

LEVANTAMENTO DE CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE SOLOS PARA ATERRO EM INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE NO LUBANGO

BENI KITUTA DINIS NDOLOVITI

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Orientador: Professora Doutora Cristiana Maria da Fonseca Ferreira

ABRIL DE 2023

MESTRADO EM MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023*.

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

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

A minha família,
Em especial a minha querida mãe.

No final dá tudo certo, se ainda não deu certo é porque ainda não chegou ao fim.

Bimma

1.1 AGRADECIMENTOS

Tenho a agradecer a Deus, aos meus parentes imediatos, a minha orientadora pela paciência e os ensinamentos e a todos os demais professores e colegas deste curso que contribuíram para tornar este trabalho uma realidade.

Tenho a agradecer também a minha família em especial a minha mãe, Julieta Ndoloviti, a minha irmã Lívia Eurico por tudo que fizeram e fazem por mim, vocês são responsáveis pelo homem que me tornei hoje. A minha segunda mãe Esperança Kundima Peterson, sem ti não seria possível a realização deste Mestrado, obrigado por sempre acreditar em mim, palavras não chegam.

RESUMO

O actual trabalho visa contribuir para o conhecimento detalhado das características geotécnicas relevantes para a aplicação em infraestruturas de transportes, de solos naturais da província de Huíla/Lubango, em Angola. A determinação destas características incidiu sobretudo em parâmetros físicos e geomecânicos através da recolha e compilação de resultados experimentais relativos a ensaios de granulometria, limites de Atterberg, ensaios Proctor e CBR. Para tal, foram seleccionados aleatoriamente amostras de solos provenientes de empréstimos nos arredores da cidade, utilizados na construção de infraestruturas de transporte. Observou-se que 83% das amostras apresentam as exigências geotécnicas exigidas para sua utilização em camadas de aterro, enquanto 38% são aprovadas para o uso em camadas de leito de pavimento. Apenas 3% das amostras observadas não cumprem com os valores limites para o uso em camadas de aterro devido a presença de matéria orgânica na sua composição. Por outro lado, para camadas de leito de pavimento, foram reprovadas 31% das amostras observadas por elevada percentagem de finos, plasticidade significativa e pouca capacidade de suporte em alguns dos casos. Por fim, foi concluído que os solos normalmente usados na fundação dos pavimentos rodoviários da cidade, embora pecarem pela ausência de resultados de ensaios que determinam a resistência e rigidez destes solos, cumprem na sua grande maioria os parâmetros estabelecidos pelas normas. É de ressaltar que a qualidade da natureza do material não é suficiente para garantir a longevidade e segurança esperada em estradas, uma vez que é importante aliar as boas características dos solos a outros aspetos relacionadas com o cumprimento dos requisitos de projeto e caderno de encargos, a boa execução técnica, e a garantia e manutenção de boas condições de drenagem.

PALAVRAS-CHAVE: Infraestrutura de Transporte; Levantamento Geotécnico; Solos; Lubango, Angola.

ABSTRACT

The current work aims at contributing to the detailed knowledge of the geotechnical characteristics of natural soils of the Huíla/Lubango province, Angola, which are relevant for their application to transport infrastructures. The determination of these characteristics focused mainly on physical and geomechanical parameters through the collection and compilation of experimental results relative to grain size distribution, Atterberg limits, Proctor and CBR tests. For this purpose, soil samples were randomly selected from borrowings on the outskirts of the city, used in the construction of transport infrastructures. It was observed that 83% of the samples present the geotechnical requirements for their use in embankment layers, while 38% are approved for use in pavement bed layers. Only 3% of the samples observed do not comply with the limit values for use in embankment layers due to the presence of organic matter in their composition. On the other hand, for pavement bed layers, 31% of the samples observed were disapproved due to a high percentage of fines, significant plasticity and low bearing capacity in some of the cases. Finally, it was concluded that the soils commonly used in the foundation of the city's road pavements, although they lack test results to determine the strength and stiffness of these soils, generally comply with the parameters established by the standards. It should be noted that the quality of the nature of the material is not sufficient to ensure the longevity and safety expected in roads, since it is important to combine the good characteristics of soils to other aspects related to compliance with project requirements and specifications, good technical execution, and the guarantee and maintenance of good drainage conditions.

KEYWORDS: Transport infrastructure; Geotechnical characterisation; Soils; Lubango, Angola.

ÍNDICE GERAL

1.1	Agradecimentos.....	v
	Resumo	vii
	Abstract.....	ix
1		1
	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.1	Enquadramento e motivação	1
1.2	Objetivos do trabalho	2
1.2.1	Objetivo Geral	2
1.2.2	Objetivos Específicos	2
1.3	Estrutura da Dissertação	2
2		5
	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PARA APLICAÇÃO EM INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE	5
2.1.	Introdução.....	5
2.2.	Infraestruturas de transportes	5
2.2.1.	Estrutura de infraestruturas de transporte	6
2.2.1.1.	Regularização e fundação.....	6
2.2.1.2.	Leito de pavimento	7
2.2.1.3.	Sub-base	7
2.2.1.4.	Base	7
2.2.1.5.	Revestimento	7
2.2.2.	Solos e sua aplicabilidade em infraestruturas de transporte	8
2.2.3.	Classificação de solos para obras de aterro	8
2.2.4.	Condições de utilização como material de aterro	16
2.2.5.	Identificação de solos naturais para infraestruturas de transporte	19
2.3.	Compactação de Solos.....	20
2.3.1.	Definição.....	20
2.3.2.	Ensaio de compactação (Proctor)	20
2.3.3.	Compactação de solos finos e de solos granulares	22
2.3.4.	Ensaio CBR	23
3		25
	METODOLOGIA E PLANO DE TRABALHOS	25
3.1.	Descrição da Cidade do Lubango.....	25
3.2.	Os Solos Naturais do Lubango	27

3.3.	Caracterização física e mecânica dos solos	28
3.3.1.	Ensaio de laboratório.....	28
3.3.2.	Granulometria	29
3.3.3.	Limites de consistência.....	31
3.3.4.	Classificação de solos	34
3.3.5.	Ensaio Proctor.....	36
3.3.6.	Ensaio CBR	38
3.4.	Metodologia de recolha de dados	41
3.5.	Planos de trabalhos	41
4		43
ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS LABORATORIAIS		43
4.1.	Ensaio de Identificação física	43
4.1.1.	Análise granulométrica	43
4.1.2.	Análise dos Limites de Consistência	49
4.2.	Classificação dos solos.....	51
4.3.	Ensaio de compactação	53
4.4.	Ensaio CBR.....	59
4.5.	Aplicabilidade para Infraestruturas de transporte.....	63
5		69
CONCLUSÕES.....		69
5.1.	Considerações finais	69
5.2.	Desenvolvimentos futuros	70
Referências Bibliográficas.....		71
Anexo		74

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 - ESTRUTURA DE PAVIMENTO (ADAPTADO DE DNIT, 2006)	8
FIGURA 2 - ESTRUTURA DE UM ATERRO (CEPSA, 2006)	17
FIGURA 3 - CURVA DE COMPACTAÇÃO (RIBEIRO, 2008)	21
FIGURA 4 - EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO (SANTOS, 2008)	22
FIGURA 5 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO PARA DIFERENTES TIPOS DE SOLO (PINTO, 2001)	23
FIGURA 6 - ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO DA ÁREA DE ESTUDO	25
FIGURA 7 - VISTA GERAL ESQUEMÁTICA DO PLANALTO DA HUÍLA. (FONTE: MEDEIROS, 1976, APUD HOLDEN, 2015)	26
FIGURA 8 - ENSAIO GRANULOMÉTRICO	30
FIGURA 9 - LIMITES DE CONSISTÊNCIA. FONTE: GUIA DE ENGENHARIA	31
FIGURA 10 - ENSAIO DE CASAGRANDE	33
FIGURA 11 - ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE	33
FIGURA 12 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS (ASTM D2487-66T)	35
FIGURA 13 - CLASSIFICAÇÃO AASHTO	36
FIGURA 14 - EXECUÇÃO DO ENSAIO PROCTOR	38
FIGURA 15 - ENSAIO CBR, EQUIPAMENTO E ENSAIO E EXPANSÃO	41
FIGURA 16 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DE TODOS OS SOLOS ANALISADOS	43
FIGURA 17 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS SOLOS DO GRUPO A-1-A	44
FIGURA 18 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS SOLOS DO GRUPO A-1-B	45
FIGURA 19 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS SOLOS DO GRUPO A-2-4	46
FIGURA 20 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS SOLOS DO GRUPO A-2-5 E A-2-6	47
FIGURA 21 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS SOLOS DO GRUPO A-4	47
FIGURA 22 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS SOLOS DO GRUPO A-7-5 E A-6	48
FIGURA 23 - VALORES DO LIMITE DE LIQUIDEZ	49
FIGURA 24 - VALORES DO ÍNDICE DE PLASTICIDADE	50
FIGURA 25 - PERCENTAGEM DOS GRUPOS DE SOLOS ANALISADOS	51
FIGURA 26 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO DOS SOLOS DO GRUPO A-1-A	53
FIGURA 27 - COMPARAÇÃO DA VARIAÇÃO DOS RESULTADOS DOS DOIS MÉTODOS PARA CURVA DE COMPACTAÇÃO	54
FIGURA 28 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO DOS SOLOS DO GRUPO A-1-B	55
FIGURA 29 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO DOS SOLOS DO GRUPO A-2-4	56
FIGURA 30 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO DOS SOLOS DO GRUPO A-2-4 (LATERITE)	57
FIGURA 31 - SOLO ARENOSO LATERÍTICO	57
FIGURA 32 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO DOS SOLOS DO GRUPO A-2-5 E A-2-6	58
FIGURA 33 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO DOS SOLOS DO GRUPO A-4	58
FIGURA 34 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO DOS SOLOS DO GRUPO A-7-5	59
FIGURA 35 - VALORES DO ÍNDICE CBR PARA 95%	60
FIGURA 36 - VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DAS AMOSTRAS	61
FIGURA 37 - VALORES DA EXPANSÃO PARA CBR 100%	62
FIGURA 38 - UTILIZAÇÃO DAS AMOSTRAS NA CONSTRUÇÃO DE ATERROS	66
FIGURA 39 - UTILIZAÇÃO DAS AMOSTRAS NA CONSTRUÇÃO DE LEITO DE PAVIMENTO	67
FIGURA 40 - UTILIZAÇÃO DAS AMOSTRAS NA CONSTRUÇÃO DE CAMADA DE SUB-BASE	68

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

TABELA 1 - CLASSES DE TERRENOS DE FUNDAÇÃO (JAE, 1995).....	9
TABELA 2 - CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS DOS TIPOS DE MATERIAL (ESTRADAS DE PORTUGAL, 2009)	9
TABELA 3 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS PELA REGULAMENTAÇÃO ESPANHOLA MOPU (RIBEIRO, 2008)	10
TABELA 4 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS PELO LCPC/SETRA	13
TABELA 5 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS (LNEC, 1970).....	14
TABELA 6 - CARACTERÍSTICAS DE SOLOS UTILIZADOS PARA LEITO DE PAVIMENTO (CE).....	17
TABELA 7 - CONDIÇÕES A SEREM IMPOSTAS NA UTILIZAÇÃO DE SOLOS EM ATERROS (LCPC/SETRA).....	18
TABELA 8 - CONDIÇÕES A SEREM IMPOSTA NA UTILIZAÇÃO DE SOLOS EM LEITO DE PAVIMENTO (LCPC/SETRA)	19
TABELA 9 - CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO PROCTOR (RIBEIRO, 2008).....	21
TABELA 10 - CLIMATOLOGIA DA CIDADE DO LUBANGO (FONTE: PDL, 2004)	26
TABELA 11 - TIPO DE SOLOS, ÁREA OCUPADA E NÚMERO DE PERFIS OBSERVADOS (CHISSINGUI, 2017).....	27
TABELA 12 - QUANTIDADES MÍNIMAS PARA ENSAIO	30
TABELA 13 - LETRAS E NOMENCLATURA UTILIZADAS NA CLASSIFICAÇÃO ASTM	34
TABELA 14 - PLANO DE TRABALHOS.....	41
TABELA 15 - RESULTADOS DOS PARÂMETROS DA DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA PARA AM009.....	45
TABELA 16 - RESULTADOS DOS PARÂMETROS DA DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA PARA AM002.....	45
TABELA 17 - SOLOS COM ATÉ 20% DE PERCENTAGEM DE FINOS.....	48
TABELA 18 - VALORES MÉDIOS DO LL E IP PARA AS DIFERENTES CLASSES DE SOLO.....	50
TABELA 19 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS	52
TABELA 20 - CORREÇÃO DOS VALORES DO ENSAIO PROCTOR	54
TABELA 21 - VALORES MÉDIOS DO CBR E EXPANSÃO PARA AS DIFERENTES CLASSES DE SOLO	62
TABELA 22 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS AMOSTRAS	63
TABELA 23 - CARACTERÍSTICAS DE SUPORTE E CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	64
TABELA 24 - UTILIZAÇÃO DAS AMOSTRAS NAS DIFERENTES CAMADAS DE UM PAVIMENTO	65

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ASTM – *American Society for Testing Materials*

CBR – *California Bearing Ratio*

Cc - Coeficiente de Curvatura

CE – Caderno de Encargo

Cu – Coeficiente de Uniformidade

DEC - Departamento de Engenharia Civil

Dmáx – Diâmetro Máximo

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte

E - Módulo de elasticidade [MPa]

EP – Estradas de Portugal

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Fig – Figura

IC – Índice de Consistência

IG – Índice de Grupo

IP – Índice de Plasticidade

IPI – Índice de Suporte Imediato

IUSS – *International Union of Soil Sciences*

LA – *Los Angeles*

LL – Limite de Liquidez

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MACOPAV – Manual De Concepção De Pavimento Para a Rede Rodoviária Nacional

MO – Matéria Orgânica

MPa – Megapascal

NP – Não Plástico

PDL – Plano Director do Lubango

PIA – Parte inferior do aterro

PIB - Produto Interno Bruto

PSA – Parte superior do aterro

Ref – Referência

SS – Sais Solúveis

Tab – Tabela

VBS - Valor do azul de metileno

w_c – Limite de Consistência

w_L – Limite de Liquidez

w_n – Teor em água natural

w_{opt} – Teor em água ótimo Proctor

w_{opt} – Teor em água ótimo

w_p – Limite de Plasticidade

WRB - *World Reference Base*

1

INTRODUÇÃO

1.1.1 ENQUADRAMENTO E MOTIVAÇÃO

Elaborado no âmbito do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), o presente trabalho tem como propósito apresentar as características físicas, mecânicas e de suporte, bem como descrever o comportamento dos solos naturais utilizados na cidade do Lubango, província da Huíla, localizada na região Sul de Angola, nomeadamente na conceção de infraestruturas de transporte. Com este trabalho pretende-se contribuir para o conhecimento da variabilidade natural dos solos presentes na região, que obedecem os critérios estabelecidos para garantir a segurança e o bom funcionamento das infraestruturas que constituem as estradas da cidade.

As infraestruturas de transporte estão ligadas ao desenvolvimento de uma região, especialmente em países em exponencial crescimento populacional, cujas estradas provinciais e nacionais apresentam na sua maioria patologias excessivas que ultrapassam o seu estado de limite de serviço, como é o caso de Angola. Uma malha rodoviária bem concebida possui uma grande influência no desenvolvimento da região e bem-estar da população, pois facilita as deslocações de pessoas e o escoamento de mercadorias e bens primários para os diferentes pontos do país, tendo impacto no crescimento socioeconómico da nação.

A Huíla é uma província com grande potencial de produção de bens agrícolas, exploração de inertes e grande capacidade de atração turística, portanto, pode encarar a construção e melhoria de infraestruturas de transporte na região como um aspeto fundamental para o crescimento de oportunidades e incremento do seu Produto Interno Bruto (PIB).

A cidade apresenta um claro défice na qualidade das infraestruturas rodoviárias, resultado do pouco aprofundamento na caracterização dos materiais selecionados para constituição dos pavimentos e da negligência na condução das águas que entram em contacto com a estrutura do pavimento. É precisamente esta a motivação para este trabalho de dissertação: a criação de uma base de dados que englobe as características geotécnicas típicas dos solos usados na construção de infraestruturas de transportes, capaz de contribuir para o projeto e dimensionamento futuro de pavimentos e melhorar a escolha de materiais para este efeito.

O objetivo deste trabalho reside no levantamento das características dos solos encontrados na região para maior conhecimento e auxílio em tomada de decisões para a aplicabilidade destes materiais em camadas de fundação de pavimento e, até mesmo em algumas camadas específicas, como é o caso da camada de sub-base de um pavimento rodoviário.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

1.2.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo principal efetuar um levantamento detalhado das características geotécnicas relevantes para a aplicação em infraestruturas de transportes, de solos naturais encontrados na cidade do Lubango/Huíla, em Angola. Essa caracterização foi realizada sobre parâmetros físicos obtidos por intermédio da análise de resultados de ensaios de identificação, como a granulometria, limites de Atterberg, e de ensaios que traduzem o comportamento mecânico dos solos assim como a sua capacidade de suporte, como os ensaios Proctor e CBR.

A análise incluiu a avaliação de correlações entre parâmetros físicos e parâmetros mecânicos, definindo-se, através de classificações para fins rodoviários, os grupos dos solos pertencentes às amostras estudadas, de modo a auxiliar na escolha para aplicabilidade dos diferentes tipos de solo às diversas camadas de suporte de pavimento.

A análise, inicialmente prevista, de parâmetros de resistência e rigidez obtidos por intermédio de ensaios de compressão simples e da medição de velocidade de ondas sísmicas, não foi realizada, dada a sua limitada aplicação e utilização na região, no âmbito de projetos de conceção e construção de infraestruturas de transporte.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Foram definidos os seguintes objetivos específicos para se alcançar o objetivo geral:

- Análise dos ensaios básicos de identificação (granulometria e Atterberg);
- Análise das curvas de compactação obtidas pelo ensaio Proctor;
- Análise dos valores do índice de CBR e expansão do solo;
- Classificação das amostras observadas;
- Verificação das propriedades para o uso em fundação de infraestruturas de transporte.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos.

No presente capítulo, são expostos o enquadramento e a motivação da escolha do tema, os objetivos da realização do trabalho e a estrutura que compõe a dissertação.

No segundo capítulo é feita uma breve explanação sobre a constituição das infraestruturas de transporte, identificação das diferentes camadas, da natureza dos materiais e das condições em que devem ser aplicados. Foram revistos guias técnicos de classificações e de determinação de procedimentos corretos de aplicação dos solos em obra, como Caderno de Encargo do EP, Especificações LNEC, classificação AASHTO, LCPC/SETRA entre outros. É realizada a revisão bibliográfica de conceitos como o de compactação dos diferentes tipos de solo e a determinação do CBR.

No terceiro capítulo, é apresentada a metodologia utilizada para a elaboração da dissertação, apresentada a área de estudo, bem como o comportamento no que concerne ao clima e aos diferentes tipos de solo que são geralmente encontrados na região. Também são detalhadas as normas e os procedimentos utilizados para execução dos diferentes ensaios analisados.

No quarto capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios mencionados nos capítulos anteriores, com análises detalhadas de cada um deles e a combinação dos principais parâmetros para o auxílio na seleção do material a ser usado.

Por fim, no último capítulo, o quinto, são apresentadas as conclusões obtidas no decorrer da realização da dissertação e são dadas sugestões para futuros trabalhos realizados no mesmo âmbito de estudo, designadamente com vista à adequada aplicação de solos naturais para a construção de infraestruturas de transporte.

2

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PARA APLICAÇÃO EM INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE

2.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objetivo apresentar uma revisão bibliográfica do tema central da dissertação, apresentando o conceito e a constituição típica das infraestruturas de transportes, assim como detalhar os materiais apropriados para a sua construção. É feita uma descrição das principais características das diferentes camadas que constituem uma infraestrutura de transporte até à camada de pavimento rodoviário. Deste modo, estabelece-se a importância da sua correta execução, pois elas refletem as condições de durabilidade e eficiência que os pavimentos apresentarão durante o seu tempo de vida útil.

Para tal, é fundamental fazer uma análise dos diferentes tipos de materiais que constituem um pavimento e as condições de aplicação em obra. Normalmente, esses materiais obedecem a normas de classificação e manuais de instrução de uso, que serão apresentados no presente trabalho, focando nas especificações de utilização de solos naturais.

Estes procedimentos são de extrema importância, pois a identificação e caracterização de solos por intermédio de ensaios (alguns descritos no presente capítulo), auxiliam na aplicação correta deste material, evitando degradações, deformações, assentamentos, fissuração, colapso entre outros tipos de problemas que os pavimentos podem apresentar. Pretende-se assim demonstrar a importância de se garantir infraestruturas de transporte adequadas, com vista a uma melhor circulação e comodidade da massa habitacional de uma determinada região.

2.2. INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTES

As infraestruturas de transporte contribuem diretamente para o desenvolvimento socioeconómico de uma região, pois permitem a movimentação de cargas e pessoas, garantindo melhor acessibilidade e mobilidade aos cidadãos, o que tem um forte impacto na sua qualidade de vida.

A rede de transportes é constituída pelos subsistemas marítimo, aéreo, ferroviário e rodoviário. Neste trabalho abordaremos somente infraestruturas do sector rodoviário.

De acordo com o Manual de Pavimentação da Cepsa (2006), denomina-se como Infraestrutura Rodoviária de Transporte, o conjunto de camadas dispostas horizontalmente sobre o terreno, sendo que a sua principal função é de oferecer aos automóveis uma circulação cómoda e segura durante o tempo de vida útil da infraestrutura e distribuir adequadamente os esforços produzidos pelo tráfego para serem suportados pelo terreno de fundação.

Na conceção de pavimentos rodoviários, há que se ter em conta dois aspetos fundamentais. O seu comportamento estrutural, determinado pela matéria prima e a espessura das camadas usadas na sua construção, e a sua funcionalidade, que é definida pelo acabamento e textura do material que compõe a camada superficial do pavimento, de modo a garantir o seu conforto e segurança.

2.2.1. ESTRUTURA DE INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE

Os pavimentos são dimensionados para satisfazerem os requisitos funcionais e estruturais para os quais foram concebidos. O conjunto de camadas que compõem um pavimento rodoviário deve apresentar resistência suficiente para que as cargas provenientes do tráfego sejam absorvidas sem causarem algum tipo de patologia.

Segundo o Manual de Pavimentação DNIT (2006), os pavimentos podem ser considerados flexíveis, semi-rígidos e rígidos:

- Flexíveis: neste tipo de pavimentos, as camadas sofrem deformações elásticas significativas quando as cargas são aplicadas, as cargas são distribuídas pelas camadas de forma aproximadamente uniforme. Exemplo: pavimento constituído por uma base granular (*Tout-Venant*), revestida por uma ou mais camadas de emulsões asfálticas;
- Semi-rígido: constituída por uma base tratada com cimento (solo cimento) de modos a melhorar as suas propriedades mecânicas, revestida por uma ou mais camadas de emulsões asfálticas;
- Rígido: pavimentos que possuem um revestimento de alta rigidez comparando às camadas subjacentes e, portanto, absorve a maioria das tensões oriundas do tráfego. Exemplo: pavimento constituído por lajes de betão simples, betão armado ou betão contínuo.

Na Figura 1 é apresentada um esquema típico da estrutura de um pavimento para fins rodoviários.

2.2.1.1. Regularização e fundação

A fundação deve ser constituída por material homogéneo, não sensível à água. Se apresentar heterogeneidade nas suas características físicas e mecânicas bem como reduzida capacidade de carga, deve incorporar um leito de pavimento com solo melhorado (Rodrigues, 2011).

Quando o solo existente apresenta uma superfície irregular, efetua-se o corte ou esta mesma superfície é aterrada, dependendo da cota prevista pelo projeto. É importante efetuar o nivelamento topográfico do solo de fundação, garantindo as condições necessárias para receber as futuras camadas.

Sendo a regularização a camada mais profunda do pavimento, ela possui a função de suporte e é constituída por solo natural, devidamente aprovado pelas normas rodoviárias.

2.2.1.2. Leito de pavimento

O leito do pavimento, geralmente constituído por solo natural, constitui a camada entre o solo de fundação e o corpo do pavimento e tem por objetivo:

- Durante a fase construtiva: proteger o solo de fundação, estabelecer uma adequada qualidade de nivelamento e permitir a traficabilidade dos equipamentos de obra;
- Durante a fase de exploração: tornar homogêneo ou melhorar o comportamento da fundação e, se necessário, proteger da ação do gelo.

No caso dos aterros é corrente designar a camada de leito do pavimento por camada de coroamento dos aterros (INIR, 2023).

2.2.1.3. Sub-base

Segundo DNIT (2006), a sub-base é a camada complementar à base, construída quando, por circunstâncias técnico-económicas, não for aconselhável assentar a base diretamente sobre o solo de fundação.

A camada de sub-base é constituída por material granular normalmente estabilizado com ligante hidráulico (betão pobre, solo-cimento) de forma a oferecer uma boa resistência a solicitações de tráfego pesado e intenso. Também visa garantir uma superfície estável e uniforme à camada sobrejacente, com capacidade para resistir à erosão, tanto no decorrer da obra como ao longo da vida útil do pavimento (Rodrigues, 2011).

2.2.1.4. Base

Rossi (2017) considera a base como a camada mais importante da estrutura de um pavimento, que se encontra abaixo da camada de revestimento e é responsável por distribuir as cargas para as camadas subjacentes, aliviando a sua intensidade. Uma base de qualidade duvidosa representa a probabilidade do surgimento de patologias na estrutura rodoviária.

A brita graduada simples é um dos materiais granulares mais largamente utilizados como base de pavimentos asfáltico. Consiste em um material com distribuição granulométrica bem-graduada, com diâmetro máximo dos agregados não excedendo a 38 mm e finos entre 3 e 9% (passados no peneiro nº 200), que confere um bom intertravamento do esqueleto sólido e uma boa resistência (Bernucci et al, 2008).

2.2.1.5. Revestimento

Dá-se o nome de revestimento do pavimento à camada final e superficial existente na estrutura. Dimensionada para receber diretamente as solicitações do tráfego, a sua qualidade é inerente a qualidade do terreno de fundação, sendo que quanto mais resistente a regularização, menor a espessura do revestimento aplicado. O revestimento deverá proporcionar uma boa aderência, capacidade resistente, conforto e segurança aos utentes (Rossi, 2017).

Em caso de pavimentos flexíveis, o revestimento é constituído por material aglutinante, como emulsão betuminosa, coberto por agregado de dimensões apropriadas (areia ou cascalho). Tal difere dos casos de pavimentos rígidos, em que o mesmo é constituído por um material de elevada rigidez, como o betão (Reis 2009).

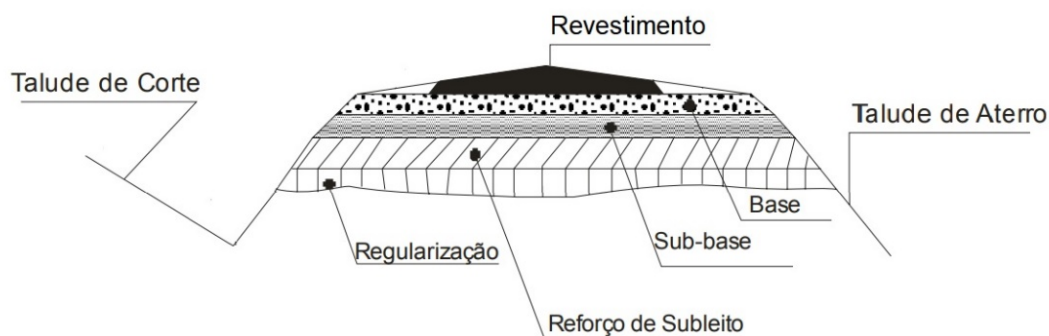


Figura 1 - Estrutura de Pavimento (adaptado de DNIT, 2006)

2.2.2. SOLOS E SUA APLICABILIDADE EM INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE

Um solo é um material trifásico, resultado da meteorização física e química das rochas. Constituído por minerais provenientes das rochas, os solos possuem três fases, que são: sólida, gasosa e líquida, podendo também em alguns casos conter matéria orgânica na sua composição. Conhecer as propriedades físicas e mecânicas dos solos é de extrema importância na concepção de infraestruturas de transporte. As camadas que constituem um pavimento possuem como matéria prima principal, solos naturais, além de serem suportados pelos mesmos.

Nas camadas que constituem a fundação de um dado pavimento podem existir diversos terrenos (em escavação ou aterro), que, no mais usual, se podem considerar compreendidos nas 6 classes de terrenos de fundação propostas pelo JAE (1995).

Estas classes de terreno foram concebidas analisando os materiais normalmente encontrados, e expressas tendo em conta o valor de CBR para as condições menos favoráveis previsíveis em obra e após entrada em serviço. Considerando a Classificação Unificada de Solos, contida na especificação ASTM D-2487, é apresentada na Tabela 1 a possibilidade de utilização e reutilização dos diferentes tipos de solos, na concepção de aterro, leito e sub-base de um pavimento.

2.2.3. CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS PARA OBRAS DE ATERRO

A Classificação Unificada de Solos (ASTM) e a Classificação AASHTO (*American Association of State Highway and Transportations Officials*) são as mais comuns no panorama de classificações de solos para obras de aterro. A Tabela 1 prevê a possibilidade de utilização da maioria da gama de solos, com exceção de solos com alto teor de matéria orgânica como siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade (OL), com índice CBR inferior a 3%. A presença de matéria orgânica nos maciços terrosos relaciona-se negativamente com a sua capacidade resistente.

A mesma tabela prevê, para a utilização de materiais na camada de leito de pavimento, solos granulares, com índice CBR não inferior a 10%, visto que a camada deve ser dimensionada com maior exigência, por razões das cargas a serem suportadas.

A classificação AASHTO direcionada para obras rodoviárias, considera os solos compreendidos entre a classificação A1 à A3, como favoráveis para utilização na construção de aterro e leito de pavimento pelas suas características granulares, pouca plasticidade e consequente resistência. Já os solos de classificação A4 à A7, variam de aceitável ou regular a péssimo para uso em camadas de aterro.

Tabela 1 - Classes de Terrenos de Fundação (JAE, 1995)

Classe	CBR (%)	Solo (ASTM)	Reutilização		
			Aterro	Leito	Sub-base
S₀	< 3	OL	N	N	N
		OH	P	N	N
		CH	P	N	N
		MH	P	N	N
S₁	> 3 a < 5	OL	S	N	N
		OH	S	N	N
		CH	S	N	N
		MH	S	N	N
S₂	> 5 a < 10	CH	S	N	N
		MH	S	N	N
		CL	S	N	N
		ML	S	N	N
S₃	> 10 a < 20	SC	S	P	N
		SC	S	S	N
		SM	S	S	N
		SP	S	S	N
S₄	> 20	SW	S	S	P
		GC	S	S	P
		GM-u	S	S	P
		GP	S	S	P
S₅	> 40	GM-d	S	S	S
		GP	S	S	S
		GW	S	S	S

S – Admissível; P – Possível; N – Não Admissível

O Caderno de Encargo (Estradas de Portugal, 2009) divide os materiais destinados para a utilização em aterros em três grupos, baseado na sua granulometria: solo, solo-enrocamento e enrocamento, como se pode constatar na Tabela 2 abaixo.

Tabela 2 - Características granulométricas dos tipos de material (Estradas de Portugal, 2009)

Tipo de Material	Características granulométricas	Valor Limite %
	Peneiros ASTM	
Solo	Material retido no peneiro 19 mm (3/4")	≤ 30
	Material retido no peneiro 19 mm (3/4")	> 30
Enrocamento	Material passado no peneiro 25 mm (1")	< 30
	Material passado no peneiro 0,074 mm (nº 200)	< 12
Solo-enrocamento	Material retido no peneiro 19 mm (3/4")	30 a 70
	Material passado no peneiro 0,074 mm (nº 200)	12 a 40

Por seu lado, a classificação espanhola MOPU divide a classificação de solos em cinco tipos, como mostra a Tabela 3.

Tabela 3 - Classificação de solos pela regulamentação Espanhola MOPU (Ribeiro, 2008)

Classificação do Material	Características Granulométricas – Peneiros ASTM		Valor Limite
Solos Seleccionados	Matéria Orgânica - MO		< 0,2 %
	Sais Solúveis - SS		< 0,2 %
	Dimensão Máxima – D _{máx}		≤ 100 mm
	Material Passado no peneiro 0,40		≤ 15%
	Se não cumpre 40mm ≤ 15 %	Material Passado no peneiro 2	≤ 80%
		Material Passado no peneiro 0,40	≤ 75%
		Material Passado no peneiro 0,080	≤ 25%
	Limite de Liquidez - LL		< 30
	Índice de Plasticidade - IP		< 10
Solos Adequados	Matéria Orgânica - MO		< 1 %
	Sais Solúveis - SS		< 0,2 %
	Dimensão Máxima – D _{máx}		≤ 100 mm
	Material Passado no peneiro 2		< 80 %
	Material Passado no peneiro 0,080		< 35 %
	Limite de Liquidez - LL		< 40
	Se LL>40	Índice de Plasticidade - IP	> 4
Solos Toleráveis	Matéria Orgânica - MO		< 2 %
	Gesso		< 5 %
	Sais Solúveis - SS		< 1 %
	Limite de Liquidez - LL		< 65
	Se LL>30	Índice de Plasticidade - IP	> 0,73 (LL-20)
Solos Marginais	Matéria Orgânica - MO		< 2 %
	Inchamento Livre para Proctor Normal		< 2 %
	Limite de Liquidez - LL		> 90
	Se LL>90	Índice de Plasticidade - IP	> 0,73 (LL-20)
Solos Inadequados	Os que não se incluam nas classificações anteriores		
	Materiais que contenham ramas ou vegetação		

A classificação francesa LCPC/SETRA surgiu como uma solução mais específica para a construção de aterros e camadas de leito de pavimento, visto que as diversas classificações usadas internacionalmente têm-se mostrado pouco adequadas, pois foram determinadas considerando parâmetros pouco ou nada significativos face aos problemas que ocorrem (exemplo o coeficiente de uniformidade em materiais granulares), ou ocultarem alguns aspetos importantes como o estado hídrico dos solos sensíveis a água, a natureza evolutiva de certos materiais rochosos, ou mesmo o tamanho máximo das partículas existentes no solo.

Este sistema possibilita a classificação de qualquer material rochoso ou terroso, desde que os parâmetros em que se baseia sejam conhecidos e identificados por intermédio de ensaios reconhecidos.

Os parâmetros usados se enquadram em três categorias:

- Parâmetros da natureza;
- Parâmetros de comportamento mecânico,
- Parâmetro de estado.

Parâmetros da natureza

São considerados como parâmetros da natureza a granulometria e o teor de argila do material. São características intrínsecas, sem ou com poucas variações ao longo mesmo quando submetidas as manipulações que o pavimento sofrena fase da sua construção.

Granulometria

$D_{máx}$: Se refere a dimensão máxima das partículas que constituem o solo. Este parâmetro é fundamental para prever os trabalhos de terraplenagem e determinar a espessura das camadas específicas assim como as condições de uma eventual mistura com um ligante.

Limite retido:

- 50 mm é o valor proposto para distinguir solos finos, arenosos e cascalhentos dos solos argilosos e também distingui o valor limite para solos que podem ser misturados com um aglutinante para melhoria do comportamento das camadas;
- O peneiro de 80 μ m (nº200) distingue os solos com maior percentagem de finos, e, avalia sensibilidade que estes apresentam quando em contacto com a água. Percentagens superiores a 35%, passados no peneiro nº 200 considera-se que as partículas finas condicionam o comportamento do solo, nomeadamente quando em contacto com água, valores inferiores a 12%, considera-se o solo com pouca fração de finos e mais grosso.
- O peneiro de 2 mm, identifica cascalhos.

Teor de argila

O índice de plasticidade (IP): é o parâmetro mais utilizado para determinar a quantidade de argila nos solos. Considera-se os seguintes limites; 12, 25, 40 que agrupam os solos em pouco argilosos, medianamente argilosos e muito argilosos respetivamente.

O valor do azul de metileno (VBS): é um parâmetro mais recente que também é utilizado para caracterizar o teor de argila de um solo. Este parâmetro representa a quantidade de azul de metileno que pode ser adsorvida pelas partículas do solo. O VBS é expresso em gramas de azul por 100 g de solo.

- 0,1: limite abaixo do qual o solo pode ser considerado insensível à água
- 0,2: limite acima do qual aparece definitivamente a sensibilidade à água.
- 1,5: limite que distingue os solos arenosos-argilosos dos arenosos-argilosos.
- 2,5: limite que distingue solos argilosos de baixa plasticidade de solos argilosos de média plasticidade.
- 6: limite que distingue solos siltosos de solos argilosos.
- 8: limite que distingue solos argilosos de solos muito argilosos.

Parâmetros de comportamento mecânico

Os parâmetros mecânicos servem para avaliar a possível utilização dos solos como leito do pavimento. São separados em materiais granulares capazes de resistir as ações provenientes do tráfego e por esta razão são ideais para serem usados na construção da camada de leito, daqueles materiais com maiores partículas finas, com maior risco de colapso, logo pouco aconselháveis para o uso no leito, a não ser que sejam tratados.

A LCPC/SETRA utiliza o coeficiente Los Angeles (LA) e o coeficiente de friabilidade da areia para determinar o comportamento mecânico dos materiais.

Parâmetro de estado

Cinco estados hídricos são considerados nesta classificação:

- O estado "muito húmido" (th): estado de humidade muita alta, geralmente sem condições técnicas para serem aplicados;
- O estado "húmido" (h): estado de elevada humidade, porém, em condições de utilização mediante situações especiais (aeração, tratamento, taludes de baixa altura, etc.);
- O estado "médio" de humidade (m): estado ótimo de humidade (mínimo de restrições para implementação);
- O estado "seco" (s): estado de baixa humidade, porém em condições de utilização mediante situações especiais (rega, sobrecompactação, etc.);
- O estado muito seco (ts): estado de humidade muito baixa, geralmente sem condições técnicas para serem aplicados.

Parâmetros usados para caracterizar o estado hídrico

Para caracterização do estado hídrico de um solo, são considerados os seguintes três parâmetros:

- A posição do teor de água natural em relação ao ótimo do Proctor Normal;
- A posição do teor de água natural em relação aos limites de Atterberg, expressa pelo índice de consistência (Ic);
- O índice de suporte imediato (IPI) que expressa o valor do índice CBR imediato.

No caso da caracterização de solos no estado húmido e muito húmido, o IPI é geralmente o parâmetro a ser usado, pois traduz as dificuldades apresentadas na movimentação das máquinas. Por outro lado, não é a melhor opção para solos nos estados seco e muito seco.

Na Tabela 4 mostra-se a classificação de solos LCPC/SETRA utilizada no caso de Solos Finos, classificados pelo regulamento como 'CLASSE A'.

Tabela 4 - Classificação dos solos pelo LCPC/SETRA

Classificação segundo a Natureza					Classificação segundo o estado hídrico	
Parâmetros de natureza 1º Nível	Classe	Parâmetros de natureza 2º Nível	Subclasse	Características Principais	Parâmetros e valores limites	Subclasse
D_{máx} (50mm 80µm > 35%)	A Solos Finos	VBS ≤ 2,5 ou IP ≤ 12	A₁ Siltes pouco plásticos	• Consistência facilmente variável, com fracas variações de Teor em água, quando W _n está próximo de W _{opn} ;	IPI ≤ 3 W_n ≥ 1,25 W_{opn}	A₁ th
			Silte Aluvionar	• Tempo de reacção curto face às variações das condições hídricas e climáticas;	3 < IPI ≤ 8 1,1 W_{opn} ≤ W_n < 1,25 W_{opn}	A₁ h
			Saibros finos	• Permeabilidade pode variar grandes limites conforme Plasticidade, Compacidade e tempo de reacção;	8 < IPI ≤ 25 0,9 W_{opn} < W_n < 1,1 W_{opn}	A₁ m
			Areias pouco plásticas	• Para Solos Finos pouco plásticos é preferível identificá-lo pelo valor de VA, já que o valor IP é mais impreciso.	0,7 W_{opn} < W_n < 0,9 W_{opn} W_n < 0,7 W_{opn}	A₁ s A₁ ts
			A₂ Areias finas argilosas	• Consistência facilmente variável, com fracas variações de Teor em água, quando W _n está próximo de W _{opn} ;	IPI ≤ 2 IC ≤ 0,9 W_n ≥ 1,3 W_{opn}	A₂ th
			Siltes	• Tempo de reacção curto face às variações das condições hídricas e climáticas;	2 < IPI ≤ 5 0,9 < IC ≤ 1,05 1,1 W_{opn} ≤ W_n < 1,3 W_{opn}	A₂ h
		12 < IP ≤ 25 ou 2,5 < VBS ≤ 6	Argilas	• Permeabilidade pode variar grandes limites conforme Plasticidade, Compacidade e tempo de reacção;	5 < IPI ≤ 15 1,05 < Ic ≤ 1,2 ou 0,9 W_{opn} ≤ W_n < 1,1 W_{opn}	A₂ m
			Margas pouco plásticas	• Para Solos finos pouco plásticos é preferível identificá-lo pelo valor de VA, já que o valor IP é mais impreciso.	1,2 < Ic ≤ 1,4 0,7 W_{opn} ≤ W_n < 0,9 W_{opn} Ic > 1,4 W_n < 0,7 W_{opn}	A₂ s A₂ ts
			A₃ Argilas	• Solos são muito coerentes com teor em água médio e fraco;	IPI ≤ 1 IC ≤ 0,8 W_n ≥ 1,4 W_{opn}	A₃ th

	Argilas margosas Siltos (muito plásticos)	• Apresentam ligações muito fortes no estado húmido, o que dificulta colocação em obra; • Permeabilidade muito reduzida torna as suas variações de teor em água muito lentas, no local; • Grande variação da consistência para um pequeno aumento do Teor de água.	$1 < IPI < 3$ $0,8 < IC < 1$ $1,2 W_{opn} < W_n < 1,4 W_{opn}$	A _{3h}
			$3 < IPI < 10$ $1 < IC < 1,15$ $0,9 W_{opn} < W_n < 1,2 W_{opn}$	A _{3m}
			$1,15 < I_c < 1,3$ ou $0,7 W_{opn} < W_n < 0,9 W_{opn}$	A _{3s}
			$I_c > 1,3$ $W_n < 0,7 W_{opn}$	A _{3ts}
IP > 40 ou VBS > 8	A ₄	• Solos muito coerentes, quase impermeáveis;	ESTUDO ESPECÍFICO	A _{4th}
	Argilas			A _{4h}
	Argilas margosas (muito plásticos)	• Mudam o teor em água lentamente e com importantes retrações e deformações; • Normalmente não é aplicado em Aterro nem Leito de Pavimento.		A _{4m}
				A _{4s}

Portugal possui a especificação LNEC E 240 (1970), para a classificação de solos para fins rodoviários. Esta classificação de solos e suas misturas baseiam-se nos ensaios de caracterização física, nomeadamente na análise granulométrica e limites de consistência, considerando o seu comportamento na utilização das camadas que constituem um pavimento, por intermédio da classificação AASHTO.

A classificação efetua divisões do material em função da granulometria, plasticidade do material, limite de liquidez e índice de plasticidade, completa-se com o índice de grupo (IG), que representa a compressibilidade do solo. O IG pode ser determinado por intermédio de fórmula empírica ou de ábacos da referida Especificação. Este índice está compreendido no intervalo 0 a 20, conforme se mostra na Tabela 5.

Tabela 5 - Classificação de solos (LNEC, 1970)

	Grupo	Subgrupo
MATERIAIS GRANULARES – 35 % ou menos de partículas passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM.	A-1 - O material característico deste grupo é uma mistura bem graduada de calhau ou seixo, areia grossa e fina, e um material aglutinante não plástico ou fracamente plástico. O grupo inclui também calhau, seixo, areia grossa, cinzas vulcânicas, etc., sem material aglutinante.	A-1-a é predominantemente constituído por calhau ou seixo, com ou sem material aglutinante bem graduado
	A-3 - O material característico deste grupo é uma areia fina de praia ou de dunas, sem silte ou argila ou com uma quantidade muito pequena de silte não plástico. O grupo inclui também misturas de areia fina mal graduada e quantidades limitadas de	A-1-b é predominantemente constituído por areia grossa, com ou sem material aglutinante bem graduado.

	areia grossa e seixo existentes em depósitos fluviais. A-2 - Este grupo abrange uma larga variedade de materiais granulares intermédios entre os dos grupos A-1 e A-3 e os dos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7. Inclui todos os materiais contendo até 35 % de partículas passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM que não possam ser classificados como A-1 ou A-3 devido a valor elevado do teor em finos, do índice de plasticidade ou de ambos.	A-2-4 e A-2-5 são constituídos por vários materiais granulares contendo 35% ou menos de partículas passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM e em que a fracção passando no peneiro de 0,420 mm (n.º 40) ASTM tem as características dos grupos A-4 e A-5. Estes subgrupos incluem materiais, como seixo e areia grossa com quantidade de silte e índice de plasticidade excessivos em relação aos limites do grupo A-1, e areia fina com quantidade de silte não plástico excessiva em relação aos limites do grupo A-3. A-2-6 e A-2-7 são constituídos por materiais semelhantes aos descritos nos grupos A-2-4 e A-2-5, salvo a fração que passa no peneiro de 0,420 mm (n.º 40) ASTM que tem as características dos grupos A-6 e A-7. O índice de grupo varia entre 0 e 4, devido ao efeito combinado dos valores do índice de plasticidade superiores a 10 e dos valores da percentagem passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM superiores a 15.
MATERIAIS SILTO-ARGILOSOS - mais de 35 % de partículas passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM.	A-4 - O material característico deste grupo é um solo siltoso não plástico ou moderadamente plástico, com 75 % ou mais de partículas passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM. O grupo inclui também misturas de solo siltoso com areia e seixo retidos naquele peneiro, desde que estes não excedam 64 % da mistura. O índice de grupo pode variar de 1 a 8, conforme diminui a percentagem do material mais grosso. A-5 - O material característico deste grupo é semelhante ao descrito no grupo A-4, com a diferença de que é geralmente de carácter diatomáceo ou micáceo e pode ser altamente elástico (como o indica o limite de liquidez alto). O índice de grupo pode variar de 1 a 12, segundo a influência combinada do aumento do limite de liquidez e da diminuição da percentagem do material mais grosso. A-6 - O material característico deste grupo é um solo argiloso plástico, tendo usualmente 75 % ou mais de partículas passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM. O grupo inclui também misturas de solo argiloso com areia e seixo retidos naquele peneiro, desde que estes não excedam 64 % da mistura. Os	

materiais deste grupo têm usualmente grandes variações de volume entre os estados seco e húmido. O índice de grupo pode variar de 1 a 16, segundo o efeito combinado do aumento do índice de plasticidade e da diminuição da percentagem do material mais grosso.		
A-7 - O material característico deste grupo é semelhante ao descrito no grupo A-6, com a diferença de possuir limite de liquidez alto e pode ser elástico e estar sujeito a grandes variações de volume. O índice de grupo pode variar de 1 a 20 segundo o efeito combinado do aumento do limite de liquidez e do índice de plasticidade e da diminuição da percentagem do material mais grosso.	A-7-5 é constituído por materiais com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez, e que podem ser muito elásticos e estar sujeitos a variações de volume consideráveis.	A-7-6 é constituído por materiais com índice de plasticidade alto em relação ao limite de liquidez, e que estão sujeitos a variações de volume extremamente grandes.

2.2.4. CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO COMO MATERIAL DE ATERRO

De acordo com o Caderno de Encargos, Estradas de Portugal, S.A. (2009), os aterros encontram-se divididos nas seguintes zonas:

Parte Inferior do Aterro (PIA): Considera-se que é constituída pelas duas primeiras camadas de aterro, é a zona do aterro que se encontra em contacto direto com o solo natural existente. Em situações de se ter procedido trabalhos de corte do terreno natural, consideram-se incluídas as camadas abaixo do nível do mesmo. Na construção da parte inferior do aterro, utiliza-se de preferência solos com baixa sensibilidade à água, principalmente em situações com elevada possibilidade de ocorrência de inundações ou saturação dos solos adjacentes.

Corpo do Aterro: Zona entre a parte inferior e a parte superior do aterro. No corpo dos aterros é adequado a colocação de materiais que garantam a estabilidade da obra, e simultaneamente, limitem as deformações pós construtivas, de modos a não comprometer o estado limite último e de serviço do pavimento.

As características geotécnicas do material utilizado nesta parte do aterro, deve garantir as exigências de estabilidade necessárias, após a sua colocação em obra. Para isto, o material deve ser corretamente espalhado e compactado, o que quer dizer:

- É necessário que a espessura definida das camadas, sejam competíveis aos cilindros utilizados para a compactação, e, que a dimensão máxima ($D_{m\acute{a}x}$) das partículas permita o seu nivelamento;
- A humidade do material aplicado em obra, deve se aproximar ao máximo possível do seu teor de humidade ótimo;
- Os solos não deverão apresentar qualquer resquício de matéria orgânica, ramos, folhas, raízes, troncos, ervas ou lixo;
- A dimensão máxima das partículas do solo a aplicar não deverá ultrapassar 2/3 espessura da camada, depois de compactada.

Parte Superior do Aterro (PSA): Zona entre 40-85 cm abaixo da camada de leito do pavimento, a qual constitui a fundação do pavimento e condiciona o seu comportamento. Na parte superior do aterro devem ser usados materiais com a melhor qualidade possível, proveniente das escavações e dos empréstimos.

A utilização de solos na construção de aterros, quando no estado natural, exige que se façam o controle das seguintes condições de humidade:

- Solos coerentes: $0,7 w_{\text{opn}} < w_n < 1,4 w_{\text{opn}}$
- Solos não coerentes: $0,8 w_{\text{opn}} < w_n < 1,2 w_{\text{opn}}$

No caso de situações que não obedeçam este requisito para o caso de solos coerentes, é aconselhável recorrer ao tratamento com cal ou desta combinada com cimento.

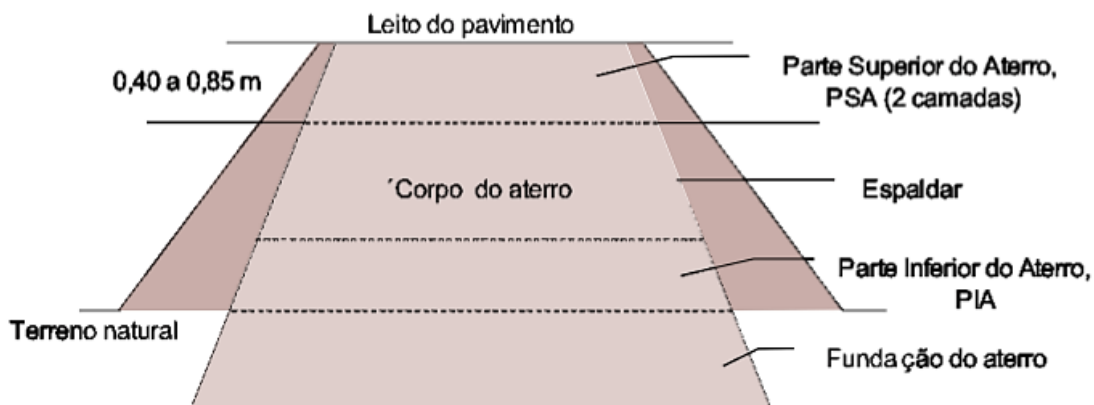


Figura 2 - Estrutura de um aterro (Cepsa, 2006)

No caso do leito do pavimento, o Caderno de Encargos (Estradas de Portugal, 2009) prevê que os materiais deverão ser constituídos por solos de alta qualidade, com ausência de detritos, matéria orgânica ou quaisquer outras substâncias nocivas, devendo obedecer às seguintes características. Os detalhes relativamente a estes materiais são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Características de solos utilizados para leito de pavimento (CE)

Característica	Valores limite
Dimensão máxima	75mm
%de material passado no peneiro nº 200(máxima)	20%
Limite de liquidez (máximo)	25%
Índice de plasticidade (máximo)	6%
Equivalente de areia (mínimo)	30%
VBS (material <75µm, máximo)	2.0
CBR a 95% (mínimo)	10%
Expansibilidade (ensaio CBR, máxima)	1.5%
Percentagem de matéria orgânica	0%

As especificações LNEC E240 (1971), fornecem indicações das condições dos materiais a serem usados na execução de aterros rodoviários incluindo em camadas de leito de pavimento. De acordo com a LNEC E240:

- Os materiais não deverão conter folhas, troncos, ramos, raízes, capim, lixo ou quaisquer outros detritos orgânicos;
- Os materiais deverão ser os classificados nos grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 ou A-3. No entanto, se não for possível obter esses materiais, poderão ser utilizados os dos grupos A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6 ou A-7, desde que sejam tomadas as devidas precauções no projecto e execução do aterro quanto à sua distribuição, compactação e drenagem, especialmente em relação aos solos dos grupos A-6 e A-7.
- Os materiais xistosos, os muito alteráveis ou contendo pedra demasiadamente branda, poderão ser utilizados em aterros, desde que se tomem as devidas precauções baseadas em estudo especial e/ou se tenha em conta o seu comportamento em obras anteriores na região.

As condições de utilização de solos devem ser respeitadas na utilização em aterro das diferentes classes e subclasses de materiais que se distinguem na classificação LCPC/SETRA. Essas condições traduzem requisitos técnicos que podem ser integrados diretamente nos cadernos de encargo, com objetivo de obter a qualidade geralmente desejada para essas obras. Esta caracterização tem definido dois principais objetivos, que são de garantir uma qualidade técnica no período de execução em condições habituais e com equipamentos geralmente utilizados e de considerar economicamente o processo de modo a que não sejam necessárias métodos ou maquinaria especializada.

As condições de uso em aterro apresentadas nas Tabelas 7 e 8 são agrupadas em sete cabeçalhos simbolizados por uma letra:

- E: Extração
- G: Ação na granulometria
- W: Ação no teor em água
- T: Tratamento
- R: Espalhamento
- C: Compactação
- H: Altura dos aterros.

Tabela 7 - Condições a serem impostas na utilização de solos em aterros (LCPC/SETRA)

Parâmetro	Código	Condições de utilização
E Extração	0	Nenhuma condição em particular a recomendar
	1	Extração em camadas de 0,1 a 0,3m
	2	Extração frontal, para uma frente de altura > 1 a 2m
G Ação na granulometria	0	Nenhuma condição a recomendar
	1	Eliminação dos elementos > 800 mm
	2	Eliminação dos elementos > 250 mm
	3	Fragmentação complementar após extração
W Ação no teor em água	0	Nenhuma condição particular a recomendar
	1	Redução do teor em água por arejamento
	2	Secagem por colocação em depósito provisório
	3	Rega para manter o estado
	4	Humidificação para mudar o estado
T Tratamento	0	Nenhuma condição particular a recomendar
	1	Tratamento com um reagente ou um aditivo adaptado
	2	Tratamento com cal simples

R	0	Nenhuma condição particular a recomendar
Espalhamento	1	Camadas finas, 20 a 30 cm
	2	Camadas médias, 30 a 50 cm
C	0	Compactação intensa
Compactação	1	Compactação média
	2	Compactação fraca
H	0	Nenhuma condição particular a recomendar
Altura dos aterros	1	Aterro de altura baixa, < 5m
	2	Aterro de altura, < 10m

No caso do leito de pavimento, a LCPC/STERA também estabelece as condições dos materiais a serem utilizados na sua construção, e em casos especiais sugere tratamentos para que estes sejam aplicados em condições apropriadas.

Para isso, baseia-se nos seguintes parâmetros para satisfazer o regulamento; dimensão dos elementos mais grossos, insensibilidade à água e ao gelo, e a resistência à circulação do equipamento de obra.

Tabela 8 - Condições a serem imposta na utilização de solos em Leito de Pavimento (LCPC/STERA)

Parâmetro	Código	Condições de utilização
G Ação na granulometria	0	Nenhuma condição a recomendar
	1	Eliminação dos elementos > 800 mm
	2	Eliminação da fração grossa, permitir mistura correta solo
	3	Eliminação da fração grossa, permitir regularização plataforma
	4	Eliminação da fração 0/d sensível à água e da fração grossa
W Ação no teor em água	5	Fragmentação da fração grossa
	0	Nenhuma condição a recomendar
	1	Rega para manutenção do estado hídrico
T Tratamento	2	Humidificação para mudar de estado hídrico
	0	Nenhuma condição a recomendar
	1	Tratamento com um ligante hidráulico
	2	Tratamento com um ligante hidráulico, e eventualmente com cal
	3	Tratamento misto: cal com ligante hidráulico
	4	Tratamento com cal
P Proteção Superficial	5	Tratamento com ligante hidráulico e eventualmente correção granulométrica
	6	Tratamento com correção granulométrica
	0	Nenhuma condição a recomendar
	1	Revestimento de cura eventualmente com grilha
	2	Revestimento de cura com grilha eventualmente incrustado
	3	Camada final de Regularização

2.2.5. IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS NATURAIS PARA INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE

De acordo com Matos Fernandes (2017), a composição granulométrica e os limites de Atterberg, são determinados normalmente, antes de quaisquer outros, e, representam os ensaios básicos de identificação de um solo.

A granulometria é definida como a distribuição em percentagem ponderal (isto é, em percentagem do peso total) das partículas do solo de acordo com as suas dimensões. Para as partículas com dimensões maiores, utiliza-se o método de peneiração para determinação da granulometria do material, já as partículas de menor dimensão são determinadas pelo método de sedimentação.

Nos solos argilosos, o teor em água é um parâmetro físico fundamental, devido as propriedades plásticas que estes apresentam. A função dos limites de Atterberg é de definir os diferentes comportamentos do solo quando expostos a algumas quantidades de água.

Para valores muito elevados do teor em água, a mistura água-solo comporta-se como um líquido, a este valor chamamos de limite de liquidez, w_L . Reduzindo de forma homogênea e progressiva o teor em água, a partir de um certo valor o solo passa a ter comportamento moldável, valor que define o que chamamos de limite de plasticidade, w_p . Prosseguindo na redução da água, apanhamos o valor que resulta em comportamento friável do solo, o que representa o limite de retração do mesmo, w_c (Matos Fernandes, 2017).

Em engenharia é necessário determinar quantitativamente a granulometria e os limites de consistência, de forma a nos proporcionar o conhecimento sobre a proporção da composição das partículas e o comportamento quanto a plasticidade do material. Estes ensaios são a base para a maioria das classificações dos solos aplicáveis em infraestruturas de transporte.

2.3. COMPACTAÇÃO DE SOLOS

2.3.1. DEFINIÇÃO

A compactação consiste no processo mecânico que, através de uma aplicação repetida e rápida de cargas ao solo, conduz a uma diminuição do seu volume, e, portanto, a uma diminuição do índice de vazios e a um aumento do peso volúmico seco. Esta redução de volume é resultado, sobretudo, 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 (Santos, 2008).

As obras de infraestruturas de transporte devem ser construídas com o objetivo de absorver e resistir as cargas proveniente do tráfego, para que não se verifique assentamentos na fundação do pavimento. A compactação acaba por ser o tratamento mais eficaz para evitar estes tipos de problemas.

2.3.2. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO (PROCTOR)

Em 1929, um engenheiro conhecido como Ralph Proctor, deu início a uma série de estudos referentes a compactação dos solos. Os seus trabalhos, posteriormente publicados, colocaram em evidência a relação entre teor de humidade e o peso volúmico seco, considerando a energia aplicada no momento da compactação.

Segundo Ribeiro (2008), Proctor observou que o valor do peso volúmico varia, à medida que é aplicado uma determinada energia de compactação, dependendo da quantidade de água presente no solo. O teor em água condiciona a eficiência do efeito de compactação e a densidade do solo por causa do efeito de atrito existente entre a água e as partículas do solo. Para teores em água muito baixas, o atrito é elevado o que dificulta a redução de vazios. À medida que se aumenta a quantidade de água, as partículas sólidas apresentam uma lubrificação entre os grãos, que facilita a saída do ar que se encontra no solo. Para uma dada energia, uma densidade seca máxima que é alcançada para um certo teor em água, denominado como teor em água ótimo, w_{opt} . Um esquema de uma curva de compactação típica é apresentado na Figura 3.

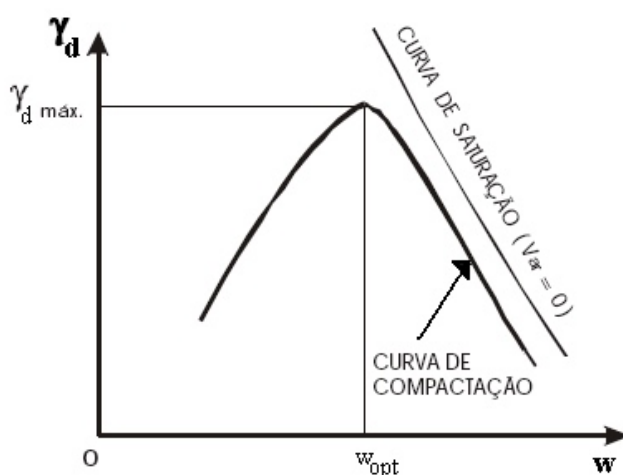


Figura 3 - Curva de Compactação (Ribeiro, 2008)

O ensaio Proctor consiste na utilização de um molde metálico cilíndrico com um colar e uma base rígida. O molde, com o colar (ou alonga) colocado, é cheio com sucessivas camadas de solo que são compactadas com golpes uniformemente distribuídos por cada, de um maço e desde uma altura de queda livre normalizadas, dependendo do tipo de ensaio Proctor a ser executado. Terminada a última camada retira-se o colar e corta-se o solo ao nível do molde. As características gerais dos diferentes ensaios Proctor resumem-se na Tabela 9.

Tabela 9 - Características do Ensaio Proctor (Ribeiro, 2008)

Ensaio	Nº de Camadas	Pilão	Altura da queda	Molde	Nº de Pancadas
Proctor Normal	3 Camadas	2,49 kg	30,5 cm	Pequeno-1000 cm ³	25
				Grande-2320 cm ³	55
Proctor Modificado	5 Camadas	4,54 kg	47,5 cm	Pequeno-1000 cm ³	25
				Grande-2320 cm ³	55

Para Santos (2008), cada energia de compactação aplicada num mesmo tipo de solo produz uma curva de compactação diferente. Se considerarmos as curvas apresentadas na Figura 4 a seguir, verificamos que, para energias de compactação de diferentes magnitudes (E1 e E2), constata-se um peso volúmico seco maior para um teor em água ótimo menor, que resulta, portanto, numa curva afastada para cima e para esquerda, comparando à menor energia de compactação. É possível constatar que o aumento da energia leva a uma maior eficiência do processo de compactação, com a diminuição do teor em água ótimo e o aumento do peso específico seco máximo do solo.

Tal não significa que o aumento de energia de compactação resulta num aumento contínuo do peso volúmico seco, pois verifica-se uma assíntota na curva de variação do peso volúmico seco com a energia de compactação.

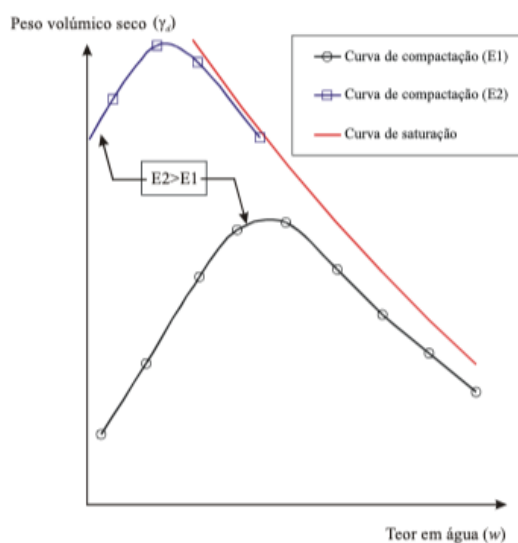


Figura 4 - Efeito da energia de compactação (Santos, 2008)

2.3.3. COMPACTAÇÃO DE SOLOS FINOS E DE SOLOS GRANULARES

O comportamento pós-compactação de um solo irá naturalmente depender da sua natureza, propriamente da composição granulométrica e da coesão entre as partículas.

Solos argilosos de características muito plásticas, acabam por possuir curvas de compactação relativamente planas, com valores do peso volúmico seco baixos para valores de humidades ótimas elevados. Na prática, estes solos precisam de mais água para atingirem o máximo da densidade seca, que acabará por ser menor em comparação aos solos de composição mais granular. Em regra, a experiência nos mostra que no caso dos solos finos, se obtém um peso volúmico seco reduzido para um teor em água ótimo elevado.

O aumento do teor em água no ramo seco induz a lubrificação das partículas, desfazendo os torrões do solo, o que favorece a compactação. Por outro lado, o aumento do teor em água no ramo húmido bloqueia a saída do ar e gera um aumento de pressões no ar, o que dificulta a compactação.

Por seu turno, os solos granulares bem graduados, que possuem a plasticidade reduzida, em regra apresentam valores elevados da densidade seca máxima, para menores valores do teor em água ótimo de compactação. Neste caso, as curvas de compactação tendem a ser pontiagudas com o valor do peso volúmico seco bem definido. Consta-se que neste caso, se obtém valores elevados do peso volúmico seco para um teor em água reduzido.

Na Figura 5 são apresentadas curvas de compactação de diferentes tipos de solos do Brasil, segundo Pinto (2001).

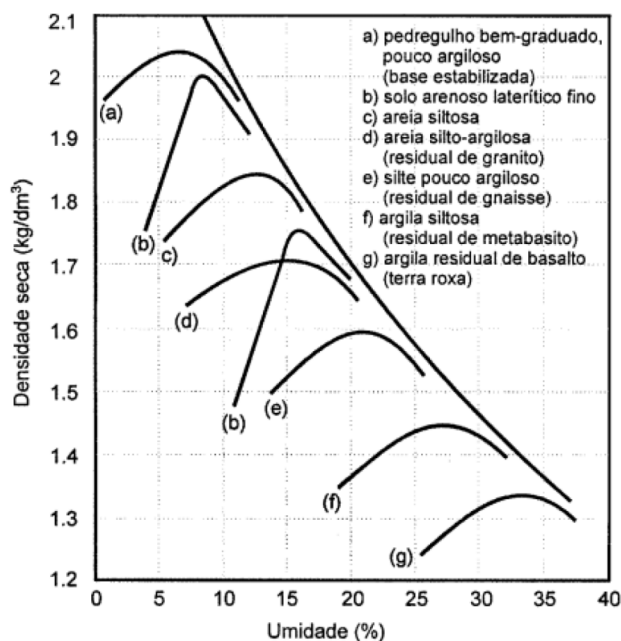


Figura 5 - Curvas de compactação para diferentes tipos de solo (Pinto, 2001)

Pode observar-se que, no ramo húmido, as curvas de compactação se aproximam e alinham com a curva de saturação (Figura 5), correspondendo à situação em que todo o ar do solo é removido.

2.3.4. ENSAIO CBR

O CBR (California Bearing Ratio) é um índice utilizado como base para o dimensionamento de pavimentos flexíveis. O ensaio CBR visa determinar Propriedades Expansivas do material e Índice de Suporte. O ensaio para a determinação de CBR consiste na determinação da relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num provete de solo, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa brita padronizada (Chembeze, 2006).

O ensaio submete um solo à penetração de um pilão cilíndrico a uma velocidade constante. O solo deve estar submerso em água para a sua devida saturação, após mede-se o aumento de volume do solo e o valor da saturação. O índice CBR é a capacidade de suporte do solo em comparação ao solo padrão (cascalho) em percentagem. O CBR é a pressão exercida pelo pistão sobre o solo, em relação à pressão exercida pelo mesmo pistão sobre um solo de referência, dado em percentagem.

$$CBR = \frac{\text{Pressão Calculada}}{\text{Pressão Padrão}} \times 100\% \quad (1)$$

O ensaio CBR é feito quando 90% do material passa pelo crivo de 20mm. Utiliza-se o molde do ensaio Proctor Modificado e a amostra do solo é compactada com a humidade e energia desejada. As amostras são colocadas sobre placas perfuradas sobrecarregadas para simular o peso das camadas do pavimento que virão a existir por cima do solo ensaiado. A seguir a este processo, são embebidas em água durante 4 dias as mesmas amostras, de modos a medir a expansão do solo que também é expressa em

percentagem. Coloca-se a amostra sobre a prensa e, a seguir é aplicada a carga necessária para a penetração a velocidade constante (são registadas as pressões exercidas em cada 0,025” até atingir 0,5”). No final compara-se a pressão exercida pelo pistão com a pressão de referência para a determinação do índice CBR.

3

METODOLOGIA E PLANO DE TRABALHOS**3.1. DESCRIÇÃO DA CIDADE DO LUBANGO**

Angola, oficialmente República Popular de Angola, é um país situado no continente africano propriamente na costa ocidental. O seu território é limitado a Norte pela República Democrática do Congo, a Este pela Zâmbia, a sul pela Namíbia e a Oeste é banhada pelo Oceano Atlântico. O país é dividido por 18 províncias e 163 municípios.

A cidade do Lubango pertence à província da Huíla, localizada no Sudoeste de Angola, e anexa-se ao conjunto de superfícies planálticas do Planalto Angolano, onde encontramos uma das maiores altitudes médias da zona meridional do território angolano. Limitada geograficamente pelas províncias do Namibe, Huambo, Benguela e Cunene, é uma das grandes cidades angolanas, ocupando atualmente um dos maiores pontos de desenvolvimento social e económico a nível nacional. Na Figura 6 é apresentado o enquadramento geográfico da área de estudo. A Figura 7 mostra uma vista geral esquemática do Planalto de Huíla.

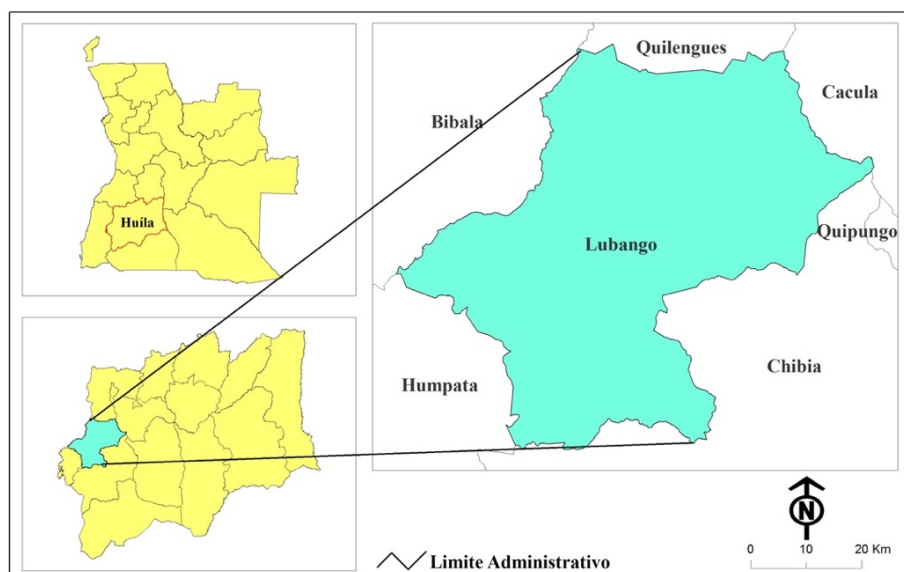


Figura 6 - Enquadramento geográfico da área de estudo

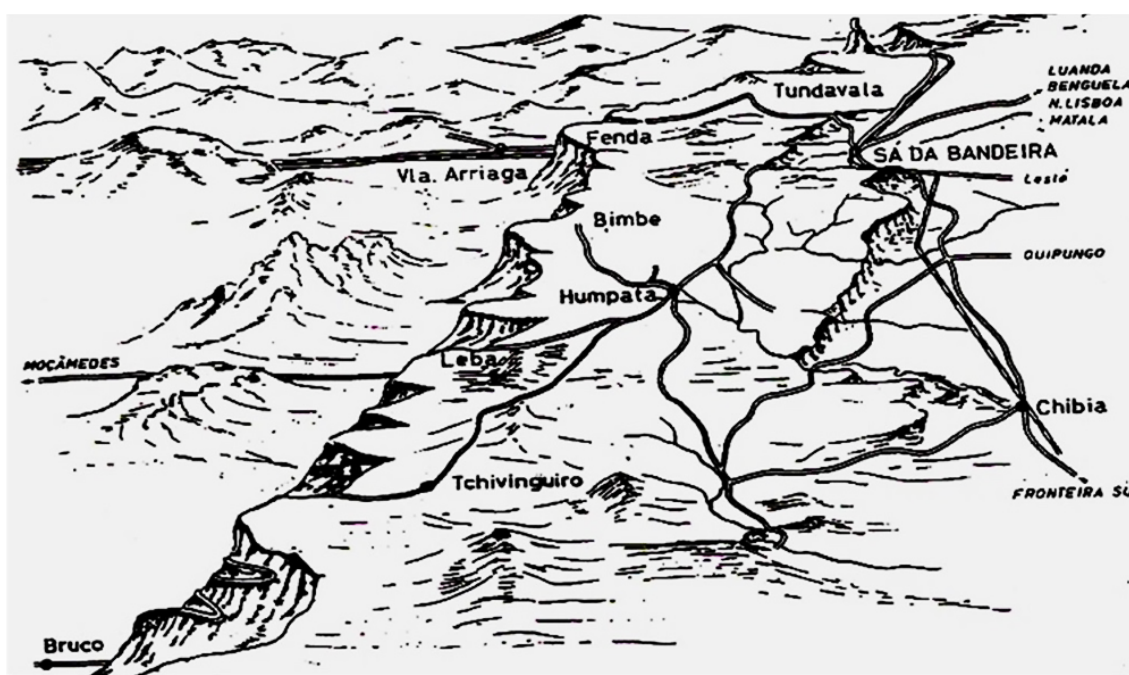


Figura 7 - Vista geral esquemática do Planalto da Huíla. (Fonte: Medeiros, 1976, apud Holden, 2015)

O município do Lubango, localizado a oeste da Huíla, possui aproximadamente uma área de 3.140 Km² e, segundo definido pelo censo 2014, uma população de 731.575 habitantes, encontrando-se dividido em quatro comunas e treze bairros, limitados pelos municípios da Cacula, Humpata, Bibala, Chibia, Quipungo e Chicomba.

O terreno é essencialmente geologicamente constituído por granitos que ocupam cerca 92,5% da área total da cidade, apesar de aflorarem ocasionalmente à superfície. Os mesmos contribuem como recurso geológico para a produção de matéria prima como brita ou blocos que são muito usadas para conceção de infraestruturas rodoviárias e em outras áreas do sector da construção civil da região.

No que concerne ao clima, a cidade encontra-se na faixa tropical devido a sua latitude, altitude e das correntes frias provenientes da Província de Benguela. Com duas estações anuais, divididas por época chuvosa, com seis meses de duração (de Outubro a Abril) e época de seca durante o resto do ano. Os máximos ciclos pluviométricos são verificados nos meses de Março e Novembro, tendo os períodos mais secos verificados entre Janeiro e Fevereiro (PDL, 2004). A Tabela 10 resume as principais características climatológicas da área de estudo.

Tabela 10 - Climatologia da cidade do Lubango (Fonte: PDL, 2004)

Precipitação média anual	919 mm		
Temperatura média anual	18.6°C	Máx: 20,7°C	Min: 15.6°C
Regime dos ventos	Fortes, componente Este-Sudoeste		
Fenómenos extremos observados	Relâmpagos e trovoadas, nevoeiro e queda de orvalho		

3.2. OS SOLOS NATURAIS DO LUBANGO

A cartografia de solos da Huíla teve o seu início nos anos 1950 com a criação da Missão Pedológica de Angola, pertencente à Junta de Investigações do Ultramar, criada em 1953. A “Carta Geral de Solos de Angola Distrito da Huíla”, na escala de 1:1.000.000, ficou disponível oficialmente em 1959, abrangendo uma área aproximada de 170 000 km² do então Distrito da Huíla.

A classificação dos solos da Huíla, resultante de um conjunto de trabalhos desenvolvidos a partir da década de 1950, tornou possível recolher um conjunto de perfis até 1965, que serviram de base para a sua caracterização.

A classificação dos solos de Angola tem sido feita com base nos seguintes sistemas ou taxonomias de classificação de solos: o Sistema de Classificação de Solos de Portugal (Cardoso, 1974) e o sistema da FAO-UNESCO (1974), que deu posteriormente origem ao 32 *World Reference Base* (WRB), publicado em 2006 e atualizado em 2014. No presente trabalho é usado com maior predomínio o sistema WRB, por ser global e mais atualizado para o caso de Angola. A área de estudo está totalmente inserida na carta da Província da Huíla de 1959 onde estão representadas 6 grandes ordens de solos: Ferralíticos, Leptossolos, Arenosos, Vertissolos, Cambissolos e áreas rochosas, subdivididos em subordens (MPA, 1959, apud Chisingui 2017), como se resume na Tabela 11.

Tabela 11 - Tipo de solos, área ocupada e número de perfis observados (Chisingui, 2017).

Solos	Área em Km ²	Nº de perfis
Ferralíticos	5043	17
Leptossolos	1645	10
Arenossolos	1048	4
Vertissolos	786	4
Cambissolos	199	0
Áreas rochosas	815	0

Segundo o MPA (1959), os solos da região da Huíla são maioritariamente do tipo Ferralíticos. Estes solos ocupam grande parte da extensão territorial da província e são constituídos por minerais primários como quartzo, caulinite, óxidos de ferro e de alumínio que lhes fornece uma cor avermelhada ou amarelada e p_H baixo. Encontram-se geralmente em zonas tropicais e húmidas, de paisagens planas e onduladas e, erguidas sobre rochas mais antigas como é o caso da cidade do Lubango.

A maioria dos Ferrassolos possuem boas propriedades físicas, boa permeabilidade e microestrutura estável, o que torna os ferrossolos mais resistentes a erosão do que a maioria dos solos tropicais intensamente meteorizados. Este tipo de solo no seu estado húmido, é friável e fácil de trabalhar. Possuem boa capacidade de drenagem, o que faz deles solos com baixa capacidade de armazenamento de água (IUSS, 2007).

Leptossolos também marcam a sua presença no território da cidade, principalmente no município vizinho (Humpata). Segundo IUSS (2007), trata-se de um tipo de solo comum em regiões montanhosas, que se encontram a pouca profundidade sobre rochas contínuas, o que faz dele bastante pedregoso. São encontrados em todas as regiões climáticas, de altitude elevada ou média e com a topografia fortemente

dissecada. Por se encontrarem normalmente próximas a rochas contínuas e possuírem composição granular, apresentam boa capacidade mecânica.

Os Arenossolos, que de acordo com IUSS (2007), são solos arenosos resultantes de areias residuais após a meteorização in situ de sedimentos ou rochas geralmente ricas em quartzo. Estes solos quando formados em zonas temperadas húmidas, mostram sinais de alteração ou transporte de húmus, ferro ou argila, mas numa quantidade reduzida que dificulta o seu diagnóstico. Presentes no Lubango, Chibia e Huíla, possuem alta permeabilidade e baixa capacidade de retenção de água.

Os Vertissolos são constituídos por um horizonte vértico, situado a menos de 100 cm da superfície, onde mais de 30% do material são argilas. Para além destas características, destaca-se também o facto de apresentarem grande quantidade de retenção de biomassa, o que os torna bons para o desenvolvimento da agricultura (Magalhães, 2007, apud Chissinguí 2017).

Os Cambissolos caracterizam-se por apresentarem materiais com textura média ou fina devido à quantidade de rochas e à intensidade dos processos de meteorização. Aparecem em todos os tipos de climas e em relevos que vão do mais plano ao montanhoso e geralmente são muito bons para o desenvolvimento da prática agrícola. Estes solos aparecem na região ocidental do município da Humpata (Chissinguí, 2017).

As Áreas rochosas são também denominadas solos incipientes ou não evoluídos, pois não apresentam horizontes genéticos nitidamente diferenciados, a não ser o horizonte A, muito delgado, com até 10 cm de profundidade onde há acumulação de matéria orgânica (Magalhães, 2007, apud Chissinguí 2017). Na região de estudo estão localizados na parte meridional, abrangendo a Humpata.

3.3. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DOS SOLOS

3.3.1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

É de elevada importância conhecer o comportamento dos solos a serem empregues neste tipo de obras geotécnicas, de modo a garantir a capacidade resistente e as propriedades necessárias para que se obtenham infraestruturas com a qualidade e segurança expectáveis. O desempenho adequado das funções para qual foram dimensionados estes pavimentos, encontram-se diretamente ligados as características do maciço terroso utilizado na sua conceção. Estas características podem ser determinadas e conhecidas normalmente por intermédio de ensaios laboratoriais e correlações empíricas.

No caso da construção de infraestruturas de transporte como estradas, caminhos de ferro e aeródromos, realizam-se alguns ensaios em amostras geralmente alteradas que se dividem em três grupos:

- Ensaios básicos de identificação
- Ensaios complementares de identificação
- Ensaios de caracterização de comportamento

Os ensaios básicos de identificação são aqueles dependentes da natureza e das propriedades intrínsecas do solo. Falamos dos ensaios de composição granulométrica e limites de consistência (ou de Atterberg).

Os ensaios complementares de identificação referem-se as características do solo no seu estado natural. Nestes ensaios determinam-se propriedades como a densidade natural e conhece-se a quantidade de matéria orgânica, de sais e de teor em água do solo coletado.

Por fim, os ensaios de caracterização comportamental de solos, em saios como o de compactação e determinação da resistência do solo, cujo objetivo é a determinação das propriedades e resistência a atingir.

3.3.2. GRANULOMETRIA

A análise granulométrica é um ensaio realizado para medir a distribuição, por tamanho, das partículas (grãos e lamelas) individuais do solo. Essas partículas individuais são fragmentos decompostos de rocha alterada, ou parcialmente alterada (podendo conter mais de um mineral). Desta forma, a análise granulométrica tem por objetivo determinar a percentagem dos diâmetros equivalentes das partículas que compõem o solo.

Nesse sentido, nos solos, existem partículas de diversos tamanhos, sendo elas agrupadas em duas classes diferentes, conforme os limites de dimensões pré-estabelecidos. A primeira delas, é constituída por solos grossos, quando suas partículas possuem dimensões maiores que 0,074 mm, não formando assim torrões e estando submetidas à ação gravitacional, com maior intensidade. Enquanto isso, os chamados de solos finos possuem partículas com tamanho inferior a 0,074 mm, facilitando o agrupamento em partículas maiores (torrões), pela ação de tensões de sucção (Mendonça, 2022).

O procedimento determina a distribuição granulométrica, que é representada através de uma curva. Para o presente trabalho o ensaio granulométrico foi realizado dentro dos tramites da norma LNEC E-239.

Aparelhos e utensílios:

- Repartidor de 50,0mm de abertura;
- Peneiros da série ASTM 76,1mm; 50,8mm; 38,1mm; 25,4mm; 19mm; 9,51mm; 4,75mm (nº 4); 2,00mm (nº 10); 0,840mm (nº 20); 0,420mm (nº 40); 0,250mm (nº 140); 0,105mm (nº 140) e 0,075mm (nº 200);
- Balança para pesagens com limite de erro $\pm 0.1g$;
- Recipientes;
- Almofariz, com pilão de borracha ou outro material macio;
- Estufa ventilada, com controlo termostático, capaz de manter uma temperatura de 100 a $110^{\circ}C \pm 5^{\circ}C$;
- Diversos (espátulas, trinchas, escova de aço);
- Garrafa com esguicho.

Procedimentos:

Preparação da amostra

- 1- A amostra é repartida usando um repartidor, considerando as quantidades mínimas para ensaio definidas na Tabela 12;
- 2- A amostra é secada até obter-se uma massa constante.
- 3- Registou-se o peso total da amostra.
- 4- Emergiu-se em água destilada durante 2 horas.

Tabela 12 - Quantidades mínimas para ensaio

Máxima dimensão do material (mm)	Massa aproximada da amostra (g)
76,1	5000
50,8	4000
38,1	3000
25,4	2000
19,0	1000
9,51	500

Lavagem da amostra

- 1- O material foi colocado no peneiro de lavagem 0,075mm (nº 200) e realizou-se a lavagem (com o auxílio do peneiro nº 4 por cima do peneiro da lavagem, evitar possíveis danos a rede do peneiro 200; dá-se como concluída a lavagem quando a água da corrente sair limpa).
- 2- Passou-se o material já lavado para um recipiente com cuidado para garantir que nenhum material se perca e colocou-se a secar em estufa, para se obter uma massa constante.

Peneiração da amostra

Iniciou-se a peneiração manual do material, registando-se a massa do material em cada peneiro (M_p) com a precisão de 1g.

Cálculos

Perda na lavagem:

$$PL = M1 - M2 \quad (2)$$

Percentagem retida em cada peneiro:

$$\%Rp = \frac{M_p}{M_1} \times 100 \quad (3)$$



Figura 8 - Ensaio Granulométrico

3.3.3. LIMITES DE CONSISTÊNCIA

A consistência é uma propriedade inerente a rigidez e a plasticidade do solo. Segundo Almeida (2005), a plasticidade é uma característica presente nos solos finos, traduz a capacidade de moldagem do solo sem mudanças no seu volume. As propriedades plásticas dos solos dependem da quantidade de água presente nelas, da sua forma e tamanho, da composição química das partículas sólidas, bem como da granulometria do material.

Com a variação da quantidade de humidade, um solo coesivo pode apresentar quatro estados de consistência:

- **Estado de consistência líquido** – No estado de consistência líquido, o solo é caracterizado pelo seu comportamento fluido, isto é, o solo apresenta resistência ao corte nula e aparência de um fluido viscoso.
- **Estado de consistência plástico** – No estado de consistência plástico, o solo é caracterizado pela possibilidade de ser moldado sem que haja alterações volumétricas e ou que ocorra rutura.
- **Estado de consistência semi-sólido** – No estado de consistência semi-sólido, o solo é caracterizado pela sua fragmentação quando se tenta moldar, há variações de volume neste estado.
- **Estado de consistência sólido** – No estado de consistência sólido, o solo é caracterizado pela sua fragmentação quando se tenta moldar, mas não há variações de volume quando o teor de humidade altera.

Estes estados são limitados por teores de humidade que definem fronteiras que determinam a mudança de comportamento do solo, são essas fronteiras o Limite de Liquidez (w_L), Limites de Plasticidade (w_p) e Limite de Retração (w_c), que se apresentam na Figura 9.

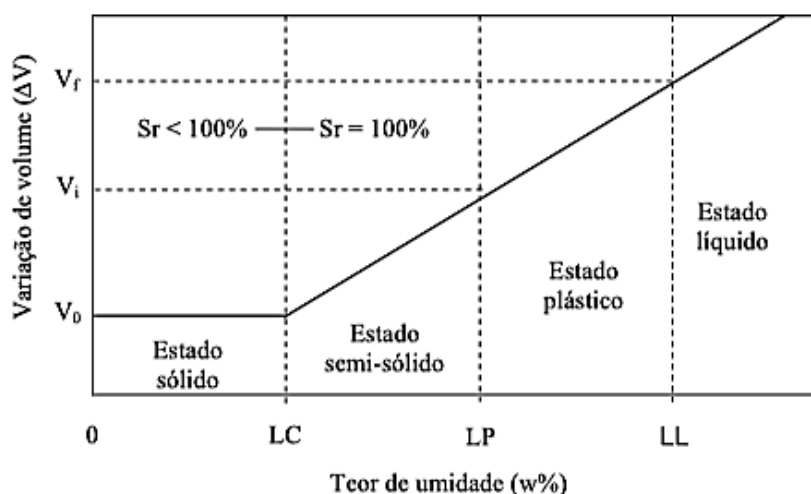


Figura 9 - Limites de consistência. Fonte: Guia de Engenharia

Com o objetivo de conhecer a plasticidade do material, propriamente o Índice de Plasticidade (IP), realizaram-se os ensaios de determinação do Limite de Plasticidade e do Limite de Liquidez, segundo a norma NP-143.

Aparelhos e utensílios:

- Concha de Casagrande;
- Riscador;

- Espátulas;
- Almofariz;
- Bureta de 50 ou 100ml;
- Garrafa com esguicho;
- Cápsulas;
- Balança com precisão de $\pm 0.01g$
- Estufa ventilada, com controlo termostático, capaz de manter a temperatura de 105 a 110°C;
- Vidro polido com cerca de 150 x 220 mm;
- Diversos (trinchas, pincel...)

Preparação da amostra

- 1- Peneirou-se o solo no peneiro 0,425 mm até se obter 50g de solo passado no peneiro.
- 2- Colocou-se este no almofariz e foi-se adicionando pequenas porções de água gradativamente, até o solo apresentar uma consistência plástica.
- 3- Foi misturado por cerca de 10 minutos.

Execução do Ensaio Para determinar o Limite de Liquidez

- 1- Colocou-se cerca de $\frac{3}{4}$ da mistura do solo, na concha de Casagrande, nivela-se o solo na parte de frente da concha com o auxílio de uma espátula. Usando o riscador realiza-se um corte de um só golpe no solo, alinhado pela linha central da concha, o corte separa em duas metades solo.
- 2- Deu-se as pancadas com a concha de Casagrande a uma velocidade de cerca de 2 golpes por segundo, até a união em pelo menos 10mm das duas metades.
- 3- Registou-se o número de pancadas.
- 4- Tirou-se o peso da cápsula.
- 5- Removeu-se uma porção de 2 a 3g da junção do solo, representativa de toda espessura do solo na concha, colocou-se na concha e registou-se.
- 6- Colocou-se a secar em estufa a 110°C.
- 7- Repetiu-se o processo por mais três vezes, adicionando mais água ao solo seco, de modos a se obter quatro amostras de consistência diferente, em que as pancadas obtidas estejam entre os seguintes intervalos 10 a 17, 17 a 24, 26 a 32 e 32 a 40.
- 8- Registou-se o peso das amostras secas.

Na Figura 10 mostram-se algumas fotografias da realização de um ensaio de determinação do Limite de Liquidez com recurso à Concha de Casagrande.



Figura 10 - Ensaio de Casagrande

Execução do Ensaio Para determinar o Limite de plasticidade

- 1- Do material remanescente do ensaio de LL, retirou-se 2 a 3g.
- 2- Moldou-se num formato que se assemelha a um ovo na palma da mão (com dedo ou com vidro polido).
- 3- Enrolou-se até ganhar uma espessura aproximada a 3mm, num formato semelhante a um fio.
- 4- Depois de se atingir este formato, moldou-se outra vez o material ao formato oval.
- 5- Voltou-se a enrolar o material até se obter um fio de 3mm novamente.
- 6- Repetiu-se o processo até que a rotura do material impediu a formação do fio de 3mm.
- 7- Registou-se o peso da cápsula.
- 8- Registou-se o peso do solo na cápsula.
- 9- Secou-se em estufa a 110°C.
- 10- Repetiu-se o processo nas mesmas condições mais uma vez.
- 11- Depois da amostra seca, foi deixada a arrefecer a temperatura ambiente.
- 12- Registou-se o peso.

O índice de plasticidade será a diferença entre o valor do limite de liquidez e do limite de plasticidade obtidos pelos ensaios descritos anteriormente. Exemplos da realização deste ensaio de determinação do Limite de Plasticidade são apresentados na Figura 11.



Figura 11 - Ensaio de determinação do Limite de Plasticidade

3.3.4. CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

As classificações de solos relacionam solos com as mesmas propriedades físicas e comportamentos mecânicos semelhantes. Para os dados do presente trabalho, considerou-se as classificações mais utilizadas no sector da Engenharia Civil, principalmente no âmbito da construção de infraestruturas de transporte.

A classificação unificada de solos é mais popular e utilizada das classificações de solos para propósitos de engenharia, e resultou da classificação para aeroportos desenvolvida por Artur Casagrande durante a 2ª Grande Guerra Mundial. Com a adoção dessa classificação pelo *U.S Bureau of Reclamation* e o *Corps of Enginners* em 1952, e a normalização dos termos e procedimentos, ficou esta classificação conhecida pelo nome de classificação unificada de solos (Correia, 1988).

A nomenclatura do solo é definida por duas letras, em que, a primeira representa a inicial da palavra em inglês do tipo do solo, e a segunda representa o adjetivo referente a curva granulométrica e plasticidade que classifica o solo, tal como mostra a Tabela 13.

Tabela 13 - Letras e nomenclatura utilizadas na classificação ASTM

Primeira Letra	Palavra	Segunda Letra	Palavra
G	Gravilha (<i>Gravel</i>)	W	Bem graduado (<i>Well graded</i>)
S	Areia (<i>Sand</i>)	P	Mal graduado (<i>Poorly graded</i>)
M	Silte (<i>Mo</i> em sueco)	M	Siltoso (<i>Mo</i> em sueco)
C	Argila (<i>Clay</i>)	C	Argiloso (<i>Clayer</i>)
O	Orgânico (<i>Organic</i>)	L	Baixa plasticidade (<i>Low plasticity</i>)
PT	Turfa (<i>Peat</i>)	H	Alta plasticidade (<i>High plasticity</i>)

A Classificação Unificada de Solos da ASTM é uma classificação que divide os solos em dois grupos, os solos granulares e os finos. Cada grupo é dividido em 2 subgrupos que consideram as propriedades granulométricas para o grupo de solos granulares e as propriedades plásticas como IP e w_L para o grupo dos solos coesivos. Também considera a matéria orgânica na classificação de solos finos. Na Figura 12 resume-se esta classificação.

PRINCIPAIS DIVISÕES (Excluindo partículas com dimensões maiores que 75mm e estimando o peso das fracções)			SÍMBOLOS DOS GRUPOS	NOMES TÍPICOS
SOLOS GROSSOS Mais de 50% é retido no peneiro nº 200	Seixo 50% ou mais da fracção grossa é retida no peneiro nº 4	Seixos limpos	GW	Seixos e misturas de areia e seixos, bem graduados, com poucos ou nenhuns finos
			GP	Seixos e misturas de areia e seixo, mal graduados, com poucos ou nenhuns finos
		Seixos com finos	GM	Seixos com silte e misturas seixo-areia-silte, mal graduadas
			GC	Seixos com argila e misturas seixo-areia-argila, mal graduadas
	Areia Mais de 50% da fracção grossa passa no peneiro nº 4	Areias limpas	SW	Areias e areia com seixo, bem graduadas, com poucos ou nenhuns finos
			SP	Areias e areia com seixo, mal graduadas, com poucos ou nenhuns finos
		Areias com finos	SM	Areias, argilosas e misturas de areia e silte, mal graduadas
			SC	Areias, argilosas e misturas de areia e argila, mal graduadas
SOLOS FINOS 50% ou mais passa no peneiro nº 200	Siltes e argilas com limite de liquidez menor ou igual a 50%	ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas, pó de pedra, areias finas siltosas ou argilosas com baixa plasticidade	
		CL	Argilas inorgânicas de baixa ou média plasticidade, argilas com seixo, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras	
		OL	Siltes orgânicos e suas misturas com argilas de baixa plasticidade	
	Siltes e argilas com limite de liquidez maior que 50%	MH	Siltes inorgânicos, areias finas ou siltes micáceos ou diatomáceos	
		CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade, argilas gordas	
		OH	Argilas orgânicas de média a alta plasticidade	
		Solos com muita matéria orgânica		PT

Figura 12 - Classificação dos solos (ASTM D2487-66T)

Os procedimentos da classificação ASTM D287, determinam as seguintes condições:

- 1- Se o solo contém 15% ou mais de material arenoso, deve se adicionar ao nome do grupo “com areia”.
- 2- Se os finos na carta de plasticidade forem classificados como CL-ML, usa-se símbolos duplos GC-GM ou SC-SM.
- 3- Caso os finos forem orgânicos, adiciona-se ao nome do grupo “com finos orgânicos”.
- 4- Se o solo contém 15% ou mais de cascalho, deve se adicionar ao nome do grupo “com cascalho”.
- 5- Se o solo contém entre 15 a 29% retidos no peneiro de 0,075mm, adiciona-se ao nome do grupo “com areia” ou “com cascalho”, o que for predominante.

- 6- Se solo contém 30% ou mais retidos no peneiro de 0,075mm, em que predomina material arenoso, adiciona-se ao nome do grupo “Areia”.
- 7- Se solo contém 30% ou mais retidos no peneiro de 0,075mm, sendo predominante cascalho, adiciona-se ao nome do grupo “Cascalho”.

A classificação AASHTO adotada em 1931, identifica os solos pela sua utilidade na concepção de infraestruturas de transporte e não pela sua natureza. São consideradas também propriedades como a granulometria e plasticidade do material. Divide os solos em 7 grupos que variam de A-1 a A-7, como se pode verificar na tabela apresentada na Figura 13.

Classificação Geral	Materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº 200)							Materiais siltosos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 / A-7-6
Grupo											
Peneiração: % que passa: Nº 10 Nº 40 Nº 200 (p)	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características da fração que passa nº 40 Limite de Liquidez - LL (%) Índice de Plasticidade IP (%)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0		0	0		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais que predominam	Pedra Britada pedregulho e areia		Areia fina	Areia e areia silosa ou argilosa				Solos Siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom							Fraco a pobre			

Figura 13 - Classificação AASHTO

3.3.5. ENSAIO PROCTOR

Com o objetivo de determinar a relação entre a baridade seca máxima e o teor em água, para o presente trabalho foi utilizado o ensaio Proctor Modificado, realizados dentro dos trâmites definidos pela norma LNEC E 197.

Aparelhos e Utensílios

- Repartidor.
- Conjunto proctor, constituído por um molde com diâmetro interior de 152,4 (± 0.5 mm), altura de 117.0 (± 1 mm) e volume conhecido, uma base e uma alonga.
- Pilão de compactação pesada, com uma massa de 4,54 kg (± 20 g), uma face de compactação com um 50,8 (+1mm) de diâmetro e uma altura de queda de 457,2 (± 1 mm)
- Rasoira.
- Balança capaz de efetuar pesagens de $\pm 0,1$ g.
- Macaco de borracha
- Peneiros, com aberturas de 19mm.
- Estufa ventilada capaz de manter a temperatura entre 105 a 110°C.
- Macaco hidráulico, para extração dos provetes.
- Diversos (trinchas, pás, colheres, tabuleiros, escovas)

Procedimento

Preparação da amostra:

1. Desterroa-se a amostra utilizando um maço de borracha sem alterar o tamanho natural das partículas.
2. O material é passado no peneiro de 19,00 mm e rejeita-se a fração retida, caso esta for superior a 20%, o ensaio não tem significado.
1. Separa-se a fração retida no peneiro de 19.00mm, para a correção da baridade e do teor ótimo, usando o peso volúmico.
2. Obtemos uma amostra bem homogeneizada de aproximadamente 24 kg e repartindo a amostra deve-se obter quatro tomas no mínimo o mais semelhantes possível.

Preparação dos provetes com diferentes teores em água:

1. Primeiro deve se ter em conta, se a amostra se encontra seca ou com o teor de humidade natural, no ramo seco, do ensaio Proctor.
2. Começa-se a preparação do provete com teor de humidade menor.
3. Adiciona-se mais ou menos 2,0% de água, homogeneizamos.
4. Nos provetes seguintes acrescenta-se mais 2,0%, mais 4,0% mais 6,0% até a curva decrescer no ensaio Proctor.

Compactação dos provetes:

1. Determina-se a massa do molde (5g) sem a base nem alonga, a seguir monta-se o molde, e coloca-se um filtro de papel no fundo.
2. Estende-se a amostra em cordão e a mesma é dividida em cinco partes iguais, na qual representarão as camadas da compactação do ensaio.
3. Coloca-se uniformemente a primeira fração do cordão no interior do molde e inicia-se a compactação aplicando 55 pancadas, terminada a primeira camada repete-se o mesmo procedimento nas 4 frações restantes.
4. A queda do pilão deve ser livre e na vertical, as pancadas devem ser distribuídas em toda a superfície da camada.
5. A espessura da camada deve variar entre 25 a 30mm.
6. Após findada a compactação das 5 camadas, remove-se a alonga do molde cuidadosamente, com o auxílio da rasoira, rasa-se o molde com cuidado, e preenche-se os vazios da superfície em casos que seja necessário.
7. Limpa-se o molde, remove-se a alonga e a base e pesasse usando uma balança com $\pm 1g$ de precisão de 1g e regista-se.
8. Repete-se este procedimento para os outros provetes.

Determinação do teor em água de cada provete moldado:

1. Após o registo do peso dos provetes, extrai-se o provete do molde, elimina-se as paredes, os topos, e conserva-se o miolo, que é colocado imediatamente numa cápsula ou tabuleiro e regista-se o peso ($P_4 \pm 0,1g$).
2. Coloca-se em estufa a secar até se obter uma massa constante ($P_5 \pm 0,1g$).

A Figura 14 mostra algumas etapas da execução de ensaios Proctor no decurso deste trabalho.



Figura 14 - Execução do ensaio Proctor

3.3.6. ENSAIO CBR

No que se segue, apresentam-se resumidamente as instruções de trabalho relativas à realização do ensaio CBR.

Aparelhos e Utensílios

- Repartidor.
- Conjunto Molde CBR, constituído por um molde com diâmetro de $152,4 \pm 0,5mm$, altura de $11,4 \pm 1mm$ e volume conhecido, uma alonga, uma base perfurada (furos com 3mm de diâmetro) e um espaçador com uma espessura de $25,4 \pm 1mm$, com o espaçador dentro do molde deveremos obter uma altura interior de $127 \pm 1mm$.
- Pilão de compactação pesada, com uma massa de $4540g \pm 20g$, uma face de compactação com um $50,0 \pm 1mm$ de diâmetro e uma altura de queda de $457,0 \pm 2mm$.
- Placas de carga em anel ou ferraduras de carga, com uma massa de $2500 \pm 10g$.
- Placa perfurada, com perno ajustáveis
- Tripés, com sistema de acoplamento de defletómetros.
- Defletómetros, com capacidade de efetuar leituras de 0,01mm, com um alcance mínimo de 25mm.
- Prensa de compressão, com uma capacidade de aplicação de carga até pelo menos 55kN capaz de ser lidos aos 50 N mais próximos e capaz de manter uma velocidade de penetração de 1,27mm/min.

- Rasoira.
- Balança capaz de efetuar pesagens de $15\text{kg} \pm 1\text{g}$.
- Balança capaz de efetuar pesagens de $\pm 0,1\text{g}$.
- Peneiros, com aberturas de 50.8 mm, 19mm e 4,75mm
- Estufa ventilada capaz de manter a temperatura entre 105 a 110°C.
- Macaco hidráulico, para extração dos provetes.
- Diversos (trinchas, pás, colheres, tabuleiros, escovas).
- Tanque de imersão com pelo menos 300mm de profundidade.

Procedimento

Preparação da amostra

1. Destorroa-se a amostra sem alterar o tamanho natural das partículas, rejeita-se o material retido no peneiro 50.8 mm.
2. Volta-se a passar o material passado no peneiro 50.8 mm no peneiro 19.0mm, caso a fração retida neste peneiro seja superior a 20% o ensaio não tem significado. Caso o material retido no 19.0 mm seja inferior a 20%, substitui-se por igual massa com material passado no peneiro 19.0 mm e retido no peneiro 4.75 mm.
3. Tendo a amostra passada no peneiro de 19mm, preparada, esta deve ser bem misturada e esquarterada, até se obter três amostras de aproximadamente 6.0 kg cada.
4. Mistura-se cada uma das frações com a quantidade necessária de água até se determinar o teor ótimo em água do ensaio Proctor.

Compactação

Moldagem para 100% de compactação.

1. Estende-se a amostra em cordão e divide-se em cinco partes iguais
2. Efetua-se a compactação, introduzindo no molde uma das partes do cordão e compacta-se com 55 pancadas do pilão de compactação pesadas, repete-se a operação até concluir as cinco camadas.
3. A superfície da última camada deve ficar pelo menos 1 cm acima do limite do molde.
4. Retirasse a alonga e rasa-se cuidadosamente o molde, preenchendo-se quaisquer vazios que possa se ter formado.
5. Inverte-se o molde com material e coloca-se novos filtros de papel, para que o espaço anteriormente preenchido pelo espaçador, fique virado para cima, esta operação deve ser realizada com cuidado, para não danificar a superfície de contacto com o espaçador.
6. Procede-se então à pesagem do molde mais base, mais provete com uma precisão de $\pm 1\text{g}$ e regista-se.

Moldagem para 95% de compactação

1 - Execução exatamente igual à moldagem para 100% de compactação, alterando o número de pancadas que passa a ser 25 pancadas por cada camada.

Moldagem para 90% de compactação

1 - Execução exatamente igual à moldagem para 100% de compactação, alterando o número de pancadas que passa a ser 12 pancadas por cada camada.

Determinação do teor em água de cada provete moldado

1. Remove-se uma porção representativa do provete, para se determinar o teor em água antes do início da compactação.
2. Pesa-se uma cápsula ou tabuleiro P3 ($\pm 0,1g$),
3. Coloca-se uma porção dentro do recipiente regista-se P1 ($\pm 0,1g$), esta deve ser pesada imediatamente e colocada na estufa a secar até massa constante a uma temperatura de 105 a 110°C,
4. Após regista-se o peso a massa constante P2 ($\pm 0,1g$).

Embebição e leitura da expansão

1. Coloca-se o conjunto no tanque de embebição, sobre o provete colocamos a placa perfurada com haste ajustável as placas de carga e o tripé com o defletómetro.
2. A quantidade de placas nunca pode ser inferior a 2, e devem ter a altura do pavimento onde se aplicará este material.
3. Regista-se a leitura inicial do defletómetro.
4. Assegura-se que a água no tanque de imersão fica ligeiramente a cima do molde, deixa-se então os moldes em imersão durante 96 horas (4 dias), efetuando se possíveis leituras diárias dos defletómetros.

Escorrimento após embebição

Ao fim das 96 horas de embebição, efetua-se a última leitura no defletómetro, retira-se então o tripé com o defletómetro, retira-se do tanque de embebição o resto do conjunto do molde. Coloca-se o provete a escorrer, em posição ligeiramente inclinada durante 15 min. Pesamos o molde com o solo (P5), para determinar a água absorvida e a baridade

Penetração

1. Coloca-se a placa de carga em anel dentro do molde, instala-se o molde bem centrado na prensa e ajusta-se o pistão ao solo.
2. Inicia-se então o ensaio, a uma velocidade de penetração de 1,27mm/min e efetua-se leituras das forças às penetrações de 0.5, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.5, e 10.0 mm



Figura 15 - Ensaio CBR, equipamento e ensaio e expansão

3.4. METODOLOGIA DE RECOLHA DE DADOS

Os dados foram obtidos por intermédio de ensaios realizados pela empresa responsável pela construção e requalificação das estradas da cidade do Lubango nos últimos 5 anos. A empresa prefere manter a confidencialidade e não ser mencionada no presente trabalho. Foram obtidas a caracterização de amostras escolhidas aleatoriamente, provenientes dos diferentes locais de empréstimo utilizados pela empresa para extração de solos para infraestruturas de transporte.

As amostras foram submetidas a diferentes tipos de ensaios, responsáveis pela sua caracterização e discussão sobre a possibilidade de serem usadas nas diferentes camadas que constituem um pavimento. Foram considerados os seguintes ensaios de caracterização geotécnica:

- Ensaio granulométrico;
- Limites de Atterberg;
- Proctor;
- CBR.

3.5. PLANOS DE TRABALHOS

A Tabela 14 apresenta seguidamente os ensaios realizados e analisados ao longo do desenvolvimento do trabalho.

Tabela 14 - Plano de trabalhos

Objetivo	Ensaio	Nº de ensaios
Identificação Física	Granulometria	29
	Limites de Atterberg	29
Caracterização de Comportamento (Compactação)	Proctor	29
Caracterização Mecânica	CBR	29

4

ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS LABORATORIAIS

4.1. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO FÍSICA

4.1.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Como já foi mencionado no capítulo anterior, a análise granulométrica dos materiais foi realizada segundo a norma portuguesa LNEC E-239. A análise da curva granulométrica obtida por intermédio do ensaio granulométrico mostra a percentagem do peso total das partículas que constituem a amostra, de acordo com as diferentes dimensões das partículas sólidas presentes no solo.

O fuso granulométrico de todos os solos analisados no âmbito deste trabalho é apresentado na Figura 16. Atendendo à grande variabilidade de solos encontrados e de modo a analisar as características dos solos de forma sistemática e mais genérica possível, no presente trabalho agruparam-se as amostras seleccionadas segundo a sua classificação proposta pelas especificações LNEC.

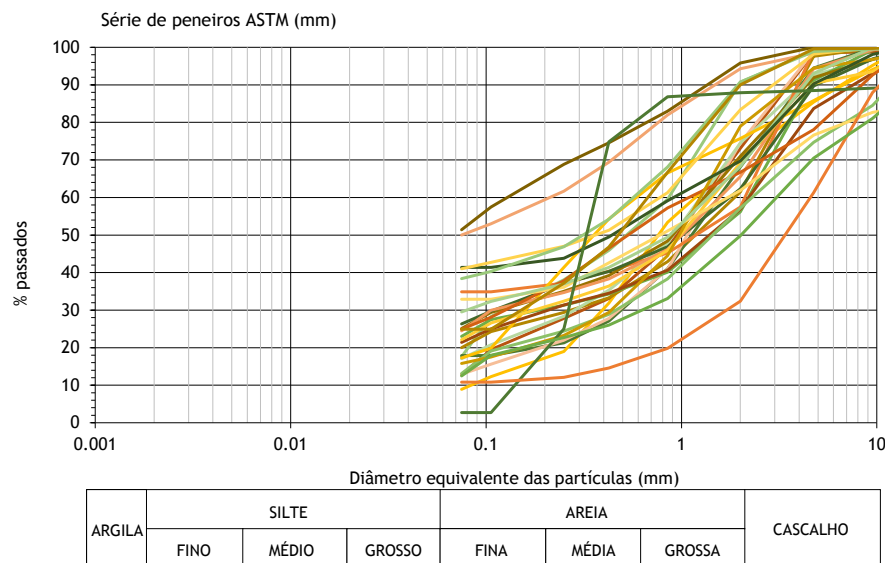


Figura 16 - Análise granulométrica de todos os solos analisados

A organização dos solos, segundo a sua classificação proposta pelas especificações LNEC é apresentada mais adiante no próximo sub-capítulo. Esta divisão por grupos de classes permitiu obter um conjunto diversificado de solos, para melhor tratamento e ajuste das suas características granulométricas.

É de salientar o facto de o estudo apresentar algumas limitações na análise da granulometria de finos, uma vez que o laboratório onde estes ensaios foram realizados não efetua ensaios de sedimentação, o que dificultou o tratamento dos dados da fração fina, passada no peneiro nº 200.

O primeiro grupo de solos analisado é o A-1-a, cujas curvas granulométricas se mostram na Figura 17.

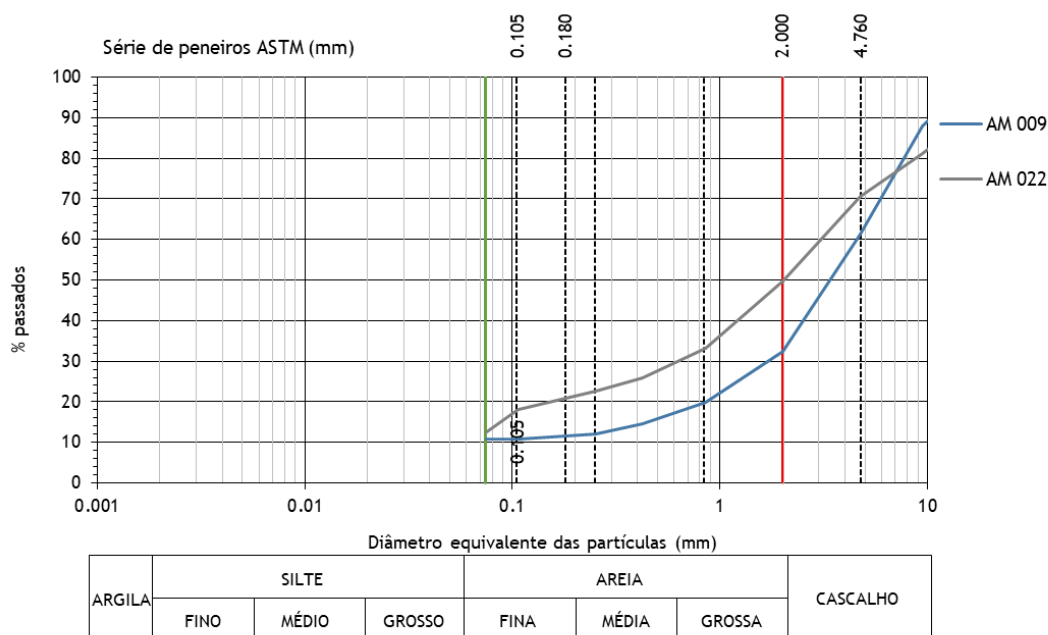


Figura 17 - Análise granulométrica dos Solos do grupo A-1-a

As duas curvas apresentadas na figura anterior são referentes as amostras classificadas dentro do grupo A-1-a, que como foi referido no Capítulo 2, se refere a um material granular misto, nesse caso específico, uma areia com cascalho e material aglutinante fracamente plástico.

Podemos observar que a amostra AM 009 apresenta uma maior quantidade de cascalho visto que apenas 32,4% do material passa no peneiro de diâmetro de 2 mm, peneiro que separa as areias do cascalho. Já a amostra AM 022 possui 49,80% de material passado no mesmo peneiro.

A percentagem de finos contida no material também é pouco significativa, 10,8% e 12,5% para as amostras AM 009 e AM022 respetivamente, o que já nos garante alguma segurança nos uso do material para construção de infraestruturas de transpores rodoviários como leito e aterros para a fundação do pavimento.

A curvatura da amostra AM 022 mostra-se ligeiramente mais ampla em relação a AM 009, significando a presença de material de tamanhos diversos, fornecendo ao solo uma melhor graduação comparando a amostra AM 009. Devido a falta do ensaio de sedimentação, acabamos por ter alguma dificuldade na determinação do D_{10} , por este motivo foi deduzido por aproximação.

Só foi possível determinar o coeficiente de curvatura e de uniformidade da amostra AM 009. Na Tabela 15, podemos verificar que esta amostra representa um solo mal graduado pelo seu coeficiente de curvatura ser superior a 3, o que poderá resultar em um comportamento mecânico pior, comparando a AM 022.

Tabela 15 - Resultados dos parâmetros da distribuição granulométrica para AM009

D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c
0,07	1,85	4,75	67,86	10,29

Os solos da classe A-1-b diferenciam-se dos solos da classe A-1-a, por serem constituídos maioritariamente por areia grossa em vez de cascalho ou seixo. Dentre as amostras estudadas, os solos da classe A-1-b foram dos que mais marcaram presença dentro da gama de amostras observadas, o que leva a crer que se apresentam com alguma abundância na região do Lubango.

Como mostra a Figura 18, a quantidade de material passado no peneiro 10, encontra-se entre um intervalo de 60% a 90% e a quantidade de finos máxima entre as amostras estudadas é de 20%. Finos estes identificados como siltes devido à pouca plasticidade apresentada pelo material durante os ensaios de consistência (ver mais afrente). As amostras AM 004 e AM 020 apresentam cerca de 40% e 35% de areia grossa na sua composição, a combinação destes factores acaba por dar respaldo à classificação realizada baseada pelas especificações LNEC.

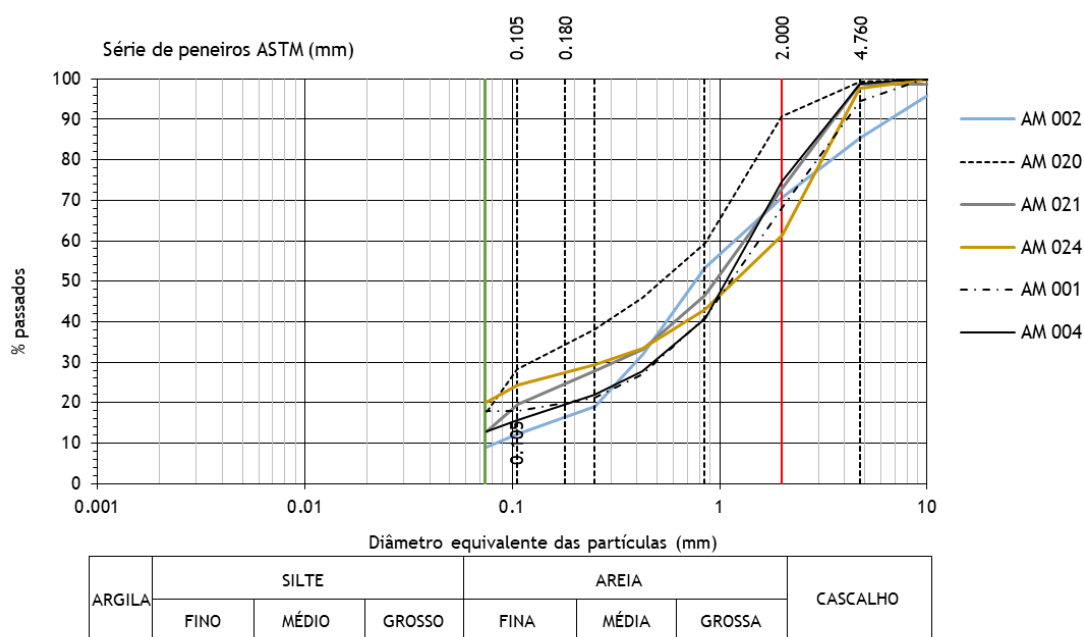


Figura 18 - Análise granulométrica dos Solos do grupo A-1-b

Foram identificadas areias de boa a aceitável graduação. Sendo a amostra AM 002 a única que foi possível a determinação do D_{10} , determinou-se o coeficiente de curvatura, cujo valor se encontra dentro do intervalo representativo de curvas consideradas bem graduadas (Tabela 16). Pela distribuição da curva, detetamos que o seu formato é o que mais se assemelha a um *S*, formato característico de curvas bem graduadas pela provável existência de grãos com diâmetros muito variados.

Tabela 16 - Resultados dos parâmetros da distribuição granulométrica para AM002

D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c
0,08	0,43	1,20	15,00	1,93

Na Figura 19, observa-se a granulometria de 41% das amostras recolhidas classificadas dentro do grupo A-2-4 das especificações da LNEC, representando maioritariamente os solos usados em camadas de fundação dos pavimentos da cidade. Visto que esta classe possui uma grande variedade de materiais granulares, é compreensível que represente a preferência no uso para conceção de infraestruturas de transporte.

Podemos verificar esta grande variabilidade na variação de materiais finos que compõem as amostras estudadas, variando num intervalo de 13,10% a 34,90%. Analisando as curvas, é detetável a presença de grãos de diferentes tamanhos, garantindo o bom comportamento mecânico do solo após a compactação.

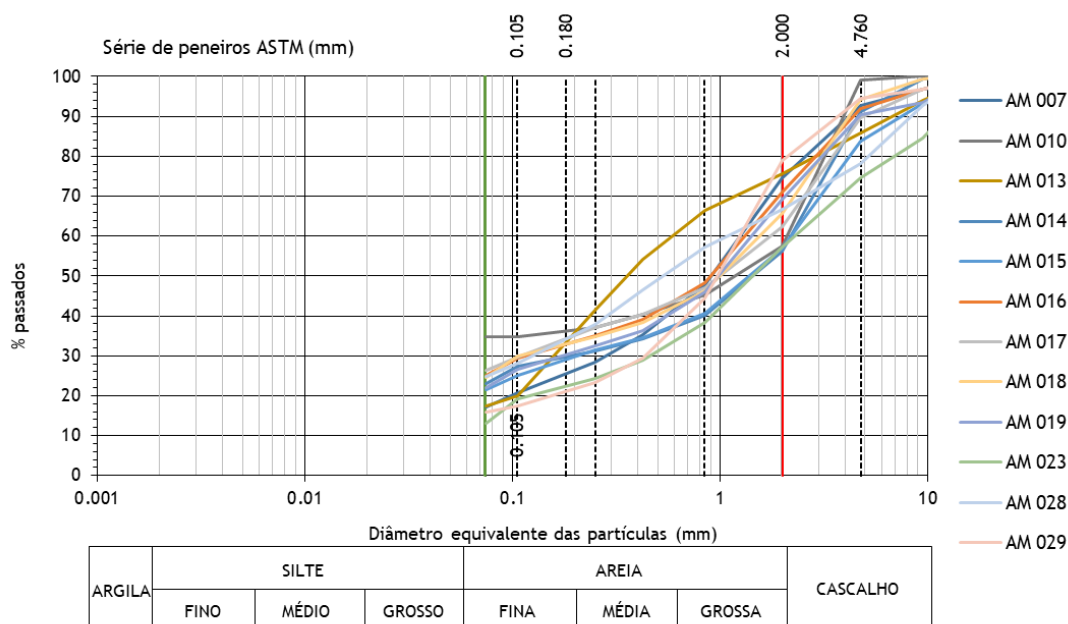


Figura 19 - Análise granulométrica dos Solos do grupo A-2-4

Na mesma família, identificaram-se duas amostras com a classificação A-2-5 e A-2-6, cujas curvas granulométricas se apresentam na Figura 20, com o comportamento semelhante aos materiais do grupo de classificação citado anteriormente. Estes solos possuem curvas de graduação aceitáveis, identificando maioritariamente materiais de natureza granular, por volta dos 70% em média.

Nestes casos, a ausência do ensaio de sedimentação não permitiu a determinação dos parâmetros definidores das curvas granulométricas, o mesmo acontecendo com os grupos de solos seguintes, cada vez com maior percentagem de finos.

Por fim, as Figuras 21 e 22 demonstram as curvas granulométricas dos solos com alta percentagem de finos, foram observados solos desde 38,40% até 51,40% de finos na sua composição. Estes solos são classificados como A-4 (o caso das amostras AM 005 e AM 012) na Figura 21, A-7-5 (amostras AM 030 e AM 032) e A-7-6 (amostras AM 031) na Figura 22.

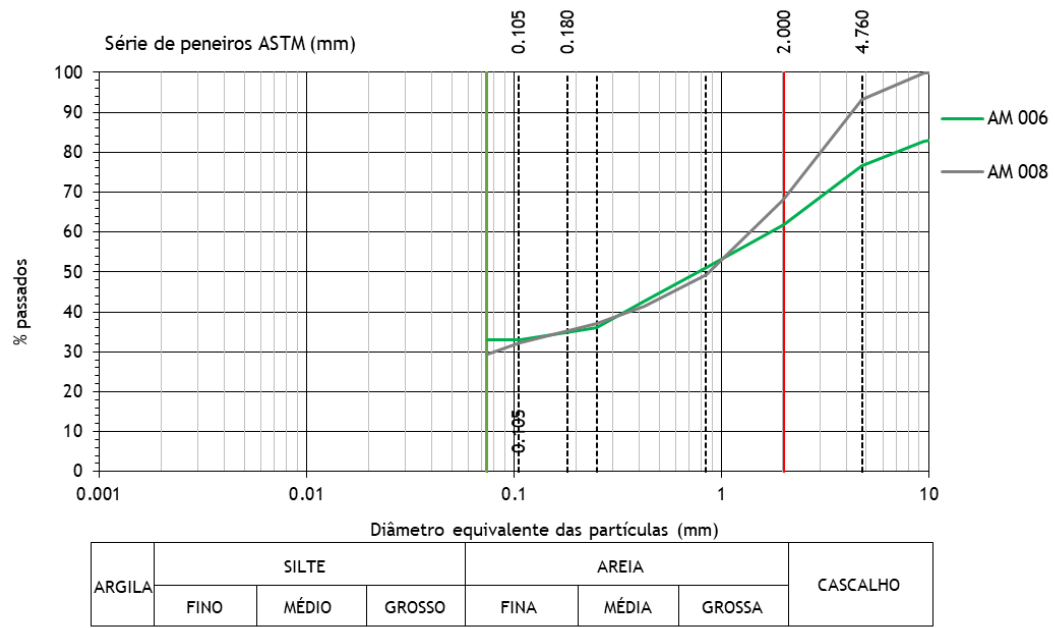


Figura 20 - Análise granulométrica dos Solos do grupo A-2-5 e A-2-6

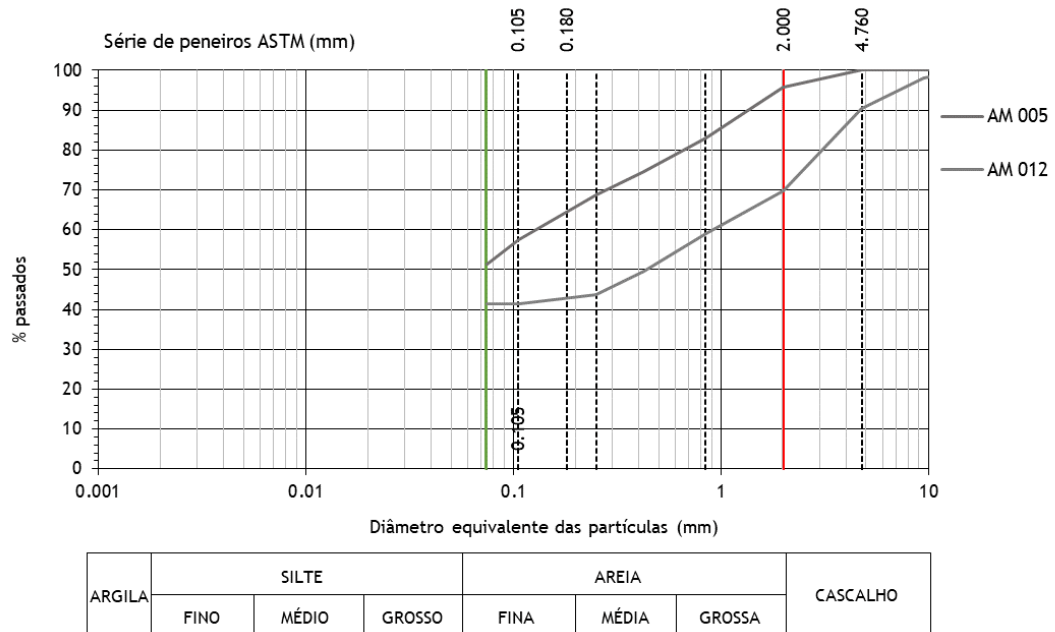


Figura 21 - Análise granulométrica dos Solos do grupo A-4

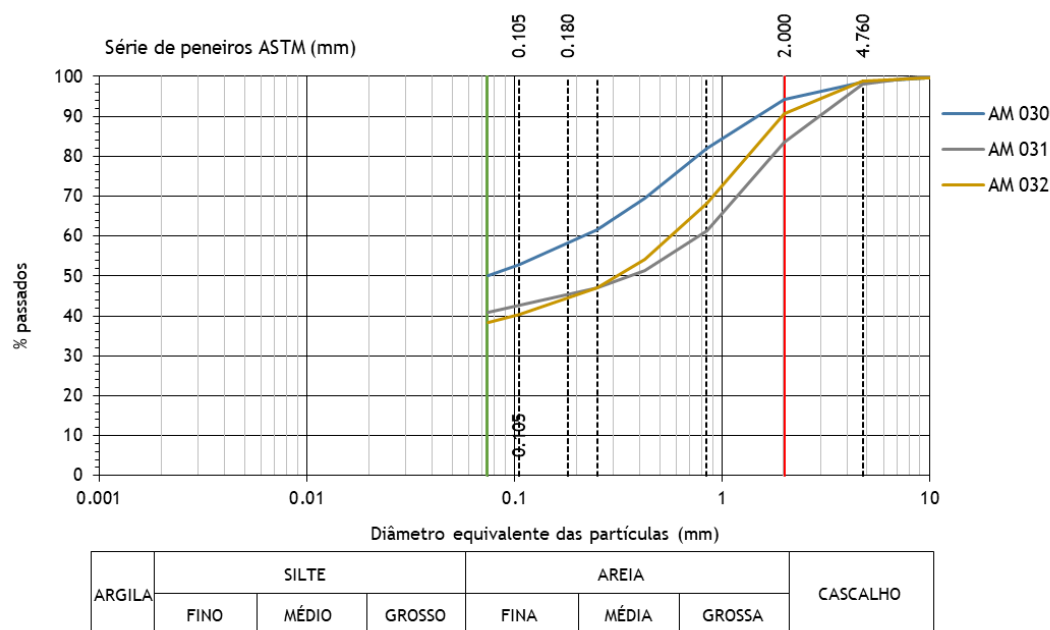


Figura 22 - Análise granulométrica dos Solos do grupo A-7-5 e A-6

Segundo o Caderno de Encargo de Estradas de Portugal (2009), podemos concluir baseados somente na percentagem do material passado no peneiro 200 que cerca de 41% dos solos estudados apresentam as condições granulométricas exigidas para o uso em camadas de leito de pavimento, como se resume na Tabela 17. Não por coincidência, estes solos encontram-se dentro da gama de solos das classes A-1-a, A-1-b e A-2-4 que, de acordo as especificações LNEC E240 (1971), são recomendados para o uso na execução de leito de pavimento devido às suas propriedades geotécnicas. É importante frisar que só a análise da percentagem de finos contida num determinado solo, não é o suficiente para tomar esta decisão, de modos que faremos esta análise mais à frente utilizando outros parâmetros de identificação e caracterização dos solos.

Tabela 17 - Solos com até 20% de percentagem de finos

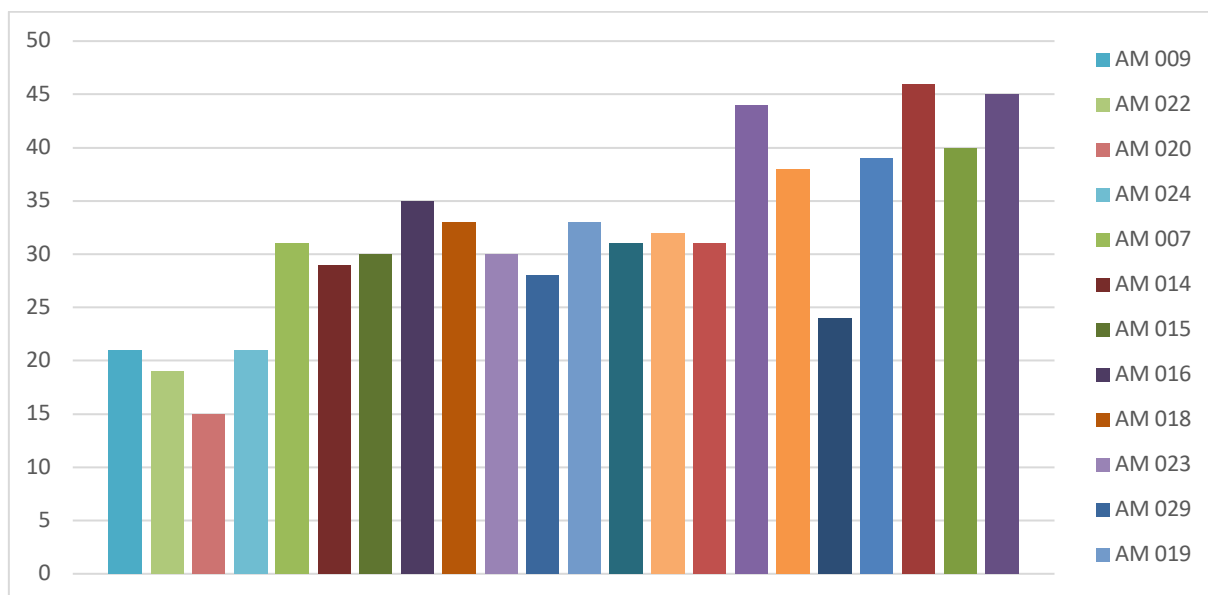
Nº da Amostra	% passado no peneiro 200	Classificação LNEC
AM 001	17,9%	A-1-b
AM 002	8,9%	A-1-b
AM 004	12,90%	A-1-b
AM 007	17,1%	A-2-4
AM 009	10,8%	A-1-a
AM 013	17,3%	A-2-4
AM 020	17,6%	A-1-b
AM 021	12,8%	A-1-b
AM 022	12,5%	A-1-a
AM 023	13,1%	A-2-4
AM 024	20%	A-1-b
AM 029	15,8%	A-2-4

4.1.2. ANÁLISE DOS LIMITES DE CONSISTÊNCIA

No capítulo anterior foi mostrado que a análise da plasticidade dos solos pode ser determinada pela norma portuguesa, especificamente a NP-143. Nesta análise, consideraram-se os mesmos grupos de solos, baseados nas especificações de classificação de solos da LNEC utilizadas na análise granulométrica realizada anteriormente.

Solos com alta plasticidade ou alto teor de fração argilosa não apresentam comportamento geotécnico adequado para o uso em infraestruturas de pavimento devido à elevada deformabilidade que poderão exibir quando forem submetidos a cargas de elevadas magnitudes.

A classificação AASHTO indica que solos com até 6% de índice de plasticidade como excelentes para o uso nas camadas de leito de pavimento, que converge com o valor máximo proposto pelo Caderno de Encargo (Estradas de Portugal, 2009). A classificação AASHTO ainda é mais abrangente e considera solos com IP igual a 10% como bons. Quanto ao limite de liquidez, o Caderno de Encargo de Estradas de Portugal limita como máximo 25%.



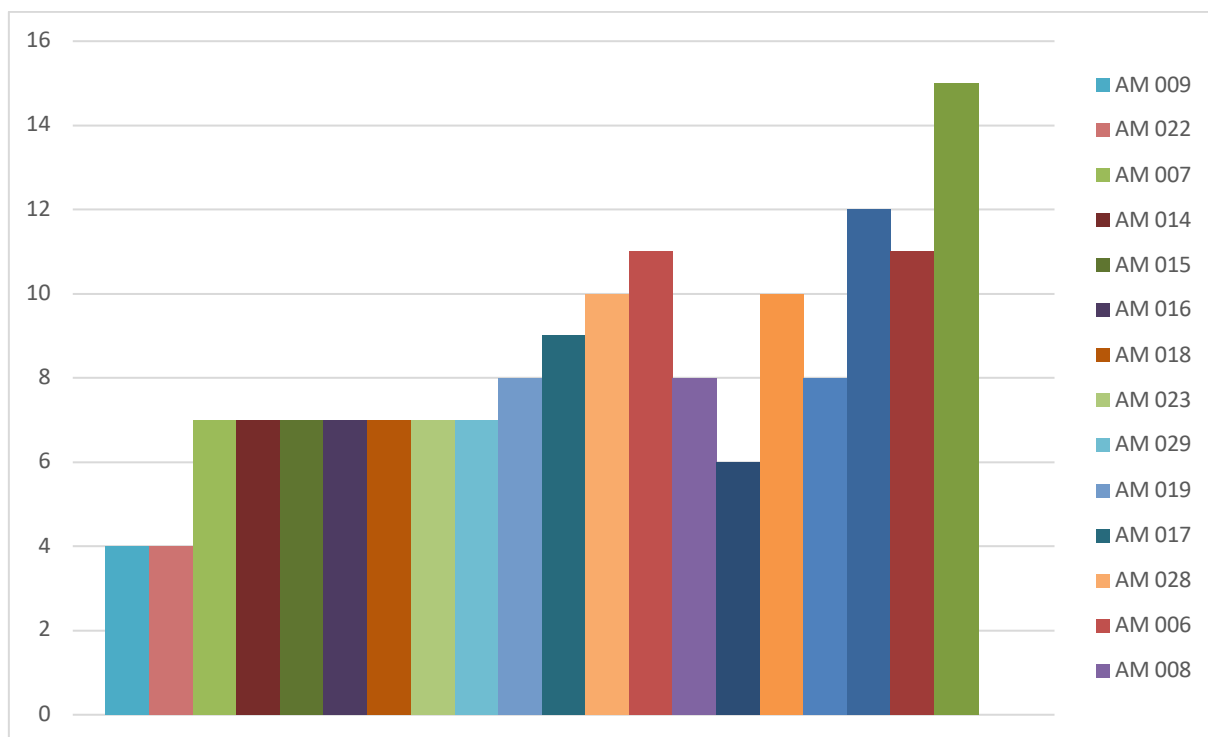


Figura 24 - Valores do índice de plasticidade

As amostras classificadas como A-4 possuem uma variação de IP de NP a 10%, garantindo um comportamento regular no uso para camada de leito devido a outros parâmetros que se apresentam num nível deficitário. Os solos estudados A-7-5 apresentaram naturalmente os valores de IP mais elevados, são tipo de solos a se ter cuidado, nunca devem ser usados como solos para camadas de leito e só poderão constituir camadas de aterro em situações específicas devido a sua alta probabilidade de apresentarem deformações significativas.

As amostras AM 028 e AM 029 são de solos lateríticos e possuem valores do índice de plasticidade inferiores a 15% e de limite de liquidez inferiores a 40%. De acordo com a DNIT (2007), estes solos podem ser considerados para o uso em camadas de base de pavimentos.

Na Tabela 18 encontram-se os valores médios dos resultados do índice de plasticidade e do limite de liquidez das amostras observadas divididas pelos grupos de classificação das especificações da LNEC.

Tabela 18 - Valores médios do LL e IP para as diferentes classes de solo

Classif. LNEC	Quantidade	LL (médio)	IP (médio)
A-1-a	2	20%	4%
A-1-b	6	6%	NP
A-2-4	12	26%	6%
A-2-5	1	44%	8%
A-2-6	1	31%	11%
A-4	4	25,25%	6%
A-6	1	40%	11%
A-7-5	2	45,5%	14%

4.2. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Os solos estudados foram analisados e classificados pelas classificações AASHTO e pela Especificação da LNEC, pela grande utilidade e importância que estas normas apresentam na escolha de materiais para execução de infraestruturas rodoviárias. A Classificação Unificada ASTM também foi utilizada, visto que é a forma mais simples e primária de identificar a natureza de um determinado solo, embora não sirva diretamente como parâmetro de qualidade para o uso do solo no contexto abordado no presente trabalho.

Na Tabela 19 é apresentada a classificação dos solos estudados segundo estas três abordagens, a partir da qual se construiu a Figura 25, onde é feito um resumo dos grupos de solos analisados, através da identificação das respetivas percentagens por grupo.

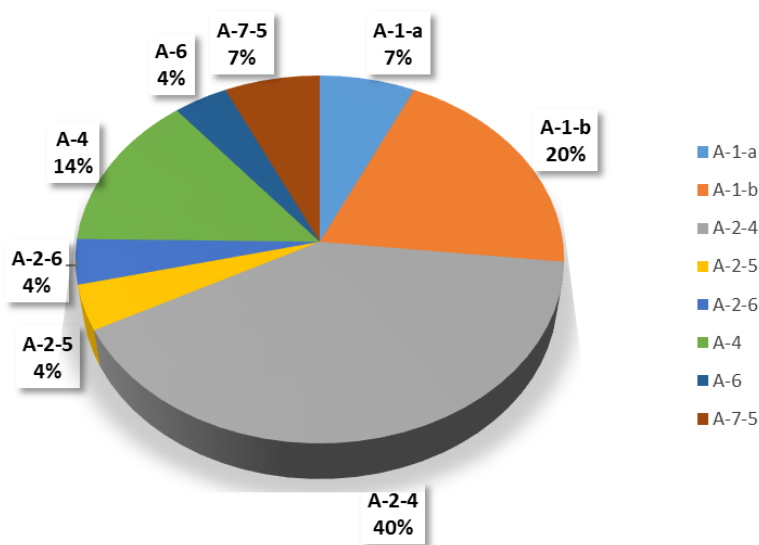


Figura 25 - Percentagem dos grupos de solos analisados

Como já foi referido atrás, os solos estudados apresentam maioritariamente características dos solos que constituem a classe A-2-4 das especificações da LNEC, representando propriamente cerca de 40% dos solos analisados. Estes solos possuem características indicadas para a construção de leito de pavimento, aterros e aterros técnicos. Normalmente lhes é característica a presença de grãos granulares como cascalho, areia grossa, silte e plasticidade superior aos limites do grupo A-1, ou areia fina com siltes sem plasticidade que exceda os materiais do grupo A-3. Cerca de 20% e 7% das amostras recolhidas são classificadas como A-1-b e A-1-a respetivamente, o que as torna ideais para leito de pavimento, geralmente não são desperdiçadas na construção de camadas de aterro pela sua excelente composição, graduação, características físicas e mecânicas. Os grupos A-2-5, A-2-6, A-4, A-6 e A-2-7 representam menor percentagem dos solos analisados, sendo que em obra são aproveitados para regularização de terreno em camadas de aterros.

Apesar da limitação dos dados obtidos, utilizou-se a classificação francesa para classificar as amostras estudadas e verificou-se que 69% das amostras classifica-se como areia e cascalho muito siltoso, convergindo com as outras classificações utilizadas no presente trabalho, como se pode verificar na tabela a seguir.

Tabela 19 - Classificação dos solos estudados

Amostras	Classif. Unificada	Classif. AASHTO	LCPC/SETRA
Am 009	SP - SC - Areia mal graduada com argila e cascalho	A-1-a	B3/B4
Am 022	SC - SM - Areia argilo-siltosa com cascalho	A-1-a	B5
Am 001	SM - Areia siltosa	A-1-b	B5
Am 002	SM - SW - Areia bem graduada com silte	A-1-b	B1/B2
Am 004	SM - Areia siltosa	A-1-b	B5
Am 020	SM - Areia siltosa	A-1-b	B5
Am 021	SM - Areia siltosa	A-1-b	B5
Am 024	SM - Areia siltosa	A-1-b	B5
Am 007	SM - Areia siltosa	A-2-4	B5
Am 014	SC - SM - Areia argilo-siltosa	A-2-4	B5
Am 015	SC - Areia argilosa com cascalho	A-2-4	B5
Am 016	SM - Areia siltosa	A-2-4	B5
Am 018	SM - Areia siltosa	A-2-4	B5
Am 023	SM - Areia siltosa com cascalho	A-2-4	B5
Am 029	SC - SM - Areia argilo-siltosa	A-2-4	B5
Am 019	SM - Areia siltosa	A-2-4	B5
Am 017	SC - Areia argilosa	A-2-4	B5
Am 028	SC - Areia argilosa com cascalho	A-2-4	B5
Am 010	SM - Areia siltosa	A-2-4	B5
Am 013	SM - Areia siltosa	A-2-4	B5
Am 008	SM - Areia siltosa	A-2-5	B5
Am 006	SC - Areia argilosa com cascalho	A-2-6	B5
Am 012	SC - SM - Areia argilo-siltosa	A-4	A1
Am 005	OL - Silte orgânico arenoso	A-4	A1
Am 011	SM - Areia siltosa	A-4	A1
Am 003	SM - Areia siltosa com cascalho	A-4	A1
Am 031	SM - Areia siltosa	A-6	A1
Am 030	SM - Areia siltosa	A-7-5	A1
Am 032	SM - Areia siltosa	A-7-5	A2

4.3. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

O processo de compactação é de extrema importância para se atingir a estabilidade e segurança requerida nas diferentes camadas que constituem um pavimento. De acordo com Gomes e Júnior (2019), a compactação tem como objetivo a redução de vazios e consequente aumento da rigidez e diminuição da permeabilidade, a compactação torna o solo mais homogêneo e a diminuição dos vazios incrementa o valor do peso específico aparente do solo. Com isso obtém-se uma menor variação na humidade, permeabilidade, compressibilidade, erosão e nas características mecânicas como a resistência do material.

As amostras analisadas foram ensaiadas utilizando o método do Proctor Modificado, baseado nas normas propostas pela LNEC E-197. Para melhor análise, dividimos as curvas segundo as especificações LNEC, deste modo conseguimos analisar a variação dos valores do teor de humidade e peso específico dentro de um universo de solos com características semelhantes.

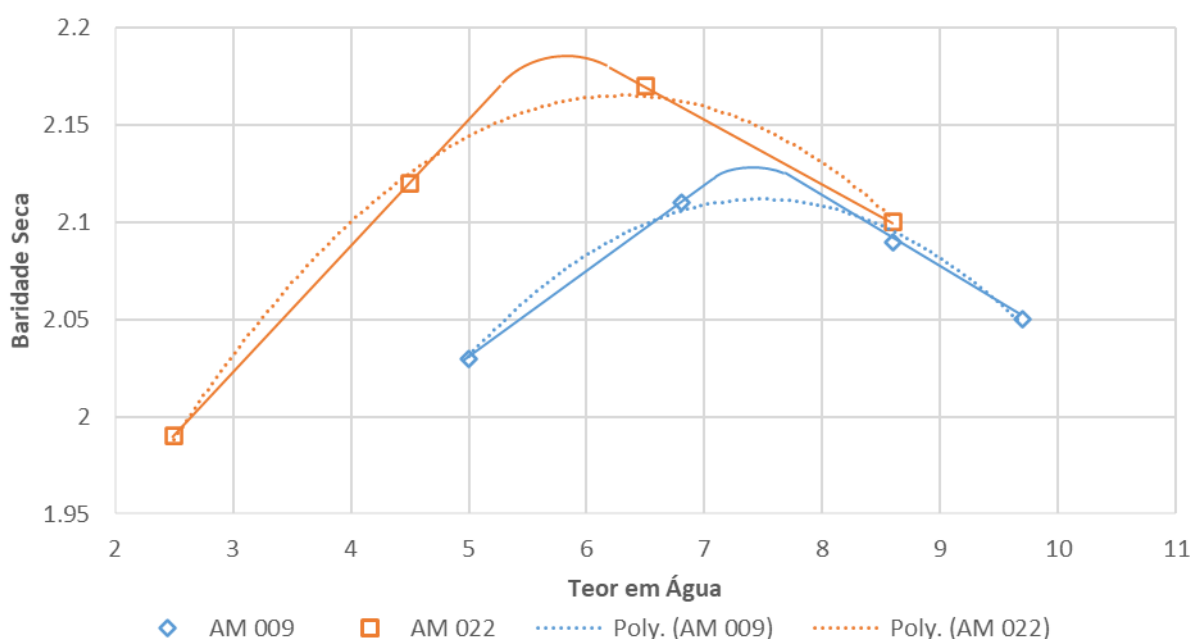


Figura 26 - Curvas de compactação dos solos do grupo A-1-a

Nas amostras pertencentes ao grupo A-1-a (Figura 26), observam-se altos valores da baridade seca máxima e valores baixos referentes ao teor em água ótimo, comportamento característico de curvas de solos granulares com comportamento adequado para se usar como fundação. Comparando com as curvas características apresentadas na Figura 5, podemos concluir que se trata de solos granulares bem graduado pouco argiloso de base estabilizada, os valores da baridade seca máxima convergem com os valores característicos de solos arenosos (mistura de finos e grossos) determinados por Lambe e Whitman (1969). A amostra AM 022 apresenta melhores resultados, fruto da melhor graduação já vista aquando da realização da análise granulométrica do material.

Podemos observar duas curvas diferentes para cada amostra observada, a curva polinomial (a tracejado) é resultado de uma abordagem simplificada, utilizada no tratamento inicial das amostras selecionadas para observação, porém, acabam por apresentar uma falta de precisão nos resultados, uma vez que se afastam os valores reais. Por essa razão, as curvas foram retificadas utilizando o procedimento normalizado atual, considerado mais correto, que consiste na representação de linhas de ajuste aos dois ramos seco e húmido e à concordância com um arco de parábola. Como se pode observar pela

comparação das duas curvas, é notável que o método da curva polinomial resulta em valores mais baixos do peso volúmico seco máximo e mais altos do teor em água ótimo, influenciando de forma inequívoca a análise realizada.

Na Figura 27, essa variação é demonstrada, ao utilizar os dois métodos para obtenção da curva de compactação. Pode observar-se que a curva pertencente à amostra AM 022, utilizando a curva polinomial obteve-se uma baridade seca máxima de 2,17 g/cm³ para um teor em água ótimo de 6,5%, enquanto que a curva de ajuste contínuo (2 retas e um arco) apresenta uma baridade seca máxima de 2,185 g/cm³ para um teor em água ótimo de 5,8%, resultados diferentes dos anteriores, porém mais realistas.

Na Tabela 20, podemos observar a comparação geral dos valores da baridade seca máxima e do teor em água ótimo obtidos para as amostras observadas pelos dois métodos.

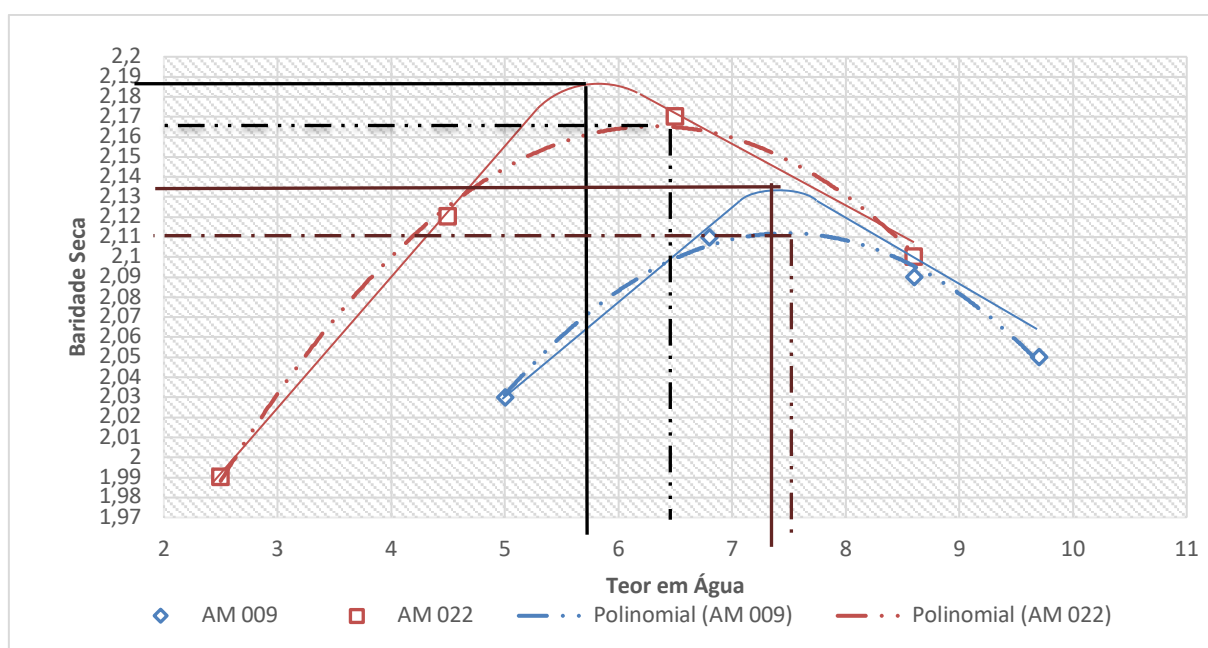


Figura 27 - Comparação da variação dos resultados dos dois métodos para curva de compactação

Tabela 20 - Correção dos valores do ensaio Proctor

Ref. Amostra	Polinomial		Ajuste contínuo	
	Bar. Seca (g/cm3)	Wópt (%)	Bar. Seca (g/cm3)	Wópt (%)
AM 001	1,95	9,3	1,955	8,0
AM 002	1,953	10,3	1,96	8,3
AM 003	2,033	8,7	2,04	8,0
AM 004	2,021	10,3	2,035	10,2
AM 005	1,763	15,7	1,77	15,1
AM 006	2,073	8,8	2,07	9,5
AM 007	2	9,3	2,02	8,9
AM 008	1,953	8,7	1,98	9,0

AM 009	2,112	7,5	2,135	7,2
AM 010	1,86	13,2	1,88	12,6
AM 011	1,961	10,1	1,975	10
AM 012	2,015	9,2	2,02	9,1
AM 013	2,044	8,9	2,05	9,0
AM 014	2,026	9,2	2,03	9,0
AM 015	2,041	9,2	2,053	8,9
AM 016	1,941	11,8	1,949	11,9
AM 017	2,022	9,3	2,04	9,0
AM 018	2,015	9,9	2,02	9,5
AM 019	2,027	10,6	2,032	10,1
AM 020	2,186	5,4	2,2	4,5
AM 021	2,18	6	2,19	4,9
AM 022	2,17	6,5	2,185	5,8
AM 023	2,167	7,3	2,17	6,8
AM 024	2,161	6,5	2,175	5,8
AM 028	2,07	8,1	2,07	8,5
AM 029	2,124	7	2,135	7,8
AM 030	1,94	10	1,945	12,1
AM 031	1,931	11,9	1,95	10,2
AM 032	1,93	10,5	1,94	10,7

Analisando a tabela acima, verifica-se que nem sempre a variação foi tão significativa ou linear, se acredita que é em função da dificuldade obtida nas escalas e aproximação realizadas manualmente, contudo se obteve valores mais favoráveis na maioria das situações.

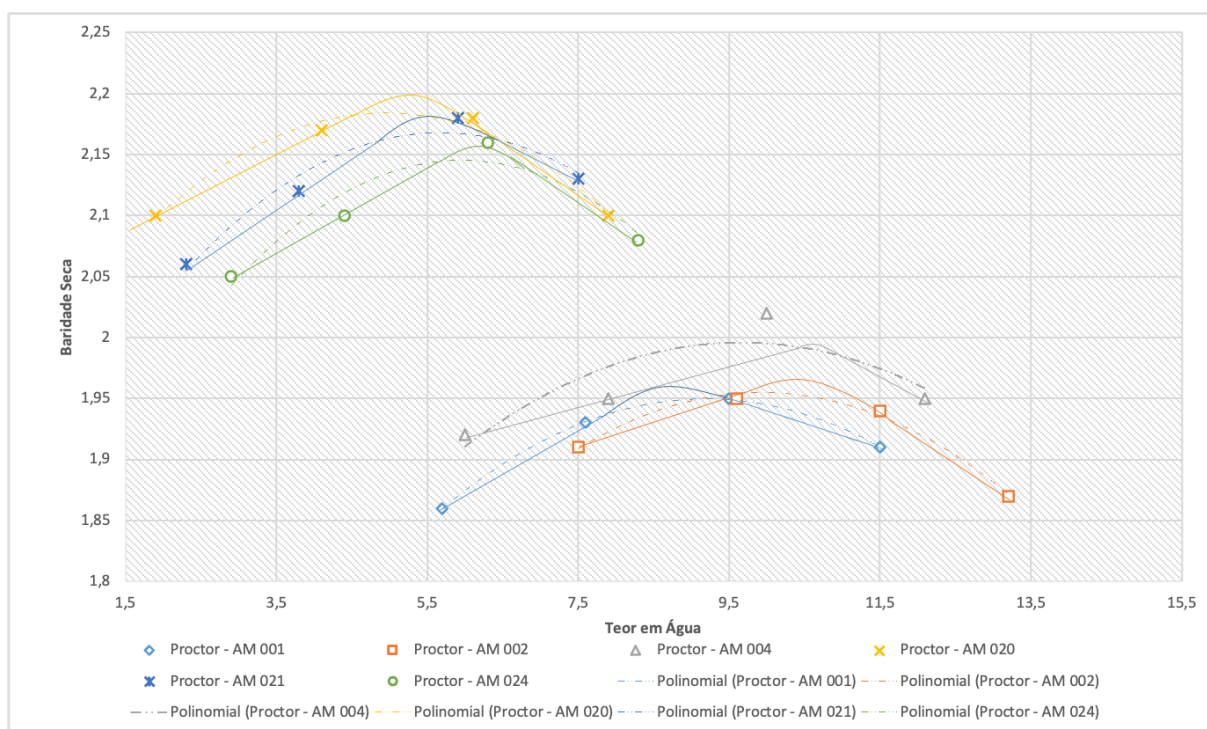


Figura 28 - Curvas de compactação dos solos do grupo A-1-b

Lambe e Whitman (1969) apresentam valores do peso volúmico seco máximo de $20,0 \text{ kN/m}^3$ para areias siltosas (SM), como é o caso dos solos A-1-b observados no presente estudo. Podemos verificar na Figura 28 que os valores da baridade seca máxima rondam os $2,00 \text{ g/cm}^3$, que continua a representar valores satisfatórios de compactação para materiais destinados para conceção de fundação de pavimentos rodoviários. Nota-se pelas curvas que as amostras AM 020, AM021 e AM024 apresentam valores mais altos da baridade seca para níveis de água inferiores. Entretanto, as amostras AM001, AM002 e AM004 apresentam um comportamento contrário as primeiras, embora não comprometam o seu bom comportamento mecânico.

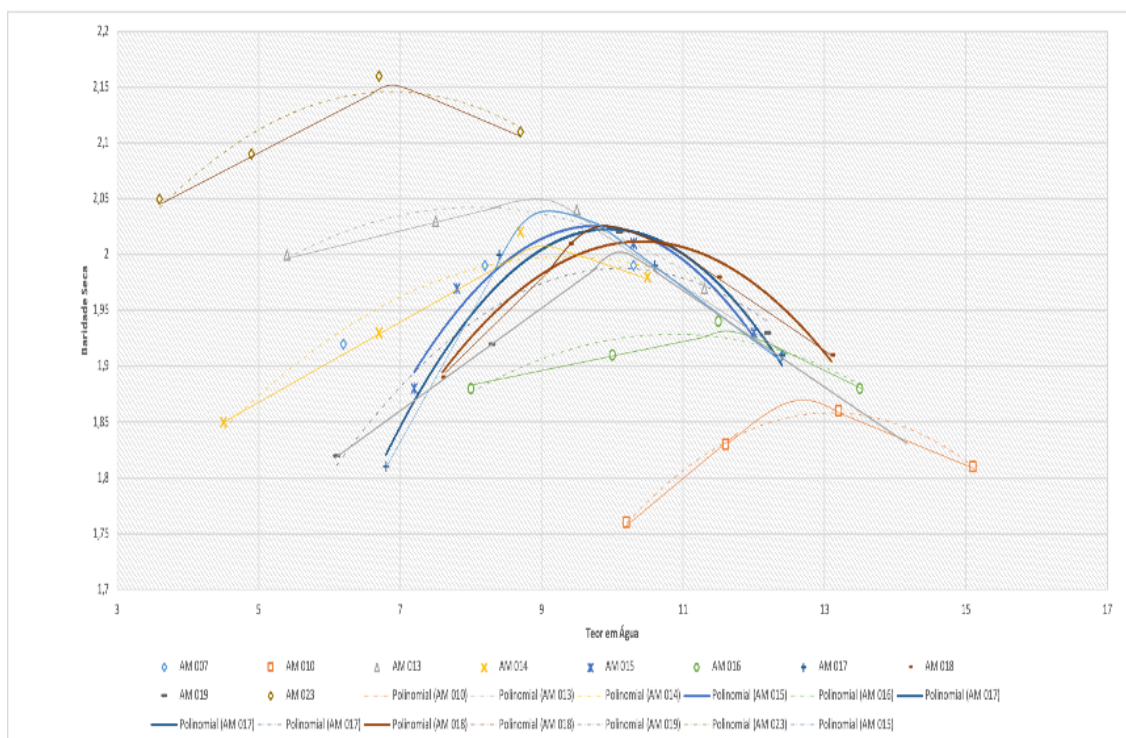


Figura 29 - Curvas de compactação dos solos do grupo A-2-4

A larga variabilidade dos solos do grupo A-2-4 acaba por ser transversal a variabilidade obtida na distribuição das curvas de compactação, apesar de apresentarem o mesmo formato. Por um lado, temos a amostra AM023 com o maior valor do peso específico seco e um reduzido teor em água ótimo, por outro, temos a AM010 com o menor valor do peso específico e o valor mais alto do teor em água ótimo. As restantes curvas apresentam-se em condições semelhantes, isso é, valores muito próximos da baridade e da humidade (fig. 29). Podemos concluir em média que as curvas deste grupo se assemelham a curvas características de areais siltosas observadas na Figura 5 do presente trabalho.

Algumas curvas demonstram uma execução deficiente ou incompleta do ensaio Proctor, pois apresentam curvas de difícil definição do ramo húmido e do ramo seco, o que torna mais difícil a união dos pontos para obter uma curva realística. Provavelmente, esta anomalia é resultado da “escassez” de números de pontos utilizados no momento de execução do ensaio, pelo que se considera que estes procedimentos de ensaio devem ser revistos para melhor identificação do comportamento das amostras.

Na Figura 30, podem observar-se as curvas características dos solos arenosos lateríticos finos. Este tipo de solo apresenta excelente resposta quando submetido a cargas elevadas, razão pela qual ser usado em algumas situações como material para camada de base e sub-base aqui na região do Lubango.

A Laterite apresenta cor avermelhada, boa resistência após a compactação, valores altos do índice CBR e óxido de ferro na sua composição, como se ilustra na Figura 31.

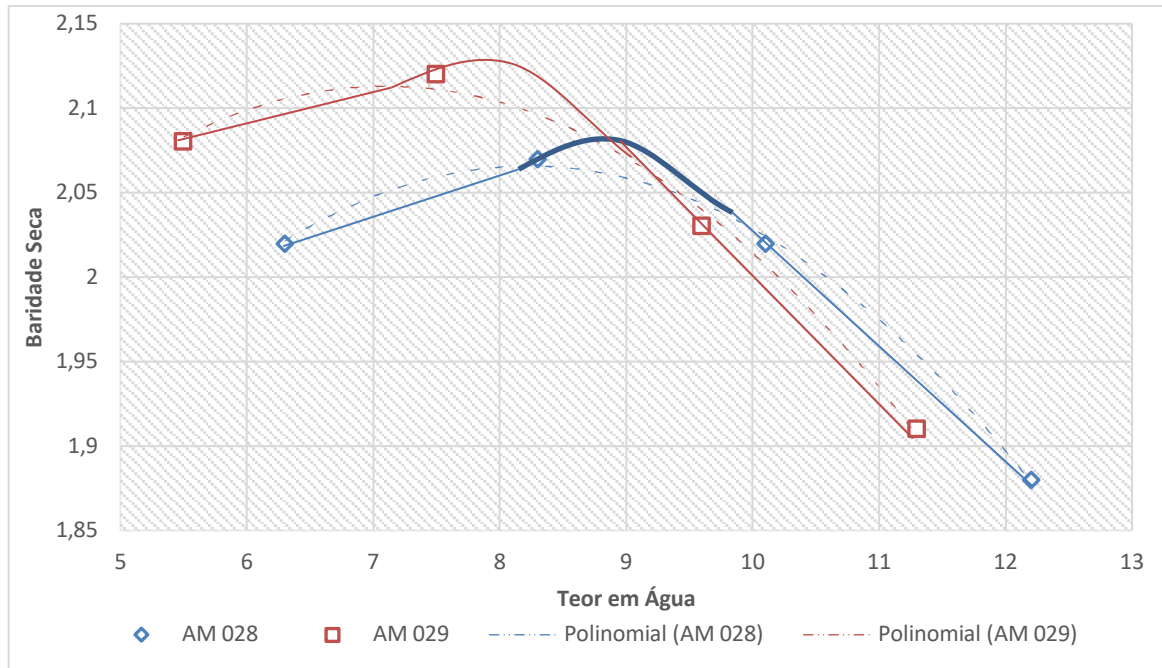


Figura 30 - Curvas de compactação dos solos do grupo A-2-4 (laterite)



Figura 31 - Solo arenoso laterítico

As amostras AM008 e AM006 foram classificadas como A-2-5 e A-2-6 respetivamente e, apresentam na Figura 32 curvas com o comportamento não tão diferente das amostras do grupo A-2-4. A amostra AM006 embora possua um valor do índice de plasticidade de 11%, possui o valor da baridade seca superior à amostra AM008 com praticamente o mesmo teor em água ótimo, resultado da quantidade de cascalho presente na constituição desta amostra.

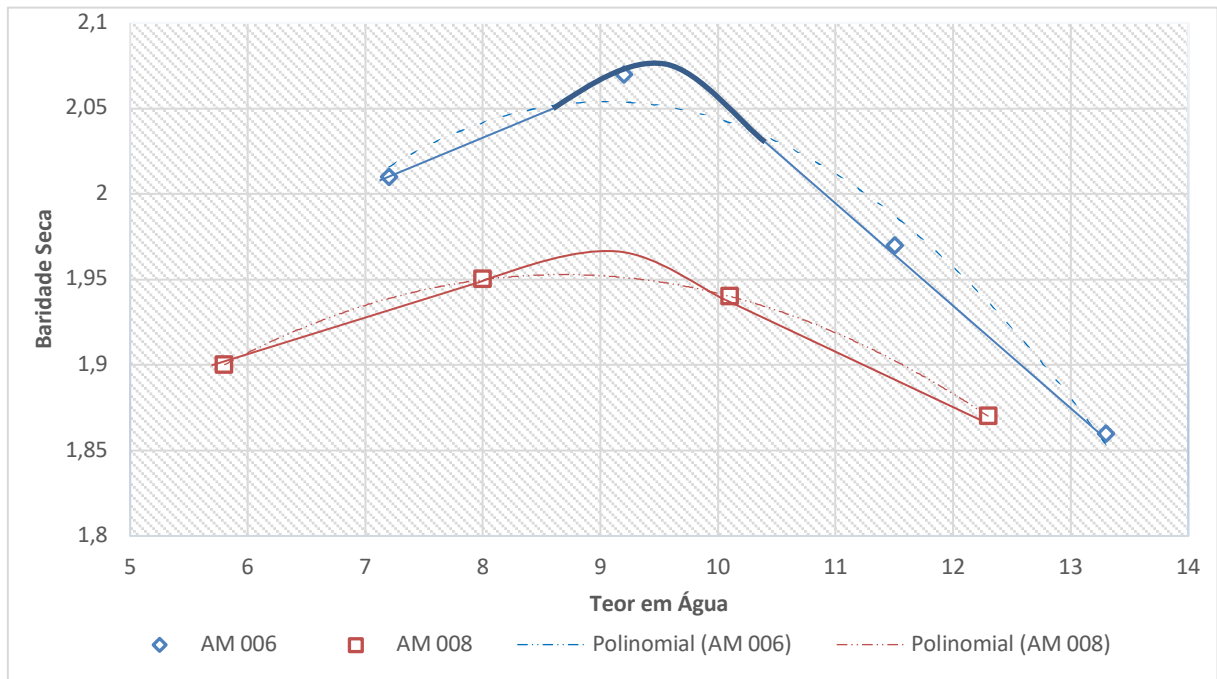


Figura 32 - Curvas de compactação dos solos do grupo A-2-5 e A-2-6

As amostras AM003, AM005, AM 011 e AM012 pertencem ao grupo A-4. Na Figura 33 apresentam-se as curvas características destes solos arenosos com silte, com exceção da amostra AM005 que alcança claramente o menor valor da baridade seca para um alto valor do teor em água ótimo. Analisando a Figura 33, é facilmente detetável que a curva se encontra mais afastada para o canto inferior direito, aproximando-se de curvas características de materiais impróprios para a utilização em infraestruturas de pavimento.

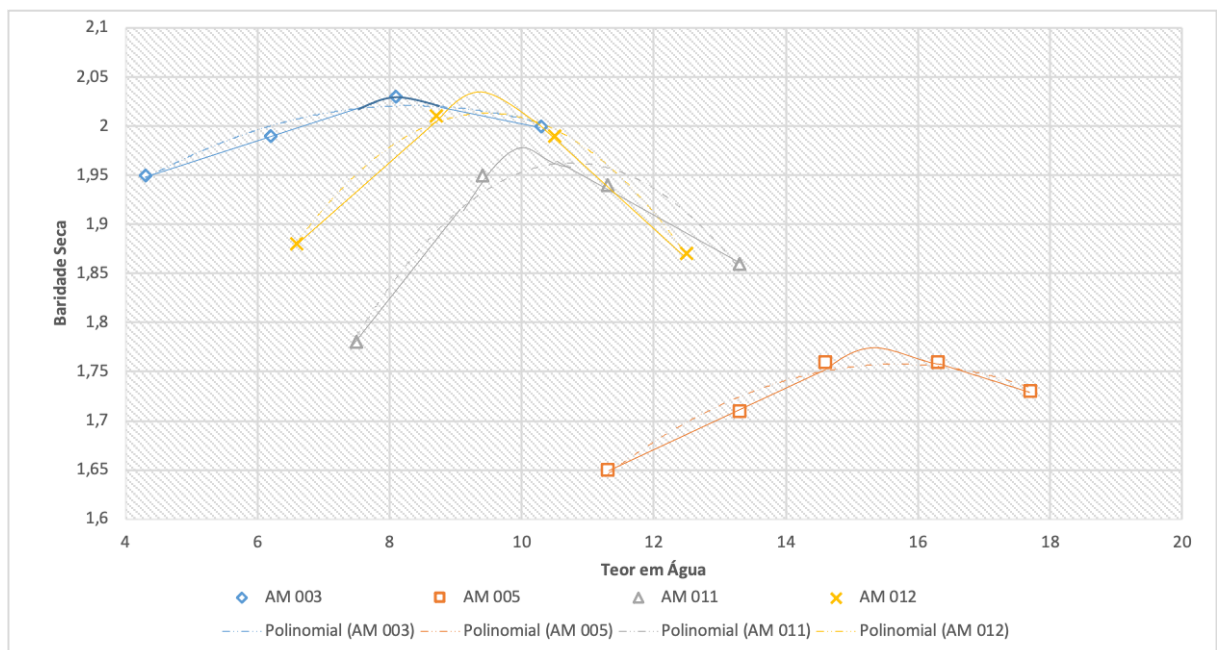


Figura 33 - Curvas de compactação dos solos do grupo A-4

As amostras AM030, AM032 e AM031 possuem alta percentagem de finos, sendo classificados como A-7-5 as amostras AM030 e AM032 e como A-6 a AM031. Como se mostra na Figura 34, as suas curvas evidenciam a necessidade de um maior teor em água para alcançar a baridade seca máxima, comparativamente aos solos observados anteriormente. Por outro lado, a AM031 precisa de menos humidade pra alcançar uma baridade seca ligeiramente maior comparando as amostras AM030 e AM031.

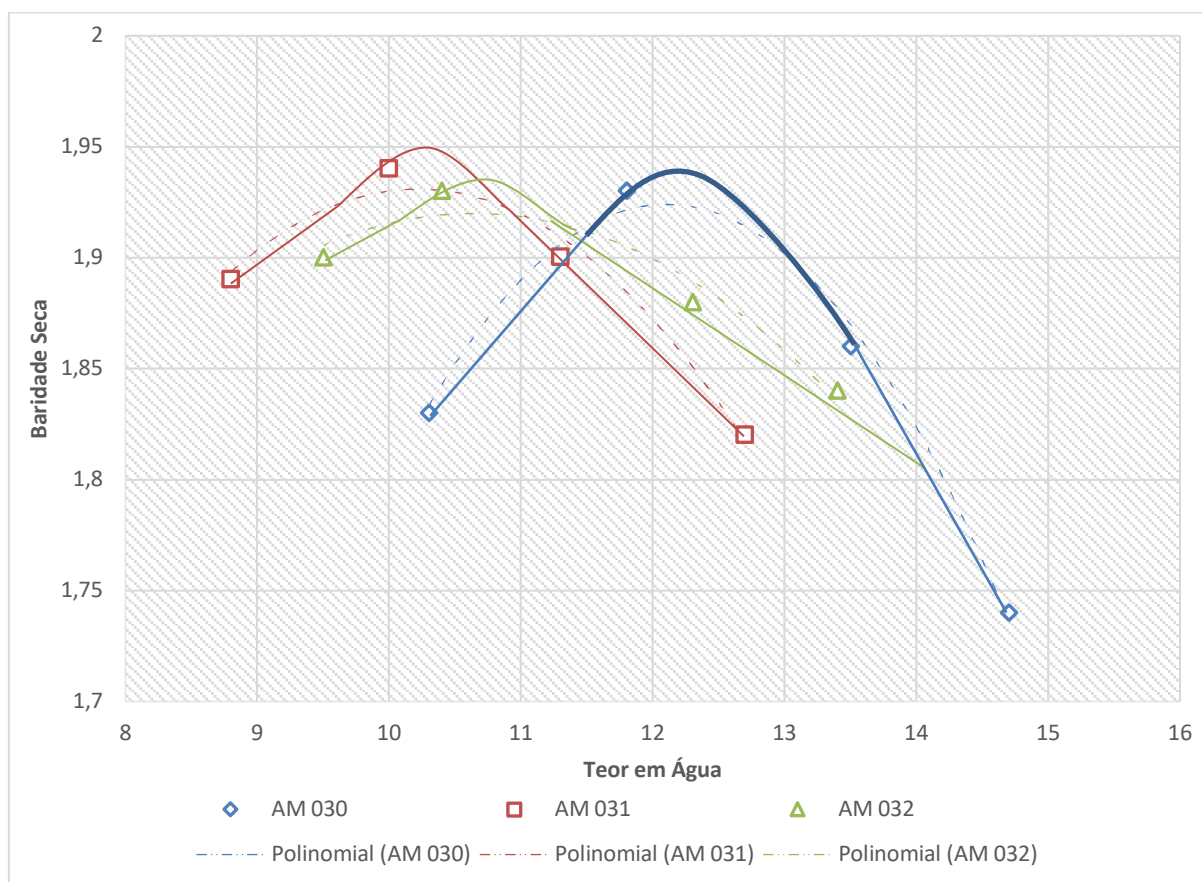


Figura 34 - Curvas de compactação dos solos do grupo A-7-5

4.4. ENSAIOS CBR

O Ensaio CBR está diretamente ligado a capacidade de suporte do solo, uma vez que a percentagem CBR é indicativa da resistência e como consequência do comportamento mecânico do solo. 90% das amostras analisadas apresentam valores de CBR para 95% superiores ao exigido pelo Caderno de Encargo (Estradas de Portugal, 2009). Assim, são teoricamente suficientemente capazes de suportar o tráfego proveniente da estrutura de pavimento e do tráfego previsto, assim como as ações climáticas.

A compilação de todos os valores obtidos para o índice CBR a 95% é apresentada na Figura 35, onde os solos são apresentados agrupados pelos grupos, tal como anteriormente descrito.

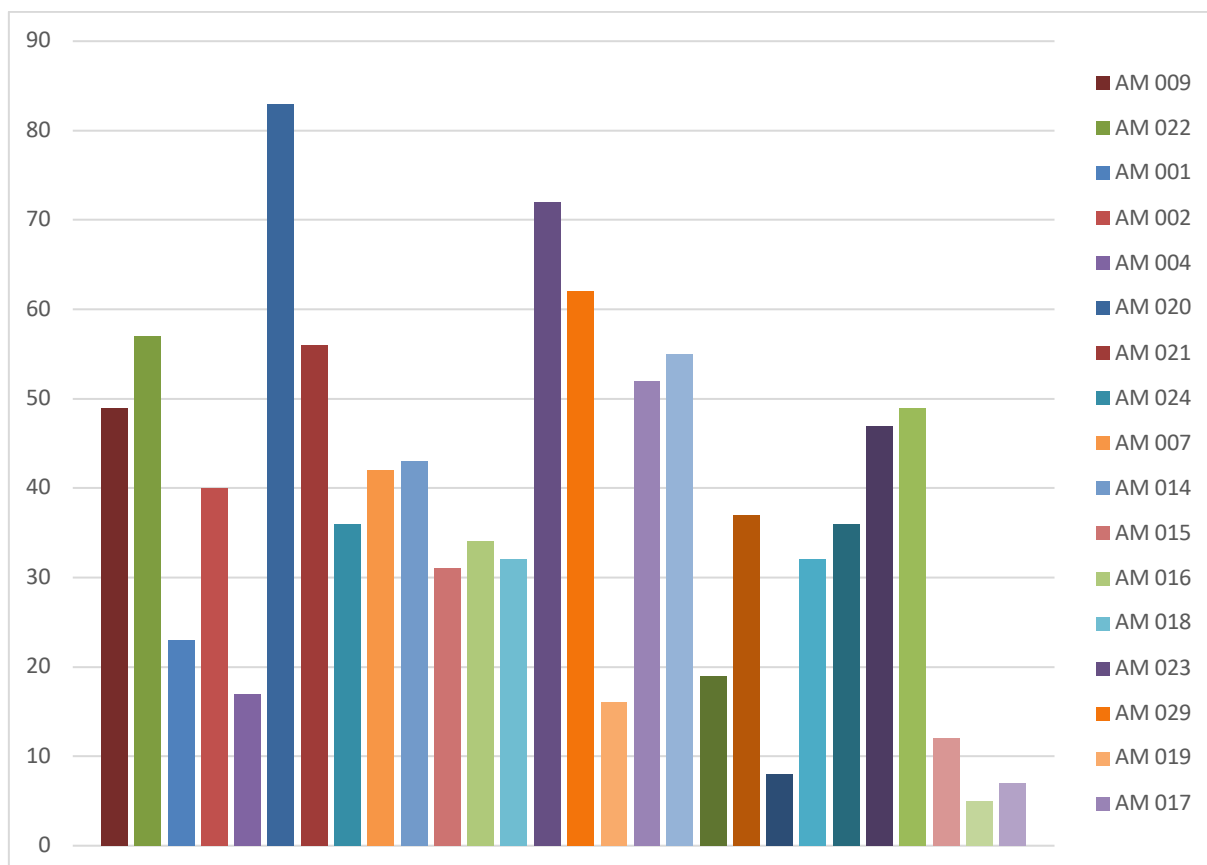


Figura 35 - Valores do Índice CBR para 95%

Os valores variam de um máximo de 83% a um mínimo de 5% de CBR. 34,48% das amostras analisadas possuem CBR superior a 40%. De acordo com a JAE (1995), solos com o índice CBR superior a 40% são ideais para o uso em aterros, leito de pavimento e até em camadas de sub-base, uma vez que são solos com alto teor de cascalho, o que aumenta consideravelmente a sua capacidade resistente. Os resultados do ensaio CBR também embasam as recomendações de que solos do grupo A-7 não devem ser usados na construção do leito de pavimento, visto que apresentam valores baixos do índice CBR (Fig. 35).

O módulo de elasticidade ou módulo de Young é uma grandeza que é proporcional à rigidez de um material quando este é submetido a uma tensão externa de tração ou de compressão. Basicamente, é a razão entre a tensão aplicada e a deformação sofrida pelo corpo, quando o comportamento é linear (Cossolino & Pereira, 2010).

Inicialmente, o dimensionamento dos pavimentos era realizado com base no índice californiano de capacidade de carga (CBR- California Bearing Ratio), mas mais tarde percebeu-se a necessidade de relacionar este índice com o módulo de deformabilidade para traduzir a relação entre a pressão aplicada nos pavimentos e os seus assentamentos. Com base em ensaios dinâmicos a Shell (Shell, 1985) propôs a seguinte expressão para estimativa de E (Santos, 2010):

$$E(MPa) = 10 \times CBR(\%) \quad (4)$$

Os valores demonstrados na Figura 36, são resultado da aplicação da correlação empírica proposta por Shell (1985) para estimativa do módulo de elasticidade por intermédio do índice CBR. Analisando os

resultados, podemos concluir que a amostra AM 020 apresenta rigidez elevada comparada às outras amostras. As amostras AM 008, AM 031 e AM 032 apresentam valores inferiores a 200 MPA, deixando claro a reduzida rigidez que estes solos possuem. Não foi possível estimar o módulo de elasticidade da amostra AM 005 pois não foi possível determinar o valor do CBR a 100%.

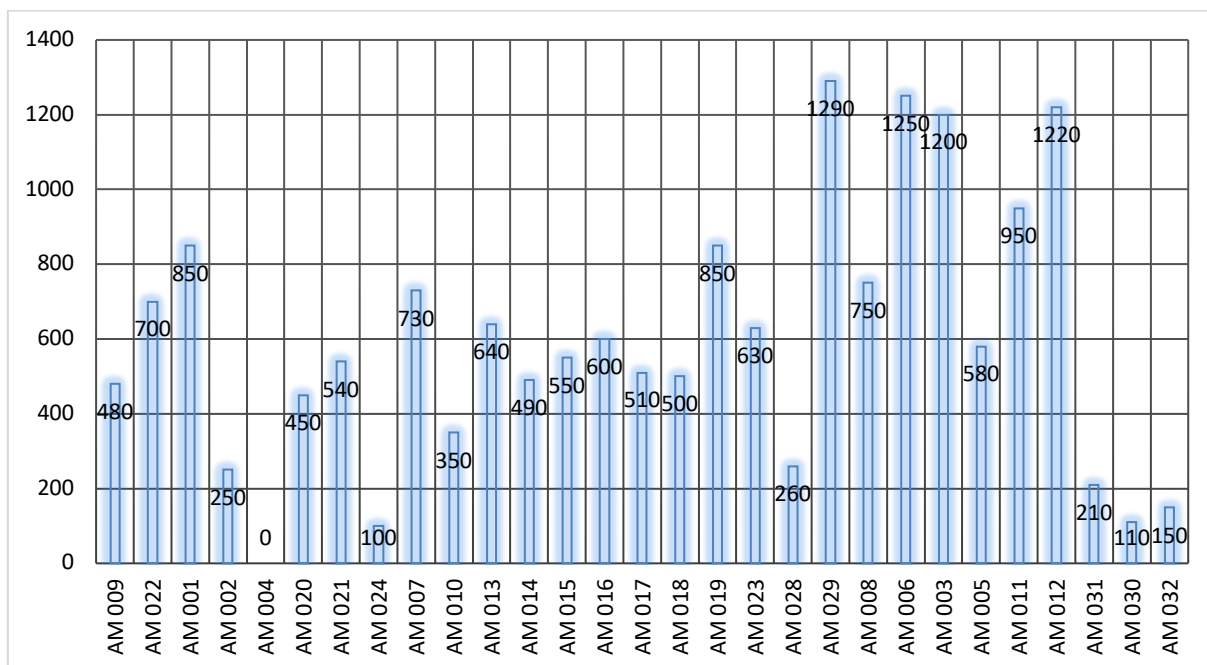


Figura 36 - Valores do módulo de elasticidade das amostras estimado a partir dos resultados CBR

De ressaltar que este método foi utilizado apenas para efectuar uma análise qualitativa do módulo de deformabilidade das amostras observadas. Visto que se trata de fórmulas empíricas muito antigas, actualmente não são recomendadas no caso de estudos avançados, servindo apenas como estimativa ou para efeitos comparativos.

Para a determinação fiável dos módulos de deformabilidade dos solos, é aconselhável o uso de ensaios de laboratório ou in situ, para determinação das propriedades que traduzem a deformação que um solo pode apresentar. Por reconhecer a importância deste parâmetro, foi utilizado o método da Shell (1985), podendo concluir-se que se deve procurar conhecer os dados de deformabilidade dos solos do Lubango utilizados para construção de infraestrutura de pavimentos, o que tornará a análise mais completa.

Na Figura 37, é apresentada a compilação de todos os valores obtidos para a expansão para CBR a 100%, onde os solos estudados se encontram agrupados, tal como anteriormente descrito.

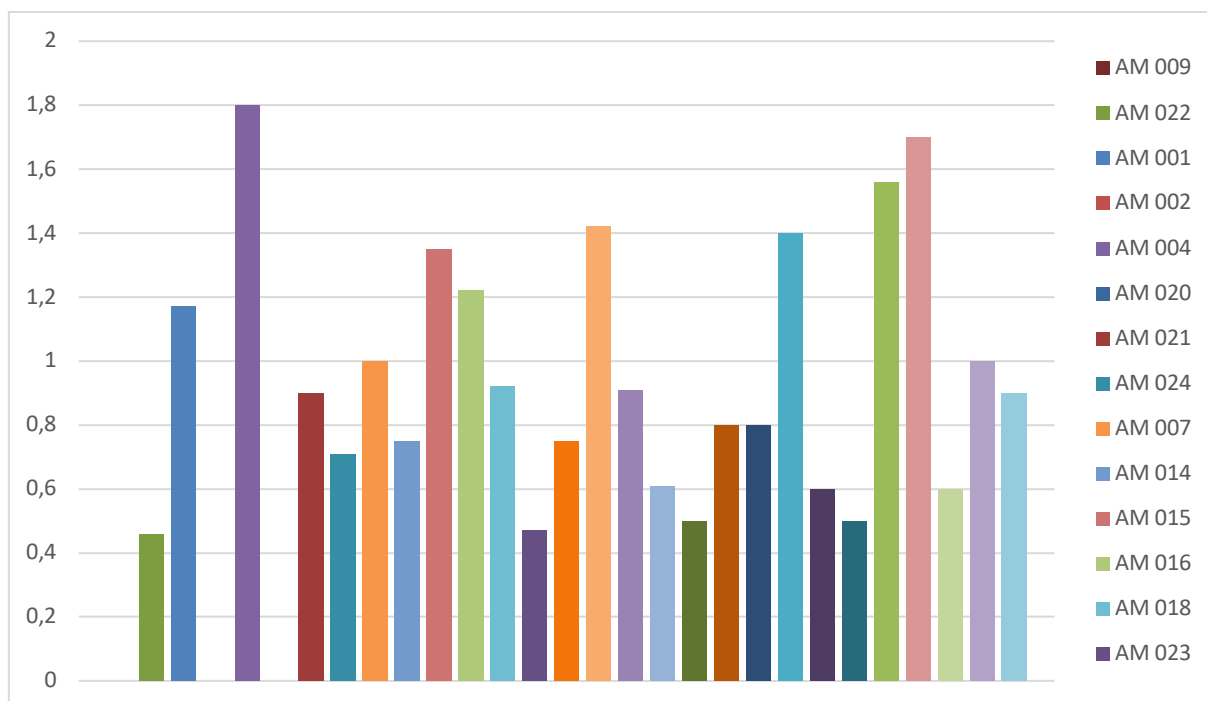


Figura 37 - Valores da Expansão para CBR 100%

No que concerne a expansão, cerca de 10% das amostras excedem o máximo de 1,5% permitido pelo Caderno de Encargo, Estradas de Portugal (2009), 7% pertence ao grupo A-4 e 3% ao A-1-b. O restante 90% garantem o valor exigido para que não haja expansões excessivas do material caso este entre em contacto com a água depois de aplicado, o que poderia resultar na fadiga do material (Fig. 37).

Na tabela abaixo (Tabela 21) são apresentados os valores médios do índice CBR e da expansão para os diferentes grupos de solo, de modo a permitir executar uma análise mais profunda. Por existirem poucas amostras expansivas em média, conclui-se que as amostras não apresentam perigo no que concerne a sua expansão, porém as amostras com 1,5% ou mais devem ser analisadas com cuidado. A expansibilidade destes solos poderá comprometer o pavimento durante a sua vida útil, pelo que, dependendo dos outros parâmetros, estes solos deverão ser considerados somente para uso nas camadas de aterro. Caso se pretenda aplicar estes solos em camadas de leito, tal só poderá ser feito após algum tipo de tratamento.

Tabela 21 - Valores médios do CBR e Expansão para as diferentes classes de solo

Classif. LNEC	Quantidade	CBR 95%	Expansão
A-1-a	2	53%	0,23%
A-1-b	6	42,5%	0,76%
A-2-4	12	42,75%	0,89%
A-2-5	1	8%	0,8%
A-2-6	1	32%	1,4%
A-4	4	35,25%	1,09%
A-6	1	5%	1%
A-7-5	2	9,5%	0,75%

4.5. APLICABILIDADE PARA INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE

Neste subcapítulo será feita uma análise global baseada em todos os parâmetros disponíveis e deduzidos. Cada amostra foi analisada de forma minuciosa, sendo avaliada a sua utilização na construção de camadas de aterros, leito e sub-base, tendo em conta as propriedades granulométricas, limites de consistência, compactação, CBR, índice de grupo e classificação das amostras.

As decisões foram baseadas nas normas citadas no referencial teórico do presente trabalho, propriamente no MACOPAV, Caderno de encargo das estradas de Portugal, Especificações LNEC e Classificação AASHTO.

Na Tabela 22, encontram-se dispostas as características físicas das amostras observadas no presente trabalho.

Tabela 22 - Características físicas das amostras

Ref. Amostra	< 0,074 mm (%)	LL	IP	Bar. Seca máx (g/cm ³)	w _{opt} (%)
AM 001	17,9	N.P	N.P	1,95	9,3
AM 002	8,9	N.P	N.P	1,953	10,3
AM 003	38,6	N.P	N.P	2,033	8,7
AM 004	12,9	N.P	N.P	2,021	10,3
AM 005	51,4	39	8	1,763	15,7
AM 006	32,9	31	11	2,073	8,8
AM 007	17,1	31	7	2	9,3
AM 008	29,5	44	8	1,953	8,7
AM 009	10,8	21	4	2,112	7,5
AM 010	34,9	N.P	N.P	1,86	13,2
AM 011	42,1	38	10	1,961	10,1
AM 012	41,4	24	6	2,015	9,2
AM 013	17,3	N.P	N.P	2,044	8,9
AM 014	23	29	7	2,026	9,2
AM 015	21,4	30	7	2,041	9,2
AM 016	25,1	35	7	1,941	11,8
AM 017	26,3	31	9	2,022	9,3
AM 018	24,5	33	7	2,015	9,9
AM 019	22,1	33	8	2,027	10,6
AM 020	17,6	15	0	2,186	5,4
AM 021	12,8	N.P	N.P	2,18	6
AM 022	12,5	19	4	2,17	6,5
AM 023	13,1	30	7	2,167	7,3

AM 024	20	21	N.P	2,161	6,5
AM 028	24,9	32	10	2,07	8,1
AM 029	15,8	28	7	2,124	7
AM 030	50	46	12	1,94	10
AM 031	41	40	11	1,931	11,9
AM 032	38,4	45	15	1,93	10,5

Pode concluir-se que 24% das amostras possuem mais de 35% de finos na sua composição, em contraste com 38% das amostras que são de materiais não plásticos ou pouco plásticos. As propriedades referentes à compactação são satisfatórias, sendo que 65,5% das amostras apresentam uma baridade seca máxima igual ou superior a 2,0 g/cm³ e 69% apresentam o teor em água ótimo abaixo dos 10%.

Na Tabela 23, são resumidas as características de suporte e classificação das amostras estudadas.

Tabela 23 - Características de suporte e classificação das amostras

Ref. Amostra	Características de suporte					
	CBR 95%	Exp. 95%	CBR 100%	Exp. 100%	IG	E (MPa)
AM 001	23	0,57	48	1,17	0	480
AM 002	40	0	70	0	0	700
AM 003	49	1,48	85	1,56	0,72	850
AM 004	17	1	25	1,8	0	250
AM 005	9	1	-	1,7	3,28	-
AM 006	32	1	45	1,4	0,179	450
AM 007	42	0,9	54	1	0	540
AM 008	8	0,6	10	0,8	0	100
AM 009	49	0	73	0	0	730
AM 010	19	0,5	35	0,5	0	350
AM 011	47	0,8	64	0,6	1,42	640
AM 012	36	0,4	49	0,5	1,28	490
AM 013	37	0,5	55	0,8	0	550
AM 014	43	0,61	60	0,75	0	600
AM 015	31	0,96	51	1,35	0	510
AM 016	34	1,01	50	1,22	0	500
AM 017	52	0,64	85	0,91	0	850
AM 018	32	0,68	63	0,92	0	630
AM 019	16	0,79	26	1,42	0	260
AM 020	83	0	129	0	0	1290
AM 021	56	0,57	75	0,9	0	750

AM 022	57	0,29	125	0,46	0	1250
AM 023	72	0,38	120	0,47	0	1200
AM 024	36	0,29	58	0,71	0	580
AM 028	55	0,44	95	0,61	0	950
AM 029	62	0,54	122	0,75	0	1220
AM 030	12	0,5	21	0,6	4,15	210
AM 031	5	0,8	11	1	1,46	110
AM 032	7	0,6	15	0,9	1,935	150

Por limitações operacionais e disponibilidade laboratorial, os solos observados não foram submetidos a ensaios de resistência mecânica, o que nos ajudaria a analisar com maior detalhe o comportamento mecânico das amostras e perceber melhor as deformações que estes solos poderão vir a apresentar como o passar do tempo. Contudo, os ensaios CBR realizados fornecem informações fiáveis da capacidade de suporte que estes solos podem apresentar, permitindo auxiliar na escolha dos materiais mais adequados para serem utilizados nas diferentes camadas que constituem um pavimento.

O caderno de encargo de Estradas de Portugal (2009) define um mínimo de 10% para o índice CBR a 95% dos solos utilizados em camadas de leito e a JAE (1995) define um valor mínimo de 40% como ideal para solos que se deseja usar na construção de camadas de sub-base. Pelo menos 45% dos materiais estudados poderiam ser analisados mais profundamente para o seu uso em camadas de base e 86% para uso em camadas de leito de pavimento.

O valor baixo do Índice de Grupo das diferentes amostras, também é elucidativo sobre o provável comportamento satisfatório destas amostras caso sejam aplicadas em infraestruturas de transporte.

A tabela seguinte (Tabela 24) resume a aplicabilidade e utilização das amostras estudadas em infraestruturas de pavimento. Após a análise combinada dos parâmetros disponíveis, foram marcadas com a letra S os solos que cumprem 100% com as condições exigidas para o seu uso específico. A letra P traduz a possibilidade do uso em situações especiais, pela razão de cumprir com a maioria das exigências. A letra N sinaliza a não permissão da utilização do material.

Tabela 24 - Utilização das amostras nas diferentes camadas de um pavimento

Ref. Amostra	Utilização		
	Corpo de Aterro	Leito	Sub-base
AM 001	S	S	P
AM 002	S	S	S
AM 003	S	N	N
AM 004	S	P	N
AM 005	N	N	N
AM 006	S	N	N
AM 007	S	P	N
AM 008	P	N	N
AM 009	S	S	S

AM 010	S	S	N
AM 011	S	N	N
AM 012	S	N	N
AM 013	S	S	P
AM 014	S	P	N
AM 015	S	P	N
AM 016	S	P	N
AM 017	S	P	N
AM 018	S	P	N
AM 019	S	P	N
AM 020	S	S	S
AM 021	S	S	S
AM 022	S	S	S
AM 023	S	P	N
AM 024	S	S	P
AM 028	S	S	N
AM 029	S	S	N
AM 030	P	N	N
AM 031	P	N	N
AM 032	P	N	N

Como se pode observar na Figura 38, 83% das amostras analisadas apresentam características satisfatórias para utilização de camadas de aterro. Esta elevada percentagem é considerada expectável, visto que os aterros possuem exigências inferiores comparativamente às camadas de leito e de sub-base. Por outro lado, 14% destas amostras podem ser usadas em situações especiais, como por exemplo na parte inferior do aterro ou mesmo em corpos de aterro, mas não seriam muito aconselháveis na parte superior de aterros pois possuem grande percentagem de finos, pouca capacidade de suporte e alguns casos plasticidade alta. Por fim, a amostra AM 005 que representa cerca de 3% das amostras estudadas, foi reprovada para o uso em camadas de aterro devido à presença de matéria orgânica.

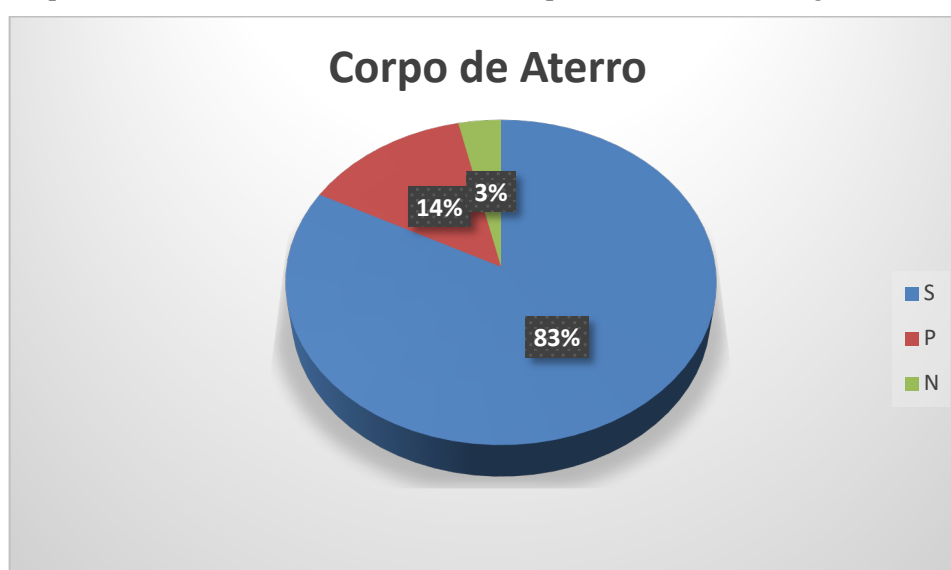


Figura 38 - Utilização das amostras na construção de aterros

No caso dos materiais que podem constituir o leito de pavimento, a Figura 39 indica que 38% dos materiais analisados servem para este fim. Solos do grupo A-1 e alguns do grupo A-2-4 constituem os 38% de solos aprovados para o uso em camadas de aterro pois cumprem com todos os requisitos exigidos devido a sua excelente graduação e composição. Por outro lado, 31% podem ser utilizados em situações específicas, visto que alguns parâmetros não correspondem com os valores exigidos. Neste caso, há situações que carecem de análise mais profunda, que pode resultar na viabilidade do uso do material em casos específicos, nomeadamente caso não comprometa o pavimento.



Figura 39 - Utilização das amostras na construção de leito de pavimento

Uma decisão viável seria a mistura destes solos com materiais grosseiros de pouca plasticidade, uma vez que se trata de uma solução económica para o melhoramento das capacidades mecânicas e consequente aplicação em campo em condições desejáveis deste solo. (Figura 39).

Não é muito comum o uso de solos naturais na construção de camadas de sub-base na cidade do Lubango. Normalmente eles são constituídos por materiais britados de granulometria extensa feitos em pedreiras, porém 17% dos materiais analisados apresentam características que podem ser satisfatórias na conceção de camadas de sub-base, como se mostra na Figura 40. Isto deve-se ao alto valor do índice de CBR que estas amostras apresentam. Por exemplo, a amostra AM 020, grupo A-1-b e não plástico, atingiu valores de CBR superiores a 80% e 0% expansão e módulo de Young superior a 1200 MPa. Estes resultados abrem até a possibilidade deste solo ser usado em camadas de base de pavimentos rodoviários.

Ainda assim, maior parte das amostras apresentam valores indesejados para o uso em camadas específicas de um pavimento, a não ser que passem por tratamento, nomeadamente em misturas com agentes cimentícios, de modo a aumentar a sua resistência mecânica.

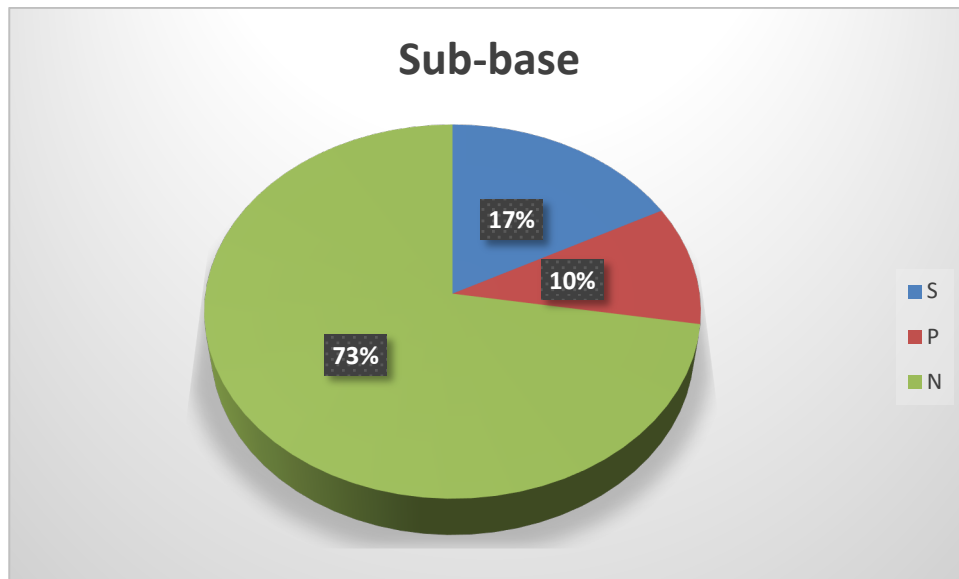


Figura 40 - Utilização das amostras na construção de camada de sub-base

De ressaltar que a escolha do material a ser usado na construção de infraestruturas de rodoviárias não é o único fator importante para se garantir a excelência dos pavimentos. De facto, deve-se aliar a seleção rigorosa de solos a um estudo profundo da drenagem das águas que poderão escoar superficial e/ou profundamente pelo pavimento e, garantir o cumprimento dos procedimentos de execução e tratamento do material em obra. A rede de drenagem deficitária dos pavimentos da cidade foi por muitos anos uma das principais razões das excessivas patologias que os pavimentos da cidade apresentavam. Lubango é uma cidade com elevado nível de precipitação e encontra-se atravessada por rios e linhas de água que precisam ser acauteladas e devidamente consideradas no projeto, dimensionamento e processo de construção de estradas.

5

CONCLUSÕES

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Embora ainda haja muito a ser investigado e analisado sobre os solos naturais do Lubango com características geotécnicas para a aplicação em infraestruturas de transporte, sobre os resultados disponíveis, acredita-se que o investimento em ensaios de caracterização mecânica e determinação da resistência e rigidez do solo, poderia complementar as análises e torná-las mais completas, ajudando a identificar e prever melhor o seu comportamento real em serviço.

As análises granulométricas das amostras observadas apresentam um teor de finos controlado na sua maioria, em que 41,38% das amostras possuem uma percentagem de finos inferior a 20%, limite compatível com aquele proposto pelo Caderno de Encargo EP para uso em camadas de leito. As curvas possuem boa graduação, verificados pelo seu formato que permite uma boa distribuição dos grãos de diversas dimensões.

Os ensaios de consistência não identificaram a existência de plasticidade em 27,6% das amostras e 10,34% possuem um índice de plasticidade inferior aos 6% recomendados pelo Caderno de Encargo EP e pela classificação AASHTO para solos excelentes para uso em leito de pavimento. O Caderno de Encargos ainda define 25% para o valor máximo aceitável do limite de liquidez, 41,38% das amostras apresentam valores satisfatórios do limite de liquidez.

Os solos aprovados para o uso em camadas em leito foram classificados como A-1-a e A-1-b naturalmente, com 7% e 20% das amostras respetivamente. Entre os 40% das amostras classificadas como A-2-4, algumas foram aprovadas, caso se utilizem técnicas de melhoramento das suas características geotécnicas para o uso em camadas de leito, devido aos valores elevados do limite de consistência, embora a especificação LNEC afirma serem solos adequados para este fim. Os solos classificados como A-2-5, A-2-6, A-4, A-6 e A-7-5 representam 4%, 4%, 14%, 4% e 7% respetivamente das amostras observadas e podem ser utilizados em camadas que constituem o corpo de aterro e regularização.

Os ensaios de compactação demonstram valores aproximados da baridade seca máxima de uma areia siltosa e de uma mistura de areia fina e grossa proposta por Lambe & Whitman (1969), 65,5% das amostras apresentam uma baridade seca máxima igual ou superior a 2,0 g/cm³ e 69% apresentam o teor em água ótimo abaixo dos 10%, característico dos solos ideais para o uso em fundações de pavimentos.

Os valores CBR alcançados também são satisfatórios, 72,4% das amostras apresentam um CBR superior a 20%, valor que pode ser considerado adequado para a utilização em camadas de sub-base, o que

demonstra a boa capacidade de suporte dos materiais estudados. A expansão só ultrapassa o mínimo de 1,5% em 10,34% das amostras.

De maneira geral, apesar da falta de alguns ensaios de identificação, como o ensaio de determinação da densidade das partículas sólidas e ensaios de caracterização dos parâmetros de resistência, como o de compressão simples ou de ensaios mais avançados como os triaxiais, os ensaios realizados apresentam valores satisfatórios. Assim, é possível afirmar que provavelmente cumprirão de forma satisfatória os requisitos de projeto durante o tempo de vida útil, caso sejam executados e aplicados em condições corretas. É imprescindível assegurar o tratamento correto às possíveis águas que poderão interferir na qualidade do pavimento, construindo valetas, passagens hidráulicas, aplicação de drenos profundos, caso sejam necessários, sem esquecer da manutenção dos pavimentos durante o seu tempo de utilização. Só assim se poderá garantir infraestruturas de transporte e pavimentos duradouros, estáveis e seguros.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Foram encontradas algumas limitações nas análises das amostras que foram observadas, como se foi detalhando nesta dissertação. Por esta razão, propõem os seguintes desenvolvimentos futuros:

- A realização de ensaios de determinação dos parâmetros de resistência, como ângulo de atrito efetivo, coesão efetiva e módulo de deformabilidade por intermédio de ensaios de compressão simples, triaxial e, se possível, com medição de velocidades de ondas sísmicas. Estes ensaios forneceriam dados mais completos para as análises feitas.
- A realização de ensaios de sedimentação para melhor análise das curvas granulométricas e definição do coeficiente e curvatura, visto que no caso das amostras estudadas o valor da percentagem de finos era na maior parte das vezes superior a 10%, o que dificultou na determinação do D_{10} .
- A análise de solos provenientes de outros laboratórios da região, realizados com idêntico ou maior rigor, de modo a aumentar o nível de confiança dos resultados e se obter uma fração maior de amostras observadas.
- A utilização de normas brasileiras, o aprofundamento da norma francesa (LCPC/SETRA) e a verificação da norma sul africana (Manual SATCC), de modo a ampliar a visão do uso destes materiais em camadas de aterro, principalmente o manual sul africano visto que se encontra geograficamente próximo da cidade do Lubango, possuindo até um clima semelhante em algumas regiões.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, A. C. B. (2020). *Estudo de solos para aplicação em geotecnia*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciência da Universidade do Porto.
- Almeida, G. C. P. (2005). *Caracterização física e classificação dos solos*. <https://www.bibliotecaagptea.org.br/agricultura/solos/livros/CARACTERIZACAO%20FISICA%20E%20CLASSIFICACAO%20DOS%20SOLOS.pdf>. 02/04/2023.
- ASTM (2017). American Society for Testing and Material. D2487. *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.
- Bernucci, L., Motta, L., Ceratti, J., Soares, J. (2008). *Pavimentação asfáltica – Formação básica para engenheiros*. <https://www.wbl-nkn.com.br/assets/biblioteca/pavi-asfaltica/cap1.pdf>. 02/03/2023.
- Carapinha, C. C. (2021). *Compactação e deformabilidade de escória misturada com borracha para camadas de apoio de infraestruturas de transporte*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Cepso (2006). *Manual de Pavimentação*.
- Chembeze, S. D. L. (2006). *Estudo experimental das características mecânicas de solos evolutivos em aterros de estradas de baixo custo e sujeitas a ciclos de molhagem – secagem*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Chisingui, A. V. (2017). *Análise de paisagem e das alterações de uso/ocupação do solo no Lubango e Arredores*. Tese de Doutoramento, Universidade de Évora.
- Correia, A. G. (1988). *Revisão da classificação de solos para propósitos de engenharia*.
- Cossolino, L. C., Pereira, A. H. A. (2010). *Módulos elásticos: Visão geral e métodos de caracterização*, www.atcp.com.br/pt/produtos/caracterizacao-materiais.html. 25/04/2023.
- DNIT. (2006). *Manual de Pavimentação. Departamento Nacional de infraestrutura de transportes*.
- DNIT. (2007). *Pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico – especialização de serviço*.
- Estradas de Portugal, S.A. (2009). *Caderno de Encargos Tipo Obra. Terraplanagem - características dos materiais*.
- Fernandes, M. M. (2007). *Mecânica dos solos – Conceito e princípios fundamentais*. U. Porto Edições, Porto.
- Gomes, M., E., Júnior, F., A., S. (2019). *Compactação do solo no campo*. <https://repositorio.ufersa.edu.br/handle/prefix/4643>. 20/04/2023.
- Holden, D. E. W. (2015). *Transformação do uso de ocupação do solo na cidade do Lubango no período 1978-2010 – Relações biofísicas e sociais*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências E Tecnologia da Universidade de Coimbra.

- INIR (2023). *Directivas para concepção de pavimentos. Critérios de dimensionamento*. <https://www.imt-ip.pt/sites/IMTT/Portugues/InfraestruturasRodoviaras/InovacaoNormalizacao/Divulgao%20Tecnica/DiretivasConstrucaoPavimentosCritériosDimensionamento.pdf>. 23/03/23.
- IUSS Working Group WRB. (2007). World Reference Base for Soil Resources 2006, first update 2007. World Soil Resources Reports No. 103. FAO, Roma.
- JAE (1995). *Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional*. Junta autónoma de estradas, Lisboa.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969) Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York.
- LCPC/SETRA. (1992). *Réalisation des remblais et des couches de forme*, Fascicule 1 et 2. França.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1971). E 240. *Solos. Classificação para fins rodoviários*.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1971). E 241. *Solos. Terraplenagens*.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1971). E 242. *Execução de Terraplenagens de Estradas*.
- LNEC (1966). Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E 196. *Solos. Análise Granulométrica*.
- LNEC (1966). Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E 197. *Solos. Ensaio de compactação*.
- LNEC (1967). Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E 198. *Solos. Determinação do CBR*.
- Mendonça, A. N. M. S. (2022). *Avaliação do ensaio de granulometria em diferentes meios aquosos*. <https://repositorio.pucgoias.edu.br/jspui/bitstream/123456789/4328/1/TCC2%20ENG%201092%20A24%2020221%20ARTHUR%20NATHANAEL.pdf>. 16/04/23.
- Morais, H., M., M., Minhoto, M., J., C. (2014). *Relação entre módulo de deformabilidade e CBR para caracterização mecânica da fundação de pavimentos*. <https://bibliotecadigital.ipb.pt/bitstream/10198/17764/1/207.pdf>. 25/04/23.
- PDL, (2004). *Plano director da cidade do Lubango*. Volume 1
- Réalisation des remblais et des couches de forme. (2000). *Guide technique*. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports.
- Reis, N. F. S. (2009). *Análise estrutural de pavimentos rodoviários. Aplicação a um pavimento reforçado com malha de aço*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.
- Ribeiro, S. P. T. (2008). *Terraplenagem. Metodologia e técnicas de compactação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Rodrigues, J. L. A. (2011). *Concepção de pavimentos rígidos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Rossi, A. C. (2017). *Etapas de uma obra de pavimentação e dimensionamento de pavimento para uma via na ilha do Fundão*. <http://repositorio.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10019646.pdf>. 13/03/23
- Santos, J. A. (2008). *Compactação – Elementos Teóricos*. http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/Compacta_T.pdf. 10/03/23.

Santos, J. M. R. (2010). *Materiais utilizados na construção de pavimentos rodoviários*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro.

Santos, V. V. R. (2023). *Caracterização experimental de parâmetros-chave de rejeitos de mineração compactados em aterros*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Ximenes, F. G. O. (2016). *Levantamento de problemas geotécnicos associados à construção de vias de comunicação. O caso de Timor-Leste*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

https://www.researchgate.net/figure/Curvas-de-compactacao-de-solos-brasileiros-de-Pinto-2001-e-curva-obtida-pelo-software_fig2_316616300/amp Disponível em: 25/04/2023

<https://www.guiadaengenharia.com/limite-liquidez-plasticidade/> Disponível em: 25/04/2023

ANEXO

Ref. Amostra	<0,074 mm (%)	LL	IP	IG	Bartidade Seca máx (g/cm³)	W _{opt} (%)	Características de suporte				Classificação		Utilização			
							CBR 95%	Exp. 95%	CBR 100%	Exp. 100%	LNCE E-240	Unificada	LCPC	Aterros	Leito	Sub-base
AM001	17,9	N.P	N.P	0	1,95	9,3	23	0,57	48	1,17	A-1-b	SM	B5	S	S	P
AM002	8,9	N.P	N.P	0	1,953	10,3	40	0	70	0	A-1-b	SM - SW	B1/B2	S	S	S
AM003	38,6	N.P	N.P	0,72	2,033	8,7	49	1,48	85	1,56	A-4	SM	A1	S	N	N
AM004	12,9	N.P	N.P	0	2,021	10,3	17	1	25	1,8	A-1-b	SM	B5	S	P	N
AM005	51,4	39	8	3,28	1,763	15,7	9	1	-	1,7	A-4	OL	A1	N	N	N
AM006	32,9	31	11	0,179	2,073	8,8	32	1	45	1,4	A-2,6	SC	B5	S	N	N
AM007	17,1	31	7	0	2	9,3	42	0,9	54	1	A-2,4	SM	B5	S	P	N
AM008	29,5	44	8	0	1,953	8,7	8	0,6	10	0,8	A-2,5	SM	B5	P	N	N
AM009	10,8	21	4	0	2,112	7,2	49	0	73	0	A-1-a	SP - SC	B1/B4	S	S	S
AM010	34,9	N.P	N.P	0	1,86	13,2	19	0,5	35	0,5	A-2,4	SM	B5	S	S	N
AM011	42,1	38	10	1,42	1,961	10,1	47	0,8	64	0,6	A-4	SM	A1	S	N	N
AM012	41,4	24	6	1,28	2,015	9,2	36	0,4	49	0,5	A-4	SC - SM	A1	S	N	N
AM013	17,3	N.P	N.P	0	2,044	8,9	37	0,5	55	0,8	A-2,4	SM	B5	S	S	P
AM014	23	29	7	0	2,026	9,2	43	0,61	60	0,75	A-2,4	SC - SM	B5	S	P	N
AM015	21,4	30	7	0	2,041	9,2	31	0,96	51	1,35	A-2,4	SC	B5	S	P	N
AM016	25,1	35	7	0	1,941	11,8	34	1,01	50	1,22	A-2,4	SM	B5	S	P	N
AM017	26,3	31	9	0	2,022	9,3	52	0,64	85	0,91	A-2,4	SC	B5	S	P	N
AM018	24,5	33	7	0	2,015	9,9	32	0,68	63	0,92	A-2,4	SM	B5	S	P	N
AM019	22,1	33	8	0	2,027	10,6	16	0,79	26	1,42	A-2,4	SM	B5	S	P	N
AM020	17,6	15	0	0	2,186	5,4	83	0	129	0	A-1-b	SM	B5	S	S	S
AM021	12,8	N.P	N.P	0	2,18	6	56	0,57	75	0,9	A-1-b	SM	B5	S	S	S
AM022	12,5	19	4	0	2,17	6,5	57	0,29	125	0,46	A-1-a	SC - SM	B5	S	S	S
AM023	13,1	30	7	0	2,167	7,3	72	0,38	120	0,47	A-2,4	SM	B5	S	P	N
AM024	20	21	N.P	0	2,161	6,5	36	0,29	58	0,71	A-1-b	SM	B5	S	P	P
AM028	24,9	32	10	0	2,07	8,1	55	0,44	95	0,61	A-2,4	SC	B5	S	P	N
AM029	15,8	28	7	0	2,124	7	62	0,54	122	0,75	A-2,4	SC - SM	B5	S	P	N
AM030	50	46	12	4,15	1,94	10	12	0,5	21	0,6	A-2,5	SM	A1	P	N	N
AM031	41	40	11	1,46	1,931	11,9	5	0,8	11	1	A-6	SM	A1	P	N	N
AM032	38,4	45	15	1,935	1,93	10,5	7	0,6	15	0,9	A-7,5	SM	A2	P	N	N

