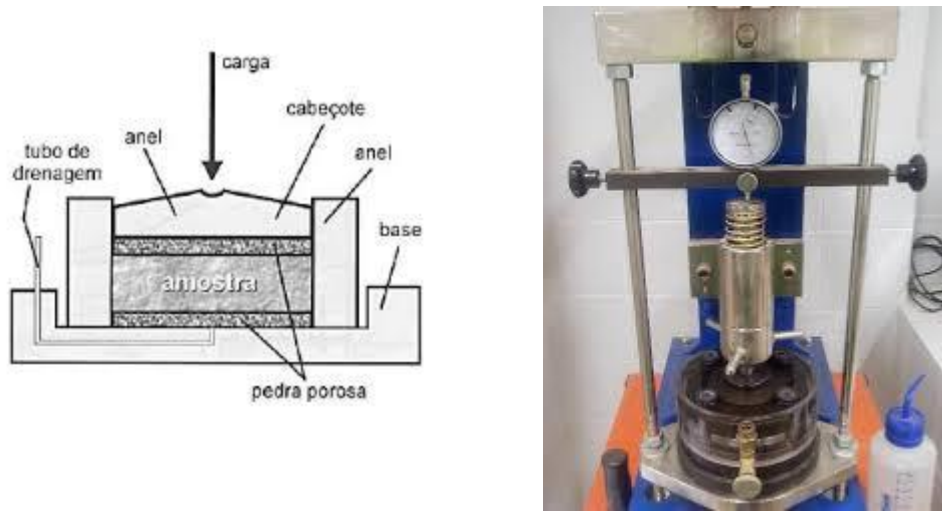


Figura 4.2-Edómetro para ensaios de consolidação (Terzaghi, 1936)

O valor do índice de vazios pode ser obtido considerando-se a hipótese de carregamento confinado ( $\epsilon_v = \Delta h/h_0$ ) e utilizando-se o diagrama de fases apresentado na figura 4.1.

$$(4.1.1.1) \quad e_f = e_0 + \frac{\Delta h}{h_0}(1 + e_0)$$

Onde,

- $e_f$  - índice de vazios no fim do estágio de carregamento atual;
- $\Delta h$  - variação de altura do provete (acumulada) no final do estágio;
- $h_0$  - altura inicial do provete (antes do início do ensaio);
- $e_0$  - índice de vazios inicial do provete (antes do início do ensaio).

A vantagem da representação semilogarítmica resulta do facto de, no plano índice de vazios normalizados existir uma relação para valores de tensão inferiores e superiores à tensão efetiva vertical máxima na qual descontinuidade existe uma cedência experimental.

O solo natural e os solos artificiais com diferentes proporções da mistura foram submetidos ao ensaio de compressibilidade uniaxial ou edométrica e obteve-se o gráfico seguinte com as curvas obtidas e de uma forma normalizada para melhor comparação dos resultados de compressibilidade e cedência dos diferentes materiais.

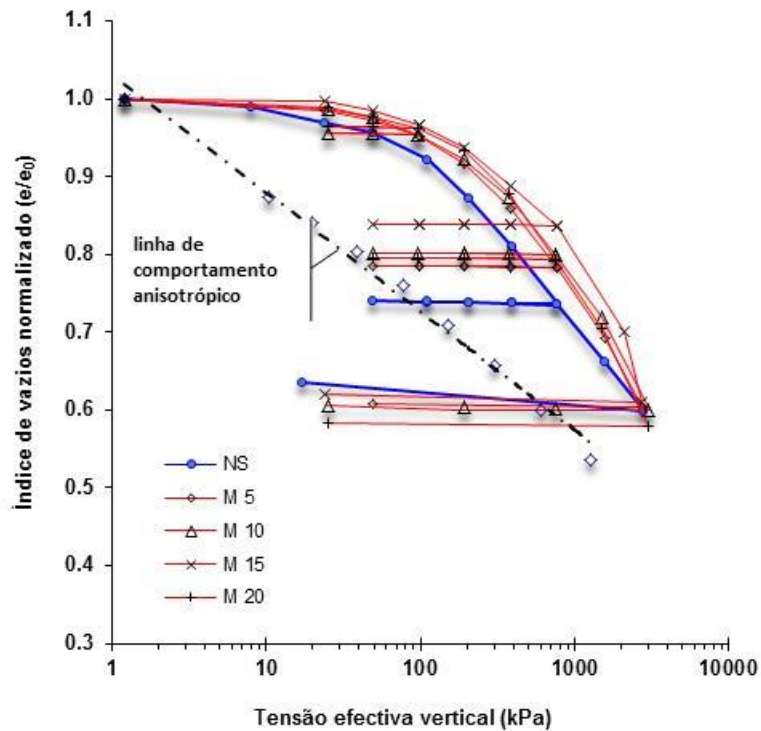


Figura 4.3-Gráfico resultante do ensaio de consolidação. Índice de vazios vs tensão vertical (Andrade Pais 2007)

A cedência estrutural para os solos artificiais dir-se-á independente da proporção tida na matriz e que essa cedência é incrementada de valores da ordem dos 120 kPa no solo natural, a matriz, para 200 a 250 kPa no solo artificial.

A avaliação do assentamento total pode ser quantificado através da avaliação da variação do índice de vazios, ou ainda pela avaliação do índice de compressibilidade volumétrico,  $m_v$ , figura 4.3, ou ainda pela análise do índice de compressibilidade ou compressão,  $C_c$ , para os patamares de carga de serviço durante a vida da estrutura civil ou militar. Para calcular do índice de compressibilidade,  $C_c$ , sabemos que o coeficiente de compressibilidade varia com o nível de tensão efetiva (sendo uma característica de cada solo).

Avaliar as deformações do solo exige a utilização do(s) valor(es) mais adequado(s) a cada situação. Uma relação (índice de compressibilidade vs tensão efetiva) demonstrado na figura 4.4, com base na qual se pode estimar o valor da tensão cedência, e o valor das deformações numa camada de solo sob um determinado carregamento.

Assim pode-se usar a formulação geral para o cálculo da deformação total num determinado intervalo de carregamento com índice de compressibilidade correspondente, tal que:

$$(4.1.1.2) \quad \Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \times C_R \times \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + \frac{H_0}{1+e_p} \times C_c \times \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}\right)$$

$$(4.1.1.3) \quad C_R \approx C_S = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \right|$$

$$(4.1.1.4) \quad C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} \right|$$

Onde,

- $\sigma'_p$  é a tensão de cedência estrutural;
- $\sigma'_{v0}$  é a tensão efetiva vertical;
- $C_R$  é o índice de recompressibilidade (declive dos ramos de recarga ou descarga);
- $C_c$  é o índice de compressibilidade (declive do ramo virgem).

A figura 4.4 apresenta a variação do  $C_c$  para os solos usados e já estudados e merece o comentário que a descontinuidades dos troços estão de acordo com as tensões de cedência anteriormente julgadas e ainda que nos solos artificiais este índice é de mais difícil estabilização, mas o que não porá significativos desvios nos cálculos, pois estes provetes são sem cura. Mais tarde veremos que o material com cura torna-se mais rígido e resistente.

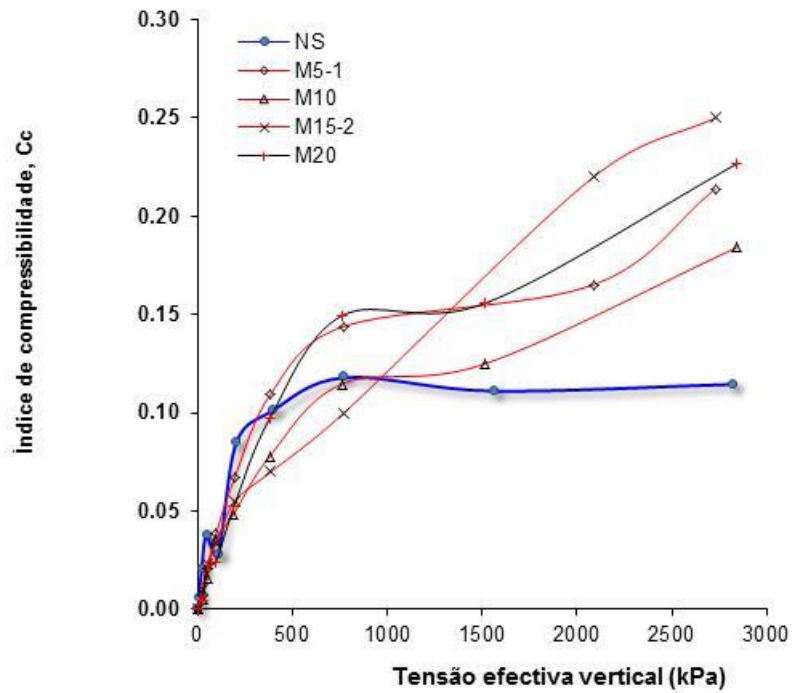


Figura 4.4-Gráfico resultante do ensaio de consolidação. Índice de compressibilidade vs tensão vertical

A figura 4.5 apresenta a variação do  $m_v$  para os diferentes patamares de carga usados. Pode-se de concluir que para além dos solos artificiais serem menos compressivos, independentemente da proporção de mistura usada, eles mostram alguma estabilidade do solo original e caminham para grandes tensões para o mesmo índice de compressibilidade volumétrico.

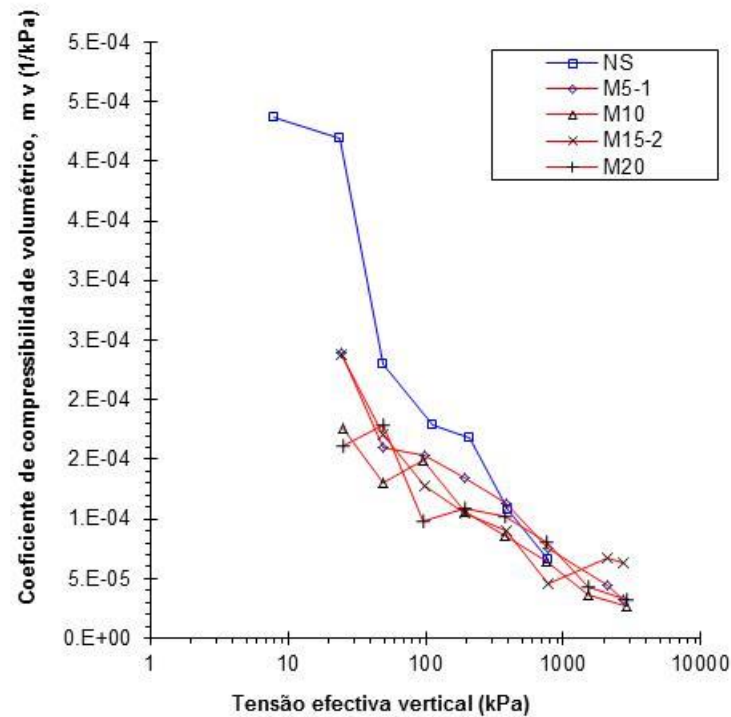


Figura 4.5-Gráfico resultante do ensaio de consolidação. Coeficiente do volume de compressibilidade vs tensão vertical

Uma vez que tratamos de solos a criar em local de fundação de vias com desenvolvimento longitudinal é importante deixar aqui a notícia que os solos criados são de baixa permeabilidade o que vem em conformidade com o possível impacto ambiental, pois a água terá dificuldade a percolar pelo leito do pavimento. Pode-se verificar pelo modelo de permeabilidade para estes solos e a sua quantificação que mostra ser de baixa a muito baixa mesmo para tensões de carga a partir dos 80 kPa, tensão para a qual o leito de pavimento, sub-base e base da via devem estar dimensionados para um eixo-padrão mínimo dentro desta gama.

O solo natural é pouco permeável e os solos artificiais ainda conseguem ser menos permeáveis como mostra a figura 4.6. A permeabilidade dos diferentes solos, após aplicação de tensões verticais relativamente baixa, ou seja a energia de compactação que induz no solo o peso volúmico seco na ordem dos  $19 \text{ kN/m}^3$ , a permeabilidade do solo anda por volta dos  $10^{-6}$  a  $10^{-7} \text{ m/s}$ , ou seja com classificação de baixa a impermeável.

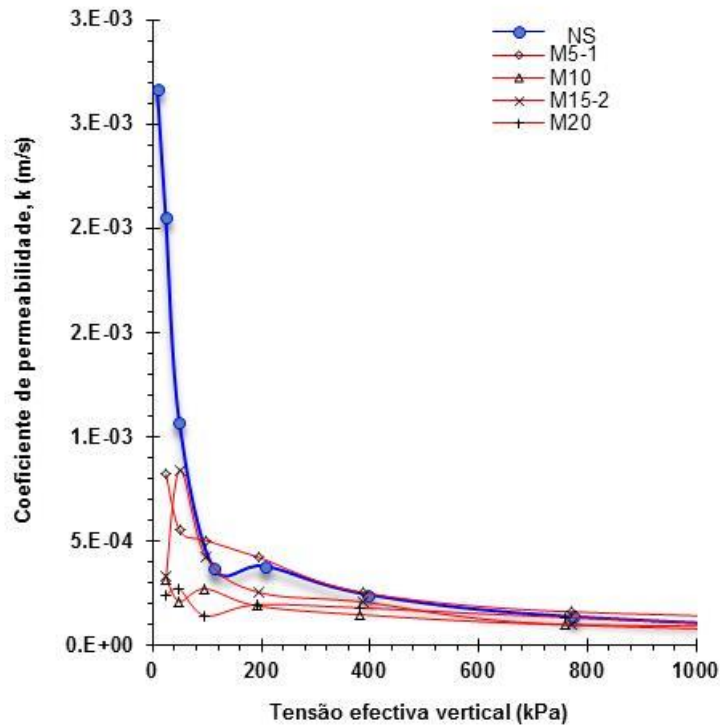


Figura 4.6- Gráfico resultante do ensaio de consolidação. Coeficiente de permeabilidade vs tensão vertical

#### 4.1.2 Rigidez edométrica

O módulo de rigidez edométrico, do solo tipo  $M$ , sofre um acréscimo quando o nível de tensão vertical se situa abaixo dos 150 a 200 kPa, coincidente com a tensão de cedência neste tipo de materiais, cresce do valor 5 MPa para 9 a 10 MPa, convergindo para  $\sigma'_v > 1500$  com valores da ordem dos 15 MPa. O comportamento do solo misturado só com óleo lubrificante usado OS5 revela ser menos rígido até à tensão de convergência de 1400 kPa.

### 4.2 Resistência ao corte e elasticidade

Um material é considerado elástico quando o estado de tensões é função unicamente de seu estado de deformação. O trabalho feito pelas forças externas atuando em um corpo elástico é armazenado como energia elástica, completamente recuperável, desde que as cargas sejam removidas (Timoshenko e Goodier, 1951).

Baseado nesta definição, a equação fundamental de um corpo elástico pode ser escrita da seguinte forma:

$$(4.2.1) \quad d\varepsilon_{ij}^e = D_{ijkl} d\sigma_{kl}$$

Onde,

- $d\varepsilon_{ij}^e$  é o incremento de deformação;
- $D_{ijkl}$  é a matriz constitutiva de u material elástico;
- $D\sigma_{kl}$  é o incremento de tensão.

Isto significa que qualquer incremento de tensão  $D\sigma_{kl}$  provoca um incremento de deformação  $d\varepsilon_{ij}^e$  e a deformação é recuperável se o corpo for descarregado sendo portanto um sistema conservativo.

Os modelos elásticos utilizados na geotecnia podem ser divididos em lineares e não lineares. As amostras artificiais possuem um considerável aumento de resistência em relação as amostras de solo natural.

Constata-se também, uma sensível diminuição da deformação volumétrica, apontando uma melhor estabilidade volumétrica.

O ensaio de resistência ao corte de um solo consiste em obter a máxima tensão de corte que o solo pode suportar sem sofrer rutura. A resistência ao corte é basicamente um fenómeno de atrito em que esta resistência depende predominantemente da pressão normal ao plano de corte. No ensaio de corte direto faz-se variar a pressão normal ( $\sigma$ ), medindo-se a respetiva tensão de corte ( $\tau$ ) na rutura.

A caixa de corte é constituída basicamente por duas meias-caixas metálicas onde o solo é colocado e provoca-se o deslocamento relativo entre as duas meias-caixas, deste modo, a superfície de rotura é imposta e tem de se dar ao longo de um plano horizontal. Como o ensaio de corte direto apresenta algumas limitações tais como a impossibilidade da medição das tensões principais e da pressão de água nos poros gerada ou não, então a projeção dos resultados num plano de tensões, nomeadamente no plano de tensões de Mohr-Coulomb. No caso dos resultados obtidos em caixa de corte direto só se conhecem a tensão de corte ( $\tau$ ) e tensão principal vertical aplicada  $\sigma_v$ , que serão as efetivas caso o ensaio seja drenado, assim considerado se ele se realizou a uma velocidade que teoricamente permitiu a dissipação da pressão de água nos poros gerada. Mas tais desvantagens podem ser ultrapassadas se para se conhecerem os parâmetros de corte, ângulo de atrito efetivo e coesão dos solos, se se realizarem ensaios triaxiais de compressão de modo drenado (CD) ou não drenados (CU), consolidados ou não, com domínio das tensões principais mínima ( $\sigma_3$ ) e máxima ( $\sigma_1$ ) e pressão de água ( $u$ ).

O estado de tensões em torno de um ponto da massa de solo pode ser representado pelo diagrama de Mohr-Coulomb. Para determinar-se a resistência ao cisalhamento do solo ( $\tau$ ), são realizados ensaios com diferentes valores de  $\sigma_v$ , elevando-se  $\sigma_v$  até a ruptura, no caso dos ensaios de corte direto conforme está representado na figura 4.7. O ensaio é realizado em geral sob condições de deslocamento (deformação) controlado, porque deste modo é possível obter a resistência de pico e de ruptura do solo, considera-se que é atingida a ruptura quando o solo não consegue resistir a qualquer acréscimo de carga horizontal sem que este entre em ruptura. Cada círculo de Mohr representa o estado de tensões na ruptura de cada ensaio. A linha tangente a estes círculos é definida como envolvente de ruptura de Mohr.

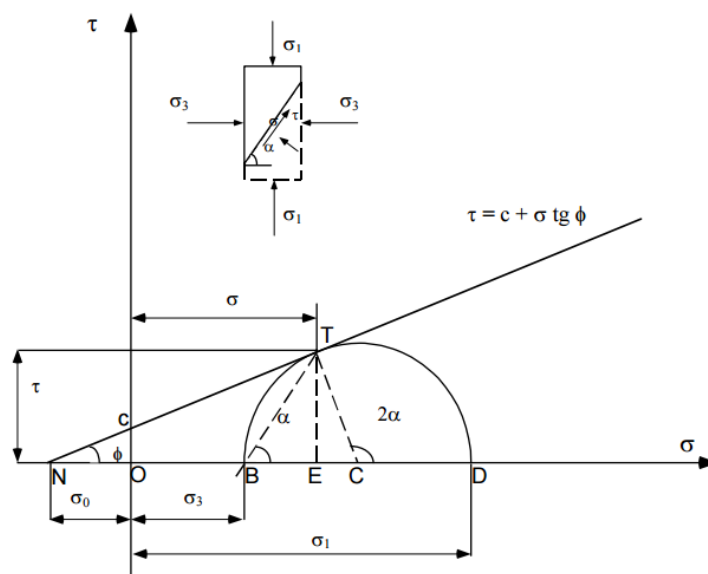


Figura 4.7-Circulo de Mohr, convenção de sinais (Mecânica dos solos C, 2007)

A envolvente de Mohr é geralmente curva, embora por vezes seja associada a uma reta. Essa resistência ao corte, no caso mais geral, tem uma componente devida à coesão do solo e outra devida ao seu atrito interno deve-se a Coulomb e permite calcular a resistência ao corte do solo pela expressão simplificada da figura 4.7.

$$(4.2.2) \quad \tau = c + \sigma \operatorname{tang} \phi$$

Onde,

- $\tau$  é a tensão de corte (resistência ao corte);
- $c$  é a coesão;
- $\sigma$  é a tensão normal;
- $\phi$  é o ângulo de atrito interno.

O estado de tensão em torno de um ponto de massa do solo pode ainda ser representado pela tensão desviatória ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) ou pela tensão de corte [ $t = 1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$ ] versus respetivamente pela tensão média octaédrica [ $p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ ] ou pela tensão média [ $s = 1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$ ].

Espaços considerados invariantes, nos quais se obtêm a envolvente de rotura e também os parâmetros de corte.

#### 4.2.1 Modelo de deformação e elasticidade e coeficiente de Poisson

A avaliação do comportamento tensão - deformação dos solos a avaliar assume importância pelo facto de com elas se perceber o comportamento volumétrico e de dilatação quando sujeito a cargas de compressão, a avaliação dos módulos de elasticidade tangente ( $E_{tang}$ ) e secante ( $E_{sec}$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), parâmetros que associados aos resistentes são importantes no uso e aplicação dos métodos analíticos de dimensionamento. Os gráficos da figura 4.8 mostra o modelo de comportamento dos solos a que se propõe modelar nas vias de baixo custo. O modelo de comportamento pode ser entendido pela observação dos resultados obtidos em ensaios de corte direto nos solos que propomos.

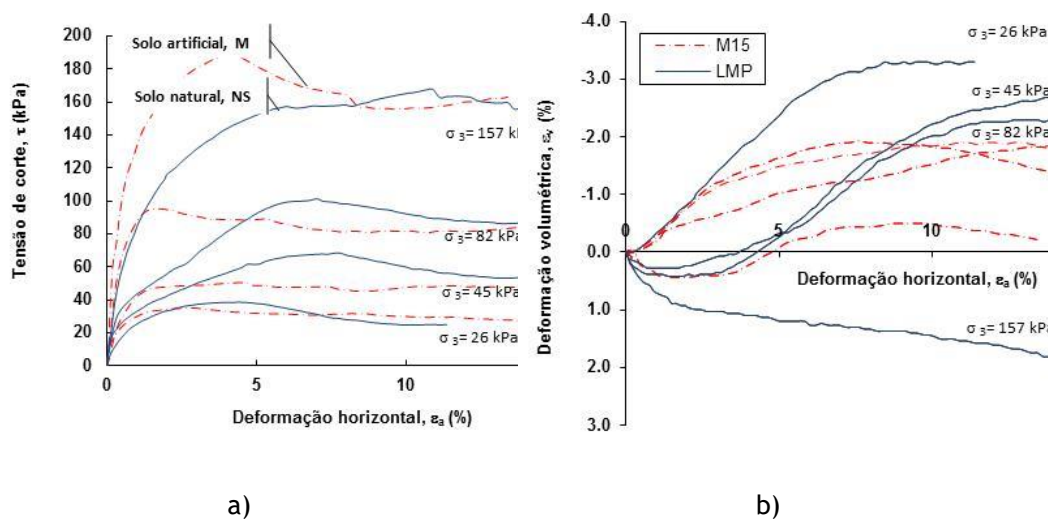


Figura 4.8- Comportamento mecânico em ensaios de caixa de corte direto para os solos naturais e o solo artificial M15: a) comportamento tensão - deformação b) comportamento volumétrico (Andrade Pais, 20007)

Podemos verificar de uma forma qualitativa que o solo melhorado quimicamente é mais resistente, mais elástico e pela avaliação do comportamento volumétrico que o solo artificial é mais dilatante para todas as cargas aplicadas o que explica o acréscimo da

resistência pelo efeito dilatante. Também foram realizados triaxiais no solo artificial e que foram consolidados para tensões médias efetivas de 25 kPa a 400 kPa e posteriormente sujeitos à compressão de forma drenada e que cujo comportamento à tensão, deformação axial e volumétrico também se pode observar nos gráficos da figura 4.9.

Neste caso o solo experimentado foi o M10, apresenta características físicas e de compressibilidade idênticas ao M15, pelo que podemos associar num modelo único de solo reforçado com proporção entre 10% a 15%.

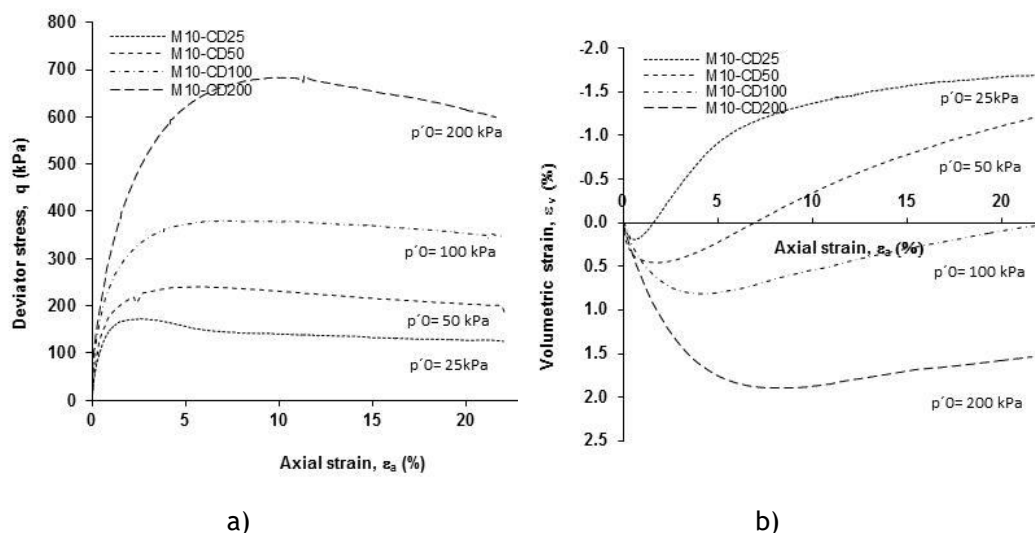


Figura 4.9- Comportamento mecânico em ensaios tipo CD no solo artificial M10: a) comportamento tensão - deformação b) comportamento volumétrico (Andrade Pais, 2007)

A avaliação das curvas volumétricas confirma o efeito dilatante na contribuição para a resistência do solo artificial e com estes resultados já de bibliografia iremos calcular os diferentes módulos de elasticidade tangencial e secante considerando a parte inicial do carregamento para o primeiro caso e para o segundo considerando-se o cálculo para 50% da resistência máxima atingida e o início do carregamento. A necessidade desta avaliação prende-se com o facto da relação tensão-deformação (extensão) para o dimensionamento das camadas de uma via é caracterizado pelo módulo de elasticidade inicial ou tangencial ( $E_{tan}$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

As tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam os resultados compilados para o solo artificial. Verifica-se que os módulos de deformabilidade são crescentes com o aumento da carga aplicada, ou seja, assim será em profundidade e com o acréscimo das solicitações.

Tabela 4.1- Módulos de deformabilidade tangencial e secante calculado nos ensaios tipo CD para o solo artificial.

Provete	$p'_o$ (kPa)	$E_{sec}$ (50%) (MPa)	$\epsilon_a$ (%)	$E_{tang}$ (MPa)	$\epsilon_a$ (%)	$E_{tang}$ (MPa)	$\epsilon_a$ (%)
M10-CD25	25	21	0.6	43.8	0.1	4.9	1
M10-CD50	50	9.8	2.2	44.9	0.1	7.8	1
M10-CD100	100	10.3	3.5	61,5	0.1	9.1	1
M10-CD200	200	14.4	4.9	189,2	0.1	16.3	1

Num conhecimento mais amplo do material artificial melhorado e reforçado, impôs-se o conhecimento do funcionamento do material ao longo do tempo pelo que se realizaram três ensaio tipo CD, para baixas tensões de consolidação 50 kPa, mas com 7 e 28 dias de período de cura. Os resultados indicam um ganho na elasticidade do material. Os resultados estão indicados na tabela 4.1.

Tabela 4.2- Módulos de deformabilidade tangencial e secante calculado nos ensaios tipo CD para o solo artificial com 7 e 28 dias de cura.

Provete	$p'_o$ (kPa)	$E_{sec}$ (50%) (MPa)	$\epsilon_a$ (%)	$E_{tang}$ (MPa)	$\epsilon_a$ (%)	$E_{tang}$ (MPa)	$\epsilon_a$ (%)	Comentários
M10-CD25 (c)	25	18.2	1.1	92.9	0.1	12.8	1	cura 28
M10-CD50 (c1)	50	9.8	2.2	72.3	0.1	10.7	1	cura 07
M10-CD50 (c2)	100	10.3	3.5	73.2	0.1	12.7	1	cura 28

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foi calculado a partir do conhecimento da resistência que o solo apresenta a 50% da tensão de rotura e que corresponderá a um nível de deformação axial e volumétrica. Aplica-se então a formulação geral, ou seja sabendo que:

$$(4.2.1.1) \quad \epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r$$

Então pode-se calcular  $\nu$  pela relação,

$$(4.2.1.2) \quad \nu = -\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a}$$

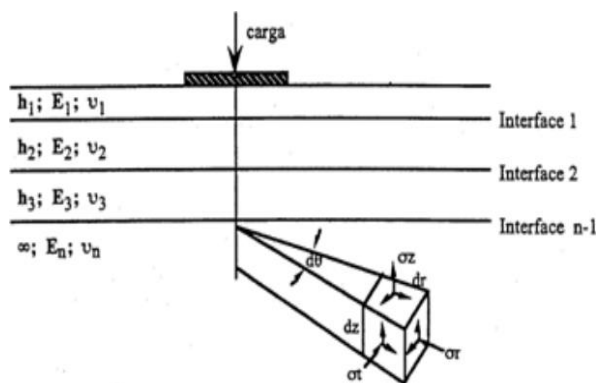
Assim calculados os coeficientes de Poisson, a relação entre as deformações axial e transversal para os ensaios de compressão apresentam-se na tabela 4.3.

Tabela 4.3- Coeficiente de Poisson nos ensaios tipo CD para o solo artificial sem cura.

Provete	$p'_o$ (kPa)	$\epsilon_a$ (%)	$\epsilon_v$ (%)	$\epsilon_r$ (%)	$\nu$
M10-CD25	25	0.56	0.24	-0.16	0.286
M10-CD50	50	2.2	0.44	-0.88	0.400
M10-CD100	100	3.5	0.8	-1.35	0.386
M10-CD200	200	4.9	1.72	-1.59	0.324

O conhecimento de tais parâmetros torna-se importante caso se opte pelo dimensionamento analítico no cálculo das diferentes alturas ou possanças a dar às interfaces que constituem a via.

Admitem-se modelos de comportamento linear para os materiais que compõem as camadas dos pavimentos, embora estes apresentem muitas vezes comportamentos não linear. De qualquer modo a aproximação é aceitável sob as condições demonstradas na figura 4.10.



Condições para o modelo analítico funcionar:

- Camada isotrópica;
- Cada camada excetuando-se a última tem espessura finita ( $h_i$ );
- Cada camada lateralmente tem dimensão infinita;
- A relação tensão-extensão são caracterizados por  $E_i$  e  $\nu_i$ .

Figura 4.10- Caracterização de um pavimento para um dimensionamento analítico e a obtenção das tensões e extensões



# CAPÍTULO 5



## 5 Dimensionamento do pavimento de baixo custo

O objetivo do projeto de um pavimento é estabelecer uma estrutura, ou seja, as espessuras e a composição das camadas, de forma adaptada ao meio ambiente local, capaz de distribuir cargas de tráfego de forma compatível com a capacidade de suporte da fundação e de fornecer um nível de serviço satisfatório aos utilizadores.

Diante da necessidade de execução de pavimentos económicos, foram desenvolvidas novas alternativas para a execução de pavimentos flexíveis e introduzidos novos conceitos e materiais, utilizados e especificados, especialmente em Moçambique. Esses pavimentos foram denominados pavimentos económicos ou de baixo custo.

Para dimensionar os pavimentos é necessário conhecer o tipo de tráfego pesado, os pesos descarregados em cada eixo, o tipo de eixos, o número de passagens de cada eixo e a velocidade de circulação. Nem sempre existe informação tão detalhada relativamente ao tráfego pesado.

O manual da SATCC (Southern Africa Transport and Communications Commission) - Draft Code of Practice for the Design of Road Pavements) é um manual de dimensionamento de pavimentos rodoviários novos que inclui um catálogo de estruturas de diferentes tipologias de pavimentos. As estruturas são dimensionadas em função do tráfego, das características dos solos, dos materiais disponíveis e dos custos das diversas soluções alternativas.

Nos E.U.A, o manual da AASHTO (AASHTO 1993), de natureza empírica, ajuda a compreender melhor este tema, uma vez que o manual utilizado em Portugal (MACOPAV) se encontra limitado neste capítulo de estradas com baixo volume de tráfego. Ainda no “Manual Euroadoquín” (ADAH, 2004) são abordados pavimentos de baixo volume de tráfego sujeitos a diferentes tipos de utilizações: vias urbanas; parques de estacionamento; zonas de paragem de autocarros; estações de serviço e espaços pedonais com camada de desgaste em blocos de betão. O modelo de dimensionamento proposto baseia-se no método empírico do CBR.

O dimensionamento usado neste trabalho pretende tirar a recorrência dos vários métodos aqui pronunciados para se chegar à melhor otimização. O presente dimensionamento visa à utilização de solos residuais naturais como matriz com a mistura de óleo lubrificante usado e cal, portanto materiais existentes na região, reduzindo, consideravelmente, as

distâncias de transporte, para além de aproveitar-se melhor o solo do subleito natural como integrante da estrutura do pavimento.

## **5.1 Método de dimensionamento proposto para determinar a espessura do revestimento primário nas estradas de baixo custo**

Neste capítulo é realizada uma nova abordagem aos métodos de dimensionamento de pavimentos de baixo custo, tendo por base toda a informação proveniente da avaliação realizada neste trabalho. Os métodos apresentados ajudam a compreender melhor a complexidade e crescimento daquilo que são as metodologias desenvolvidas respeitantes a estradas sujeitas a baixo volume de tráfego. Surge então neste trabalho a necessidade de desenvolver um método capaz de satisfazer aquilo que são as necessidades exigidas no tratamento de pavimentos de baixo custo.

O primeiro passo é conhecer os esforços ou ações a que estará sujeita a estrutura e que serão para além dos agentes externos (clima e outros) as cargas e número de solicitações. O conhecimento da carga padrão passa por conhecer que a roda de um veículo quando passa sobre um pavimento transmite a este certos esforços através da superfície de contacto do pneu com o pavimento. A superfície de contacto tem aproximadamente uma forma elíptica e as suas dimensões dependem do tipo de pneu, da pressão de enchimento e da carga descarregada pela roda. Para efeitos de dimensionamento assimila-se de um modo geral um círculo, de modo aproximado podemos dizer que a área  $A$  de contacto é dada por:

$$(5.1.1) \quad A = \frac{P}{p}$$

Onde,

- $P$  é a carga por roda;
- $p$  é a pressão de enchimento.

Os esforços transmitidos no pavimento pela roda de um veículo são ações verticais e tangenciais, onde as ações verticais são determinantes no funcionamento estrutural do pavimento e as ações tangenciais contribuem para uma evolução da textura da superfície (rugosidade, polimento dos agregados) e da sua desagregação como está representado na figura 5.1.

Sendo as ações verticais as mais determinantes no funcionamento estrutural do pavimento.

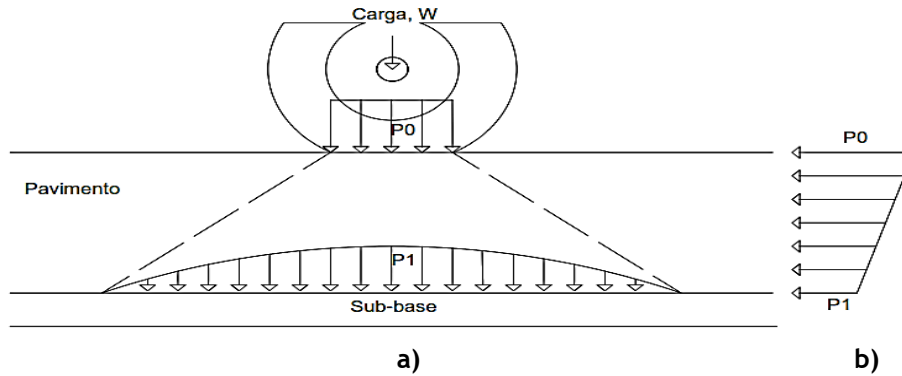


Figura 5.1-Distribuição das tensões devido à passagem de uma roda. a) Verticais; b) Horizontais (Asphalt Institute, 1981)

Sob a ação das cargas transmitidas pelas rodas, as diferentes camadas do pavimento vão-se deformando, de acordo com as características de deformabilidade dos materiais das camadas.

Na figura 5.2 também se pode verificar as camadas com coesão ou compactadas, que estão sujeitas a tensões e extensões verticais de compressão na maior parte do campo de tensões, a tensões e extensões horizontais, de tração ou de compressão consoante o ponto considerado na estrutura do pavimento e ainda a tensões e extensões de corte.

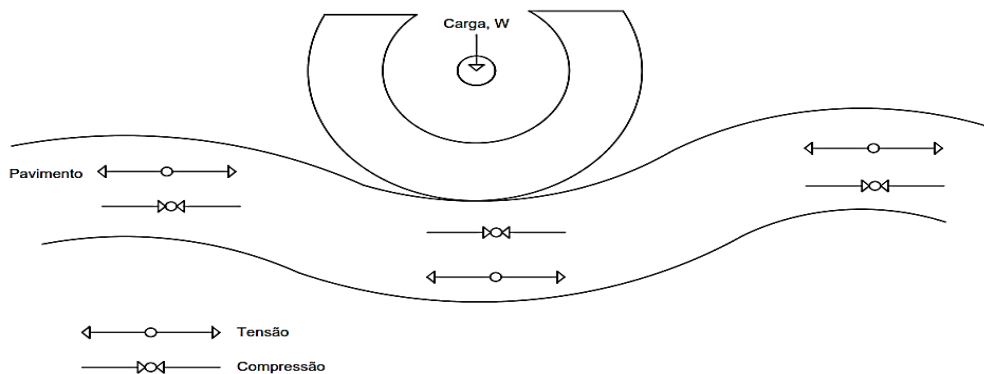


Figura 5.2-Efeito esquemático da deflexão de um pavimento sob ação do tráfego, resultando em tensões de compressão e de tração nas camadas ligadas (Asphalt Institute, 1981)

As camadas do material não coerente estão sujeitas a tensões e extensões de compressão e de corte. Quando a roda se afasta, as tensões e extensões diminuem e anulam-se e o pavimento só não recupera praticamente a sua forma inicial devido aos materiais não serem completamente elásticos.

Por vezes o valor da extensão aplicada no pavimento pode ser inferior a normal para provocar rotura, mas visto que os materiais têm desgaste a sucessiva aplicação dessa extensão vai acabar por provocar rotura, é o chamado fenómeno de fadiga.

A fadiga é a fluência com o tempo das cargas, das deformações acumuladas e dos critérios de ruína considerados nos métodos de dimensionamento.

Durante a vida útil de um projeto teremos que evitar alguns acontecimentos para que obtenha níveis aceitáveis. Evitar o assentamento da superfície do pavimento e a fadiga por tração das camadas com coesão ou de densidade relativa máxima por ação da compactação e misturas realizadas no solo, que por sua vez causam fendilhamento e consequente destruição da camada do pavimento ou camada superficial de baixo custo, ou seja a superfície de rolamento.

Existem alguns pontos críticos do pavimento, a nossa superfície, no caso dos pavimentos flexíveis a parte superior das camadas, onde se instalam as maiores extensões à tração, apresentam rotura por fadiga sendo que no solo de fundação o material é mais débil tendo uma maior deformabilidade, que por consequência é responsável por deformações permanentes na superfície do pavimento.

Mas quando realizamos o dimensionamento do pavimento também temos que saber quais são as cargas que o solicitam durante a vida de projeto, as diferentes cargas por rodado,  $P_i$  que sobre ele passam e o número  $N_i$  de vezes que cada um passa.

Entre os fatores citados, o fator de carga de um eixo-padrão sobre um pavimento é considerado de extrema importância para o método de dimensionamento proposto. No presente método, considera-se que os automóveis de passeio e os camiões leves (por exemplo, transportes públicos e comerciais) têm pouca influência na determinação da espessura, pois provocam poucos danos na estrutura de um pavimento, devido às baixas pressões exercidas pelos pneus dos mesmos em contato com o pavimento.

Sendo assim, iremos considerar uma carga padrão, eixo simples de um veículo pesado, a qual substitui todas as outras do ponto de vista de dano provocado no pavimento.

Dada a estrutura caracterizada de forma compatível para o eixo-padrão iremos calcular a tensão ( $\sigma$ ) e/ou a extensão ( $\epsilon$ ) correspondente, utilizando um modelo de calculo determinado, resultante da entrada nas leis de fadiga e de deformações permanente que traduzem os critérios de ruína adotados, com o número de eixos-padrão que possivelmente solicitarão o pavimento durante a vida útil. Se forem semelhantes ou ligeiramente menores que as dimensões admissíveis significa que o pavimento foi bem

dimensionado. Se forem muito inferiores, < 80% das admissíveis temos uma estrutura sobredimensionamento o que é anti-económico. Se forem superiores, > 100% a estrutura estará subdimensionada. Em qualquer destes dois últimos casos é necessário atuar em conformidade, alterando a espessura das camadas ou mesmo mudando o tipo de pavimento ou materiais.

O processo descrito para um pavimento flexível está representado na figura 5.3.

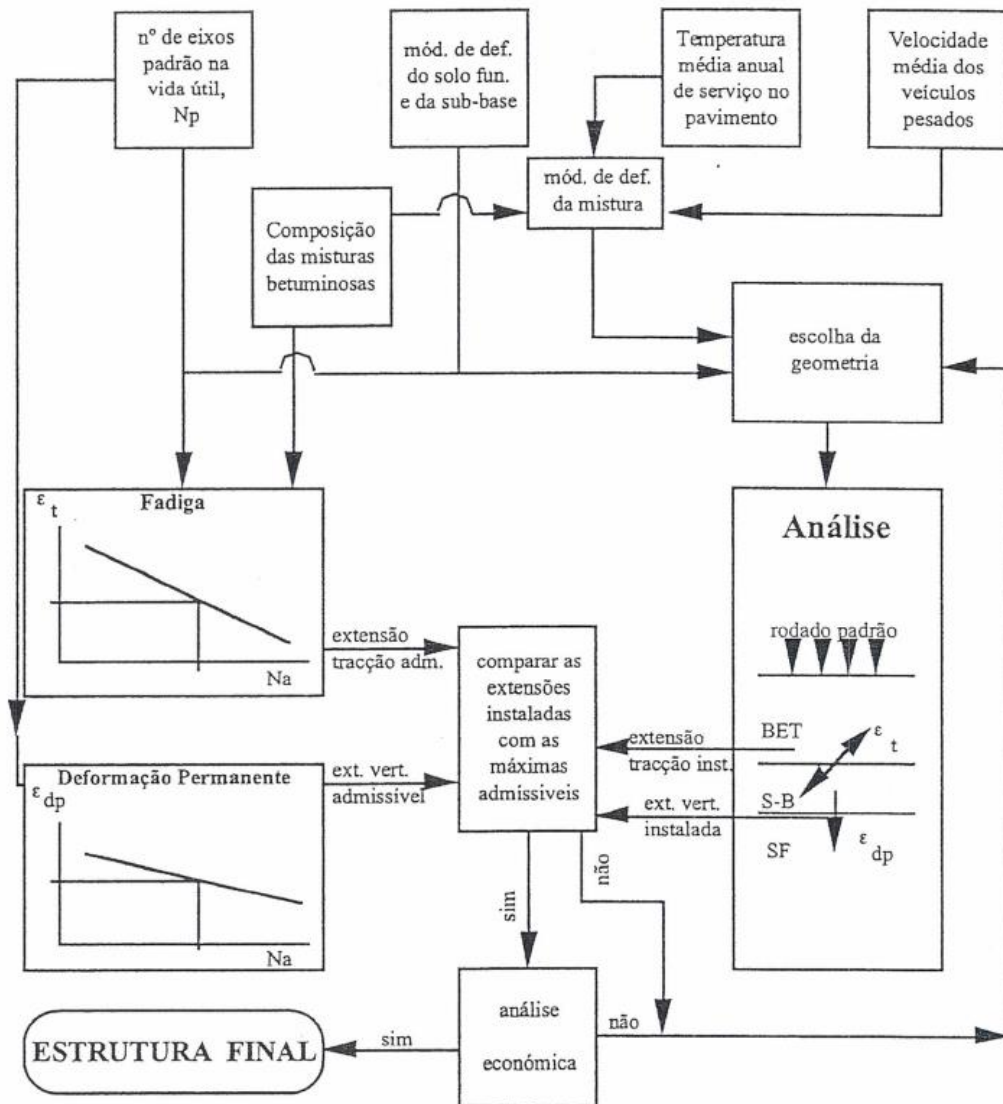


Figura 5.3- Procedimento do dimensionamento empírico - analítico de um pavimento flexível

Consultando a tabela 2.13, nível de tráfego por número de solicitações de eixo-padrão, e utilizando como referência a figura 5.3 reportamos que o modelo de cálculo pode entrar nas leis de comportamento e obter o número de eixos-padrão.

Segundo a expressão de dano (D) obtém-se a percentagem de resistência que se gasta.

$$(5.1.2) \quad D = \frac{N_p}{N_a} \times 100$$

Onde,

- D é o dano calculado;
- $N_p$  é o número de eixos-padrão que previsivelmente solicita a estrutura;
- $N_a$  é o número de eixos-padrão que podem passar a provocar a extensão sem que o pavimento entre em ruína;
- $D > 100\%$  existe subdimensionamento;
- $D < 80\%$  existe sobredimensionamento.

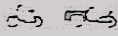

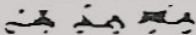














Para um melhor entendimento do método de dimensionamento (empírico-analítico) utilizado, vamos descrever sucintamente quais os procedimentos empregados.

### 5.1.1 Tráfego

O pavimento será dimensionado para suportar um determinado número de solicitações na estrutura e que são provocadas pelas passagens dos veículos durante o período de tempo estabelecido no projeto, chamado de vida útil.

Na seguinte está representada a classificação dos veículos automóveis, agrupados em 11 classes, de *a* a *l*, tendo somente interesse para dimensionamento do pavimento as cargas de veículos pesados, pelo que nos interessa são as classes *f* (camiões com mais de 3000 Kg de carga sem reboque) e seguintes (veículos pesados) em virtude das cargas por eixo dos veículos ligeiros ser desprezável.

Tabela 5.1- Classificação dos veículos automóveis segundo JAE

	Tipo de veículo	Descrição do veículo
a		Velocípedes sem motor auxiliar;
b		Velocípedes com motor auxiliar;
c		Motociclos com o sem “side car”, motocicletas e motoretas;
d	 	Automóveis com ou sem reboque, incluindo os veículos que suportam no máximo nove lugares;
e		Camionetas até 3000 kg de carga com ou sem reboque;
f		Camiónes de mais 3000 kg de carga sem reboque;
g		Camiónes com um ou mais reboques;
h	  	Tratores com semi-reboque; Tratores com semi-reboque e um ou mais reboques; Tratores com um ou mais reboques;
i	 	Autocarros e trolleybus;
j	  	Tratores sem reboque ou semi-reboque, Tratores agrícolas e veículos especiais (cilindros, bulldozers, etc.);
l		Autocarros de turismo;

As cargas por eixo dos veículos pesados são extremamente variadas, dependendo de diversos fatores, desde o tipo de veículo até ao tipo de carga. Assim, como anteriormente explicado iremos caracterizar o tráfego solicitante somente num único eixo simples de um veículo pesado, que se designa por eixo-padrão.

Em Portugal, tal como em muitos outros países, é utilizado o eixo de 80 kN, que foi o eixo utilizado no ensaio rodoviário à escala real, designado por ensaio AASHO. Atualmente a carga máxima por eixo simples em Portugal é de 120 kN, mas em outros países é de 130 kN, pelo que optam por um eixo-padrão com essa carga.

A relação entre o coeficiente de equivalência de um eixo,  $f$ , e a carga por eixo é dada por:

$$(5.1.1.1) \quad f = \left(\frac{P}{80}\right)^n$$

Onde,

➤  $f$  é o coeficiente de equivalência de uma carga  $P$  em número de eixo-padrão;

- $P$  é a carga por eixo (kN);
- $n$  é o expoente de dano relativo.

O valor  $n$  é influenciado por vários fatores, sendo os mais significativos o tipo de materiais utilizados na estrutura do pavimento e a espessura do mesmo. Para fins de projeto, é geralmente aceite que o expoente,  $n$ , se encontra entre 4 e 4,5, o que corresponde ao que em geral se utiliza em pavimentos flexíveis. Segundo o Design Manual for Low Volume Roads, (ERA, 2011), nas estradas de baixo custo, que normalmente são constituídas por materiais granulares, tanto na base e sub-base, o expoente recomendado  $n$  é de 4.

A transformação referida  $f = \left(\frac{P}{80}\right)^4$  baseia-se no pressuposto de que um número de passagens  $N$ , de um eixo simples de carga  $P$ , produz um dano semelhante a  $N_{80}$ , eixos-padrão (80 kN). Sendo  $f$  o coeficiente de equivalência entre o dano no pavimento provocado pela passagem de um eixo-padrão e o dano provocado por um eixo de peso  $P$ , podemos verificar na tabela 5.2 o valor de  $f$ .

Tabela 5.2-Coeficientes de equivalência entre diferentes valores de carga por eixo (ERA, 2011)

<b>Cargas por eixo (kN)</b>	
Intervalo da carga por eixo	Coeficiente de equivalência de uma carga $P$ em número de eixo-padrão ( $f$ )
< 15	-
15 - 24	-
25 - 34	0,02
35 - 44	0,06
45 - 54	0,15
55 - 64	0,32
65 - 74	0,58
75 - 84	0,99
85 - 94	1,6
95 - 104	2,4
105 - 114	3,6
115 - 124	5,0
125 - 134	6,9
135 - 144	9,3
145 - 154	12
155 - 164	16
165 - 174	20
175 - 184	25

A expressão  $N_{pes} = TMD_1 \frac{(1+t)^n - 1}{t} \times 365$  só deve ser usada para eixos simples e pavimentos flexíveis. De uma forma geral o tráfego é obtido para o ano de abertura da estrada,  $(TMD)_p$  é o tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura, por sentido e na via mais solicitada e  $t$  a taxa de crescimento médio anual, por determinação do número de pesados que solicite a estrada.

Assim, conhecendo o  $(TMD)_p$  no ano de abertura (ano 1), pode-se conhecer o somatório dos veículos pesados,  $N_{pes}$ , que solicitam o pavimento durante "n" anos, desde que se conheça a taxa de crescimento anual,  $t$ . Iremos utilizar a expressão somatório para progressão geométrica de razão  $1+t$ , porque só deve ser usada para eixos simples e pavimentos flexíveis.

$$(5.1.1.2) \quad N_{pes} = TMD_1 \frac{(1+t)^n - 1}{t} \times 365$$

Via do projeto é a divisão do total  $N_{pes}$  pelo número de vias a dimensionar. Contudo, segundo o Design Manual for Low Volume Roads (ERA, 2011), em estradas estreitas o tráfego tende a ser mais canalizado do que em estradas mais largas. A ação do tráfego do nosso projeto irá ser considerada na via de projeto, ou seja, vamos conceber a distribuição de veículos pesados pelas vias que constituem a faixa de rodagem com largura entre 4,5m a 6m, com sobreposição do tráfego nos dois sentidos na zona central do pavimento, de acordo com a tabela 5.3.

Tabela 5.3-Fatores de cargas de tráfego de projeto (adaptado de ERA, 2011)

Perfil transversal	Largura pavimentada	Carga corrigida de tráfego de projeto	Notas explicativas
Única faixa de rodagem	< 3,5m	Total do número de eixos-padrão em ambos os sentidos	Tráfego muito canalizado neste tipo de perfil transversal
	3,5 m < largura < 4,5 m	Total do número de eixos-padrão em ambos os sentidos	O tráfego em ambos os sentidos usa a mesma zona da faixa de rodagem
	4,5 < largura < 6 m	80% do total do número de eixos-padrão em ambos os sentidos	Sobreposição do tráfego nos dois sentidos na zona central do pavimento
	> 6 m	Total do número de eixos-padrão no sentido mais solicitado	Sobreposição pequena do tráfego na zona central do pavimento
Mais do que uma via em cada sentido		90% do total do número de eixos-padrão no sentido estudado	A maioria dos veículos usa uma via diferente em cada sentido

Duas faixas de rodagem de duas vias cada é habitual considerar-se 45% para a via da direita, via de projeto, e 5% para as vias interiores.

Acontece que, geralmente, o conhecimento da distribuição por tipos de eixos não está disponível em Portugal com o rigor necessário. Portanto foi criada a tabela 5.4, onde está caracterizado o tráfego definido pelo valor do  $TMDA_p$  (tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura, por sentido e na via mais solicitada), que iremos estimar entre 500 a 800 de pesados na via de projeto, classe T3, embora esteja provavelmente sobredimensionado para a maioria das vias rurais no interior de Moçambique, associado a um fator de crescimento e um fator de agressividade  $a$ . Este  $a$  transforma os veículos pesados em eixo-padrão, permitindo assim obter o número de eixos-padrão necessários ao cálculo.

Tabela 5.4- Caracterização do tráfego segundo o "Manual de Conceção de Pavimento para a Rede Rodoviária Nacional"

Classe	(TMDA) <sub>p</sub>	Taxa de crescimento médio (t)	Pavimentos flexíveis	
			Fator de agressividade (α)	N <sup>dim</sup> <sub>80</sub> (20 anos)
T <sub>6</sub>	50-150	3	2	2 × 10 <sup>6</sup>
T <sub>5</sub>	150-300		3	8 × 10 <sup>6</sup>
T <sub>4</sub>	300-500	4	4	2 × 10 <sup>7</sup>
T <sub>3</sub>	500-800		4,5	4 × 10 <sup>7</sup>
T <sub>2</sub>	800-1200	5	5	7 × 10 <sup>7</sup>
T <sub>1</sub>	1200-2000		5,5	10 <sup>8</sup>

Onde,

- (TMDA)<sub>p</sub> - tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura, por sentido e na via mais solicitada;
- N<sup>dim</sup><sub>80</sub> - número acumulado de eixos-padrão de 80 kN para 20 anos.

As classes de tráfego do MADIPAV podem ser definidas pelos valores de pesados acumulados para 20 anos, usando a expressão  $N_{pes} = TMDA_p \frac{(1+t)^n - 1}{n}$ , onde n = 20 e considerando os coeficientes de crescimento de tráfego indicados na tabela 5.4. Isto está representado na tabela 5.5.

Tabela 5.5- Grupos de tráfego definidos pelo valor de pesados acumulados em 20 anos (JAE, 1995)

Grupo	Número de pesados em 20 anos na via de projeto
T <sub>6</sub>	0,5 × 10 <sup>6</sup> - 1,5 × 10 <sup>6</sup>
T <sub>5</sub>	1,5 × 10 <sup>6</sup> - 12,9 × 10 <sup>6</sup>
T <sub>4</sub>	3,3 × 10 <sup>6</sup> - 5,4 × 10 <sup>6</sup>
T <sub>3</sub>	5,4 × 10 <sup>6</sup> - 8,7 × 10 <sup>6</sup>
T <sub>2</sub>	9,7 × 10 <sup>6</sup> - 14,5 × 10 <sup>6</sup>
T <sub>1</sub>	14,5 × 10 <sup>6</sup> - 24,1 × 10 <sup>6</sup>

Em Portugal existem dois métodos de dimensionamento empírico-analítico de uso comum, o método da Shell e o método de Nottingham.

Método da Sell

L = 105 mm, p = 0,6 MPa e r ≈ 105 mm

Método de Nottingham

$L = 150 \text{ mm}$ ,  $p = 0,5 \text{ MPa}$  e  $r \approx 113 \text{ mm}$

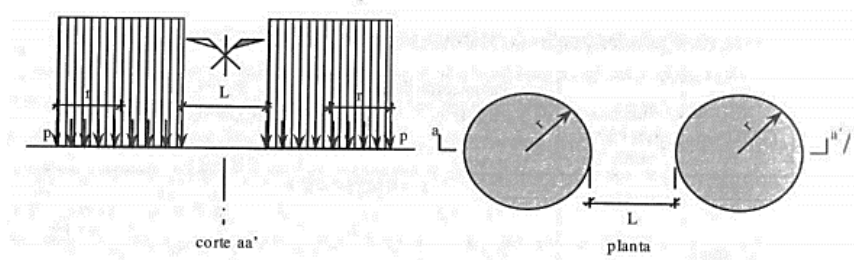


Figura 5.4-Esquematização geralmente adotada da ação do rodado padrão de um eixo-padrão sobre um pavimento (Branco et al, 2008)

Os materiais não aglutinados, granulares e solos coesivos utilizam o método de Shell, como é o nosso caso. Portanto vamos considerar um eixo-padrão  $P$ , que descarrega em dois rodados de duas rodas cada separadas de  $L$ , descarregando cada uma destas  $p/4$ , numa área circular de raio  $r$  dependente da pressão de contacto que é a pressão de enchimento  $p$  e tem as seguintes características:

- Carga por eixo ( $P$ ) = 80 kN
- Carga por roda ( $P/4$ ) = 20 kN
- Pressão de enchimento dos pneus ( $p$ ) = 0,6 MPa
- Raio da área de contacto pneu-pavimento ( $r$ ) = 0,105 m
- Afastamento entre pneus por roda ( $L$ ) = 0,105 m

### 5.1.2 Efeitos do clima na região

A ação do clima nos leitos de pavimentos é normalmente feita pela infiltração da água da chuva que escorre pelas bermas, principalmente se os pavimentos não forem revestidos, pelos drenos e juntas não seladas. Também em muitos casos, as roturas de drenos urbanos em cidades ou aglomerados populacionais onde estes sistemas têm mau funcionamento, provocam inundações de leitos dos pavimentos. A garantia das melhores condições de drenagem garante na prática um bom funcionamento do sistema todo. A elevada evaporação característica dos climas quentes, tende a minorar o problema da ação da água, pois rapidamente a água abandona o solo.

Clima é um conjunto de fenómenos meteorológicos que caracteriza, durante um longo período, o estado médio da atmosfera e a sua evolução em determinado lugar. Portanto, o clima é resultado de uma combinação de nebulosidade, humidade, temperatura, vento, pressão barométrica, etc. (Medina e Motta, 2005).



tenção particular na mitigação dos efeitos do ambiente no seu desempenho, particularmente a precipitação e a temperatura.

### 5.1.3 Fundação

As fundações têm características muito variáveis e refletem diferentes condições da geologia, topografia, tipo de solo e clima de cada região. Tratando-se do elemento que serve de apoio ao pavimento da estrada, a avaliação da fundação em termos da capacidade de apoio conferida à estrutura de pavimento é um dos fatores mais importantes. Além disso, a determinação da espessura do pavimento e da sua constituição dependem da fundação e da carga exercida pelo tráfego sobre o pavimento.

A capacidade de suporte da fundação, caracterizada pela sua resistência, é dependente do tipo de solo, humidade e baridade, quer em condições de construção, quer durante o período de serviço. Assim, a seleção de um valor de resistência da fundação requer uma análise cuidadosa dos dados disponíveis.

A caracterização da fundação no projeto vai ser feita através do CBR, ou seja, vamos determinar as condições de humidade mais prováveis de ocorrer durante a vida de projeto e para o peso volúmico do solo a ser previsivelmente alcançada no campo.

Por isso, quanto à fundação do pavimento, para a elaboração do catálogo de dimensionamento são consideradas as primeiras três classes definidas no MACOPAV, de acordo com a tabela 5.6. A classe de fundação para os solos considerados estará entre F2 e F3.

*Tabela 5.6-Definição das classes de fundação utilizadas no dimensionamento (MACOPAV)*

Classe de fundação	Módulo da fundação (MPa)	
	Gama	Valor de cálculo
F1	$> 30 \leq 50$	30
F2	$> 50 \leq 80$	60
F3	$> 80 \leq 150$	100

#### 5.1.4 Módulo de deformabilidade resiliente do subleito

O módulo de deformabilidade depende da temperatura, sendo fundamental nos aglutinados betuminosos, considerando-se uma temperatura equivalente anual, estas são obtidas através de temperaturas médias mensais no pavimento que por sua vez, são determinadas aplicando fatores de transformação às temperaturas médias ambiente mensais às quais, habitualmente, é fácil ter acesso para qualquer região.

Portanto teremos ainda em conta a diferença de temperatura que ocorre às diferentes profundidades nessas camadas, a cada aumento de tempo.

No nosso caso adotaremos o módulo tangente inicial e/ou secante, que diferente do módulo dinâmico, contudo pode servir para estimar o valor a usar, provavelmente sobreavaliado. Assim foi assumido porque o ensaio de carga cíclico não estará disponível e ao alcance de muitas entidades ou pessoas para satisfazer as necessidades de dimensionamento de vias de baixo custo, de grande extensão longitudinal em diferentes solos e climas.

#### 5.1.5 Módulo de deformabilidade resiliente dos materiais das camadas de base e sub-base

É importante lembrar que os materiais não aglutinados, granulares e solos coesivos utilizam o método de Shell, sendo que o método mais comum para estimar o seu módulo de deformabilidade é através da relação empírica entre este e o CBR do solo que é dado pela seguinte expressão:

$$(5.1.5.1) \quad E_{sf} = w \times CBR \text{ (MPa)}$$

Esta relação foi estabelecida recorrendo a extensos ensaios de carregamento dinâmico "in situ". Esta expressão foi reformulada pelo TRRL, sendo a expressão mais utilizada, também porque é a mais conservadora:

$$(5.1.5.2) \quad E_{sf} = 17,6 \times CBR^{0,64} \text{ (MPa)}$$

Onde,

- $E_{sf}$  é o módulo de deformabilidade do solo da fundação (MPa);
- $CBR$  é o índice californiano (%).

Porem o estudo desenvolvido por Morais e Minhoto (2014) define que para os solos de Moçambique o valor de  $w$  é 6,76 e propuseram a expressão:

$$(5.1.5.3) \quad E_{sf} = 6,76 \times CBR \text{ (MPa)}$$

Todas estas constantes ( $w$ ) estão dentro do intervalo (5 a 20) preconizado pelo método da Shell.

Sendo assim e sabendo que o CBR do nosso solo é 20%, obtemos o seguinte resultado:

$$(5.1.5.4) \quad E_{sf} = 6,76 \times 20 \text{ (MPa)}$$

$$(5.1.5.5) \quad E_{sf} = 135,2 \text{ (MPa)}$$

O módulo de deformabilidade de camadas granulares,  $E_{sb}$ , é geralmente tomado em função do módulo de deformabilidade do solo de fundação  $E_{sf}$ , quando se trata de uma sub-base, ou da camada granular que lhe está subjacente, para qualquer outra camada. A classe de fundação seria F3, de acordo com definição das classes de fundação utilizadas no dimensionamento (MACOPAV).

A forma de o fazer foi expressa por Claessen através da expressão (para o caso de solo de fundação/sub-base):

$$(5.1.5.6) \quad E_{sb} = k \times E_{sf}$$

Onde,

- $E_{sb}$  é o módulo de deformabilidade de camadas granulares;
- $k = 0,2 \times h_{sb}^{0,45}$ ;
- $h_{sb}$  é a espessura da camada de sub-base granular do pavimento (cm).

Podemos fazer uma retro análise da espessura a dar à camada de baixo custo, para tanto usar a formulação empírica proposta por Claessen, usando-se os valores obtidos de CBR nos solos usados neste estudo, e verificar os módulos de deformabilidade obtidos e compará-los com os obtidos analiticamente em ambiente controlado. Os resultados apresentam-se na figura 5.6.

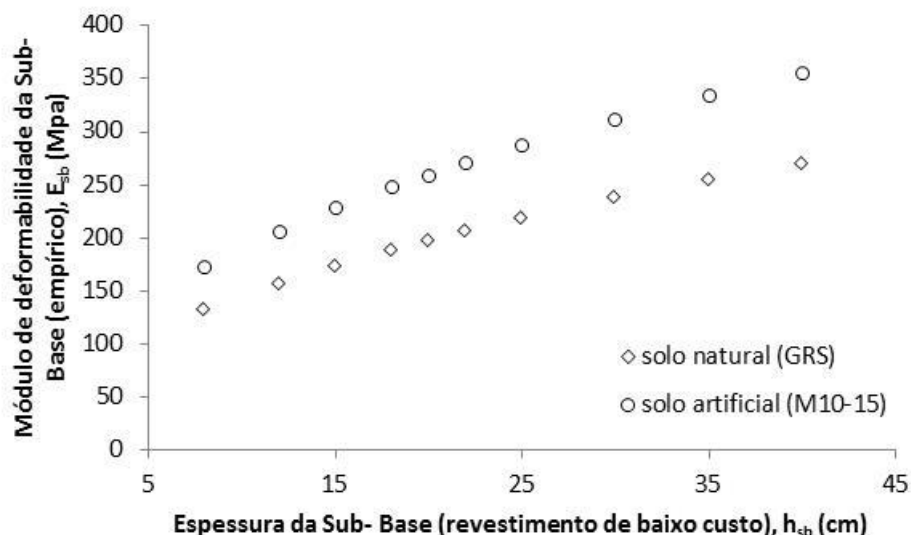


Figura 5.6- Módulo de deformabilidade calculado de modo empírico para a sub-base (camada de baixo custo) com diferentes espessuras (retro análise)

$$(5.1.5.7) \quad E_{sb} = 0,2 \times 18^{0,45} \times 135,2 \text{ (MPa)}$$

$$(5.1.5.8) \quad E_{sb} = 99,28 \text{ (MPa)}$$

Estima-se o eixo-padrão de 80 kN e velocidades médias de 50 km/h, pelo que se pode considerar a camada de rolamento, de baixo custo, de 25 a 30 cm em solo residual granítico natural, caso se faça a mistura e respetiva compactação a altura deverá estar entre 15 e 18 cm, considerando-se um dano entre 80% a 100%, isto considerando-se um grau de compactação próximo dos 95%.

Note-se que o módulo de deformabilidade experimental aumenta de 44 para 73 MPa para níveis de tensão média de 50 kPa aplicados, quando o material artificial avaliado tem um período de cura de 28 dias. Estes valores estabilizam a partir dos 7 dias de cura.

### 5.1.6 Perda de qualidade do pavimento

A utilidade deste princípio é indicar a condição em que se encontra atualmente o pavimento por meio de valores estabelecidos, os quais determinam a necessidade da realização de uma manutenção ou não na superfície do pavimento.

A perda de qualidade é o principal critério para determinar a necessidade de uma manutenção, podendo admitir valores entre 0 e 5, onde o valor 0 indica que o estado em que se encontra a estrada e é impossível conduzir, enquanto o valor 5 indica que a estrada encontra-se em perfeitas condições de tráfego.

O menor valor que um motorista pode consentir, antes da degradação total da superfície da estrada é de 2,5 ou superior para estradas utilizadas para itinerários principais, e de 2,0 para estradas de baixo custo e volume de tráfego (Skorseth e Selim, 2000).

De acordo com Skorseth e Selim (2000) o nível mínimo de aceitação da qualidade de uma estrada depende do critério de aceitação da maioria dos utilizadores. Existem alguns valores que foram estabelecidos a partir de testes desenvolvidos pela AASHTO, esses valores encontram-se na tabela 5.7.

*Tabela 5.7-Relação entre qualidade mínima de uma superfície do pavimento e opiniões de usuários (Skorseth e Selim, 2000).*

Critério de qualidade mínima de uma superfície do pavimento	3,0	2,5	2,0
Porcentagem de pessoas que afirmam inaceitável	12%	55%	85%

Para pequenas estradas não pavimentadas, onde a agricultura é o principal fator de economia, o dimensionamento deve ser realizado levando em consideração a redução do tráfego ou o tempo de durabilidade da superfície do pavimento, em vez de reduzir a qualidade mínima para um número menor que 2.

### 5.1.7 Condições admissíveis na superfície do pavimento

Uma forma de avaliar a qualidade da superfície do pavimento de uma estrada pode ser as altas velocidades utilizadas pelos condutores. Segundo (Skorseth e Selim, 2000) as vibrações, desenvolvidas pela formação de ondulações ao longo do pavimento forem elevadas, tornar-se-á difícil controlar o veículo. Geralmente é aceitável uma certa quantidade de vibrações sem causar qualquer risco ou perigo aos usuários dessa estrada.

Desse modo, conhecido que a velocidade média é de 50 km/h e tratando-se de uma estrada de baixo custo, consultando a tabela 2.3, decidiu-se que a profundidade admissível das ondulações provocadas pelas vibrações deve ter cerca de 0,035 m de profundidade,

### 5.1.8 Perda de aglomerado da superfície do pavimento

É inevitável a perda de algum aglomerado na superfície de uma estrada de baixo custo. A perda de aglomerados é provocada por fatores tais como a ação desagregadora produzida pelo atrito dos pneus dos veículos em contato com a superfície do pavimento, erosão, precipitação, etc. A ação desses fatores leva à rápida deterioração da superfície do pavimento. Assim, esta perda de aglomerados deve-se ter em consideração durante o dimensionamento do pavimento, sendo sempre importante prezar a espessura total perdida durante o período de vida útil estabelecido.

## 5.2 Dimensionamento da espessura do revestimento primário

Pretende-se determinar a espessura do revestimento primário do pavimento para uma estrada a ser beneficiada em Moçambique, numa área rural com clima húmido, tendo em conta os seguintes parâmetros:

- Período de dimensionamento para 20 anos (ver tabela 5.5);
- Largura da estrada = 5m (ver tabela 5.3);
- Resumo da contagem de tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura, por sentido e na via mais solicitada (ver tabela 5.4);
- Taxa de crescimento médio anual de veículos pesados é de 4% (ver tabela 5.4).

Este procedimento vai ser explicado em 7 etapas:

### 5.2.1 Etapa 1: Adotar uma espessura inicial para a camada de base

Considerando o volume estimado de veículos pesados diários (tabela 5.4) e o CBR do solo usado ser superior a 10 (tabela 3.10) propõe-se:

- A espessura sugerida é de 18 cm como verificamos na tabela 2.14.

### 5.2.2 Etapa 2: Adotar dois valores padrão para a perda de qualidade do pavimento e para as condições admissíveis na superfície do pavimento

Adota-se um valor para a perda de qualidade do pavimento e outro para a condição admissível na superfície da mesma.

Os valores adotados para os parâmetros citados foram:

- Perda de qualidade na superfície do pavimento de 2,0 (ver tabela 5.7);
- Condição admissível na superfície do pavimento de 0,035 m (ver tabela 2.1).

### 5.2.3 Etapa 3: Obtenção dos módulos de deformabilidade resiliente do subleito e dos materiais das camadas de base e sub-base

Nos países tropicais, como é o nosso caso, o módulo de deformabilidade resiliente é obtido no laboratório.

Portanto, na primeira situação determinamos o módulo de deformabilidade resiliente do subleito com base pelo método do Índice Californiano, CBR, tabela 3.10 e por meio da tabela 2.14, detalha-se o método citado por Skorseth e Selim, 2000, com a relação índice de CBR do solo usado.

Na segunda situação obtemos o módulo de deformabilidade resiliente dos materiais de base e sub-base pelas expressões (5.1.5.5) e (5.1.5.8):

Onde,

- $E_{sf} = 135,2 \text{ MPa}$ ;
- $E_{sb} = 99,28 \text{ MPa}$ .

A classe de fundação seria F3, de acordo com definição das classes de fundação utilizadas no dimensionamento (MACOPAV) e ao nível da sub-base, caso se pretenda estamos dentro de padrões bons para uso.

#### 5.2.4 Etapa 4: Determinar o tráfego dos veículos

A estimativa do tráfego inicial é determinada com base em contagens na estrada para a qual se vai dimensionar o pavimento ou, para estradas existentes na região. Os valores registados servem de base ao cálculo do tráfego médio diário anual de pesados ( $TMDA_p$ ), onde retratamos os diferentes tipos de veículos automóveis, caracterizamos o tráfego pesado e agrupamos o tráfego pelo valor de pesados acumulados em 20 anos.

São necessários dados da carga dos veículos que, se espera, irão utilizar a estrada, para determinar o coeficiente médio de equivalência ( $f$ ) para cada categoria de veículos. Trata-se de um parâmetro que permite transformar os veículos de cada uma das classes em eixos-padrão, ver a expressão (5.1.1.1) e a tabela 5.2.

$$(5.1.1.1) \quad f = \left(\frac{P}{80}\right)^n$$

O tráfego estimado de veículos é calculado em função do número total de solicitações do eixo-padrão rodoviário, no nosso caso 80kN (ver as tabelas, 5.1, 5.4 e 5.5) e já retratado na secção 5.1.1 no método da Shell.

#### 5.2.5 Etapa 5: Número permitido de solicitações do eixo-padrão

O tráfego é a principal ação considerada para o dimensionamento do pavimento. Segundo as classes de tráfego do MADIPAV podem ser definidas pelos valores de pesados acumulados para um o período de vida útil de 20 anos, usando a expressão:

$$(5.1.1.2) \quad N_{pes} = TMDA \frac{(1+t)^n - 1}{n}$$

Onde  $n = 20$  e considerando os coeficientes de crescimento de tráfego indicados na tabela 5.5, iremos obter:

$$(5.2.5.1) \quad N_{pes} = 5,4 \times 10^6$$

### 5.2.6 Etapa 6: Determinar o dano na superfície do pavimento, provocado pelas passagens dos veículos, considerando o número de solicitações admissíveis obtido no parâmetro da perda de qualidade

Consultando a tabela 2.13, nível de tráfego por número de solicitações de eixo-padrão obtemos o número de eixos-padrão. Segundo a expressão de dano (D) obtém-se a percentagem de resistência que se gasta.

$$(5.1.1) \quad D = 80\%$$

### 5.2.7 Etapa 7: Determinar a classe de fundação através do CBR calculado

A caracterização da fundação no projeto vai ser feita através do CBR e vai ser expressa através da definição de uma classe de fundação. Essencialmente vamos proceder à clarificação do solo de fundação através da classificação ASTM e das classes de terrenos de fundação do MADIPAV.

Deste modo iremos obter a classe do nosso solo. Sabendo que de acordo com Baptista (1986) o CBR final, registou valores de um solo bom, CBR = 20%.

De maneira que podemos observar na tabela 5.8 para as características dos solos e pelas classes de terreno de fundações e pelo CBR já calculado o nosso solo é do tipo GC, cascalho argiloso e cascalho argiloso com areia, está na classe S4. Com uma reutilização de aterro e leito admissíveis e uma reutilização numa sub-base possível.

Tabela 5.8-Classes de terrenos de fundação do MADIPAV

Classe	CBR (%)	Tipo de solo	Descrição	Reutilização		
				Aterro (corpo)	Leito	Sub-base
S <sub>0</sub>	< 3	OL	Siltos orgânicos e siltos argilosos orgânicos de baixa plasticidade. (1)	N	N	N
		OH	Argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; Siltos orgânicos. (2)	P	N	N
		CH	Argilas inorgânicas de plasticidade elevada; argilas gordas. (3)	P	N	N
		MH	Siltos inorgânicos; Areias finas micáceas; Siltos micáceos. (4)	P	N	N
S <sub>1</sub>	≥ 3 a < 5	OL	Idem (1)	S	N	N
		OH	Idem (2)	S	N	N
		CH	Idem (3)	S	N	N
		MH	Idem (4)	S	N	N
S <sub>2</sub>	≥ 5 a < 10	CH	Idem (3)	S	N	N
		MH	Idem (4)	S	N	N
		CL	Argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média; Argilas com seixo, argilas arenosas; Argilas e argilosas magras.	S	N	N
		ML	Siltos inorgânicos e areias muito finas; Areias finas, siltosas ou argilosas; Siltos argilosos de baixa plasticidade.	S	N	N
		SC	Areia argilosa; Areia argilosa com cascalho. (5)	S	P	N
S <sub>3</sub>	≥ 10 a < 20	SC	Idem (5)	S	S	N
		SM	Areia siltosa; Areia siltosa com cascalho.	S	S	N
		SP	Areias mal graduadas; Areias mal graduadas com cascalho.	S	S	N
S <sub>4</sub>	≥ 20	SW	Areias bem graduadas; Areias bem graduadas com cascalho.	S	S	P
		GC	Cascalho argiloso; Cascalho argiloso com areia.	S	S	P
		GM-u	Cascalho siltoso; Cascalho siltoso com areia. (6)	S	S	P
		GP	Cascalho mal graduado; Cascalho mal graduado com areia. (7)	S	S	P
S <sub>5</sub>	≥ 40	GM-d	Idem (6)	S	S	S
		GP	Idem (7)	S	S	S
		GW	Cascalho bem graduado; Cascalho bem graduado com areia.	S	S	S

N - não admissível;  
 P - possível;  
 S - admissível.

Com esta classe de solo determinada vamos estabelecer as condições de fundação que se vai utilizar, em função dos materiais que se encontrem disponíveis para conceber leito do pavimento e, conseqüentemente, a classe de fundação requerida na tabela 5.9.

Tabela 5.9-Constituição do leito de pavimento em materiais granulares não aglutinados e classe de fundação em função de classes d terrenos de fundação do MADIPAV

		F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>
	E <sub>f</sub> (MPa)	> 30 a ≤ 50	> 50 a ≤ 80	> 80 a ≤ 150	> 150
	CBR (%)				
S <sub>0</sub>	< 3		Estudo especial		Em pedraplenos ou em aterros com materiais do tipo solo-enrocamento, com uma camada de leito do pavimento em material pétreo de espessura não inferior a 15 cm
S <sub>1</sub>	≥ 3 a < 5	30 S <sub>2</sub> ou 20 S <sub>3</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 40 S <sub>4</sub>		
S <sub>2</sub>	≥ 5 a < 10	(l)	30 S <sub>3</sub> ou 15 S <sub>4</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 30 S <sub>4</sub>	
S <sub>3</sub>	≥ 10 a < 20	-	(l)	20 S <sub>4</sub>	
S <sub>4</sub> ; S <sub>5</sub>	≥ 20	-	-	(l)	

as espessuras são definidas em cm

CBR é o índice do terreno situado sob o leito do pavimento, até à profundidade de 1 metro

E<sub>f</sub> é o módulo de deformabilidade da fundação do pavimento (incluindo a camada de leito na espessura indicada na tabela)

(l) em escavação deve ser escarificado e compactado novamente na profundidade necessária à garantia de urna espessura final de 30 cm bem compactada, em aterro as condições de fundação estão garantidas.

Nota: em escavação em rocha, e tendo em vista uma fundação do tipo  $F_4$ , é necessário realizar uma regularização em material pétreo devidamente compactado com cilindros de pneus, e colocar uma camada do mesmo tipo de material com a espessura mínima de 15 cm.

No nosso caso obtivemos um solo de fundação  $S_4$  e uma classe de fundação  $F_3$ , onde em escavação o solo deve ser escarificado e compactado novamente na profundidade necessária à garantia de uma espessura final de 30 cm bem compactada, em aterro as condições de fundação estão garantidas.

As estruturas de pavimento foram indicadas em função do grupo, ou classe, de tráfego, de  $T_3$  e da classe da fundação de  $F_1$ . Foi possível estabelecer uma estrutura flexível com vida útil de 20 anos.

Na figura 5.7 representa-se a terminologia de uma estrutura para o nosso caso, pavimento flexível. Esta terminologia indicada para estes materiais está expressa no MADIPAV.

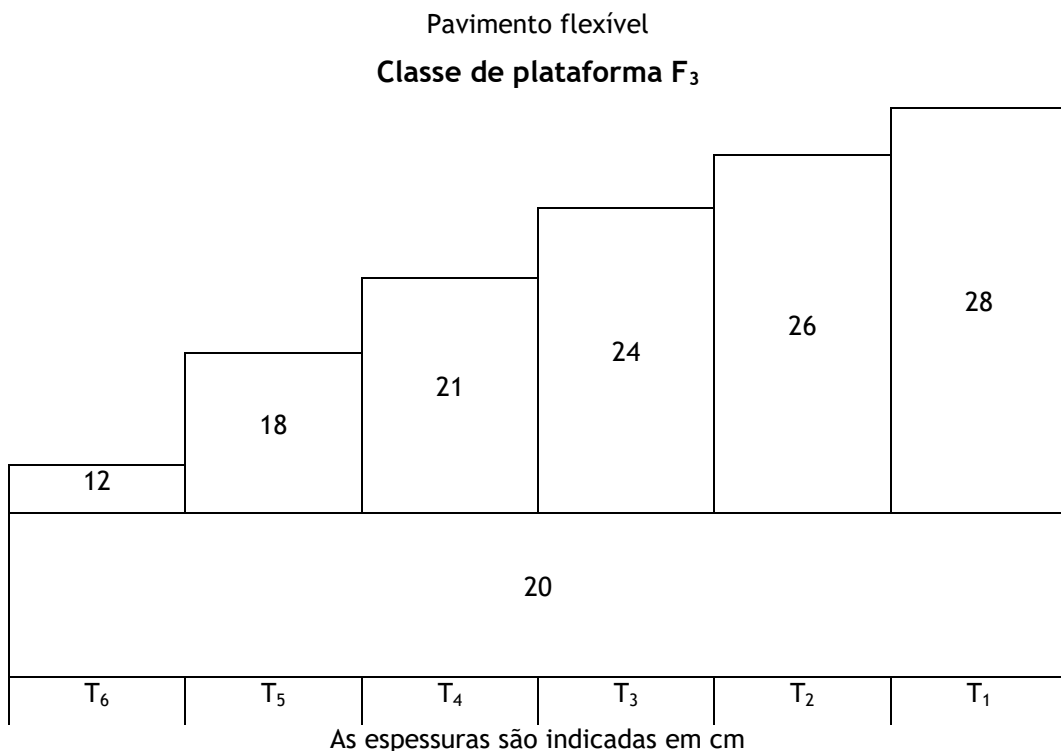


Figura 5.7-Pavimento flexível de base betuminosa: estruturas indicadas pelo MADIPAV



# Capítulo 6



## 6 Conclusão

O presente trabalho consiste na melhoria da capacidade de carga e deformabilidade, tendo como ponto de partida um solo artificial, cujo estudo se iniciou no ano de 2007, e teve como objetivo contribuir para a elaboração de um modelo de dimensionamento de pavimentos rodoviários para Moçambique.

No trabalho foram analisadas as temperaturas médias do ar das várias províncias de Moçambique com as quais se determinou a temperatura média ponderada do ar, temperaturas estas que foram utilizadas para dimensionamento de pavimentos.

Em termos de módulo de rigidez das misturas foram definidas cinco classes diferentes, as quais estão associadas às várias províncias do país, deduzindo que a zona IV terá maior potencialidade de melhoria, pois tratam-se de solos argilosos muito plásticos e que deverá ser diminuída essa plasticidade e deformabilidade, aumentando ainda a resistência e a resiliência, embora o nosso estudo se aplique em solos areno siltosos.

Assim, a aplicação será menos onerosa para as restantes zonas, uma vez que não será necessário transporte de solo arenoso para misturar nos solos de fundação.

Foram criadas tabelas que permitem determinar a espessura da camada do pavimento em função da classe de tráfego e de fundação, e tabelas onde se classificam os solos residuais graníticos usados, assim como os solos artificiais de M5 a M20 apresentando parâmetros granulométricos característicos, seja a percentagem de argila, silte, areia e cascalho, o diâmetro efetivo, o coeficiente de uniformidade e o coeficiente de curvatura das várias amostras utilizadas.

A avaliação e classificação do solo artificial segundo a AASHO, apresenta uma boa trabalhabilidade, assegurando uma maior resistência e baixa compressibilidade e permeabilidade quando usados em obra. O solo natural classifica-se no grupo *SW* a *SM* com cascalho (ASTM, 1985) ou A-1-b (AASHO). Os resultados obtidos em ensaios de laboratório para dimensionamento do leito da via tipo Proctor e nos ensaios CBR permitiram observar a melhoria e reforço do solo pelo aumento da densidade relativa das partículas e com a diminuição da permeabilidade e o aumento da resistência com a diminuição da deformabilidade.

A permeabilidade dos diferentes solos usados localiza-se por volta dos  $10^{-6}$  a  $10^{-7}$  m/s, ou seja, tem uma classificação de baixa permeabilidade. O peso volúmico seco máximo é  $19 \text{ kN/m}^3$ , para um teor em água ótimo de 13% verificando que o procedimento de

compactação depende de dois fatores determinantes, a energia aplicada e o teor em água de compactação.

Para além dos resultados dos ensaios de identificação e da curva de compactação do ensaio Proctor e do ensaio CBR, avaliou-se o estado físico dos solos a usar e o valor de CBR do solo M10-15 final de 20%, valores de um solo bom.

Verificou-se que o solo melhorado quimicamente, reforçado com a adoção de 10% a 15% da mistura apresenta menor deformação à penetração, sendo necessário uma força superior à usada no solo natural, e que é mais resistente, mais elástico, e pela avaliação do comportamento volumétrico que o solo artificial apresenta, podemos afirmar que é mais dilatante para todas as cargas aplicadas, o que explica o acréscimo da resistência pelo efeito dilatante. Para o caso do solo residual granítico trata-se de um solo regular que após ser aditivado com a mistura proposta passa a apresentar características de um solo bom.

O módulo de rigidez edométrico, do solo tipo *M*, sofre um acréscimo quando o nível de tensão vertical se situa abaixo dos 150 a 200 kPa, coincidente com a tensão de cedência neste tipo de materiais, cresce do valor 5 MPa para 9 a 10 MPa, convergindo para  $\sigma'_v > 1500$  com valores da ordem dos 15 MPa. O comportamento do solo misturado só com óleo lubrificante usado OS5 revela ser menos rígido até à tensão de convergência de 1400 kPa.

Ainda por Skorseth e Selim (2000), as espessuras sugeridas para revestimento primário, para um CBR > 10 e para um volume de veículos pesados diários entre 10 e 25 deve ser de 18 cm, podendo ir até aos 21,5 cm para um número de tráfego nas condições anteriores superiores a 25. Os resultados empíricos e analíticos no uso do solo artificial garantem estes valores.

As propriedades mecânicas do solo artificial foram importantíssimas para a constituição do leito de pavimento e para o revestimento primário das estradas rurais, associados à compressibilidade, à rigidez edométrica, ao seu modelo de tensão-deformação e aos módulos de elasticidade tangente e secante.

A classe de fundação seria F3, de acordo com definição das classes de fundação utilizadas no dimensionamento (MACOPAV) e ao nível da sub-base, caso se pretenda estamos dentro de padrões bons para uso. O tráfego estimado de veículos foi calculado em função do número total de solicitações do eixo-padrão rodoviário de 80kN.

Para o solo artificial os módulos de deformabilidade calculados são crescentes com o aumento da carga aplicada e o módulo de deformabilidade de camadas granulares,  $E_{sb}$ , foi calculado em função do módulo de deformabilidade do solo de fundação  $E_{sf}$ .

Fizemos uma análise da espessura a apresentar na camada de baixo custo, usando os valores obtidos de CBR nos solos usados neste estudo, e verificou-se que o módulo de deformabilidade experimental aumenta de 44 para 73 MPa para níveis de tensão média de 50 kPa aplicados, quando o material tem um período de cura de 28 dias. Estes valores estabilizam a partir dos 7 dias de cura.

Nos países tropicais, como é o nosso caso, o módulo de deformabilidade resiliente é obtido no laboratório. Na primeira situação determinamos o módulo de deformabilidade resiliente do subleito com base pelo método CBR. O coeficiente de *Poisson* ( $\nu$ ) foi calculado a partir do conhecimento da resistência que o solo apresenta a 50% da tensão de rotura e que corresponde a um nível de deformação axial e volumétrica. Assim calculados os coeficientes de *Poisson* e a relação entre as deformações axial e transversal para os ensaios de compressão serviram para estimar o valor a usar.

A perda de qualidade é o principal critério para determinar a necessidade de uma manutenção de um pavimento de baixo custo, no nosso caso, para pequenas estradas não pavimentadas, onde a agricultura é o principal fator de economia, o dimensionamento foi calculado em consideração com a redução do tráfego e o tempo de durabilidade da superfície do pavimento para 20 anos, segundo SATCC indica-nos uma fiabilidade dos dados de projeto e um nível de serviço de alta qualidade conforme está representado na tabela 6.1.

Tabela 6.1- Guia para seleção da vida útil de um projeto (SATCC, 2003)

Fiabilidade dos dados de projeto	Importância/Nível de serviço	
	Baixo	Alto
Baixa	10 anos	10-15 anos
Alta	10-15 anos	15-20 anos

Sendo um dos objetivos gerais do trabalho tentar desenvolver um método de previsão de defeitos em estradas de baixo custo, define-se defeito como sendo qualquer alteração na superfície da estrada que influencie negativamente as suas condições de circulação.

De maneira geral, os defeitos que podem ocorrer numa estrada de baixo custo podem ser os seguintes: areões, atoleiros, buracos, corrugações, drenagem inadequada, erosões, excesso de pó, rocha aflorante, segregação de agregados, seção transversal inadequada e por último as trilhas de roda. Estas patologias estão representadas nas tabelas 2.9 e

2.10 com as famílias de desagregação e prontas a serem usadas para inquéritos e propostas de diagnóstico das estradas de baixo custo para intervenções futuras de reparação ou reconstrução.

Para concluir, neste projeto de dimensionamento da espessura do revestimento de estradas de terra, num pavimento rodoviário de baixo custo, representa-se um esquema do perfil e materiais de uma única faixa de rodagem, com uma largura pavimentada de 5 m e uma carga corrigida de tráfego de projeto de 80% do número de eixos-padrão de 80 kN calculados em ambos os sentidos onde existe uma sobreposição do tráfego nos dois sentidos na zona central do pavimento.

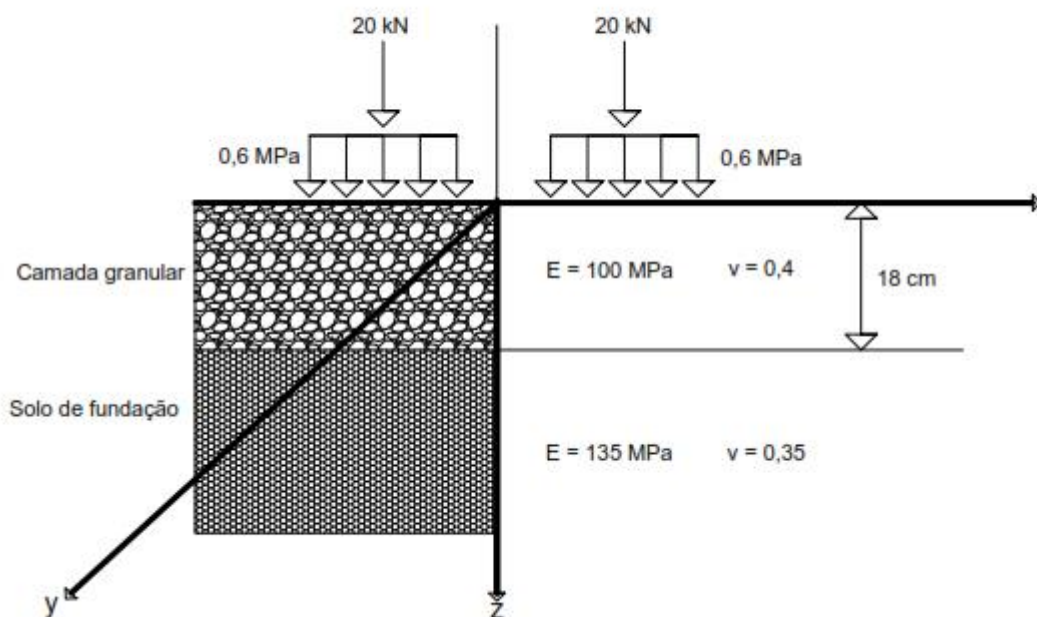


Figura 6.1-Esquema do perfil e materiais propostos do número de eixos-padrão de 80 kN.

## 7 Referências Bibliográficas

- ASTM, 1989 “Classification of soils for engineering purposes”. 1989 Standards Annual Book D2487-85, Vol. 04.08, pp. 288-297, ASTM, Philadelphia.
- AASHTO (1993). Guide for Design of Pavement Structures. AASHTO, American Association of State Highway e Transportation Officials. Washington, DC.
- AASHTO (2001). Guidelines for geometric design of very low-volume local roads. AASHTO, American Association of State Highway & Transportation Officials. Washington, DC.
- ADAH, (2004). Asociación y Desarrollo del Adoquín de Hormigón. Manual Euroadoquín. Madrid: Publicaciones Euroadoquín.
- Administração Nacional de Estradas (2007). [www.ane.gov.mz/pdfs/poliEstradas.pdf](http://www.ane.gov.mz/pdfs/poliEstradas.pdf)
- Alonso, E., e Pinyol, N. (2008). Unsaturated Soil Mechanics in Earth and Rockfill Dam Engineering - Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering. London: Taylor e Francis Group.
- Alcântara, M. A. M. Estabilização Química dos Solos para Fins Rodoviários: Técnicas Disponíveis e Estudo de Caso Dirigido à Estabilização Solo-Cal de Três Solos de Ilha Solteira - SP. (1995). 91 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG. (1995).
- Almeida e Sousa, J.N.V., (1998). “Túneis em maciços terrosos. Comportamento e modelação numérica”. Dissertação apresentada à Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia - Especialidade de Fundações e Geotecnia, Coimbra.
- Alves, M. A. N. Características Geotécnicas de Estradas Não-Pavimentadas do Município de Bauru/SP. (2009). 57 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. (2009).

- Andrade Pais, L.J.(1998). “Comportamento Mecânico de um solo residual granítico da Covilhã”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, pp.234.
- Andrade Pais, L.J. (2007). “Comportamento mecânico do solo residual granítico com efeito de contaminantes”. Dissertação apresentada à Universidade da Beira Interior para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Covilhã, pp.460, Covilhã.
- Andrade Pais L.J., Ferreira Gomes, L.M. (2005).”Mechanical Behaviour of Granitic Residual Soil Involving Effect of Chemicals Contaminants - Waste-lubricant Oil”. The 6th International Conference on GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES - CI-Premier Pte Ltd, SPG, FCTUC, IAEG, cooperative Research Centre for Railway Engineering e Technologies, Australia, pp. 485-492. (ISBN: 981-05-3545-7, sent for recording under Engineer Index).
- Andrade Pais L.J., Ferreira Gomes, L.M. (2007).” Comportamento Mecânico Intrínseco do Solo Residual Granítico da Covilhã”. Artigo Ciclo Conferencias Engenharia, UBI, Covilhã.
- Andrade Pais, L.J.; Ferreira Gomes, L.M. (2010). “The influence of BTEX elements in the evaluation of stress-strain-dilatancy behaviour on granitic residual soil”. The 11th Congress of the International Association for Engineering geology and the Environment, Geologically Active - Williams et al. (eds) (2010) Taylor e Francis Group, London, pp.1619-1624, Auckland, New Zealand. ISBN 978-0-415-60034-7.
- Andrade Pais, L.J. Ferreira Gomes, L.M. (2011). “Evaluation of Coefficient of Permeability on Contaminated Granitic Residual Soil”. Journal of Environmental Science and Engineering, V.5 N°2, David Publishing Company, pp. 206-213, (Print) ISSN 1934-8932 (On-line) ISSN 1934-8940, USA.
- Austroroads (1987). A Guide to the Visual Assessment of Pavement Condition. Report, Sidney, A4, 76 p., AP - 8/87.
- Asphalt Institute. “Thickness design - asphalt pavements for highways and streets”. Manual series nº1 (MS-1), Maryland-EUA, 1v.
- Baesso, D. P. e Gonçalves, F. L. R. Estradas Rurais. Técnicas Adequadas de Manutenção. Florianópolis: DER (2003) pp.236.

- Barradas (2004). Livro “Grandes Chefes de Portugal” 2012 Coordenação de, Ernesto Castro Leal e José Pedro Zúquete.
- Brito, L.A.T., Graeff, A.G. (2009). Métodos de Dimensionamento de Pavimentos - Metodologias e seus Impactos nos Projetos de Pavimentos Novos e Restaurações. Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre - CONCEP.
- Branco et al (2008). BRANCO, F.; PEREIRA, P.; PICADO-SANTOS, L. (2008) - Pavimentos rodoviários, Coimbra, ISBN 978-972-40-2648-0.
- Casagrande, A. (1936). “The determination of pré-consolidation load and its practical significance.” Proc. 1st Int. Conf. Soil Mechanics, Cambridge, Mass. 3. pp.13-22.
- Circulo de leitores II, (1989). História Universal, Lisboa, 1989.
- Claessen, A:l; Et Al.: “Asphalt pavement design manual: the Shell method”. Proc. 4th inter. Conf. On structural design of asphalt pavements, Univ. of Michigan, Ann Arbor-Michigan, 1977.
- Cristelo, N.; Jalali, S. (2004). “Chemical stabilization of residual granitic soils”. Geotecnia Nº101, Julho, pp.25-40. Lisboa.
- Daroncho, C. (2001). Contribuição à Análise de Qualidade de Viagem e Suas Relações com a Distribuição de Defeitos em Segmentos Rodoviários pp.57. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Transporte, Universidade de São Paulo, São Carlos. (2001).
- Dgadr, (2010). Orientação para Elaboração de Projetos de Estradas Rurais e Agrícolas. Ministério da Agricultura, do Desenvolvimento Rural das Pescas. Direção Geral de Agricultura e Desenvolvimento Rural, Lisboa.
- Eaton, R. A.; Gerard, S.; Dattilo, R. S. “A Method for Rating Unsurfaced Roads”. Transportation Research Record 1106, vol. 02, pp.34-42 (1987).
- Ecen (2012). Economia e energia. As grandes navegações portuguesas e a conquista das águas profundas.
- ERA (2011). Design Manual For Low Volume Roads, Part A, Part B and Part C. Ethiopian Roads Authority, Federal Democratic Republic of Ethiopia.

- Fernandes, M. d. (2016). Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais (4 ed., Vol.1). (F. Edições, Ed.).
- Fipag (2012). Estudos ambientais e sociais para o sistema de abastecimentos de água do grande Maputo. Abastecimento de água e apoio institucional, projeto: P0104566. Publicado (janeiro 2013). Vol.2.
- Fontenele, H. B (2001). Estudo para Adaptação de um Método de Classificação de Estradas Não Pavimentadas às Condições do Município de São Carlos/SP. (2001). Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP) (2001).
- Gurjão (2005). Estimativa de Propriedades geoambientais de Camadas Impermeabilizantes de Solos Tropicais. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-029/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, pp.257.
- Hermínia Maria Mesquita Morais, Manuel J. Costa Minhoto (2014). Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, Portugal. Proceedings CLME2014 / IVCEM. 7º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia / IV Congresso de Engenharia de Moçambique. Inhambane/Moçambique, 14-18 Abril 2014 -1- Artigo Nº A023708 Relacao entre módulo de deformabilidade e CBR no estudo da funcao dum pavimento rodoviario flexivel.
- Homero P. C. (1988). Mecânica dos solos e suas aplicações vol.1. Fundamentos (6 ed. pp.172).
- Jacinto (2003). Jacinto, Manuel António Sobral Campos: “Caracterização Estrutural de Pavimentos”, Dissertação para obtenção do grau Mestre em Vias de Comunicação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (2003).
- JAE: “Manual de Conceção de Pavimento para a Rede Rodoviária Nacional”. Lisboa, 1995.
- Jiménez, J.W. (2009). Índices Físicos e retirada de amostras. Unidade 2 pp.3.
- Lambe, T. C. and Whitman, R. V. (1969). “Soil Mechanics”. John Wiley e Sons, New York.
- LNEC E 197 (Ensaio de compactação - Método Californiano).
- LNEC E 198 (Determinação de CBR (Índice Californiano)).

- Macauhub (2013). Administração nacional de estradas e Moçambique pretende reduzir custos com reparação e manutenção. Macauhub/MZ (2014).
- MACOPAV. Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional.
- Marques, F.E.R. (2006). “Comportamento de túneis superficiais escavados em solos porosos; o caso do metro de Brasília/DF”. Dissertação apresentada à Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia - Especialidade de Fundações e Geotecnia, Coimbra pp.462.
- Mecânica dos solos C., (2007). Engº Geologica - DEC/FCT/UNL pp.5.6.
- MINED (1986). Atlas geográfico. Ministério da Educação, Esselte Map Service AB, Vol. 1, 2ª edição, revista atualizada, Estocolmo, Suécia.
- MTPW (2013 a). Design Manual For Low Volume Sealed Roads. Ministry of Transport and Public Works, Republic of Malawi.
- MTPW (2013 b). Design Manual for Low Volume Sealed Roads Using the DCP Design Method. Ministry of Transport and Public Works, Republic of Malawi.
- NP (1969). “Determinação dos limites de consistência”. Norma Portuguesa NP 143 (1969), Port.Nº 16 586 de 14/8/1958, Port.Nº 24 163 de 5/7/1969, LNEC, Lisboa.
- NP EN 933-1 (Análise granulométrica - Método de peneiração).
- Nunes, T. V. L. Método de Previsão de Defeitos em Estradas Vicinais de Terra com Base no Uso das Redes Neurais Artificiais: Trecho de Aquiraz-CE pp.118 (2003). Dissertação (Mestrado) - Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE (2003).
- Oda, S. Caracterização de Uma Rede Municipal de Estradas Não-Pavimentadas. (1995) pp.205. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Transporte, Universidade de São Paulo, São Carlos (1995).
- Oliveira, M. J. G. de. Hierarquização para Orientar a Manutenção de Rodovias Não Pavimentadas. (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Transporte, Universidade de São Paulo, São Carlos (2005).

- Pereira, R. S. Viabilidade Técnica do Emprego de Resíduos da Indústria de Celulose para Construção de Estradas Florestais pp.329 (2005). Tese (Doutorado em Ciência Florestal) - Programa de Pós-graduação em Ciência Florestal, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais (2005).
- Pertangola. <http://pertangola.com/produtos/ensaio-de-compactacao-proctor-manual>.
- Powell, W. D.; Et Al.: "The structural design of bituminous roads". Transport and road research laboratory, trrl lr 1132. Crowthorne-Berkshire, 1984. 1v.
- RSMS (Road Surface Management System). Technology Transfer Center the University of New Hampshire, Department of Civil Engineering, Durham, New Hampshire (1991).
- Sant'ana, G. L. Estradas Florestais: Caracterização Geotécnica e Comportamento Mecânico de Solos e Misturas Solo-Grits, Cargas de Tráfego e Seus Efeitos pp.146 (2006). Tese (Doutorado em Ciência Florestal) - Programa de Pós-graduação em Ciência Florestal, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais (2006).
- Santos, Á. R. et al. Estradas Vicinais de Terra: Manual Técnico para Conservação e Recuperação. São Paulo: IPT, pp.129 (1985).
- SATCC (1998). Code of Practice for the Design of Road Pavements (draft). Southern Africa Transport and Communications Commission, Maputo.
- SATCC (2003). SADC Guideline on Low-volume Sealed Roads. Southern Africa Transport and Communications Commission.
- Senço, W. de. Manual de Técnicas de Pavimentação. 1. ed. São Paulo: PINI, v. 1 (1997).
- Senço, W. de. Manual de Técnicas de Pavimentação. 1. ed. São Paulo: PINI, v. 2 (2001).
- Silva (2008). "Fatores incidentes no uso de tecnologias capazes de reduzir as emissões de ônibus e caminhões no Brasil". Pós-Graduação em desenvolvimento sustentável. Dissertação de mestrado pp.145-153 (2008).
- SLE (2006). Contribuição da construção de estradas rurais na redução da pobreza. Análise de impacto na província de Sofala, Moçambique.
- Shell, (1985). Shell Pavement Design Manual - Asphalt Pavements and Overlays of road Traffic. Shell International Petroleum, London.

Skorseth, K. e Seçlim, A. A. Gravel Roads: Maintenance and Design. South Dakota: U. S. of transportation/federal highway administration, pp.104 (2000).

Terzaghi, K (1936). "The shearing resistance of saturated soils". Proc. First Int. Conl: Soil Mech. Vol 1. pp. 54 -56.

Timoshenko, S.; Goodier, J. N. Theory os elasticity, New York: McGraw-Hil (1951).