



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Engenharia

# **Estabilização de Solos Argilosos com Ligante Hidráulico LIPIDUR DS**

**Cristina Maria Fernandes Martins Gorski**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil: Geotecnia e Ambiente**  
(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor Victor Manuel Pissarra Cavaleiro

**Covilhã, Outubro de 2010**

## AGRADECIMENTOS

Desejo agradecer a todas as pessoas e instituições que de alguma forma contribuíram para a elaboração deste trabalho, e em particular:

Ao Professor Vitor Cavaleiro pela possibilidade de execução, orientação, compreensão e ajuda prestada face às dificuldades encontradas durante a elaboração deste trabalho.

Ao Eng<sup>o</sup> José Aleixo por toda a ajuda e disponibilização, de todos os meios necessários para a realização de ensaios laboratoriais, essenciais para a elaboração da tese.

À Eng.<sup>a</sup> Aleksandra Rózankowska, pela amizade, inesgotável disponibilidade e inúmeras sugestões e ensinamentos que me permitiram prosseguir este trabalho.

A todos os colegas da MSF Engenharia na Polónia, pelo apoio e amizade com que sempre me brindaram, em especial ao Eng<sup>o</sup> Marek Wojtala e Ewa Kwaśnik.

Ao Sebastian Pfeifer e Piotr Walczak pelos ensinamentos e ajuda durante a realização dos ensaios.

Aos Dr. Kwiecień e Mestre Bartoszek pelos conselhos relativos à bibliografia e pela forma como se disponibilizaram em ajudar-me.

Aos meus pais, à Zezinha, à Kate e Megy, e com muita saudade ao Pai Chiquito.

O maior agradecimento vai para o meu marido e o meu filho a quem dedico este trabalho. Marcin muito obrigado pela incansável ajuda, paciência e compreensão. Obrigada por estares lá quando mais precisei. Filip, a ti com todo o meu amor, agradeço a paciência que tiveste durante o tempo que esperaste até poderes estar comigo.

A todas as pessoas e a outras que eventualmente não mencionei mas que contribuíram para a realização deste trabalho, o meu sincero agradecimento, desejando um dia puder retribuir toda a atenção dispensada.

**ÍNDICE DE TEXTO**

RESUMO .....	1
ABSTRACT .....	2
1 INTRODUÇÃO .....	3
1.1 Considerações Gerais .....	3
1.2 Objectivos .....	5
1.3 Organização do Trabalho .....	5
2 BREVE INTRODUÇÃO À GEOLOGIA DA POLÓNIA .....	6
2.1 Considerações Gerais .....	6
2.2 Breve Caracterização Geológica da Polónia .....	7
2.3 Solos de formação glacial .....	10
3 ESPECIFICIDADES DO DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO BASEADO NA NORMALIZAÇÃO POLACA.....	14
3.1 Condições do nível freático na Polónia .....	14
3.2 Divisão da Polónia relativamente à profundidade de penetração de gelo .....	14
3.3 Cargas de Tráfego segundo as normas Polacas.....	16
3.4 Grupo de capacidade de carga para subsolos de pavimento de estradas .....	18
4 REVISÃO DA LITERATURA .....	20
4.1 Considerações gerais.....	20
4.2 Estabilização de solos .....	22
4.2.1 Estabilização de solos com Cimento .....	23
4.2.2 Estabilização de solos com Cal .....	30
4.2.3 Estabilização de solos com Cinzas Volantes derivadas de lignito .....	38
4.2.4 Estabilização de solos com Betume .....	39
4.2.5 Estabilização de solos com LIPIDUR DS.....	42
4.2.6 Estabilização de solos com Silment .....	45
5 METODOLOGIA SEGUIDA, MATERIAIS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	48
5.1 Introdução .....	48
5.2 Programa de Ensaios .....	49
5.2.1 Ensaios de qualificação .....	49
5.2.2 Ensaios durante a execução da obra .....	50
5.2.3 Ensaios de recepção após a execução da obra.....	50
5.3 Descrição dos ensaios efectuados em Laboratório.....	51
5.3.1 Ensaios de identificação e caracterização .....	51
5.3.2 Ensaios de compactação .....	56
5.3.3 Ensaios de resistência .....	57
5.3.4 Ensaios de durabilidade (resistência ao gelo/degelo).....	59
5.3.5 Formulação da mistura solo-LIPIDUR DS.....	60
5.4 Descrição dos ensaios efectuados em Campo.....	60
5.4.1 Realização de trechos experimentais.....	60

6	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS .....	63
6.1.1	Análise do solo natural .....	63
6.1.2	Análise da mistura de solo com ligante hidráulico LIPIDUR DS .....	66
6.1.3	Trechos experimentais .....	68
7	CONCLUSÕES .....	70
	Anexos I .....	76
	Anexos II .....	87

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Fig. 2.1 - Localização da Polónia na Europa</i> .....	6
<i>Fig. 2.2 - Localização da obra na Polónia</i> .....	7
<i>Fig. 2.3 - Faixa de glaciação do Plistocénico na Europa (Witun, 2007)</i> .....	12
<i>Fig. 2.4 - Vestígios da Idade do Gelo em território polaco (Witun, 2007)</i> .....	13
<i>Fig. 3.1 - Zonas de profundidade de congelamento dos solos na Polónia (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)</i> .....	15
<i>Fig. 4.1 - Técnicas de melhoria de solos em relação à profundidade de solos de má qualidade e do tipo de obra. (Menard Polska)</i> .....	20
<i>Fig. 4.2 - Granulometria de solos adequados para a estabilização com cimento (Pisarczyk, 2005)</i> .....	25
<i>Fig. 4.3 - Dissolução da sílica e da alumina em função do pH (Nóbrega, 1985)</i> .....	33
<i>Fig. 5.1- Realização do ensaio de Análise Granulométrica: a) Pesagem da amostra, b) Lavagem da amostra c) Peneiração, d) Pesagem de material retido nos peneiros</i> .....	52
<i>Fig. 5.2- Determinação do Limite de Liquidez usando o Método Casagrande</i> .....	53
<i>a) equipamento e material a ser usado no ensaio, b) preparação do solo, c) amostra pronta para ser golpeada, d) amostra após união do solo, e) recolha de amostra para ser seca, f) adição de água para se proceder ao seguinte ensaio com diferente teor de água</i> .....	53
<i>Fig. 5.3- Determinação do pH do solo natural</i> .....	54
<i>Fig. 5.4- Determinação do Teor em Matéria Orgânica a) Preparação do ensaio, b) Reacção do solo com H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>.</i> .....	55
<i>Fig. 5.5- Ensaio Equivalente de Areia a) Agitação da amostra, b) Medição da altura H, c) Medição da altura h</i> .....	55
<i>Fig. 5.6 - Ensaio Proctor a) equipamento a ser usado no ensaio b) execução do ensaio c) material a ser usado no ensaio</i> .....	56
<i>Fig. 5.7 - Curva de compactação obtida via ensaio normal de Proctor, com amostras de um mesmo solo preparadas em cinco teores crescentes de água. (Pereira, 2005)</i> .....	57
<i>Fig. 5.8 - Ensaio Compressão a) mistura de solo com ligante hidráulico b) preparação das amostras c) execução do ensaio de compressão d) amostra após ruptura</i> .....	58
<i>Fig. 5.9 - Representação, num diagrama de Mohr, dos resultados de um ensaio à compressão simples</i> .....	59
<i>Fig. 5.10 - Ensaio Resistência congelamento e descongelamento a) imersão das amostras em água b) ciclos de gelo/degelo c) ensaio de compressão</i> .....	59
<i>Fig. 5.11 - Execução com uma recicladora da mistura do solo com ligante hidráulico in situ</i> .....	61
<i>Fig. 5.12 - Ensaio de Carga com Placa (ECP ou VSS)</i> .....	62
<i>Fig. 6.1 - Curva Granulométrica</i> .....	64
<i>Fig. 6.2 - Curva de Compactação do solo natural</i> .....	66
<i>Fig. 6.3 - Curvas de compactação para misturas de solo com 3, 4 e 5% de LIPIDUR DS</i> .....	67

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 - Métodos de estabilização de solos - diagrama esquemático.....	3
Tabela 2.1 - Cronologia de eras e períodos (baseado em Wilun, 2007) .....	11
Tab. 3.1 - Classificação do nível freático para fundações de pavimento (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997).....	14
Tab. 3.2 - Divisão dos solos de acordo com as suas características expansivas (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997) .....	16
Tab.3.3 - Classificação rodoviária segundo categorias de tráfego (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997).....	17
Tab. 3.4 - Valores do coeficiente $f_1$ (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997) .	17
Tab. 3.5 - Factores de conversão para grupos de veículos para eixo 100kN (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997) .....	18
Tab. 3.6 - Grupos de capacidade de carga para solos de fundação de pavimentos Gi dependentes das condições do nível freático (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997).....	19
Tab. 3.7 - Grupos de capacidade de carga para solos de fundação de pavimentos Gi dependente do índice de carga CBR (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)	19
Tabela 4.1 - Escolha do agente estabilizador em função do tipo de solo (Little, 1995). .....	22
Tabela 4.2 - Influência do ligante de cimento no valor do Índice de Plasticidade .....	27
Tabela 4.3 - Propriedades físicas de LIPIDUR DS (baseado em AT/2006-03-2135).....	43
Tabela 4.4 - Requisitos relativamente às propriedades de LIPIDUR DS.....	44
(baseado em AT/2006-03-2135).....	44
Tabela 4.5 - Propriedades e Requisitos dos solos a serem estabilizados com LIPIDUR DS .....	44
Tabela 4.6 - Requisitos para os solos estabilizados com LIPIDUR DS para as específicas camadas construtivas de pavimentos (baseado em AT/2006-03-2135) .....	45
Tabela 4.7 - Requisitos relativamente às propriedades de SILMENT CQ-25 (baseado em AT/2003-04-1588) .....	47
Tabela 6.1 - Características de Granulometria .....	63
Tabela 6.2 - Limites de Consistência.....	64
Tabela 6.3 - Resultados dos ensaios Teor em água natural, pH, Teor matéria orgânica e equivalente de areia .....	64
Tabela.6.4 - Classificação do solo natural .....	65
Tabela 6.5 - Teor em água ótimo e baridade seca máxima do solo natural .....	66
Tabela 6.6 - Parâmetros ótimos para compactação das amostras .....	67
Tabela 6.8 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão e ao gelo amostras 3%, 4% e 5% .....	68
Tabela 6.9 - Capacidade de carga e compactação obtidas a partir do ensaio de carga de placa .....	69

## LISTA DE ABREVIATURAS

## Minúsculas

$f_1$	coeficiente calculado de acordo com o número de faixas
$h$	altura do sedimento determinada com o auxílio do pistão
$m_{st}$	massa do copo mais a amostra antes da oxidação
$m_t$	massa do copo
$m_u$	massa do copo mais amostra depois de oxidação
$r_1$	factor de conversão para eixo 100 kN para camiões sem reboque
$r_2$	factor de conversão para eixo 100 kN para camiões com reboques
$r_3$	factor de conversão para eixo 100 kN para autocarros
$w$	teor em água
$w_{opt}$	teor em água óptimo
$w_L$	limite de liquidez
$w_p$	Limite de plasticidade

## Maiúsculas

$C_u$	resistência à coesão não drenada
<b>CBR</b>	índice de carga
$E_1$	módulo de deformabilidade primário
$E_2$	módulo de deformabilidade secundário
<b>EA</b>	equivalente de areia
<b>Gi</b>	grupos de capacidade de carga para solos de fundação de pavimentos
<b>H</b>	altura do nível superior do floculado em relação ao fundo da proveta
$I_{om}$	teor em matéria orgânica
$I_p$	índice de plasticidade
<b>L</b>	número de eixos, calculado diariamente, no décimo ano após a entrada em serviço rodoviário
$N_1$	o tráfego médio diário de caminhões sem reboques no troço de estrada, no décimo ano após a entrada ao serviço rodoviário
$N_2$	como acima, mas para camiões com reboques
$N_3$	como acima, mas para autocarros
$R_7$	Resistência à compressão aos 7 dias
$R_{28}$	Resistência à compressão aos 28 dias
$R_{28}^{zo}$	Resistência à compressão aos 28 dias após ciclos de congelamento/descongelamento

## Abecedário grego

$\gamma_{dmax}$	Peso específico seco máximo
-----------------	-----------------------------

## RESUMO

Neste trabalho pretende-se quantificar os benefícios da estabilização de solos argilosos com um ligante hidráulico LIPIDUR DS. O estudo foi feito durante a execução de uma estrada no norte da Polónia, S22, que liga a cidade de Elblag com a fronteira da Rússia, perto da localidade Grzechotki. Esta obra estava em cerca de 2/3 da sua extensão inserida na zona “NATURA 2000”, correspondendo a uma zona protegida e classificada pela União Europeia como IBA-Important Birds Area, sendo denominada como “Ostoja Warminska”.

Este facto teve repercussões na organização e planeamento dos trabalhos, forçando todos os envolvidos no projecto, Dono de Obra, Projectista e Empreiteiro, a darem uma importância predominante aos factores ambientais.

Um desses factores foi o crescente défice de solos de qualidade para a construção de estradas, resultante de recursos naturais limitados, bem como as condições económicas, o que incentivou os intervenientes no projecto ao uso de solos existentes no local da obra, muitas vezes inadequados para a sua aplicação directa.

Recorrendo-se à estabilização de solos com inclusão de ligantes, estes adquirem propriedades que permitem a sua utilização. Assim evita-se a substituição por materiais de melhor qualidade, recolhidos noutra local, com graves consequências ao nível dos impactos ambientais, como também elimina a necessidade de um local de depósito dos materiais não compatíveis.

Foi feita uma revisão do estado da arte respeitante aos métodos de estabilização de solos, focando-se o uso de ligantes hidráulicos como o cimento, a cal, as cinzas volantes, o betume. Com o aparecimento no mercado de novos produtos mais competitivos, apresenta-se as características de dois desses produtos de nome comercial LIPIDUR e SILMENT.

Primeiramente analisou-se se os solos que apresentavam teores em água elevados e fraca capacidade de carga eram adequados para serem estabilizados com o LIPIDUR DS. Todos os ensaios foram baseados em normas Polacas, que se descreverão mais à frente.

Numa segunda fase, projectou-se a mistura de solo com ligante LIPIDUR DS que mais se adequava relativamente aos ensaios de resistência à compressão e variações térmicas.

Finalmente realizaram-se trechos experimentais onde se ensaiou a capacidade de carga através do módulo de deformabilidade.

*Palavras-chave: ligante hidráulico; solos; resistência à compressão; capacidade de carga; estabilização de solos; Lipidur DS.*

## ABSTRACT

This work aims to quantify the benefits of stabilization of clay soils with a hydraulic binder LIPIDUR DS. The study was done during the construction of a road in northern Poland, S22, which connects the city of Elblag with Russia's border, near the town Grzechotki. This Work was in about 2/3 of its length inserted in the "Natura 2000", corresponding to a protected area and classified by the EU and IBA-Important Bird Area, named "Ostoja Warminska".

This fact had repercussions on the organization and planning of work, forcing all those involved in the project, Employer, Designer and Contractor, to give an importance to the prevailing environmental factors. One such factor was the growing shortage of suitable soils for the construction of roads, due to limited natural resources and economic conditions, which encouraged those involved in the project to the use of existing soils, often unsuitable for its direct application.

Using the method of the stabilization of soils with hydraulic binders, they acquire properties that allow its use. Thus it avoids the replacement with better quality materials, recovered elsewhere, with serious consequences in terms of environmental impacts, but also eliminates the need for local storage of unused material.

A review of the state of the art relating to methods of soil stabilization, focusing on the use of hydraulic binders such as cement, lime, fly ash, bitumen. With the emergence of new products on the market more competitive, here are presented the characteristics of these two products of brand name LIPIDUR and SILMENT.

On a first stage was examined whether the soils with high water content and low load capacity were suitable to be stabilized with LIPIDUR DS. All tests were based on Polish standards, which are described later. In a second phase, was designed the composition of the mixture of soil with the hydraulic binder LIPIDUR DS, that better suited for the testing of compressive strength and frost resistance.

Finally were carried trial sections where were tested the load capacity through the deformation modulus.

*Keywords: Hydraulic binder; soils; compressive strength; load capacity; soil stabilization; Lipidur DS.*

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Gerais

Quando os solos naturais não possuem os requisitos necessários para cumprir adequadamente a função a que estão destinados, quer quando utilizados no seu estado natural, em fundações ou escavações, quer quando utilizados como material de construção, uma das soluções possíveis é a alteração das suas características de maneira a melhorar o seu comportamento, tornando-os capazes de responder de forma satisfatória às solicitações previstas. Esta alteração é o que se designa por estabilização de solos.

Os métodos existentes para a estabilização de solos podem ser divididos em três grupos, de acordo com os meios que são utilizados, sendo que cada grupo inclui várias alternativas (Tabela 1.1).

Tabela 1.1 - Métodos de estabilização de solos - diagrama esquemático.

Estabilização de solos	Estabilização Mecânica	Compactação	
		Vibroflutuação	
		Compactação dinâmica	
		Compactação por explosivos	
		Aceleração de consolidação	Pré-carga
			Drenos verticais
		Correcções granulométricas	
	Estabilização Física	Electro-osmose	
		Tratamento térmico	Aquecimento
			Congelamento
	Estabilização Química	Cimento	
		Cal	
		Betume	
Lipidur			
Silment			

A estabilização mecânica procura melhorar as características dos solos através duma melhor arrumação das suas partículas sólidas e/ou recorrendo a correcções da sua composição granulométrica. Na estabilização física as propriedades dos solos são alteradas através do uso do calor ou da aplicação de um potencial eléctrico, enquanto na estabilização química as características dos solos são modificadas através da mistura com outros materiais.

Sendo os solos o mais antigo material de engenharia existem indícios para supor que esta necessidade de proceder à sua estabilização já remonta a tempos antigos. No entanto, o grande impulso verificou-se no período pós 2ª Guerra Mundial, na tentativa de dar resposta à necessidade de construção de pavimentos rodoviários. Mas, o florescimento da indústria

automóvel, com a sua conseqüente evolução, aumento progressivo dos volumes de tráfego e das cargas por eixo dos veículos, conduziu à ruína antecipada de muitos desses pavimentos, pelo que houve necessidade de utilizar soluções mais resistentes à custa de bases tratadas com aglutinantes hidráulicos ou betuminosos e de camadas de desgaste mais espessas e de melhor qualidade (Branco, 1988).

Esta estabilização rodoviária visa sobretudo a melhoria das propriedades mecânicas dos solos e a manutenção das suas características ao longo do tempo, isto é, o aumento da sua durabilidade, o que é conseguido através da diminuição da sua susceptibilidade às variações do teor em água. De salientar, que é na construção de vias de comunicação que os solos estão submetidos a condições mais severas, uma vez que estão sujeitos a cargas variáveis conduzindo à fadiga, bem como a variações de humidade que vão da quase completa secura à saturação (Nascimento, 1970).

A estabilização visa possibilitar o emprego de solos locais na construção de pavimentos rodoviários, que devido à sua baixa qualidade não poderiam ser utilizados isoladamente, dado que não se adequariam ao exigido pelas especificações para a construção de bases e sub-bases. Além deste facto, o uso de solos estabilizados em vez dos agregados naturais, cada vez mais escassos, pode ter consideráveis vantagens ambientais e económicas (Sherwood, 1995). Como tal, e uma vez que são as soluções de baixo custo ambiental e económico as mais procuradas pelos sectores públicos e privados para a construção de vias de comunicação, esta possibilidade de estabilização continua a ser promissora.

Sob o ponto de vista ambiental, económico e de segurança, podem referir-se os seguintes benefícios (Sherwood, 1995):

- minimização da perda de material ocasionada pela erosão ou pelo tráfego, nas estradas de terra;
- redução dos custos de compra, transporte e distribuição de agregados;
- redução dos materiais superficiais soltos ocasionadores de acidentes (problemas de visibilidade e derrapagens);
- minimização da agressão ambiental causada pela instalação de pedreiras e britagem;
- redução do uso de combustível associado às frequentes manutenções rodoviárias;
- resguardo das jazidas de bons materiais para usos mais nobres.

A estabilização química apresenta-se como sendo a melhor alternativa para proceder à estabilização rodoviária, mediante a mistura de materiais adicionados aos solos (agentes estabilizadores). Os materiais mais utilizados como agentes estabilizadores são a cal, o cimento e o betume. Sendo que nos últimos anos tenham aparecido outros tipos de materiais tais como um material de nome comercial LIPIDUR DS que é tema deste trabalho.

## 1.2 Objectivos

Este trabalho teve por objectivo verificar a influência nos solos argilosos quando estabilizados com o novo produto no mercado, LIPIDUR DS. Todos os procedimentos foram baseados nas normas do país em que se estava a executar a estrada, concretamente a Polónia.

Assim procedeu-se à realização de ensaios laboratoriais para determinar a adequabilidade dos solos a serem estabilizados com o LIPIDUR DS, e a formulação da composição óptima da mistura solo-LIPIDUR DS, procedeu-se à realização de trechos experimentais a fim de verificar se os requisitos, das normas e caderno de encargos, eram atingidos.

## 1.3 Organização do Trabalho

A dissertação apoiou-se num trabalho prático realizado na Polónia. Teve-se em atenção a apresentação de alguns dados do país, e como a questão do tipo de solos que se encontram naquele território é crucial para o estudo aqui apresentado, no capítulo 2 faz-se uma breve introdução à Geologia naquele país.

Segundo a ideia acima exposta, no capítulo 3, apresentam-se as considerações mais importantes a ter em conta no dimensionamento de uma estrada, segundo as normas implantadas na Polónia.

No capítulo 4 faz-se uma revisão da literatura, onde se abordam os tipos de tratamentos de solos. Tendo em conta o tema da dissertação desenvolve-se neste capítulo a estabilização química. Os diversos produtos que se utilizam neste tipo de estabilização são aqui apresentados. Dos tradicionais referem-se o cimento, a cal, cinzas volantes e betume. Mas nos últimos anos têm aparecido no mercado polaco novos produtos comerciais que tentam ser mais competitivos, salientando-se o Lipidur DS e Silment. Neste trabalho utilizou-se o LIPIDUR DS que é uma mistura de clínquer de cimento Portland, cinzas volantes, cal, cinzas provenientes da combustão.

Como este tema requer muitos ensaios laboratoriais, é no capítulo 5 que se apresenta a metodologia seguida, os materiais e equipamento utilizados. Aqui são caracterizados os materiais utilizados e os ensaios realizados no âmbito desta dissertação.

Os resultados dos ensaios referidos no capítulo anterior são apresentados e analisados no capítulo 6. Aqui, são comparados os resultados obtidos nos ensaios efectuados e os requisitos das normas e do caderno de encargos. As conclusões são apresentadas no capítulo 7.

## 2 BREVE INTRODUÇÃO À GEOLOGIA DA POLÓNIA

### 2.1 Considerações Gerais

Como já referido atrás este trabalho teve lugar na Polónia, um país da Europa Central e que faz parte da União Europeia desde Maio de 2004 (Figura 2.1). A estrada que foi objecto de estudo está localizada no nordeste da Polónia no Distrito de Warmia-Mazuria.



*Fig. 2.1 - Localização da Polónia na Europa*

Neste capítulo são descritas as características geológicas e geotécnicas da Polónia. Mais em particular da região onde foi desenvolvida a parte experimental deste trabalho, construção da via-rápida S22, entre a cidade de Elbląg e a fronteira com a Rússia, Grzechotki (Figura 2.2).



No âmbito da plataforma pré-câmbrica destacam-se:

i) Subsidência báltica (pré-báltica) - A cobertura sedimentar que enche a subsidência da base está construída pelas rochas do paleozóico mais antigo, do pérmico, do triássico, do cretácico, do jurássico e do terciário e quaternário; a espessura da cobertura chega aos 6000m (na parte ocidental).

ii) Elevação da Masúria e região da cidade de Suwałki - A cobertura é composta por sedimentos do jurássico, do cretácico, do terciário e do quaternário, encontrando-se nos declives da elevação sedimentos do triássico.

iii) Subsidência da Podlázquia - A cobertura está composta das rochas do pré-câmbrico superior, do paleozóico mais antigo, do pérmico, do jurássico, do cretácico do terciário e do quaternário; a espessura da cobertura que enche a subsidência é de 400-1500m (nos declives da base).

iv) Subsidência da zona do rio Bug - Na base que constitui uma fundação cristalina do escudo ucraniano que submerge no sentido ocidental, está uma cobertura sedimentar construída pelas rochas do Pré-câmbrico superior, do paleozóico, do jurássico, do cretáceo, do terciário e do quaternário; a espessura da cobertura oscila entre 2000 no leste e mais que 5000 m no oeste.

A **plataforma paleozóica** é formada pelas duas camadas tectónicas: uma base cristalina e uma cobertura sedimentar. A formação das rochas da cobertura sedimentar é a mesma ou muito similar à formação da cobertura da plataforma pré-câmbrica. Subcarpátia, Alta Silésia, bacia da zona de Miechów, Cujávia e Pomerânia Ocidental têm a base paleozóica antiga, dobrada e endurecida durante a orogênese caledoniana e uma cobertura sedimentar que começa com os sedimentos do devónico e cuja espessura é de 1000- 10 000 m. A Grande Polónia e planície da Baixa Silésia (sopé dos Sudetos) têm a base paleozóica nova, dobrada e consolidada durante a orogênese hercínica e cobertura que começa com formações do carbónico superior ou do pérmico e chegou à espessura de 500-mais que 5000m.

A zona de contacto das plataformas pré-câmbrica e paleozóica é conhecida como zona tectónica de Teisseyere-Tornquist e, ultimamente, zona de Gutrech; é uma zona das fracturas profundas que chegam à superfície de Mohorovičić. A plataforma paleozóica estava sujeita às movimentações tectónicas alpinas antigas e novas que fizeram aparecer as deformações descontínuas (maioritariamente falhas). Os movimentos na fronteira do cretácico e terciário formaram uma plataforma da Polónia central, cabanas: de Szczecin, de Mogilno e Łódź, de Miechów (rio Nida) e de Brzeg e dobra pré-sudeta e da Silesia e Cracóvia.

As formações caledonianas descobrem-se na parte sul dos Montes Świętokrzyskie que são construídas pelas rochas do Pré-câmbrico e Paleozóico mais antigo (maioritariamente argilitos, lamitos, arenitos, quartzitos, grauvaques, margas, calcários), em algumas partes há também pequenas intrusões dos diabases e lamprófiros. As séries de rochas estão intensamente dobradas em consequência da orogênese caledoniana.

As formações hercínicas estão descobertas na Baixa Silesia e também nos montes Świętokrzyskie. Nos Sudetos ocidentais, a cadeia hercínica é construída pelas rochas sedimentares metamórficas do Pré-câmbrico e paleozóico (entre outros gnaisses, migmatitos, ardósias cristalinas, amfibonitos, calcários, dolomites). Estas rochas estavam sujeitas a várias fases de dobramento e metamorfismo. As últimas ocorreram no período entre carbónico inferior e superior - na fase da orogênese hercínica dos Sudetos. O processo da formação dos montes acabou com as intrusões dos granitóides dos períodos do carbónico superior e do pérmico inferior (Montes Karkonosze, Strzegom) e vulcanismos do pérmico inferior (diabases). A subsidência montanhosa (do norte e dos Sudetos) está enchida pelas formações das molassas do carbónico superior e pérmico inferior (lamitos, arenitos, argilitos, conglomerados, arcoses). Os Sudetos orientais são formados pelas duas zonas. A zona ocidental próxima aos Montes Sowie (maciço montanhoso) é formada pelas rochas do Pré-câmbrico e paleozóico (gnaisse, granitognaisse, intrusões dos diabases em granitóides - Strzelin); o principal dobramento dessa zona ocorreu entre os períodos devoniano e carbonífero. Uma vasta zona oriental está constituída pelos sedimentos de "flysch" do devónico superior e carbónico inferior (conglomerados, arenitos, argilitos) de grande espessura; o final dobramento dessa zona ocorreu no carbónico superior.

A Alta Silesia é uma subsidência pré-montanhosa enchida pelos grossos sedimentos parálicos ou límnicos do carbónico superior (conglomerados, arenitos, lamitos, argilitos com as jazidas do carvão - chamado carbonífero produtivo). As estruturas hercínicas aparecem na superfície na zona dos Montes Świętokrzyskie; a orogênese hercínica actuou tanto na sua parte do norte quanto do sul onde reconstruiu as formações mais antigas. Os movimentos alpinos produziram um rejuvenescimento morfológico considerável dos montes Świętokrzyskie e dos Sudetos.

As **formações alpinas** abrangem na Polónia os Tatras, a cabana de Podhale, os montes Pieniny e os Cárpatas de "flysch" e a subsidência pré-cárpata. Os Tatras são formados numa base cristalina (ardósias cristalinas perfuradas pela intrusão de granitóides) e das rochas dobradas e sobrepostas na base dos cavalgamentos no cretácico superior: das colinas e das montanhas; esses cavalgamentos são formados pelas rochas sedimentares do triássico e do cretácico inferior (quartzitos, arenitos, argilitos, calcários, dolomites, margas, variedade de quartzos, radiolaritos).

A cabana de Podhale é formada maioritariamente pelas rochas de “flysch” da idade paleogénica. As Tatras e a cabana de Podhale pertencem aos Cárpatas Interiores que estão delimitadas das Cárpatas Exteriores pela faixa das rochas dos montes Pieniny formados pelas rochas do jurássico, cretácico e terciário mais antigo (entre outros argilitos, arenitos, margas, calcários, radiolitos, conglomerados). Os montes Pieniny estiveram sujeitos aos dobramentos várias vezes a partir do cretáceo superior até o mioceno; esses movimentos cascaram e dividiram a Faixa das rochas dos montes Pieniny nos blocos e desgarraram-se da sua sub-base. Os Cárpatas Exteriores de “flysch” são formadas pelas camadas dos argilitos e arenitos e conglomerados de calcários e paleogeno alternativamente. O “flysch” das Cárpatas foi dobrado a partir do neogeno. O magmatismo nos Cárpatas Exteriores está representado pelas rochas ígneas próprias da Silesia (área de Cieszyn) e andesitos, nos montes Pieniny andesitos e basaltos. O “flysch” dos Cárpatas surgiu no neogeno uma subsidência pré-montanhosa enchida pelos sedimentos de molassa contendo as formações petrolíferas, gasolíferas, salíferas e sulfatíferas.

Na tabela 2.1 apresenta-se a cronologia das eras, periodos e épocas associada às diversas composições típicas que surgiram na Europa central.

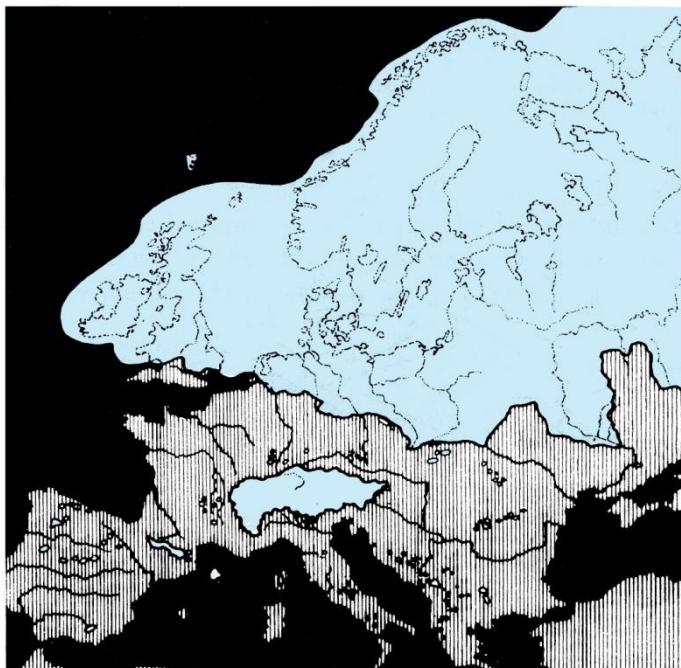
### **2.3 Solos de formação glacial**

À cerca de cem mil anos atrás houve um arrefecimento significativo do clima, começando a movimentação de glaciares do norte (Fig. 2.3), abrangendo por diversas vezes a região onde se localiza a Polónia (Rózycki, 1949), derretendo-se durante os sucessivos aquecimentos (Fig. 2.4).

Os glaciares deslocaram-se de uma altura de 500 a 1000m, provocando uma pressão no subsolo de 10 MPa, um valor muito superior à pressão provocada pelas actuais construções. A massa do glaciário provocou, por mais de uma vez, dobramentos do subsolo, elevação das camadas do solo e abrasão de partes de rocha, como por exemplo argilas terciárias. Os glaciares ao se deslocarem pelos vales montanhosos destroem as rochas por onde passam arrastando com eles pedaços de rocha e solo.

Tabela 2.1 - Cronologia de eras e períodos (baseado em Wilun, 2007)

Era	Período	Época	Cronologia (MA)	Composições típicas que surgiram na Europa Central	Transformações na superfície da terra (Europa Central)	
CENOZÓICO	Quaternário	Holocénico	0,6	Pós, areias, seixos, turfas, lamas	Glaciação e período entre glaciações	
		Plistocénico		Argilas, areias, seixos, siltes, turfas, carvão castanho		
	Terciário	Neogénico	Pliocénico	35	Siltes, pós, areia fina	Grandes lagos, Golfos marítimos
			Miocénico		Siltes, areia, seixos, carvão castanho	
		Paleogénico	Oligocénico	70	Areias, seixos glauconíticos, flysh carpatico	Orogénese dos Alpes
			Eocénico			
Paleocénico						
MESOZÓICO	Cretácio		120	Rochas margas e calcários, areias e arenitos glauconíticos	Alternadamente inundações e subida do mar	
	Jurássico		150	Calcário, argilas negras, arenitos ferruginosos, argilas claras e arenitos		
	Triássico		190	Siltes cinza-verde e vermelho, cascalho, dolomite e calcário, arenitos vermelhos		
PALEOZÓICO	Pérmico		220	Anidrite, gesso, sal-gema, dolomite, xistos, conglomerados, pórfiro, diabásios	Inundações marítimas e intensivas destruições montanhosas	
	Carbónico		280	Arenitos, calcário e carvão	Orogénese	
	Devónico		320	margas, calcários, xistos, quartzitos, diabásios	Inundações marítimas	
	Silurico		350	Xistos, calcários, arenitos e conglomerados	Orogénese	
	Ordovícico		400	Xistos, arenitos, calcário e grauvaque		
	Câmbrico		500	Quartzitos, arenitos, xistos, calcário		
PRÉ-CÂMBRICO	Proterozóico		1200	Gnaisses, micaxistos, anfíbolitos	Diversas orogénese	
	Arqueozóico		1750÷2000	Intrusão de rochas ígneas		



*Fig. 2.3 - Faixa de glaciação do Plistoceno na Europa (Witun, 2007)*

Durante as épocas de aquecimento o glaciador derreteu-se, depositando a massa rochosa que continha: pedregulhos, argilas com pedregulhos, areias e cascalho. Na periferia dos glaciadores, em grandes lagos depositam-se argilas glaciárias.

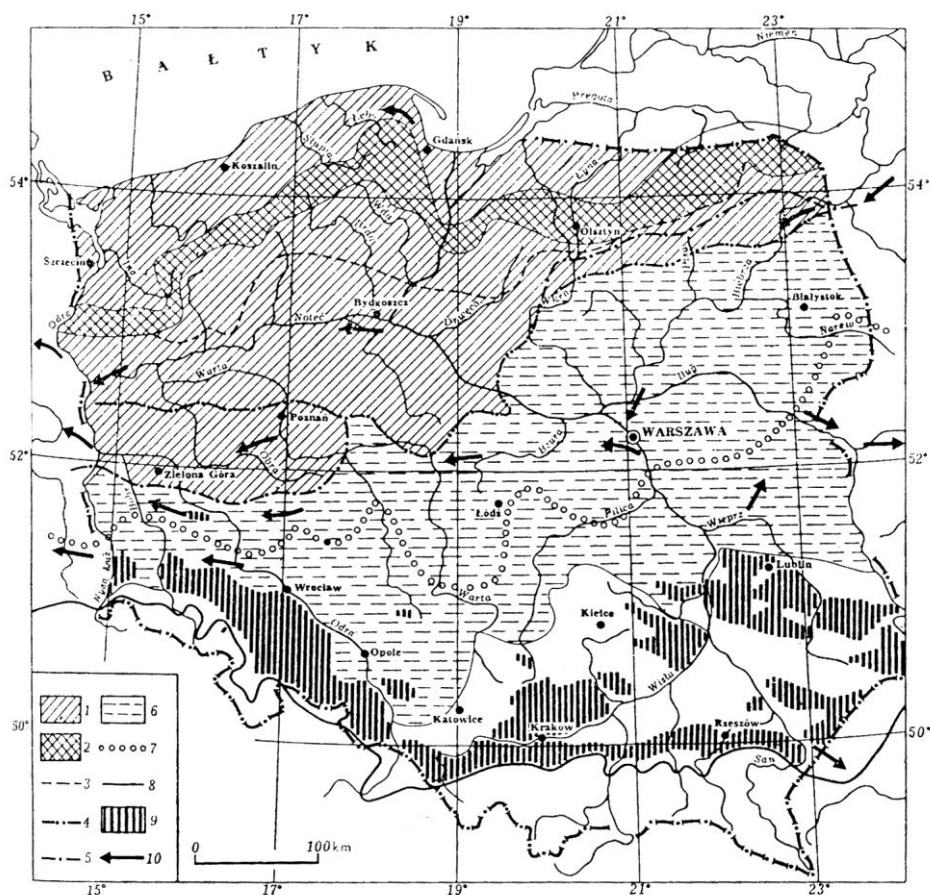
As argilas com pedregulhos caracterizam-se por conterem uma grande quantidade de carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) e serem revestidas de rochas nórdicas (granitos). As argilas glaciárias são finamente estratificadas: siltes escuras e claras.

As camadas de solo depositadas em períodos anteriores à glaciação são consolidadas e caracterizam-se por baixa porosidade e baixa compressibilidade. São solos muito bons para serem aplicados em camadas de fundação das construções.

Pouco consolidados, são no entanto, solos depositados na última invasão glaciária e solos que tinham sido depositados antes desta e em que sofreram processo de congelamento.

Em alguns casos, os terrenos consolidados pela anterior glaciação foram submetidos a dobramentos por influência das seguintes glaciações. Em tais condições, os solos coesivos (argila e silte) permaneceram em superfícies de deslizamento ao longo das quais a resistência ao cisalhamento do solo é bastante reduzida.

Exemplo dos efeitos glaciares são as regiões do norte de centro da Polónia, que foram cobertas na época glaciária de areia, argila e pedras da Escandinávia (localmente atingindo uma espessura de 100m).



1 -Área da Glaciação Báltica, 2 - Estado de morena da Pomerania, 3 - Estado de morena da Krajenski, 4- Estado de morena Poznan 5 - Estado de morena Leszno, 6 - Área da glaciação quaternária no centro da polónia, 7 - Estado Warty, 8 - Alcance máximo da era glacial em Cracóvia, 9 - Loess, 10 - Orientação do escoamento da água proveniente do degelo.

Fig 2.4 - Vestígios da Idade do Gelo em território polaco (Wiłun, 2007)

### 3 ESPECIFICIDADES DO DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO BASEADO NA NORMALIZAÇÃO POLACA

#### 3.1 Condições do nível freático na Polónia

O nível freático deve ser baseado nos registos históricos disponíveis, reflectindo o pico mais alto do nível freático normalmente relacionado com chuvas intensas e com o resultado das mesmas. Na Tabela 3.1 descreve-se a relação entre o tipo de estruturas de subsolo e a profundidade do nível freático. Esta relação permite-nos decidir que tipo de construção melhor se adequa, tendo em consideração o nível freático.

Tab. 3.1 - Classificação do nível freático para fundações de pavimento (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)

N.º	Características das estruturas de subsolo		Condições da água do solo, quando o nível do espelho de água do subsolo aparece a uma profundidade acima da base da estrutura do pavimento		
			<1m	1÷2m	>2m
1	Excavações ≤1m	A	má	media	média
		B	má	media	boa
2	Aterros ≤1m	A	má	media	média
		B	média	media	boa
3	Excavações ≤1m	A	má	media	boa
		B	média	media	boa
4	Aterros ≤1m	A	má	media	boa
		B	média	boa	boa

*A - bermas sem compactação, B - bermas bem compactadas com sistema, selado, de drenagem das águas do subsolo.*

#### 3.2 Divisão da Polónia relativamente à profundidade de penetração de gelo

Se as fundações das estruturas não são executadas a uma determinada profundidade, de modo que a faixa de congelamento dos solos possa ultrapassar a profundidade da fundação, e se os solos em que se encontram essas fundações tiverem características expansivas ocorre fenómeno de influência do gelo.

A Polónia é dividida em zonas de influência do gelo nos solos (Figura 3.1), dependentes da profundidade a que estes podem congelar. Este parâmetro vai influenciar a espessura das camadas construtivas do pavimento, para evitar fenómenos de influência do gelo.



Fig. 3.1 - Zonas de profundidade de congelamento dos solos na Polónia (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)

Na Tabela 3.2 é apresentada a divisão dos solos dependendo das suas características de reacção ao efeito da água e do gelo (aparecimento de fissuras durante a formação de bolsas de gelo e perda de capacidade de carga durante o período de humidade excessiva do subsolo).

Tab. 3.2 - Divisão dos solos de acordo com as suas características expansivas (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)

Propriedades	Grupos de solos		
	Solos não expansivos	Solos Incertos	Solos expansivos
Tipo de solo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pedregulho não argiloso</li> <li>- Cascalho</li> <li>- Areia grossa</li> <li>- Areia média</li> <li>- Areia fina</li> <li>- Escórias</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- areia muito fina</li> <li>- pedregulho argiloso</li> <li>- cascalho argiloso</li> </ul>	Solos pouco expansivos: <ul style="list-style-type: none"> <li>- argila sólida</li> <li>- silte</li> <li>- silte arenoso</li> </ul> Solos muito expansivos: <ul style="list-style-type: none"> <li>- areia argilosa</li> <li>- pó de areia</li> <li>- argila arenosa</li> <li>- argila</li> </ul>
Granulometria acc. PN-88/B-04481			
≤ 0,075 mm	< 15	15 ÷ 30	>30
≥ 0,02mm	< 3	3 ÷ 10	>10
Capilaridade acc. PN/60&B/04493, H <sub>kb</sub> m	< 1	1,0 ÷ 1,3	>1,3
Equivalente de areia acc. BN-64/8931-01	>35	25 ÷ 35	<25

As características dos solos devem ser estabelecidas com base em ensaios laboratoriais de caracterização referidos na Tabela 3.2. O critério base de avaliação é o teor de finos no solo, e como adicionais, usados em caso de dúvida, o equivalente de areia.

Tem-se por base o equivalente de areia para solos não coesivos. Se a avaliação, tendo por base diversos ensaios laboratoriais, for divergente, decide-se pelo resultado menos favorável.

### 3.3 Cargas de Tráfego segundo as normas Polacas

As categorias rodoviárias de tráfego (KR) são determinadas segundo a carga de veículos dados em eixos, e medidos diariamente na faixa da estrada a ser dimensionada.

Tab.3.3 - Classificação rodoviária segundo categorias de tráfego (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)

Categorias de tráfego	Número diário de eixos projectados (100kN) por faixa de estrada dimensionada $L$	Fadiga Número de eixo projectado (100kN) no período de vida (20 anos)
KR1	$\leq 12$	$\leq 90\ 000$
KR2	13-70	90 000-510 000
KR3	71-335	510 000-2 500 000
KR4	336-1000	2 500 000-7 300 000
KR5	1001-2000	7 300 000-14 600 000
KR6	Superiores a 2001	Superiores a 14 600 000

$$L = (N_1 \cdot r_1 + N_2 \cdot r_2 + N_3 \cdot r_3) \cdot f_1$$

Onde:

$L$  - número de eixos, calculado diariamente, no décimo ano após a entrada em serviço rodoviário,

$f_1$  - coeficiente calculado de acordo com o número de faixas tabela 3.4,

$N_1$  - o tráfego médio diário de camiões sem reboque no troço de estrada, no décimo ano após a entrada ao serviço rodoviário,

$N_2$  - como acima, mas para camiões com reboque,

$N_3$  - como acima, mas para autocarros,

$r_1, r_2, r_3$  - factores de conversão de camiões e autocarros em eixos, designados de acordo com a tabela 3.5.

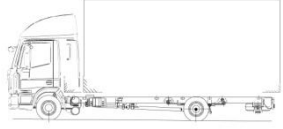
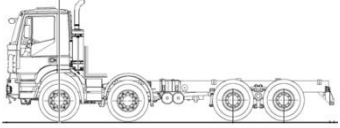

Categorias de tráfego são determinadas na Tabela 3.3, calculadas com base em  $L$ .

Dependendo do número de faixas utiliza-se um coeficiente,  $f_1$ , que se apresenta na Tabela 3.4.

Tab. 3.4 - Valores do coeficiente  $f_1$  (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)

Número de faixas nas duas direcções		$f_1$
Uma faixa de rodagem	Duas faixas de rodagem	
2	–	0,50
3	–	0,50
4	4	0,45
–	6	0,35

Tab. 3.5 - Factores de conversão para grupos de veículos para eixo 100kN (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)

Tipo de veículo	Coeficiente de conversão para eixo 100kN
	$r_1=0,109$
	$r_2=1,245-1,950$
	$r_3=0,594$

### 3.4 Grupo de capacidade de carga para subsolos de pavimento de estradas

Grupo de capacidade de carga (Tabela 3.6) para subsolos de pavimento de estradas (**Gi**), caracteriza a capacidade de carga do subsolo dependendo do tipo de estrada, das condições do nível freático, propriedades de resistência ao gelo e estado dos solos debaixo do pavimento. Segundo as normas polacas há quatro grupos que se devem ter em consideração: G1 - G4

Tab. 3.6 - Grupos de capacidade de carga para solos de fundação de pavimentos Gi dependentes das condições do nível freático (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)

No.	Tipo do solo de fundação	Grupo de capacidade de carga de subsolo Gi quando as condições do nível freático são:		
		Más	Médias	Boas
1	Não expansivos Pedregulho Cascalho Areias Escórias	G1	G1	G1
2	Incertos Areias cinzas Argila com pedregulho,	G1 G1	G2 G2	G2 G3
3	Expansivos Muito expansivos Argilas compactas, areias e cinzas compactas Siltes, siltes arenosos	G2	G3	G4
	Pouco expansivos Areias argilosas, Argilas, argilas arenosas e escórias Argilas aluviais	G3	G4	G4

Tab. 3.7 - Grupos de capacidade de carga para solos de fundação de pavimentos Gi dependente do índice de carga CBR (Baseado no Catálogo de pavimentos tipo, IBDiM, 1997)

Grupos da capacidade de carga do solo de fundação	Índice de carga CBR
G1	$10\% \leq \text{CBR}$
G2	$5\% \leq \text{CBR} < 10\%$
G3	$3\% \leq \text{CBR} < 5\%$
G4	$\text{CBR} < 3\%$

## 4 REVISÃO DA LITERATURA

### 4.1 Considerações gerais

A melhoria dos solos consiste, entre outras, em melhorar as características de deformabilidade, resistência ao corte e de permeabilidade do solo. O intuito e/ou necessidade de melhorar as suas características consiste em responder às seguintes situações:

- Viabilizar projectos em meios onde não seria possível satisfazer as exigências técnicas com o solo original não melhorado;
- Conquista espacial para novas actividades ou necessidades humanas;
- Necessidades Industriais (fundações de superestruturas, túneis, barragens ou pontes);
- Homogeneizar e/ou uniformizar características de leitos de fundação;
- Reduzir custos de sistemas de fundação.

Dependendo dos objectivos pretendidos e da filosofia de concepção de uma dada obra de Engenharia, e tendo ainda em conta os diferentes estados de tensão a introduzir no terreno, a opção da técnica de melhoramento de solos a adoptar poderá variar.

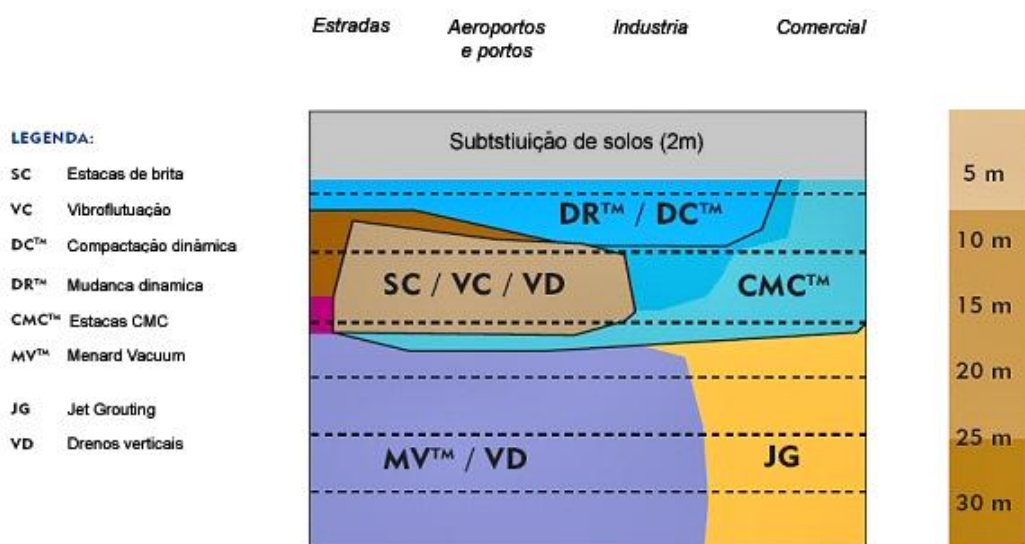


Fig. 4.1 - Técnicas de melhoria de solos em relação à profundidade de solos de má qualidade e do tipo de obra. (Menard Polska)

No entanto, a decisão sobre qual a técnica mais adequada a cada situação depende de vários factores, que devem ser analisados em conjunto de modo a ponderar as vantagens e

desvantagens inerentes a cada um deles, e estimar qual a solução mais adequada às circunstâncias e contexto da realização de Engenharia em apreço. Menard Polska propõe a escolha de técnicas de melhoria de solos dependendo do tipo de obra e da profundidade dos solos de má qualidade, (Fig. 4.1).

Actualmente existem vários métodos de melhoramento dos solos de fundação (Pisarczyk, 2005), nomeadamente:

- Compactação de solos,
- Substituição de solos,
- Pré-Carga,
- Cimentação e estabilização,
- Armação de solos.

A compactação de solos pode-se obter através de métodos estáticos ou dinâmicos. A compactação estática consiste na compactação dos solos através de cilindros estáticos ou de cilindros de pneus, especialmente na construção de aterros. A compactação dinâmica compreende métodos de vibração (compactação vibratória e vibroflutuação) e métodos de impulsão (batimentos pesados consolidação dinâmica e explosões). A essência da estabilização neste grupo de métodos, consiste na diminuição da porosidade dos solos como efeito da vibração e compactação.

A substituição de solos pode ser feita à superfície (substituição de uma camada de solo de má qualidade) e em profundidade (estacas de areia e brita). A concepção deste método é simples. Ele envolve a remoção de solos de má qualidade e a sua substituição por outros com capacidade de carga adequados, ou em alternativa na execução de estacas de areia ou brita.

A pré-carga (consolidação preliminar) pode ser realizada pelo método de carregamento preliminar com um balastro, reduzindo a pressão da água nos poros dos solos usando drenos de areia ou drenos artificiais (por exemplo geodrenos), ou então métodos de drenagem muitas vezes ajudados com pressão e electroosmose.

A cimentação e estabilização envolvem: injeções de cimento, silicatização, jet grouting, estabilização térmica e estabilização superficial. Este grupo de métodos são aplicados essencialmente para selar os solos de fundação (p.e. barragens) e melhorar as fundações e as sub-bases de pavimentos rodoviários.

A armação de solos pode-se obter através: de ancoragens, gabiões, geotexteis. A essência destes métodos é o reforço de solos de fundação e taludes.

## 4.2 Estabilização de solos

A estabilização de solos pode-se definir como a alteração das propriedades do solo para possibilitar a sua utilização como material de engenharia. As alterações às propriedades de um solo podem ser de origem química, física e biológica. Face ao tema da dissertação, descreve-se com maior pormenor as diferentes técnicas de estabilização química.

Os agentes estabilizadores podem ter maior ou menor eficiência, consoante o tipo de solo em causa, dada a sua enorme variedade, quer a nível físico, quer a nível químico. A Tabela 5.1 esquematiza quais os agentes mais indicados, mediante os resultados dos ensaios de análise granulométrica e dos limites de Atterberg.

Tabela 4.1 - Escolha do agente estabilizador em função do tipo de solo (Little, 1995).

% Passados no Peneiro nº 200 <25%	$I_p < 10\%$	Estabilização com cimento
		Estabilização com betume para bases se o $I_p < 6\%$
	$I_p > 10\%$	Estabilização com cimento
		Estabilização com cal
% Passados no Peneiro nº 200 > 25%	$I_p < 10$	Estabilização com cimento
	$10\% < I_p < 30\%$	Estabilização com cal
		Estabilização com cimento
		Estabilização com betume (adicionar cal para o $I_p < 10\%$ (sub-bases) e $I_p < 6\%$ (bases))
	$I_p > 30\%$	Estabilização com cimento (adicionar cal suficiente para $I_p < 30\%$ )
Estabilização com cal		

Verifica-se que a estabilização química com cal ou betume tem um campo de aplicação mais limitado, enquanto a estabilização de solos com cimento é adequada para a maioria dos solos. A escolha adequada do método de estabilização depende em grande parte das condições do nível freático, e as modificações que podem ocorrer como efeito da execução da estrada. Os pavimentos rodoviários exigem uma boa drenagem dos solos de fundação e do aterro.

A análise do solo nos troços de estrada em que se prevê utilizar a estabilização, deve basear-se na investigação das condições geológicas e hidrogeológicas. As magnitudes dos movimentos de água só deve ser medida no terreno (Ingles e Metcalf, 1972) porque as condições de permeabilidade de uma mostra laboratorial dificilmente serão semelhantes às do solo *in situ*.

As propriedades principais de um solo com que o engenheiro rodoviário se preocupa são, segundo Ingles e Metcalf (1972), a manutenção do volume ou controle da expansibilidade, a resistência, a durabilidade dessa resistência e a permeabilidade. A estabilização deve ainda ser pensada não apenas em termos de correcção às propriedades naturais, mas também em termos de medidas preventivas contra condições adversas desenvolvidas, quer durante a construção, quer durante a vida útil da obra.

O tratamento dos solos com estes materiais em obras de terraplenagens tem dois objectivos: melhorar os solos muito húmidos, quer se tratem de solos naturais quer de solos reutilizados; e realizar camadas de solo suficientemente rígidas e estáveis às variações do nível freático, capazes de permitir o tráfego de obra e suportar a construção das camadas superiores (Correia, 1996). No primeiro caso pretende-se uma rápida alteração no comportamento do solo de modo a possibilitar a circulação de equipamentos de obra e a execução das terraplenagens, não visando contudo uma significativa melhoria das características mecânicas. Esta melhoria, constitui sim, o segundo objectivo referido, no que pode ser considerado uma transformação do solo original num material nobre através da alteração permanente das suas propriedades.

O tratamento de solos com ligantes hidráulicos justifica-se pelas necessidades de carácter económico e também por uma crescente preocupação ecológica. O desenvolvimento desta técnica construtiva está associado ao progresso tecnológico verificado nos últimos anos, permitindo actualmente consideráveis rendimentos e uma boa qualidade de construção (Correia, 1996).

Nesta técnica de estabilização utilizam-se vários tipos de ligantes químicos tais como cimento, cal, cinzas volantes, betume, Lipidur DS e Silment.

#### **4.2.1 Estabilização de solos com Cimento**

Um dos ligantes mais conhecidos e aplicados na estabilização química de um solo é o cimento. O solo é misturado com cimento e água em proporções óptimas chamando-se mistura solo-cimento. Os solos estabilizados com cimento utilizam-se na melhoria das fundações de pavimentos rodoviários, na mudança de solos fracos em fundações directas e no pavimento de pavilhões industriais.

Assim, a estabilização de solos com cimento constitui uma das mais generalizadas técnicas para melhorar o comportamento dos solos, dada a sua elevada disponibilidade e adequabilidade a uma maior variedade de solos. A estabilização de um solo por adição de cimento consiste na preparação de uma mistura homogénea de solo pulverizado, cimento e água, em proporções determinadas, em que a acção estabilizante do cimento pode ocorrer

segundo dois mecanismos distintos, consoante o teor que é adicionado ao solo (Pereira, 1970).

O mecanismo que permite o aumento da resistência mecânica é devido à acção aglutinante do cimento, que cimenta as partículas de solo. Este efeito verifica-se quando os teores em cimento são mais elevados, em que o cimento forma núcleos interligados distribuídos pela massa de solo. Para teores em cimento mais baixos, verifica-se fundamentalmente uma modificação da fracção argilosa do solo, que diminui a sua plasticidade, podendo ser ou não acompanhada de aumento da resistência mecânica, uma vez que o cimento, nestes casos, promove a floculação das partículas de argila.

Mediante estes dois tipos de acções, podem ser distinguidos três tipos de misturas de solo com cimento, que têm geralmente utilizações distintas. Solo-cimento ou solo-cimento compactado, em que a quantidade de cimento é suficiente para conduzir ao seu endurecimento, devendo ser preparada com o teor em água necessário a uma compactação adequada e à hidratação do cimento. São misturas utilizadas na construção de camadas de base e de sub-base de pavimentos de estradas e aeródromos, de pavimentos de pistas ou estradas de pequeno tráfego, de faixas para aterragens de emergência, de núcleos de barragens de terra (Pereira, 1970) e ainda para blocos de terra compactados utilizados para construções em terra.

Consta que a mistura solo-cimento foi utilizada pela primeira vez em 1800, no sul da Inglaterra, como tratamento de leito de estradas e pistas para veículos traccionados por cavalo, sendo o percursor dessa mistura o engenheiro ingles H.E. Brook-Bradley (Portland Cement Association - PCA, 1960). Contudo outros autores (Witun, 1976, 2007 e Pisarczyk, 2005) afirmam que a estabilização de solos com cimento foi utilizada para fins rodoviários pela primeira vez nos Estados Unidos da América em 1935 e que segundo Biezruk na Rússia foi utilizado pela primeira vez em 1914 na construção de estradas em parques. Na Polónia a estabilização de solos com cimento foi utilizada pela primeira vez pelo Engenheiro Bielenia em Poznan em 1938.

#### **4.2.1.1 Adequabilidade de solos a serem estabilizados com cimento**

Segundo a especificação do LNEC E243 (1971), a adequabilidade de um solo depende de duas propriedades físicas, a granulometria e os limites de consistência, e de propriedades químicas, tais como, a presença de matéria orgânica e a presença de sulfatos, além das condições gerais que estes solos devem possuir.

Na Polónia a norma PN-S-96012 “Sub-bases e fundações de pavimentos estabilizados com cimento”, vai de encontro à mencionada especificação do LNEC relativamente às propriedades dos solos adequados para serem estabilizados com cimento.

Os solos minerais destinados para a estabilização com cimento devem ter distribuições granulométricas adequadas (Fig. 4.2). Os melhores resultados da estabilização de solos com cimento obtêm-se, quando a distribuição granulométrica do solo é aproximada da distribuição granulométrica da mistura óptima de argila-areia ou areia-cascalho, bem como no caso da estabilização de loess limpa com  $pH = 7$  (Pisarczyk, 2005).

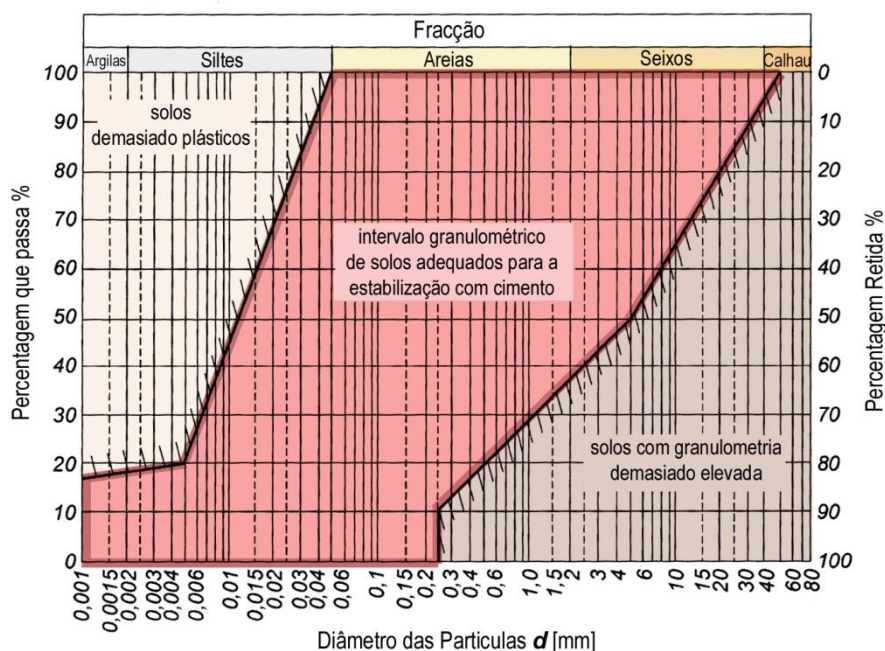


Fig. 4.2 - Granulometria de solos adequados para a estabilização com cimento (Pisarczyk, 2005)

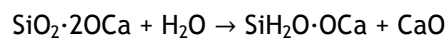
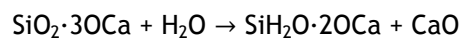
Além disso, os solos adequados para a estabilização com cimento devem ter um limite de liquidez  $w_l < 40\%$  e um índice de plasticidade  $I_p$  na faixa de 0-15% e  $pH = 5-8$ . É de notar que nos últimos anos também se estabilizam com cimento resíduos industriais tais como: cinzas e escórias de carvão e outros (Pisarczyk, 2005).

Solos com  $pH < 4,5$  não se adequam para a estabilização com cimento. O teor de poluentes orgânicos no solo não pode exceder 2%, enquanto o teor de sulfato ( $SO_4$ ) ou os sais solúveis não podem exceder 1%. O conteúdo de matéria orgânica  $I_{om} > 2\%$  origina a degradação dos parâmetros de resistência e para valores de sulfato superior a 2% a estabilização não é aconselhável (Wilun, 2007).

#### 4.2.1.2 Mecanismos de estabilização dos solos com cimento

É normalmente aceite que o cimento ou forma fortes núcleos distribuídos pela massa de solo ou constitui um esqueleto de cimento hidratado, preenchendo os vazios e envolvendo assim as partículas.

Uma vez que o cimento Portland normal é constituído por cerca de 45% de silicato tricálcico ( $\text{SiO}_2 \cdot 3\text{Ca}$ ) e 27% de silicato bicálcico ( $\text{SiO}_2 \cdot 2\text{Ca}$ ), e hidrata com o solo formando um gel de silicato hidratado de bi e monocálcio ( $\text{SiH}_2\text{O} \cdot 2\text{Ca}$  e  $\text{SiH}_2\text{O} \cdot \text{OCa}$ ), a reacção pode ser representada da seguinte forma:



Durante a reacção de hidratação é libertada uma determinada quantidade de cal. O gel de silicato de cálcio insolúvel cristaliza muito lentamente formando uma matriz envolvente.

Contudo, a proporção de partículas argilosas aglutinadas será bastante pequena, sobretudo se comparada com a proporção de partículas granulares que passarão a estar interligadas. Independentemente do tipo de solo, o processo de hidratação do cimento, fundamental para a optimização das características da mistura, é facilitado se esta for compactada no teor de humidade óptimo.

A adição de cimento a solos coesivos reduz a plasticidade do solo, o que é atribuído à libertação de iões cálcio durante as reacções de hidratação do cimento. A fixação dos catiões nas partículas de argila altera a distribuição das cargas eléctricas provocando a atracção mútua entre as partículas e a sua consequente floculação. As partículas assim agregadas passam a comportar-se como partículas de maiores dimensões do tipo siltoso ou argilo-siltoso, com inferior plasticidade.

A quantidade de cimento necessária para a estabilização depende da composição granulométrica do solo, da actividade, porosidade e dos requisitos do solo-cimento.

Pequenas quantidades de cimento melhoram os solos, aumentando a sua coesão ao mesmo tempo diminui a sua absorvabilidade e plasticidade. A influência do ligante de cimento no valor do índice de plasticidade dos solos é apresentada na tabela 4.2 (Clare, 1955).

Tabela 4.2 - Influência do ligante de cimento no valor do Índice de Plasticidade

Ligante de cimento em percentagem (peso)	Limite de Liquidez	Índice de Plasticidade
0	53	20
3	40	10
5	38	8
7	40	5
9	40	3
11	37	Não plástico

Tendo em conta os requisitos da mistura óptima de solo em relação à granulometria e Índice de plasticidade (4-9%) ou aos dados da Tabela 4.2, claramente se observa, que na qualidade da mistura pode influenciar já uma pequena quantidade de cimento.

Para a estabilização de solos essencialmente usa-se cimento Portland classe 25. Este pode ser usado para estabilizar todos os solos que se encontram dentro da amplitude de solos adequados que se ilustra na Fig. 4.2. Também se usa cimento Portland classe 35, que essencialmente serve para estabilizar solos finos, pouco ácidos, e com um valor pequeno de húmus. O cimento Portland classe 35 adiciona-se aproximadamente 20% menos do que o cimento Portland de classe 25.

Assim como, também se utiliza cimento classe 35 quando a adição de 12% de cimento classe 25 ao solo não se atingem resultados satisfatórios. Usualmente a adição de cimento ao solo faz-se de 2-20% (em relação à massa seca do solo).

Se o solo tem um  $\text{pH} \leq 5,0$  ou contém mais do que 1% de sulfato (convertido em  $\text{SO}_4$ ), recomendável é o uso de cimento fundido classe 25, que é mais resistente a estes requisitos do que o cimento Portland (Witun, 2007).

Pequenos teores de cimento, da ordem de 1 a 2%, são suficientes para tornar o solo mais trabalhável, diminuir as suas mudanças de volume e aumentar a sua capacidade de carga (INGLES, 1968). A mistura solo-cimento compactado pode, (Senço, 2001), ser empregada tanto como base, quanto sub-base de pavimentos, sendo necessários teores de cimento, dependendo da classe escolhida do solo, superiores a 4%. O autor descreveu o emprego de misturas solo-cimento, com teores de estabilizante entre 1 e 4%, típicas para melhoria e reforço do leito de pavimento.

#### **4.2.1.3 Características das misturas solo-cimento**

Os principais factores que condicionam as propriedades físicas dos solos estabilizantes com cimento são, para além do tipo de solo e da quantidade de ligantes, o grau de mistura, o tempo de cura (ou de hidratação) e o peso específico seco da mistura compactada.

O cimento exerce a sua acção estabilizante conforme o teor em cimento da mistura. Uma das acções, que consiste no aumento da resistência mecânica, devido à acção aglutinante do ligante (cimentando as partículas dos solo), tem efeito preponderante quando os teores em cimento são mais altos. A outra acção, de importância preponderante quando os teores em cimento são mais baixos, consiste fundamentalmente na alteração da fracção argilosa do solo, mais concretamente na diminuição da plasticidade, podendo ou não ser acompanhada de um aumento na resistência mecânica.

De acordo com Pinto (Pinto, 1980), a quantidade de cimento a ser incorporada ao solo depende das características que se pretende do material resultante. Diz o autor que dois grãos de solo fortemente unidos pelo cimento, uma vez separados, não voltam mais a apresentar a mesma coesão. Portanto para se obter uma determinação mais precisa do teor de cimento, foram realizados estudos com o intuito de garantir a permanência da coesão quando o solo-cimento é solicitado, tanto pela acção do tráfego, como pelos esforços provenientes das variações da temperatura e de humidade. Com esse objectivo são elaborados ensaios de durabilidade em que as amostras são submetidas a ciclos de molhagem/secagem e gelo/degelo.

A dosagem do solo-cimento é feita através de ensaios laboratoriais, seguida da interpretação dos resultados por meio de critérios preestabelecidos. O resultado final consiste na fixação de três variáveis: quantidade de cimento, quantidade de água e peso específico seco máximo.

De uma forma geral, a dosagem do cimento apresenta uma desvantagem prática, devido ao tempo gasto para a realização dos ensaios, principalmente para os da resistência, que requerem um tempo de cura dos provetes de cerca de 28 dias.

#### **4.2.1.4 Proporção dos constituintes da mistura, preparação, compactação e cura**

A determinação do teor em cimento mais adequado à estabilização de um determinado solo apresenta alguma complexidade. Se é verdade que o aumento da quantidade de cimento conduz a resistências mais elevadas, a sua utilização em quantidades superiores às necessárias apresenta alguns inconvenientes, não só do ponto de vista económico como do ponto de vista técnico.

A água utilizada na estabilização de solos com cimento deve respeitar os requisitos indicados nas normas existentes. Qualquer água potável com exceção da mineral é adequada para ser usada na estabilização química de solos (Pisarczyk, 2005)

A influência da quantidade de água adicionada à mistura tem sobretudo a ver com a compactação desta, o que faz com a relação água/cimento seja pouco utilizada na estabilização de solos. Segundo Pereira (1970), o teor em água necessário à hidratação do cimento é inferior ao teor óptimo para compactação. Sendo assim, ao ser adicionada à mistura a quantidade de água necessária à obtenção do teor óptimo de humidade, está automaticamente garantida a hidratação do cimento, desde que não se verifiquem perdas durante o período de cura. Parece contudo verificar-se alguma tendência para o aumento da resistência com o teor em água, em igualdade de peso específico aparente. Por outro lado, em solos argilosos e silteosos, a quantidade de água que conduz à máxima resistência das misturas parece ser igual ou ligeiramente superior ao teor óptimo determinado no ensaio de compactação, enquanto em solos arenosos parece ser mais baixa.

A duração do período de mistura e de espera até à compactação influenciam também a resistência. Com efeito, logo que em obra se adiciona cimento a um solo, e como em princípio este está húmido, a fracção argilosa tende a flocular, o que provoca diminuição no peso específico da mistura e conseqüentemente na resistência. Por outro lado começam também a criar-se algumas ligações que vão dificultar o aumento do peso específico da mistura aquando da compactação. Ora, se por um lado o prolongamento do tempo de preparação da mistura permite melhorias na sua resistência, por outro lado esse prolongamento permite a referida floculação. Sendo assim, verificam-se normalmente diminuições na resistência na ordem dos 10 a 20% ao fim de 2 horas.

O prolongamento do período de espera, que decorre entre a preparação e a compactação da mistura, parece ser mais prejudicial do que o prolongamento do tempo de preparação. Com efeito, as ligações que se vão formando vão dificultar a compactação, diminuindo assim a resistência final obtida. Por outro lado durante o processo de compactação algumas das ligações são destruídas. Estes factores implicam reduções na resistência, ao fim de duas horas, na ordem dos 20 a 40%. Estas perdas podem contudo ser inferiores (até 50%) se for feito um remeximento imediatamente antes da compactação. Considera-se aceitável um intervalo de até 2 horas (para temperaturas na ordem dos 25°C), entre o início da preparação da mistura e a sua compactação, sendo aconselhável remeximentos intermitentes.

É indispensável que a compactação se realize rapidamente e de forma eficaz. Naturalmente, o aumento da energia de compactação aumenta o peso específico e a resistência das misturas.

A resistência à compressão de uma mistura de solo-cimento cresce no tempo, dado o endurecimento progressivo desta. Esse crescimento pode ser afectado pelo tipo de solo e pelo

teor em cimento. Os provetes são normalmente ensaiados com tempos de cura iguais ou superiores a 7 dias, visto que o efeito aglutinante do cimento tipo Portland normal é normalmente pouco característico até essa altura, tal como a influência relativa dos diversos teores em cimento utilizados. A preparação destes provetes implica a prévia realização de ensaios de compactação das misturas para determinar os teores em água óptimos.

Tal como com os betões, o solo-cimento necessita de algum tempo de cura antes de entrar em serviço. Esse tempo de cura é normalmente de 7 dias. As condições em que decorre a cura podem afectar a qualidade do produto final. Assim, convém evitar a secagem da superfície sobretudo no período inicial do desenvolvimento da resistência, o que é conseguido cobrindo o material com uma camada pouco espessa de areia ou solo, que se mantém permanentemente húmido, ou regando a superfície com um produto betuminoso que evite as perdas de água da mistura.

A temperatura ambiente também influencia a cura. Se é baixa, atrasa a presa e o endurecimento, esse é alta acelera estes fenómenos. De um modo geral, temperaturas elevadas parecem favorecer a qualidade do solo-cimento.

#### **4.2.2 Estabilização de solos com Cal**

A cal já era utilizada como material ligante, misturada ou não com outros produtos, antes mesmo de os Romanos terem desenvolvido a sua técnica de aplicação. De facto, os primeiros vestígios de produção industrial de cal surgem no Egipto, cerca de 3000 anos AC, quando as pirâmides foram construídas com blocos de calcário ligados entre si por um ligante constituído por uma mistura de cal e gesso. Contudo, foram os romanos que desenvolveram as primeiras grandes aplicações da cal em geotecnia, nomeadamente na secagem de terrenos e na fixação das lajes de algumas das suas estradas às plataformas.

As utilizações tecnicamente evoluídas introduzidas pela civilização Romana mantiveram-se praticamente inalteráveis até meados da Idade Média, altura em que foram descobertas outras aplicações para a cal, como a projecção, por parte dos soldados franceses, de cal viva sobre os seus inimigos na guerra de 1217. Contudo foi preciso esperar até ao século XVIII para se assistir a uma abordagem científica e a uma exploração industrial da cal: o químico inglês Joseph Black escreveu as reacções que o correm durante a fabricação da cal, e mais concretamente na expulsão do dióxido de carbono. Este trabalho foi completado no século XIX por Vicat e Debray, quando foram identificadas todas as propriedades físico-químicas do produto, bem como todos os tipos de cal e suas utilizações. No fim do século XIX e início do século XX, o considerável desenvolvimento industrial favorece a criação de vários centros de produção na Europa e nos Estados Unidos (Cristelo, 2001). A estabilização de solos através de adição de cal é aplicada na Polónia desde 1959.

O segundo material mais usado como ligante hidráulico para a estabilização de solos é a CAL. A mistura de solo, cal e água, em proporções ótimas, até ao seu endurecimento chama-se mistura cal-solo. A mesma mistura após a compactação e endurecimento chama-se solo estabilizado com cal. A estabilização de solos com cal baseia-se na sua homogeneização, mistura com cal e compactação da mistura com um teor de humidade óptimo.

#### 4.2.2.1 Adequabilidade de solos a serem estabilizados com cal

No mecanismo de estabilização dum solo pela cal, as acções de permuta catiónica desempenham um papel importante, pelo que a capacidade de permuta catiónica do solo está directamente ligada com a sua aptidão à estabilização com cal. Isto porque a troca entre os iões adsorvidos pelas partículas argilosas e os iões cálcio fornecidos pela cal constitui um dos factores mais importantes na floculação da mistura. Castro (1969), admitindo que a variação da expansibilidade era representativa da melhoria proporcionada pela cal às características do solo, relacionou a variação máxima da expansibilidade com a capacidade de permuta catiónica do solo sem cal. Verificou então que as grandes reduções na expansibilidade ocorreram nos solos de mais elevada capacidade catiónica.

O principal critério de avaliação da susceptibilidade do solo à estabilização pela cal é a sua plasticidade. Quanto mais plástico for o solo, maiores os benefícios devido à adição de cal. Solos com reduzida plasticidade não são significativamente melhorados pela cal (Castro, 1974).

Para a estabilização com cal são indicados os solos coesivos sem excluir as argilas muito coesivas mesmo no estado semiplástico e também as gravilhas argilosas, as areias grossas argilosas, as areias argilosas e as poeiras. (Pachowski, Skarzynski, 1961).

Os solos que mais se adequam para a estabilização com cal são os solos cujo índice de plasticidade é superior a 10. Já os solos que contêm mais de 10% de teor em água, solos pantanosos, turfas e areias com diferentes granulometrias são inadequados para a estabilização com cal (Witun, 2007).

Por outro lado Pisarczyk (2005) diz que se podem usar solos coesivos com índice de plasticidade  $I_p \geq 7\%$ . Para a estabilização com cal não se adequam solos ou cinzas volantes que contenham mais que 15% de fracção de areia grossa e mais que 10% de teor em matéria orgânica e com equivalente de areia  $EA \geq 30\%$ .

Thompson (1966) chama a atenção para solos possuidores de mais de 1% de matéria orgânica, pois os mesmos não respondem bem ao tratamento com a cal.

A matéria orgânica apenas retarda o aumento da resistência da mistura solo-cal provocado pelas reacções pozolânicas. Seno assim, será lógico pensar que a matéria orgânica nem combina com a cal adicionada ao solo, impedindo o desenvolvimento das referidas reacções, nem impede a dissolução da sílica e alumina nele presentes. Segundo Sherwood (1993), é o tipo de matéria orgânica presente que é importante, e não a sua quantidade. Isto porque a matéria orgânica não interfere necessariamente com os processos de hidratação, e portanto o conhecimento da sua quantidade não é só por si decisivo.

O mecanismo envolvido na reacção dos sulfatos com os solos estabilizados com cal foi estudado por Sherwood (1962). Os sulfatos presentes na mistura solo-cal podem levar à sua progressiva desintegração. Este efeito é facilitado quando o solo contém uma fracção argilosa significativa e quando o seu teor em água puder ainda ser aumentado para valores superiores ao utilizado na sua compactação. Quando o pH da mistura é elevado ocorre uma reacção entre a argila e os iões de sulfato na presença de  $\text{Ca(OH)}_2$  e da água em excesso. A reacção pode resultar na formação de sulfo aluminato de cálcio, que ocupa um volume consideravelmente superior ao dos constituintes a partir dos quais foi formado. A expansão deste mineral destrói as ligações existentes no solo estabilizado.

Vários autores demonstraram já que quantidades significativas de sulfato presentes no solo são prejudiciais à sua estabilização com cal e cimento como já referido anteriormente em 4.2.1.1.

#### **4.2.2.2 Mecanismos de estabilização dos solos com cal**

Na estabilização com cal é reconhecido por vários autores o facto de que as características dos solos podem variar dentro de um intervalo bastante lato, havendo a necessidade de ajustar o tratamento a essas variações. Inicialmente, contudo, havia a tendência para encarar a cal como um material único, desprezando as diferenças entre os vários tipos de cal. A investigação e a experiência acumuladas com o tempo depressa se encarregaram de mostrar o que é hoje uma evidência: alguns tipos de cal são mais eficazes do que outros.

A cal é produzida pela calcinação de calcário britado na qual o carbonato de cálcio presente na rocha é reduzido a óxido de cálcio ou pela calcinação da calcário dolomítico que é uma rocha em cuja composição estão presentes os carbonatos de cálcio e magnésio. O óxido de cálcio produzido recebe o nome de cal cálcica e o produto contendo os óxidos de cálcio e magnésio é denominado de cal dolomítica, sendo ambos os tipos conhecidos como cal viva. A adição controlada da água viva  $\text{CaO}$  produz a cal hidratada  $\text{Ca(OH)}_2$  que é o produto de maior uso em trabalhos de estabilização de solos (Lima, 1981).

A cal apagada a seco  $\text{Ca(OH)}_2$  (hidratada) pode ser usada para a estabilização de solos médio-coesivos e como um ligante melhorador em caso da estabilização através de adição de cimento de solos muito coesivos, ácidos ou orgânicos.

A cal hidráulica ( $2\text{CaOSiO}_2$ ,  $\text{CaOAl}_2\text{O}_3$ ) é utilizável na estabilização de solos pouco coesivos (cujo índice de plasticidade é inferior a 10) ou para a areia grossa e gravilhas pouco argilosas (cujo índice de areia é inferior a 30).

A cal viva moída ( $\text{CaO}$ ) é apropriada para a estabilização ou melhoria de solos médio ou muito coesivos, solos ácidos ou orgânicos. A cal viva moída é aplicável também em caso da estabilização de solos cujo teor em água ( $w$ ) é consideravelmente menor em relação ao teor em água óptimo ( $w_{opt}$ ). No caso de estabilização de solos cujo  $w < w_{opt}$  é aconselhável aplicar leite de cal adequadamente concentrado (Wilun, 2007).

De um modo geral todos os solos de granulometria fina reagem com a cal, ocorrendo trocas catiônicas responsáveis por efeitos de floculações, aglomerações que afectam, beneficemente, a sua trabalhabilidade, plasticidade e propriedades de carácter expansivo. As reacções ditas pozolânicas entre os solos e a cal nem sempre ocorrem, sendo influenciadas pelas propriedades naturais dos solos, tipo e teor de cal empregado na mistura, condições de cura e teor de humidade. Com relação às condições de cura, as propriedades de engenharia das misturas solo-cal são dependentes da mesma visto que evoluem, dinamicamente, com o período de cura em razão do desenvolvimento de reacções pozolânicas (Lima e Rohm, 1993).

Um material com características pozolânicas define-se como sendo aquele que em associação com a cal e em presença de água, à temperatura ambiente, produz como resultado compostos estáveis de propriedades ligantes (Figura 4.3). A adição da cal aos solos em percentagem significativa provoca elevação do pH das misturas, o que, leva ao aumento da solubilidade da sílica e alumina presentes (Nóbrega, 1985).

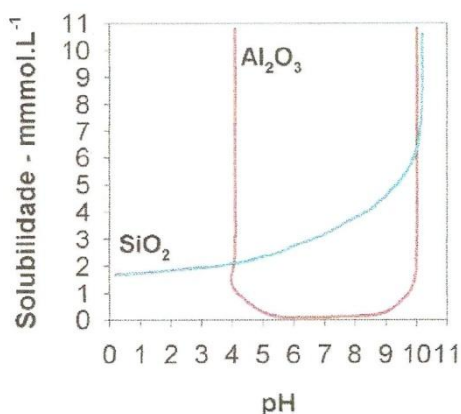


Fig. 4.3 - Dissolução da sílica e da alumina em função do pH (Nóbrega, 1985)

Mendonça (1998) mencionou que é comum associar-se à presença desses compostos cimentantes a ocorrência de reacções pozolánicas, significativas ou não, que são basicamente reacções entre a sílica e a alumina do solo com a cal e a água. Assim, quando a cal é adicionada a um solo reactivo, ocorre sensível redução na sua plasticidade e gradual aumento na sua resistência mecânica com o tempo, após a compactação, em razão das reacções químicas que ocorrem na mistura.

A reacção pozolânica entre o solo e a cal é lenta e só se completa alguns anos depois, requerendo ainda, temperaturas acima de 21°C (Lima e Rohm, 1993). Mcdowell (1966) constatou o facto anterior, quando amostras extraídas da base de um pavimento de solo-cal, nos Estados Unidos, construído a 10 anos apresentaram valores de resistência três vezes maiores do que amostras ensaiadas com os mesmos agentes em laboratório.

As características de compactação, plasticidade, variação de volume, resistência mecânica e tensão-deformação são influenciadas da seguinte forma pela adição de cal aos solos:

O teor de água óptimo da mistura aumenta em relação ao solo não tratado com cal e a massa específica seca máxima diminui em até 5% a depender do teor de cal empregue (Lima e Rohm, 1993).

- Reduções decorrentes da adição de cal nos solos no limite de liquidez e acréscimos no limite de plasticidade;
- Os fenómenos de expansão e contracção normalmente são bastantes reduzidos pelos tratamentos dos solos com cal;
- A resistência mecânica dos solos reactivos à cal, após devida compactação e adequado período de cura, atinge valores extremamente superiores àqueles dos solos naturais compactados;
- A durabilidade da mistura solo-cal cresce com o tempo de cura, sem as perturbações do tráfego e rolamento;
- As tensões de flexão podem ser o elemento controlador do projecto de pavimentos com misturas solo-cal reactivas, daí a importância de se obter o módulo de elasticidade determinado na flexão para fins de caracterização do comportamento tensão-deformação das misturas solo-cal curadas.

Uma revisão geral da literatura revela que os ganhos na resistência mecânica das misturas solos-cal são bastante influenciados pela duração e temperatura de cura. Os solos estabilizados com cal exibem geralmente um rápido aumento da resistência no início do período de cura, diminuindo então essa taxa de crescimento com o tempo de cura. Biswas concluiu que a velocidade de aumento da resistência está directamente relacionada com a temperatura de cura (Biswas, 1972).

Embora tenham sido já utilizadas, por vários investigadores, temperaturas de cura na ordem dos 60°C, temperaturas ligeiramente inferiores parecem ser mais indicadas pelos seguintes motivos (Biswas, 1972):

- São mais próximas das temperaturas encontradas no terreno;
- Causam menos perda de mistura durante a cura;
- Criam tempos de cura mais convenientes e originam maior facilidade de manuseamento das amostras;
- Não causam mudanças significativas da resistência com pequenas variações do tempo de cura, devido ao declive menos pronunciado das curvas resistência-tempo, o que permite maior precisão na previsão dos resultados.

O calor, sobretudo se for utilizado um ligante secundário, provou assim ser bastante efectivo no aumento das reacções pozolânicas e consequentemente no aumento das resistências mecânicas obtidas. Um ambiente de elevado pH é mantido no sistema sol-cal-água durante um período mais longo, em resultado das temperaturas elevadas, provocando a extensão da dissolução de sílica e alumina das partículas de argila.

O prolongamento de período de cura além de determinado valor é desvantajoso, devido ao retrocesso das modificações verificadas. Este retrocesso deve-se, pelo menos em parte, à carbonatação da cal pelo anidrido carbónico do ar. Castro (1969) verificou que a adição de cal, quer calcítica quer dolomítica, eleva o pH dos solos para valores semelhantes aos da própria cal. Com o prolongar do período de cura o pH diminui, facto que se traduziu numa tendência para a recuperação da expansibilidade inicial dos solos.

Este efeito não se produziu em provetes compactados e parafinados, nos quais as características conferidas pela adição de cal se mantiveram ao longo dum período de tempo considerável, o que permite admitir que tal se verifique também em obra, quando o solo estabilizado com cal estiver protegido, por exemplo por outra camada de pavimento.

#### **4.2.2.3 Características das misturas solo-cal**

O teor em cal a utilizar em cada situação deve ser determinada através de ensaios laboratoriais prévios. É normalmente necessária uma quantidade de cal viva inferior à de cal hidratada, de modo a atingir os mesmos resultados na estabilização duma determinada quantidade de solo.

A água é fundamental para o sucesso das reacções entre a cal e a argila, sendo a influência do teor em água na forma como a cal é consumida pelo solo tanto maior quanto maior for a quantidade de água e cal presentes no solo. Perret (1979, in Neves, 1993) constatou que a

curto prazo é possível, para um teor em cal inicial médio e um elevado teor em água, ter um consumo de cal superior ao verificado para um teor em cal inicial elevado e um teor em água menor. Isto salienta a importância dum adequado teor em água, relativamente elevado, capaz de permitir que a cal desenvolva totalmente as suas reacções com os minerais argilosos.

Quando é utilizada cal viva na estabilização deve ser adicionada água em quantidade suficiente para hidratar toda a cal. Caso contrário irá surgir núcleos de cal não hidratada, cuja fácil carbonatação implica a fragilização da mistura.

Quanto à compactação das misturas solo-cal, importa referir que a sua correcta execução é imprescindível para o desenvolvimento das reacções pozolânicas e para uma posterior redução das reacções de carbonatação. Isto porque a velocidade de reacção entre a cal e os minerais argilosos do solo depende da compactação da mistura (Neves, 1993).

Duma forma geral, será correcto afirmar que os ganhos na resistência a longo prazo são proporcionais à quantidade de cal adicionada ao solo. Isto porque as reacções pozolânicas, principais responsáveis pelo aumento da resistência, se desenvolvem enquanto houver cal disponível. Se uma mesma quantidade de solo for estabilizado com dois teores em cal diferentes, o aumento na resistência mecânica será idêntico enquanto a cal não for consumida em nenhuma das amostras. Porém, o aumento na quantidade de cal adicionada pode ser excessivo, caso se verifiquem reacções de carbonatação capazes de produzir diminuições na resistência.

Para determinar a quantidade de cal a adicionar e para avaliar as misturas na sua aplicação como sub-solo ou fundação de pavimento melhorada, devem-se ensaiar misturas com diferentes percentagens de cal adicionada (p.ex. 2, 4, 6 e 8%). A quantidade de cal passada pela peneira 0,5mm deve ser determinada tendo em conta o peso em relação ao solo seco.

O teor de água óptimo de um solo natural (antes da estabilização) após a aplicação de cal hidratada ou hidráulica aumenta normalmente em 10-20% em relação à massa dos ligantes referidos. No caso da aplicação de cal viva o teor de água óptimo aumenta em, aproximadamente, 50% da massa de cal aplicada.

A preparação de amostras de mistura e a sua condensação em caso de aplicação de cal viva deve ser realizada duas horas após a mistura com água, ou seja, quando a cal apagar e a mistura ficar fresca.

Dependendo do equipamento que se possui a mistura pode ser compactada quer nuns moldes em aço, de diâmetro 5 cm e altura 7,5 cm e numa prensa sob uma carga de 3 ÷ 4 toneladas

durante 3 minutos para obter compactação equivalente à compactação de acordo com ensaio normal de Proctor, quer nuns moldes em aço, de diâmetro 8 cm, altura 8 cm, compactados com 30 golpes da placa compactadora de acordo com o ensaio normal de Proctor. As amostras da mistura com diferentes percentagens de cal, p.ex. 2, 4, 6, 8%, preparadas dessa forma devem ser divididas em duas séries para se preceder aos seguintes testes:

- a primeira série de amostras estará sujeita a compressão após 7 dias tendo sido mantidos a temperatura ambiente mas não permitindo que sequem (p.ex. na areia húmida),
- a segunda série de amostras estará sujeita a compressão após 7 dias de armazenagem a temperatura ambiente com protecção contra secagem, de forma similar à referida anteriormente, mas no dia do ensaio de compressão serão totalmente saturadas com água numa câmara de vácuo durante duas horas; na falta de câmara de vácuo, as amostras são armazenadas durante 3 dias a temperatura ambiente e protegidas contra secagem devendo no quarto dia ser submersas em água até à profundidade de 1cm (para definir a adesão capilar) e logo ser armazenadas outros 3 dias submergidas totalmente em água e depois de serem retiradas de água, devem estar sujeitas a compressão.

As amostras da mistura que demonstram a menor diferença de resistência obtida após a sua armazenagem normal em relação das que foram saturadas com água devem considerar-se como apropriadas.

Em cada série em caso dum ligante de cal definido devem comprimir-se pelo menos 3 amostras de cada série assumindo os resultados médios.

Os critérios orientáveis da resistência das misturas são os seguintes:

- em caso de sub-solo melhorado destinado para as camadas portadoras de pavimento, a resistência à compressão de amostras armazenadas durante os 7 dias e saturados com água equivale a  $R_7 \geq 0,4$  MPa,
- em caso de fundação das vias locais ou de trânsito escasso destinada para a camada viável em gravilha ou pedra britada cuja espessura é superior a 8cm ou destinada para pavimentos independentes das vias temporárias, a resistência à compressão de amostras armazenadas durante os 7 dias e saturadas com água equivale a  $R_7 \geq 0,6$  MPa,
- para melhorar a mistura de gravilha cujo índice arenoso é inferior a 30 sendo camada inferior destinada para um tapete betuminoso, a resistência à compressão de amostras após os 7 dias de armazenagem normal e saturados com água equivale a  $R_7 \geq 1,2$  MPa.

Na aplicação de cal para os fins da melhoria preliminar de solos (destinados para serem re-estabilizados com cimento ou betumes) ou na construção de aterros não se realizam testes de

resistência das amostras. Avalia-se os resultados de maneira macroscópica e a base de mudanças dos limites da consistência obtidas e a chamada compactidade dos solos.

#### 4.2.3 Estabilização de solos com Cinzas Volantes derivadas de lignito

As cinzas volantes são obtidas através da combustão do carvão, em modernas centrais eléctricas estas são precipitadas em electrofiltros. As cinzas volantes são um pó com granulometria similar à do cimento, mas com uma massa volúmica seca de  $0,6-0,8 \text{ g/cm}^3$  e humidade natural  $0,1-0,3\%$ .

Cinzas volantes derivadas de lignito podem ser usadas como ligantes na estabilização com cimento assim como ligante independente para estabilização de solos coesivos ou pouco coesivos.

Estas cinzas contêm uma grande quantidade de CaO e caracterizam-se pela seguinte composição química:

SiO <sub>2</sub>	-	27 - 56%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>		4 - 12%
CaO	-	16 - 45%
MgO	-	1 - 7%
SO <sub>3</sub>	-	2 - 12%
C (perda calcinação)	-	1 - 5%

As cinzas volantes podem ser usadas para estabilização exclusivamente no estado seco, Decididamente a verificação da adequabilidade das cinzas para o efeito de estabilização, é a obtenção de resistência adequada das amostras.

Obtêm-se bons resultados de estabilização de solos pouco coesivos e coesivos com cinzas volantes que têm grande quantidade de CaO. A quantidade de cinza volante deve variar entre 8-12% em relação ao peso do solo seco.

A forma de preparação de amostras, assim como a metodologia de ensaio e avaliação da sua finalidade, são idênticas à estabilização com cimento ou com cal diferenciando-se somente no ensaio de resistência da amostra, em que se efectua após 14 e 42 dias (Wilun, 2007).

As cinzas volantes derivadas de carvão são um pó de cor cinzento-escuro com granulometria classificada como pó de areia. O elemento base da cinza volante proveniente do carvão é a sílica SiO<sub>2</sub> (46-63%), no entanto, contêm uma quantidade muito pequena de óxido de cálcio. Neste contexto estas cinzas (sem activação) não apresentam propriedades de ligação, apesar

disso e tendo em conta que têm uma grande quantidade de  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$  adequam-se como ligante hidráulico para solos não coesivos (Pisarczyk, 2005).

Os ensaios efectuados mostraram, que as cinzas volantes não se adequam para a estabilização de loess. Amostras de loess estabilizadas com adição de 4-8% de cinza volante derivada de carvão embebidas em água desintegram-se ou apresentavam uma influência nociva quando se adicionavam estas cinzas a loess estabilizado com cimento. O verdadeiro teste de adequabilidade de cinzas volantes para a estabilização de solos é a obtenção de apropriados parâmetros geotécnicos (Pisarczyk, 2005).

#### 4.2.4 Estabilização de solos com Betume

Os materiais betuminosos são, por definição, uma associação de hidrocarbonetos pesados, solúveis em bissulfeto de carbono ( $\text{CS}_2$ ), possuindo a propriedade de aderência aos agregados, agindo como um aglutinante e impermeabilizante.

De acordo com Souza (1980) os asfaltos são betumes que podem ser encontrados no estado natural ou através da refinação do petróleo, sendo designados nesse último caso por asfaltos residuais de petróleo, sendo que estes constituem a maior parcela dos materiais asfálticos usados na pavimentação rodoviária. Este autor destaca, ainda, os seguintes tipos de asfalto correntemente empregados em pavimentação:

- Cimentos asfálticos de petróleo - são produtos provenientes da destilação de certos tipos de petróleo; são empregues a quente, exigindo o aquecimento não só do ligante como também do agregado, sendo ideais para pavimentação devido às suas propriedades aglutinantes, impermeabilizantes, flexibilidade, durabilidade e alta resistência à acção dos ácidos, sais e alcalis.
- Asfaltos diluídos ou cut-backs - são diluições de cimentos asfálticos em solventes de petróleo de volatilidade apropriada, empregados quando há necessidade de eliminação ou moderação do aquecimento.
- Emulsões asfálticas - obtidas da combinação de água mais asfalto aquecido, em meio intensamente agitado e na presença de agentes emulsificantes, que têm a finalidade de dar estabilidade à mistura, favorecendo a dispersão e o revestimento dos glóbulos de betume de uma película protectora, mantendo-os em suspensão.

Os materiais mais usados na estabilização de solos são os betumes líquidos “*cut-back*” e as emulsões betuminosas. Isto porque a sua fluidez os torna adequados à mistura com o solo à temperatura ambiente.

Quando são misturados com o solo, os betumes asfálticos necessitam, tal como o próprio solo, de serem aquecidos e modo a reduzir-lhes a viscosidade, impedindo assim que o betume

arrefeça durante a mistura. Podem ser utilizados na estabilização de areias, em instalações análogas às usadas no fabrico de misturas betuminosa, nas quais tanto o agregado como o betume são aquecidos antes da mistura. As “areias-betume” assim obtidas possuem elevada resistência situando-se entre os solos estabilizados com betume, geralmente utilizados como base, e as misturas betuminosas, normalmente utilizadas em camadas de desgaste. O betume asfáltico não pode contudo ser utilizado nos solos-betume porque para isso seria necessário aquecer o solo, o que implicaria a sua secagem e a consequente formação de pequenos torrões onde o betume dificilmente entraria (Nascimento, 1970a).

Os betumes líquidos são geralmente formados por um betume asfáltico fluidificado por um diluente que se evapora algum tempo após a aplicação, tempo esse designado por cura. Os betumes são pois classificados, em função do tempo de cura, em betumes líquidos de cura rápida, de cura média ou de cura lenta. Cada um destes tipos de betume possui uma diferente viscosidade, resultante quer da natureza do betume quer do diluente e sua concentração.

A maioria dos materiais betuminosos utilizados na estabilização encontram-se, a temperaturas normais, num estado semi-sólido, sendo aquecidos aquando da sua aplicação. Esta necessidade de alterar a consistência destes materiais implica que as centrais de fabricação se localizem perto da obra. Quando tal não é viável recorre-se às emulsões. Uma emulsão betuminosa consiste numa dispersão de líquido (betume) relativamente estável num outro líquido com o qual não ocorre solubilidade (água). A estabilidade é conseguida através da adição dum agente emulsionante. Dependendo do tipo de agente adicionado, a solução betuminosa será aniónica ou catiónica. Assim se o agente emulsionante confere à mistura um excesso de cargas negativas, não compensadas, esta denomina-se emulsão aniónica ou alcalina. Se por outro lado as cargas positivas estão em maioria a emulsão denomina-se catiónica ou ácida. Visto que a superfície das rochas e das partículas de areia estão normalmente carregadas negativamente, a emulsão catiónica será preferível à aniónica.

Uma das principais características das emulsões é a rapidez com que se dá a sua rotura ao serem misturadas com o solo ou agregado, distinguindo-se três tipos de emulsões com base nessa característica: as emulsões de rotura rápida, de rotura média e de rotura lenta. Alguns destes tipos são subdivididos em graduações de acordo com a respectiva viscosidade. Na estabilização de solos são normalmente utilizadas as emulsões lentas, visto haver risco de que os outros tipos de emulsões rompam prematuramente (Nascimento, 1970a).

Segundo este autor, a acção estabilizadora do betume sobre um solo ocorre através de dois processos:

- Aglutinação das partículas, no caso de solos incoerentes;
- Restrição à entrada de água, no caso de solos coerentes, o que favorece a susceptibilidade à água da respectiva coesão.

Os mecanismos referidos dão origem aos dois principais tipos de material estabilizado com substâncias betuminosas: o solo-betume e a areia-betume. De seguida descrevem-se as modalidades de misturas com materiais betuminosos:

- Areia-betume - é a modalidade mais difundida, não só pela facilidade com que se pode controlar a qualidade da mistura, mas por ser economicamente competitiva face a outros processos de estabilização química: os finos do solo devem-se situar na faixa de 5 a 12% sendo em areias mono-granulares admitido 25% desde que o  $I_p$  seja preferencialmente menor que 6%.

- Solo-betume - engloba as misturas de matérias betuminosas e solos argilo-siltosos e argilo-arenosos compactados: procura-se com o ligante uma acção impermeabilizante que garanta a constância do teor de água da mistura após a compactação.

- Pedregulho arenoso-betume- difere das demais, pois encontra-se em uma condição intermediária entre as areias e os outros solos granulares: nessa estabilização, o betume deve gerar efeitos de coesão entre as partículas grossas e, ao mesmo tempo, ser capaz de manter intacta a coesão existente na fracção fina. Os finos do solo devem ser inferiores a 12 % e o  $I_p$  inferior a 10%.

Para Rico e Del Castillo (1977) a maioria dos solos é adequada à estabilização com betume, fazendo no entanto, recomendações quanto à granulometria (10-50% de finos em solos argilosos) e à plasticidade ( $w_L \leq 40\%$  e  $I_p \leq 18\%$  para solos argilosos).

As misturas óptimas que mais se adequam para a estabilização com betume são areias siltosas, argilas arenosas e argilas que contenham um teor de matéria orgânica  $\leq 2\%$ . O processo de estabilização de solos com betume, para fins rodoviários, é similar com a estabilização com cimento. A mistura é feita começando pela homogeneização do solo, mistura com água e betume e compactação. A espessura das camadas como sub-base deve ser de 10 a 22 cm. Baseando-se na experiência até à data, considera-se a seguinte norma óptima de quantidade de betume para estabilização de solos:

- areias e areias siltosas - 4-8% betume,
- argilas arenosas - 8-10% betume,
- argilas - 4-8% betume.

A resistência dos solos acima mencionados estabilizados com betume a uma temperatura de 20°C vai de 0,6 a 4,0 MPa. (Pisarczyk, 2005).

Segundo Winterkorn (Winterkorn, 1975) os solos coesivos atingem capacidade de suporte satisfatória com baixos valores de betume.

Chama-se a atenção que um excesso de teor de betume pode levar o solo a um comportamento predominantemente plástico, ou seja, uma espessura maior da película do

ligante pode reduzir substancialmente o ângulo de atrito interno, com conseqüente redução da resistência mecânica.

Fazendo ensaios de compactação a uma mistura de solo areno-argiloso com betume líquido, e considerando não apenas o teor em água mas a totalidade do fluido água/betume, obtêm-se curvas de compactação em que a baridade seca máxima corresponde um teor em fluidos ótimo. Com o aumento do teor em betume decresce a baridade seca máxima e cresce o referido teor em fluidos ótimos (Nascimento, 1970a).

Ao ensaiar à compressão simples o solo-betume compactado no teor ótimo de fluidos, verifica-se que existe um teor em betume para o qual é máxima a resistência. Os valores obtidos após a cura de provetes moldados com teores em betume de 3 a 8%, rondaram sempre os 2,5 MPa. Submetendo ainda os provetes de solo-betume a um ensaio de absorção capilar verifica-se que a partir de determinado valor do teor em betume a absorção de água é insignificante. Contudo em solos mais finos, como um silte argiloso, o efeito do teor em betume sobre a resistência à compressão é insignificante.

A compactação dum solo é muito influenciada pelo teor em água, que mais não é do que o teor em substâncias voláteis do solo, quando este é aquecido a 100°C. Ao adicionarmos ao solo um betume líquido ou uma emulsão betuminosa, estamos também a adicionar as respectivas substâncias voláteis (hidrocarbonetos no caso de betumes líquidos e água no caso das emulsões) àquelas que já existiam na humidade inicial e na água eventualmente adicionada para a mistura. Assim as curvas de compactação obtidas com misturas solo-betume possuem um desenvolvimento semelhante às curvas de compactação de solos simples, com a diferença de que agora se coloca o teor em voláteis e não o teor em água no eixo das abcissas (Nascimento, 1970a).

#### **4.2.5 Estabilização de solos com LIPIDUR DS**

O ligante hidráulico com nome comercial LIPIDUR DS é usado para estabilizar e reforçar solos em engenharia, especialmente solos com um teor de humidade elevado, coesivos e menos coesivos com fraca capacidade de carga (pó de areia, areia fina, areias argilosas, areias arenosas, argilas siltosas incluindo loess).

LIPIDUR DS é um ligante mineral hidráulico de classe HRB 32,5E segundo ENV 13282:2000. É composto essencialmente por clínquer de cimento Portland, com um regulador de tempo de presa, pozolanas na forma de escórias, cinzas volantes, cal e cinzas provenientes da combustão

A aplicação do ligante hidráulico LIPIDUR DS para estabilizar solos, na generalidade, é uma solução mais económica e tecnicamente uma solução mais vantajosa (até 40% de economia) em comparação com a aplicação de cal, cal com cimento, ou somente cimento (segundo o produtor Dyckerhoff Polska). LIPIDUR DS é tecnicamente muito mais favorável do que o cimento, já que o tempo de presa é mais longo permitindo, conseqüentemente, uma melhor trabalhabilidade da mistura com o solo. A adição directa deste ligante a um solo de fraca capacidade de carga causa um rápido aumento da capacidade de carga do solo. Assim, permite uma instantânea melhora ao nível da trabalhabilidade e compactação do solo.

Solos melhorados com ligante LIPIDUR DS mantêm um permanente aumento da capacidade de carga até mesmo numa situação de saturação completa com água. Pode-se afirmar que o uso deste ligante é seguro quando aplicado nas camadas superiores dos aterros e nos leitos de pavimento. Esta característica é muito importante no momento da execução dos trabalhos pois, por exemplo, no caso de chuvas intensas o LIPIDUR como ligante hidráulico, também se liga eficazmente. Isso permite que o progresso dos trabalhos seja uniforme e independente das condições meteorológicas.

Este ligante apresenta propriedades que se podem caracterizar entre a cal e o cimento, o que permite combinar as vantajosas características de ambos os ligantes. Da cal tem a característica de secagem e do cimento tem a sua característica típica de reacção de hidratação após a mistura com água conduzindo ao fenómeno de presa e endurecimento.

O ligante LIPIDUR caracteriza-se pelas seguintes propriedades físicas, Tabela 4.3

Tabela 4.3 - Propriedades físicas de LIPIDUR DS (baseado na certificação técnica AT/2006-03-2135)

Propriedades	
Densidade aparente	0,7 - 1,1 g/cm <sup>3</sup>
Peso específico	2,7 - 2,9 g/cm <sup>3</sup>
Superfície específica	>4000 cm <sup>2</sup> /g
pH	>11,5

Os requisitos exigidos a este ligante relativamente às suas propriedades são apresentados na tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Requisitos relativamente às propriedades de LIPIDUR DS  
(baseado na certificação técnica AT/2006-03-2135)

Propriedades	Unidade	Requisitos
Resistência à compressão:		
aos 7 dias	Mpa	≥ 16
aos 28 dias	Mpa	≥ 32,5
Tempo de presa:		
início de presa	Min	≥ 120
fim da presa	H	≤ 12
Volume constante	Mm	≤ 10
Calcinação	%	≤ 5
Teor de sulfatos (SO <sub>3</sub> )	%	≤ 4

Da mesma forma como que para o cimento e a cal, na mistura com o LIPIDUR é muito importante usar um solo adequado, para que se possa otimizar as suas características químicas e físicas.

Este produto na Polónia é certificado pela entidade polaca IBDiM - Instytut Badawczy Dróg i Mostów (Instituto de Investigação de Estradas e Pontes), com a Certificação Técnica Nr AT/2006-03-2135. Segundo esta certificação os solos a serem usados na estabilização com LIPIDUR DS devem obedecer aos parâmetros apresentados na Tabela 4.5, devendo-se proceder a ensaios de identificação e caracterização dos solos.

Tabela 4.5 - Propriedades e Requisitos dos solos a serem estabilizados com LIPIDUR DS

Propriedades	Unidade	Requisitos
Granulometria		
- Passado pelo peneiro # 40mm, não inferior a	%	100
- Passado pelo peneiro # 20mm, acima de	%	85
- Passado pelo peneiro # 4mm, acima de	%	50
- Partículas menores que 0,002 mm, acima de	%	20
Limite de Liquidez, inferior a	%	40
Índice de Plasticidade, inferior a	%	15
pH	-	5 -8
Teor de matéria orgânica, inferior a	%	2

De acordo com esta certificação e dependendo do tipo de camada na construção do pavimento de estradas a resistência dos solos estabilizados com ligante LIPIDUR DS deve obedecer aos requisitos apresentados na tabela 5.d.

Tabela 4.6 - Requisitos para os solos estabilizados com LIPIDUR DS para as específicas camadas construtivas de pavimentos (baseado em AT/2006-03-2135)

Tipo de camada	Resistência à compressão em amostras saturadas de água (MPa)		Índice de Resistência ao Gelo $R_{28}^{zo} / R_{28}$
	Aos 7 dias $R_7$	Aos 28 dias $R_{28}$	
	Sub-bases para KR1 --KR3 ou subbases adicionais para KR4 até KR6	2,5 - 4,0	0,6 - 9,0
Camada superior da fundação melhorada para KR1 - KR6 ou camada inferior da sub-base para KR1 - KR2	1,0 - 1,6	1,5 - 2,5	0,6
Camada superior da fundação melhorada, espessura pelo menos 10 cm, para KR5 e KR6	0,7 - 1,1	1,5 - 2,5	0,6

O produtor Dyckerhoff Polska, sugere que se use 2-8% de LIPIDUR em relação à massa seca do solo compactado e obtido através do método Proctor.

As amostras são armazenadas - húmidas por sete dias e, em seguida, saturadas com água em um aparelho de vácuo, ou após o atendimento de 3 dias com a protecção contra a secagem da amostra deve ser imersa em um dia a uma profundidade de 1 cm e para os próximos três dias completamente submerso em água.

#### 4.2.6 Estabilização de solos com Silment

SILMENT é um ligante de cimento pozolânico, em pó fino com propriedades próximas do cimento. Elas são obtidas como resultado da moagem conjunta de clínquer de cimento e pozolanas industriais do tipo Q.

Caracteriza-se por uma elevada percentagem de sílica activa, fazendo com que na argamassa apareça relativamente rápido a fase CSH - responsável pela elevada resistência do ligante, hidrofobia e levada resistência às condições atmosféricas.

O ligante SILMENT CQ-25 graças às suas propriedades hidráulico-pozolánicas é amplamente utilizado, como por exemplo, para a produção de adesivos secos e molhados e argamassas, como ligante na construção civil, rodoviária e subterrânea, como agente de descontaminação de lixos perigosos.

O ligante SILMENT é aplicado em obras de engenharia rodoviárias com a finalidade de:

- Melhorar solos locais fracos durante a execução de fundações de aterro e camadas de aterro.
- Construção de pavimentos rígidos (sem pavimentos betuminosos) de acordo com a tecnologia de construção de pavimentos estabilizados mecanicamente incluindo protecção da camada superior com emulsões asfálticas ou com camadas finas de agregados.
- Execução de fundações estabilizadas mecanicamente principais e auxiliares de acordo com PN- S-06102:1997 como um material a aplicar de forma a melhorar as propriedades das misturas no caso de tráfego intenso de categoria KR1 e KR6 segundo “Catálogo de pavimentos tipo flexíveis e semi rígidos” IBDiM.
- Melhoria de sub-bases de pavimentos de acordo com requisitos da tabela 5.e (norma polaca PN-S-96012:1997) pos 2 e 3.
- Execução de fundação estabilizada de acordo com a norma polaca PN-S-06102:1997 no caso de tráfego intenso KR1 e KR6 segundo o “Catálogo de pavimentos tipo flexíveis e semi rigidos” IBDiM.

No caso dos pontos d) e e) deve-se prestar atenção para assegurar uma resistência ao gelo adequada e indo de encontro aos requisitos incluídos na referida norma. As bases para se aplicar o ligante SILMENT para solos e agregados específicos devem respeitar e seguir os parâmetros incluídos nas normas ou documentos normalizados acima mencionados.

O ligante SILMENT também pode ser aplicado para melhorar e selar aterros sanitários se forem assegurados os requisitos de índice de permeabilidade de água.

As propriedades e requisitos do ligante SILMENT CQ-25 são apresentados na tabela 4.7

Tabela 4.7 - Requisitos relativamente às propriedades de SILMENT CQ-25 (baseado em AT/2003-04-1588)

Propriedades	Unidade	Requisitos
Resistência à compressão:		
aos 7 dias	Mpa	≥ 14
aos 28 dias	Mpa	≥ 25
Tempo de presa:		
início de presa	Min	≥ 60
fim da presa	H	≤ 8
Volume constante	Mm	≤ 5
Teor de sulfatos,	%	≤ 6

O SILMENT CQ-25 é dimensionado para estabilizar solos naturais em especial os que contêm um teor de água substancial. Este ligante hidráulico acumula características do cimento e da cal: tem efeito de secagem do solo em similaridade com a cal, mas em contrário à cal o efeito de melhoramento do solo é permanente (como com o uso de cimento). Dependendo da dosagem, a resistência à compressão ( $R_m$ ) pode ser obtida na faixa de 0,5-5 MPa. A vantagem deste material é o preço e um aumento da capacidade de carga muito superior ao do cimento (Ržanek, 2009).

Segundo Lewicki (2008) o uso do SILMENT CQ-25 para secagem e melhoramento do solo de fundação tem as seguintes vantagens:

- elimina a dificuldade de obtenção da capacidade de carga exigida para a fundação ( $E_2 \geq 120$  MPa,  $E_2/E_1 \leq 2,2$ ) e diminui a humidade natural do solo para o seu valor de humidade óptima (verifica-se um decréscimo de humidade até 8%);
- devido à falta de retração linear durante o tempo de presa, e o aumento relativamente lento na resistência, não é necessário especial tratamento durante a maturação de estabilidade como é no caso de utilização de cimento.
- possibilidade de aplicação de sucessivas camadas de estruturas de pavimento, sem restrições de tempo e que, dada a natureza do trabalho (ou seja, um calendário muito apertado e uma quantidade muito grande de instalações nas vias de circulação) é muito importante.

## 5 METODOLOGIA SEGUIDA, MATERIAIS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

### 5.1 Introdução

Como já referido anteriormente, o caso de estudo no âmbito desta dissertação refere-se à construção da Estrada Nacional S22, no troço Maciejewo - Grzechotki, que faz a ligação entre a cidade de Elblag e a fronteira com a província russa de Kaliningrado. A freguesia de Braniewo a que pertence a localidade Maciejewo é tipicamente agrícola. A estrada S-22 em estudo atravessa terrenos agrícolas e florestais, e dois rios de grande dimensão: Banówka e Omaza. Esta região pode-se caracterizar geologicamente por ser constituída por terrenos formados aquando da glaciação quaternária, especialmente durante a última glaciação báltica.

A grande maioria do território é formada por estratificações pós-glaciares, representadas por argilas, argilas-arenosas, areias argilosas ou formações lentas de glaciação em forma de areias com granulometria diversificada.

A estrada nacional S22 apresenta um perfil transversal formado por uma faixa de rodagem com duas vias de circulação, uma em cada sentido. O pavimento da obra é do tipo flexível constituído por camada de sub-base em material granular e por camadas de base, regularização e desgaste em misturas betuminosas.

Aquando da execução das fundações do pavimento, deparou-se com a situação que os solos naturais tinham teores de humidade muito elevados, e como consequência não se atingiam os índices de compactação exigidos no caderno de encargos. Por uma série de factores, salientando-se os ambientais e os económicos decidiu-se tratar os solos com ligantes hidráulicos para ultrapassar este problema.

Após uma análise ao mercado e consultas com a fiscalização optou-se por um produto de nome comercial LIPIDUR DS para se proceder à estabilização dos solos naturais.

Na certificação polaca Nr AT/2006-03-2135 está definido o LIPIDUR DS como sendo um ligante mineral hidráulico de classe HRB 32,5E segundo ENV 13282:2000. É composto essencialmente por clínquer de cimento Portland, com um regulador de tempo de presa, pozolanas na forma de escórias, cinzas volantes e cal.

Esta certificação baseando-se na norma polaca PN-S-96012 “Sub-bases e fundações de pavimento estabilizados com cimento”, indica uma série de procedimentos para a determinação da adequabilidade dos solos naturais, das percentagens de ligante a misturar, ensaios de compactação, resistência e durabilidade.

## 5.2 Programa de Ensaios

De acordo com a norma polaca PN-S96012 acima descrita, o procedimento de ensaios a realizar depende da fase da execução dos trabalhos, e processa-se da seguinte forma:

- a) Ensaios de qualificação,
- b) Ensaios durante a execução da obra,
- c) Ensaios de recepção após a execução da obra.

### 5.2.1 Ensaios de qualificação

Os ensaios de qualificação devem incluir:

- a) Ensaios no terreno,
- b) Verificação da adequabilidade dos materiais,
- c) Formulação da composição da mistura de solo mais ligante hidráulico.

#### 5.2.1.1 Ensaios no terreno

Os ensaios no terreno devem ser realizados, ao longo do troço projectado da estrada e em locais onde se preveja a utilização de materiais de empréstimo, na fase de projecto da estrada.

Ao longo da estrada projectada deverão ser realizadas perfurações (de 1,5 m a 2 m), em intervalos de pelo menos 250m, a fim de localizar a variabilidade dos solos ao longo do troço, ou solos claramente adequados ou claramente inadequados para a estabilização com ligantes hidráulicos

#### 5.2.1.2 Verificação da adequabilidade dos materiais

A verificação da adequabilidade dos solos para a estabilização com ligantes hidráulicos consiste na determinação e comparação com os requisitos normativos, das seguintes propriedades:

- a) Granulometria,
- b) Limite de liquidez,
- c) Índice de plasticidade,
- d) Valor de pH,
- e) Teor em matéria orgânica,
- f) Teor em sulfatos,
- g) Equivalente de areia,
- h) Teor de água óptimo e peso específico máximo.

A verificação da adequabilidade do ligante hidráulico consiste na determinação:

- a) Início e fim de presa,

- b) Volume constante,
- c) Conteúdo de nódulos (caroços) de ligante hidráulico que não podem ser esmagados com os dedos e que não se desintegram na água.

### 5.2.1.3 Formulação da composição da mistura de solo - ligante hidráulico

A formulação da composição da mistura inclui:

- a) Considerar pelo menos três variantes de composição da mistura em que se diferenciem na percentagem de ligante hidráulico,
- b) Determinar o teor de água óptimo e peso específico máximo para cada variante da mistura,
- c) Preparação das amostras,
- d) Tratamento das amostras,
- e) Determinação da resistência à compressão das amostras,
- f) Determinação da composição óptima da mistura solo - ligante hidráulico,
- g) Cálculo da quantidade de ligante hidráulico e água e eventual adição em 1 m<sup>3</sup> ou 1 m<sup>2</sup> de camada estabilizada.

### 5.2.2 Ensaio durante a execução da obra

Os ensaios durante a execução da obra devem-se efectuar de uma forma sistemática para cada secção de sub-base e/ou fundação melhorada no mesmo dia da sua realização. Estes ensaios consistem na verificação corrente do cumprimento dos requisitos relativos ao trabalho executado.

Os resultados dos ensaios durante a realização da obra devem ser registados em papel e verificados:

- a) Regularização do terreno de fundação,
- b) Índice de compactação do solo de fundação,
- c) Granulometria do solo a ser estabilizado,
- d) Fragmentação dos solos coesivos,
- e) Precisão da mistura do solo com ligante hidráulico,
- f) Humidade da mistura de solo com ligante hidráulico,
- g) Índice de compactação do solo estabilizado,
- h) Espessura da camada estabilizada,
- i) Resistência à compressão do solo estabilizado.

### 5.2.3 Ensaio de recepção após a execução da obra

Os ensaios após a execução da estabilização dos solos de fundação incluem a verificação de:

- a) Largura da camada,

- b) Nivelamento do perfil longitudinal,
- c) Nivelamento e declive nos perfis transversais,
- d) Ordenadas,
- e) Eixo de formação no plano,
- f) Uniformidade da aparência da camada.

### **5.3 Descrição dos ensaios efectuados em Laboratório**

#### **5.3.1 Ensaios de identificação e caracterização**

Segundo o procedimento referido acima no ponto 5.2.1.2, os ensaios de identificação do solo natural foram realizados de acordo com as especificações e as normas existentes. Neste caso de estudo em particular, foram usadas as normas polacas, a certificação técnica do IBDiM e as especificações que faziam parte do caderno de encargos em vigor na obra.

Segundo AT/2006-03-2135 os solos a serem usados na estabilização com LIPIDUR DS devem obedecer aos parâmetros apresentados na Tabela 4.5

De acordo com PN-S-96012 um parâmetro adicional que se deve ter em consideração, na identificação de solos adequados para serem estabilizados com cimento, é o equivalente de areia. Considera-se que se obtêm melhores resultados usando-se solos com equivalente de areia  $20 \leq EA \leq 50$ .

##### **5.3.1.1 Granulometria**

Foi realizada a análise granulométrica, ao solo natural segundo a norma polaca PN-88/B-04481.

Preparou-se uma amostra de aproximadamente 500g (Fig. 5.1a). Lavou-se a amostra com o intuito de separar as partículas de siltes das argilosas (Fig.5.1b). De seguida foram peneirados num peneiro eléctrico (Fig 5.1c), após a peneiração foram pesadas as porções da amostra retidas em cada peneiro, procedendo-se de seguida ao cálculo da percentagem de material passado e material retido (Fig. 5.1d). Com estes dados traçou-se a curva granulométrica.



Fig. 5.1- Realização do ensaio de Análise Granulométrica: a) Pesagem da amostra, b) Lavagem da amostra c) Peneiração, d) Pesagem de material retido nos peneiros

### 5.3.1.2 Limites de Consistência

Em 1911 foram definidos, pelo cientista sueco A. Atterberg, certos limites que delimitam o intervalo de consistência do solo, denominados limite de liquidez e de plasticidade.

O **Limite de Liquidez** ( $w_L$ ) tem por definição o teor em água para o qual o solo se passa a comportar como um líquido, ou seja apresenta um comportamento fluido quando sujeito a pancadas na concha Casagrande.

**Limite de Plasticidade** ( $w_p$ ) é o teor em água abaixo do qual não é possível moldar o solo, o que corresponde à impossibilidade de moldar cilindros com cerca de 3 mm de diâmetro por rolagem entre as palmas das mãos.

Estes dois parâmetros foram determinados segundo a norma polaca PN-88/B-04481.

Em estradas é prática corrente, utilizar apenas os índices  $w_L$  e  $w_p$  cuja diferença fornece o parâmetro **Índice de Plasticidade** ( $I_p$ ) calculado da seguinte forma:

$$I_p = W_L - W_p$$

Sendo:

$W_L$  - Limite de Liquidez,

$W_p$  - Limite de Plasticidade.

A determinação do  $w_L$  é realizada em laboratório pelo uso do aparelho de Casagrande ilustrado na figura 5.2, que consiste de uma concha metálica que accionada por uma manivela golpeia a base do citado aparelho; nessa concha coloca-se uma porção de solo que passou anteriormente no peneiro de abertura nominal de 0,42 mm, homogeneizada com adição de água e procede-se através de um cinzel uma ranhura no meio do solo devidamente colocado na concha; em seguida, golpeia-se a concha até que as duas porções de solo se unam em pelo menos 1 cm de comprimento. Faz-se esse procedimento para diferentes teores de água, desenhando-se em seguida, num gráfico de coordenadas colocando-se no eixo das abcissas os teores de água e no eixo das ordenadas, em escala logarítmica, o número de golpes; obtém-se dessa forma uma recta, sendo o  $w_L$  como o teor de água correspondente a 25 golpes.



*Fig. 5.2- Determinação do Limite de Liquidez usando o Método Casagrande*

*a) equipamento e material a ser usado no ensaio, b) preparação do solo, c) amostra pronta para ser golpeada, d) amostra após união do solo, e) recolha de amostra para ser seca, f) adição de água para se proceder ao seguinte ensaio com diferente teor de água*

O limite de plasticidade  $w_p$  é determinado, em laboratório, com a mesma porção de solo que passou no peneiro de abertura nominal 0,42 mm, e foi homogeneizada com adição de água, para a determinação do  $w_L$ . Com essa massa plástica forma-se uma pequena bola que é rolada entre as palmas das mãos, com o intuito de formar um cilindro de dimensões aproximadas de um cilindro padrão de 3 mm de diâmetro. Quando o cilindro rolado entre as mãos se rompe e

atinge os 3 mm de diâmetro, determina-se o teor em água desse ponto em estufa a 105-110°C. O ensaio é repetido pelo menos 5 vezes.

#### 5.3.1.3 Medição de pH

O pH foi medido com um medidor de pH segundo a recomendação na norma polaca PN-S-96012.



Fig. 5.3- Determinação do pH do solo natural

#### 5.3.1.4 Teor em Matéria Orgânica

Todo o ensaio para se determinar o teor em matéria orgânica,  $I_{om}$ , foi feito com base na norma PN-88/B-04481. Preparou-se uma amostra de solo que foi seca a 110°C. Adicionou-se a 10g desta amostra cerca de 30cm<sup>3</sup> de água oxigenada (H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>) a 30%, de seguida tapou-se a amostra (fig 5.4 b) com um cadinho. Aqueceu-se a amostra em água lentamente até uma temperatura de aproximadamente 60°C durante 3 horas até que a solução deixe de reagir e fumejar após as consecutivas adições de 10cm<sup>3</sup> de H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>. Seguidamente aquecesse a amostra até que fique com uma consistência densa, não deixando ferver. Coloca-se na estufa a uma temperatura de 105-110°C até se obter uma massa seca estável. De seguida calcula-se o  $I_{om}$ .

$$I_{om} = \frac{m_{st} - m_u}{m_{st} - m_t} \times 100$$

Onde:

$m_{st}$  - massa do copo mais a amostra antes da oxidação

$m_u$  - massa do copo mais amostra depois de oxidação

$m_t$  - massa do copo

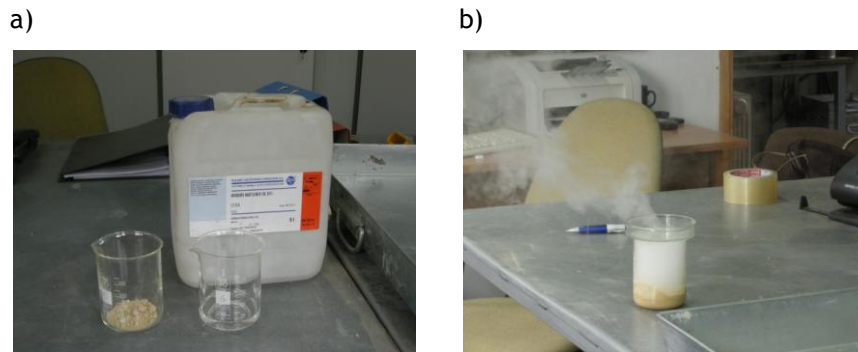


Fig. 5.4- Determinação do Teor em Matéria Orgânica a) Preparação do ensaio, b) Reacção do solo com  $H_2O_2$ .

### 5.3.1.5 Equivalente de areia

Desenvolvido por Hven, em 1953, é relatado pelo DNIT (1996) como sendo a relação entre a altura de areia depositada após 20 minutos de sedimentação e a altura de areia depositada mais a de finos, silte e argila, em suspensão, empregando-se para tanto uma solução aquosa de cloreto de cálcio.

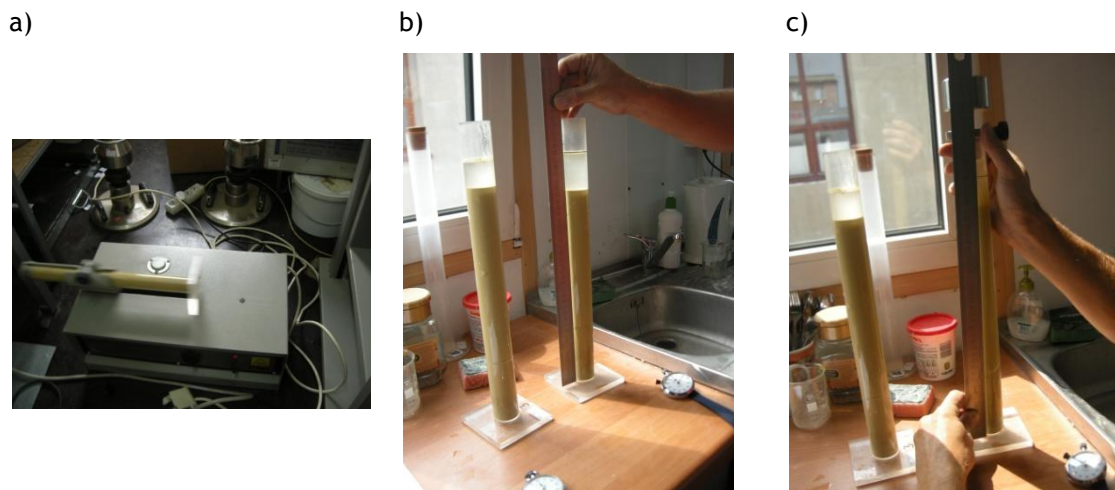


Fig. 5.5- Ensaio Equivalente de Areia a) Agitação da amostra, b) Medição da altura  $H$ , c) Medição da altura  $h$

O equivalente de areia (EA) calcula-se através da seguinte fórmula:

$$EA = \frac{h}{H} \cdot 100$$

Sendo,

$H$  - altura do nível superior do floculado em relação ao fundo da proveta.

$h$  - altura do sedimento determinada com o auxílio do pistão.

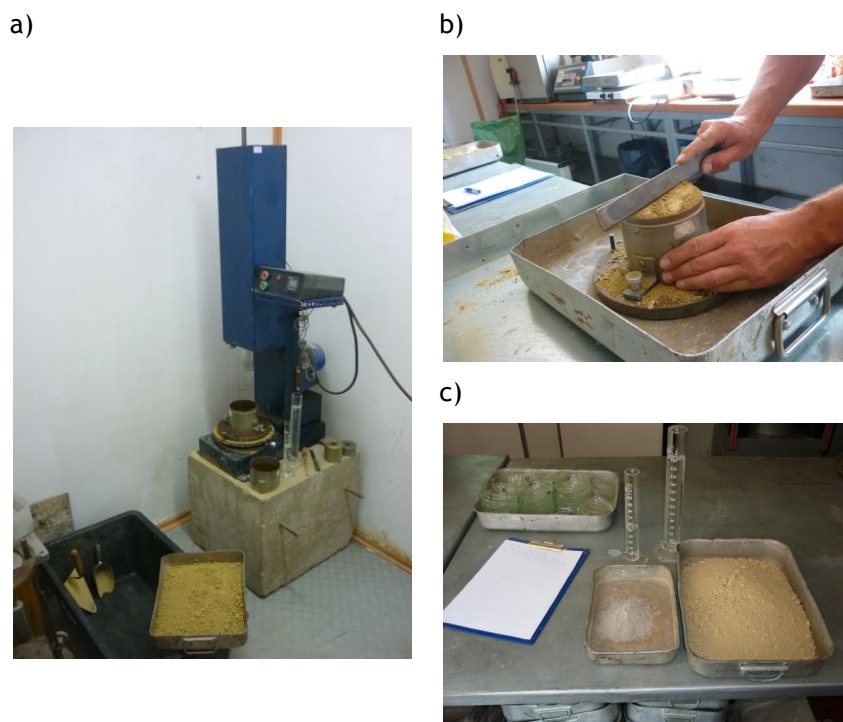
### 5.3.2 Ensaios de compactação

A compactação é um processo mecânico pelo qual se procura, por aplicação de peso, aumentar o peso volúmico aparente seco do solo, e portanto, aumentar-lhe a resistência.

Em 1933 Ralph Proctor publicou uma série de artigos divulgando o seu método de controlo de compactação. Este ensaio foi padronizado pela associação dos departamentos rodoviários americanos AASHO (American Association of State Highway Officials) sendo nomeado como “Proctor Standard”.

Assim utilizou-se este ensaio idealizado por Proctor para determinar experimentalmente a correlação entre baridade seca de um solo e o teor em água. Através deste ensaio poderá ser analisado que existe um teor de água óptimo para compactar o solo.

Foram efectuados ensaios de compactação Proctor ao solo natural, e às misturas com teor em LIPIDUR DS de 3, 4 e 5%. Estes ensaios foram efectuados de acordo com a norma polaca PN-88/B-04481.



*Fig. 5.6 - Ensaio Proctor a) equipamento a ser usado no ensaio b) execução do ensaio c) material a ser usado no ensaio*

O Ensaio Proctor consiste em compactar o solo em três camadas sucessivas, dentro de um molde cilíndrico (diâmetro=10 cm e altura=12 cm), utilizando-se um soquete de 2,5 kg, caindo em queda livre de uma altura de 30 cm, sendo aplicados 26 golpes/camada. O ensaio

assim descrito refere-se à energia ou esforço de compactação denominado de normal, correspondente a aproximadamente  $6 \text{ kg/cm}^2$ .

Este ensaio é repetido para amostras de solo, usualmente compactadas em cinco teores de água crescentes, espaçados de 2 em 2%, determinando-se para cada uma delas o peso específico aparente seco, após a compactação. Com os valores obtidos procede-se à representação gráfica da densidade seca em função da humidade de moldagem, obtendo-se assim, a chamada curva de compactação dos solos, figura 5.7.

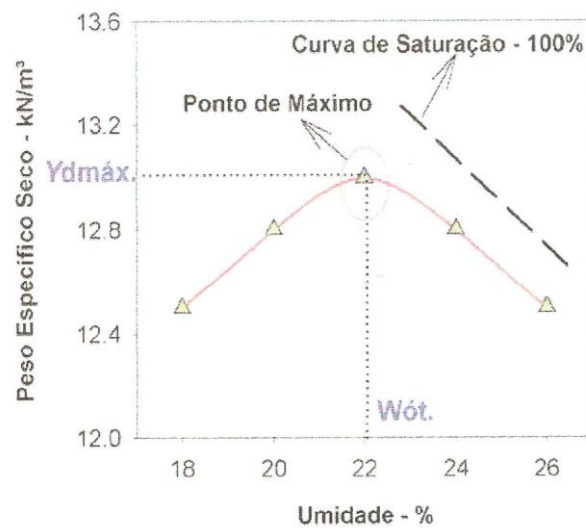


Fig. 5.7 - Curva de compactação obtida via ensaio normal de Proctor, com amostras de um mesmo solo preparadas em cinco teores crescentes de água. (Pereira, 2005)

Na figura 5.7 é possível observar um ramo ascendente, chamado de ramo seco, e um descendente, denominado por ramo húmido, bem como de máximo da curva de compactação, que define o peso específico seco máximo ( $\gamma_{dmax}$ ), expresso em  $\text{kN/m}^3$ , e ao qual é correspondente o teor de água ótimo ( $w_{opt}$ ), expresso em percentagem. No próprio gráfico do ensaio, pode-se traçar a curva de 100% de saturação, que é paralela ao ramo húmido e que corresponde ao lugar geométrico dos valores de humidade e densidade seca estando o solo saturado. A curva de saturação equivalente à 100% representa, teoricamente, que o solo possui zero espaços vazios ocupados por ar o que, na prática, é inatingível.

### 5.3.3 Ensaios de resistência

Foi utilizado o ensaio de resistência à compressão simples em provetes com 7 e 28 dias de cura. Este é um dos ensaios mais divulgados na literatura, para misturas de solo com ligantes hidráulicos. É realizado sobre amostras com vários teores em cal e com diferentes tempos de cura.



*Fig. 5.8 - Ensaio Compressão a) mistura de solo com ligante hidráulico b) preparação das amostras c) execução do ensaio de compressão d) amostra após ruptura*

O ensaio de compressão simples consiste em levar à ruptura um provete intacto por aumento da carga axial. Fazendo a analogia aos ensaios triaxiais, trata-se de um ensaio não consolidado, não drenado, mas com a particularidade das tensões confinantes serem nulas. Como se deduz facilmente do círculo de Mohr (Figura 5.9), e considerando que  $f_c$  é a resistência à compressão simples, ou seja, a tensão axial instalada no provete no momento da ruptura, a resistência à coesão não drenada ( $C_u$ ) pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$C_u = \frac{f_c}{2}$$

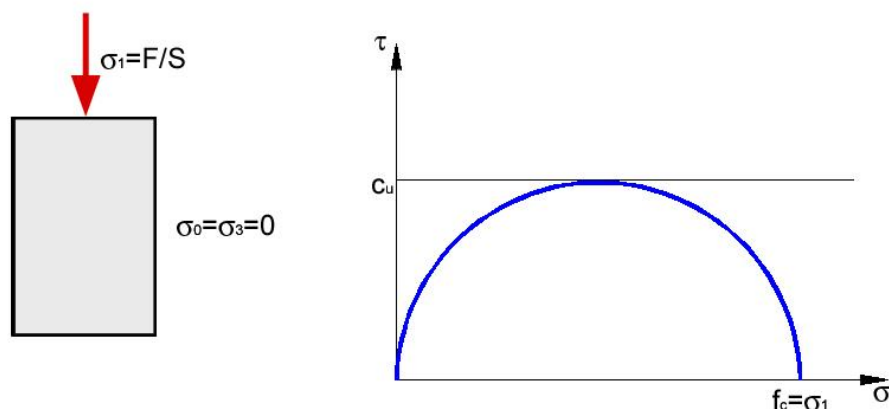


Fig. 5.9 - Representação, num diagrama de Mohr, dos resultados de um ensaio à compressão simples

Estes ensaios foram realizados de acordo com a norma polaca PN-EN 196-1:2006, permitem obter o valor da resistência à compressão de provetes cilíndricos não confinados, definida como a carga axial máxima de compressão por unidade de área. Se o ensaio se realiza sobre um material com comportamento dúctil, poderá não ser reconhecível um pico na curva tensão/deformação. Neste caso, o valor da resistência à compressão simples será tomado como a carga por unidade de área correspondente a uma deformação axial de 5%.

#### 5.3.4 Ensaios de durabilidade (resistência ao gelo/degelo)

Mantêm-se as amostras, que foram preparadas como no ensaio anterior, durante 13 dias a uma temperatura ambiente e protegem-se de forma que não percam demasiada humidade. Mergulham-se as amostras em água durante um dia. Seguidamente realizam-se ciclos de congelamento e descongelamento durante 14 dias. Um ciclo entende-se por congelamento durante 8 horas a  $-23^{\circ}\text{C}$ , e descongelamento durante 16 horas mergulhado na água a temperatura ambiente. Após se finalizar o último ciclo procede-se ao ensaio de resistência à compressão simples.



Fig. 5.10 - Ensaio Resistência congelamento e descongelamento a) imersão das amostras em água b) ciclos de gelo/degelo c) ensaio de compressão

### 5.3.5 Formulação da mistura solo-LIPIDUR DS

Para se determinar a quantidade de ligante hidráulico adequada para estabilizar o solo, deve-se efectuar pelo menos três misturas de solo com três diferentes percentagens de ligante hidráulico.

Após a análise dos resultados de todos os ensaios efectuados em laboratório e dos resultados dos trechos experimentais, para as 3 diferentes percentagens de mistura com o ligante hidráulico LIPIDUR DS, decidiu-se qual a percentagem que mais se adequava para a estabilização.

## 5.4 Descrição dos ensaios efectuados em Campo

Devido às grandes variações de tipos de solos e factores de utilização de trechos tratados, não existe uma forma simples e definitiva de se determinar que a aplicação de determinado produto irá produzir o resultado esperado.

Somente os resultados de ensaios de laboratório podem dar uma indicação do comportamento dos diversos tipos de solos com o produto. Mesmo assim, essas análises são efectuadas em uma porção limitada de solo, podendo o trecho a ser tratado apresentar comportamento em serviço diferente do previsto nas amostras estudadas em laboratório. De qualquer forma, ensaios prévios em laboratório são recomendados e até mesmo indispensáveis, pois darão uma indicação dos problemas que serão encontrados durante o processo de aplicação das medidas correctivas que serão encontrados durante o processo de aplicação das medidas correctivas que serão eventualmente requeridas e dos resultados prováveis.

Cada projecto deve ser analisado e estudado em função dos requisitos exigidos, executado de acordo com os parâmetros definidos em laboratório e utilizando as medidas correctivas que possam ser necessárias para se atingir os resultados desejados.

Em um ensaio usando agentes estabilizadores em argilas expansivas, Smith (1962) relata que conseguiu-se alcançar apenas 10-75% da resistência obtida em laboratório, destacando a não homogeneidade da mistura solo-ligante como a principal responsável. Quanto menor as partículas do solo e quanto maior o conteúdo de água, mais difícil se torna a homogeneidade da mistura.

### 5.4.1 Realização de trechos experimentais

Foram executados três trechos experimentais onde se assumiu a mistura do ligante hidráulico LIPIDUR DS ao solo natural (com  $w_n > w_{opt}$  com intervalo de 5% a 10%) na proporção de 3, 4 e

5% em relação à baridade seca máxima do solo definidas pelos métodos Proctor Normal e Modificado.

Nestes trechos experimentais foram ensaiadas as deformações dos assentamentos elásticos à superfície, usando o ensaio de carga com placa, em Portugal conhecido por ECP e na Polónia por VSS.



*Fig. 5.11 - Execução com uma recicladora da mistura do solo com ligante hidráulico in situ*

#### 5.4.1.1 Ensaio de carga com placa

Cargas externas ou o peso próprio dos materiais provocam um fenómeno conhecido como deformação, em um determinado elemento. Essas deformações variam em magnitude, dependendo das cargas actuantes e das propriedades do material desse elemento. Para a verificação experimental de estruturas é necessário que se tenha conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais e, em particular, da relação entre tensões e deformações. Usualmente, medem-se deslocamentos lineares, deslocamentos angulares, deformações, força e temperatura.

A elasticidade é o fenómeno do aparecimento de deformações imediatas e reversíveis. As deformações imediatas são aquelas que aparecem simultaneamente com as tensões correspondentes e permanecem ao longo do tempo. As deformações reversíveis são aquelas que se anulam ao se anularem as tensões correspondentes, ou seja, aquelas que desaparecem integralmente no descarregamento (Fernandes, 1992).

Um material é considerado perfeitamente elástico quando as deformações surgem após a aplicação das tensões e desaparecem imediatamente após a sua retirada. Essa definição não implica em linearidade entre tensões e deformações. O valor das deformações e a curvatura da relação tensão-deformação dependem da velocidade de aplicação da tensão. Quando a carga é aplicada rapidamente, observam-se deformações muito menores e a curvatura da relação tensão-deformação é muito menor. O aumento da deformação enquanto a carga estiver actuando deve-se à fluência do material. A dependência entre a deformação

instantânea e a velocidade de carregamento torna difícil o estabelecimento do limite entre deformações elásticas e deformações por fluência (Neville, 1997).



*Fig. 5.12 - Ensaio de Carga com Placa (ECP ou VSS)*

O ensaio de carga com placa determina a compactação das camadas de aterro, a capacidade de carga e compactação das fundações e de algumas bases. Para esta determinação usa-se a placa estática (na Polónia conhecida por VSS), com uma capacidade de 10kN, obtendo-se como resultado o módulo de deformabilidade primário,  $E_1$ , secundário  $E_2$  e o índice de deformação  $I_0$ . Esta placa dá valores para uma profundidade de 30-50cm de profundidade abaixo da placa, e o ciclo de medição in situ demora cerca de duas horas.

## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

### 6.1.1 Análise do solo natural

A classificação dos solos tem grande importância para a engenharia, sendo que os problemas da Mecânica dos solos devem partir da identificação do material com que se vai trabalhar. Uma vez feita a sua identificação, o solo deve ser classificado de acordo com categorias preestabelecidas. Após isso, com a definição do problema, inicia-se o dimensionamento. A classificação dos solos, para fins de engenharia civil, deve ser feita considerando-se tanto a granulometria como a plasticidade (Vargas, 1981). São apresentadas as duas classificações mais utilizadas na Engenharia Civil: a classificação HRB da AASHTO; e a classificação de Casagrande que, actualmente, evoluiu para a Classificação Unificada de Bureau of Reclamation americano (ASTM). Alguns autores consideram que a classificação unificada tem vantagem de ser sistemática, classificando o solo a partir de propriedades mais gerais, incluindo grupos e subgrupos mais particulares, enquanto a AASHTO classifica os solos em sete grupos, tendo em vista o seu comportamento em estradas rodoviárias.

#### 6.1.1.1 Ensaio de Identificação

Apresenta-se na Tabela 6.1 as características de granulometria do solo natural usado. A Figura 6.1 mostra a distribuição granulométrica do solo.

Tabela 6.1 - Características de Granulometria

GRANULOMETRIA												
Peneiro (mm)	63	31,5	16	8	4	2	1	0,5	0,25	0,125	0,075	<0,075
Peso do retido (g)	0,0	0,0	21,1	31,3	21,2	18,0	12,3	11,2	7,2	11,7	10,5	1,9
% do Retido	0,0	0,0	4,5	6,6	4,5	3,8	2,6	2,4	1,5	2,5	2,2	0,4
% Passados Acumulado	100,0	100,0	95,5	88,9	84,4	80,6	78,0	75,6	74,1	71,6	69,4	69,0

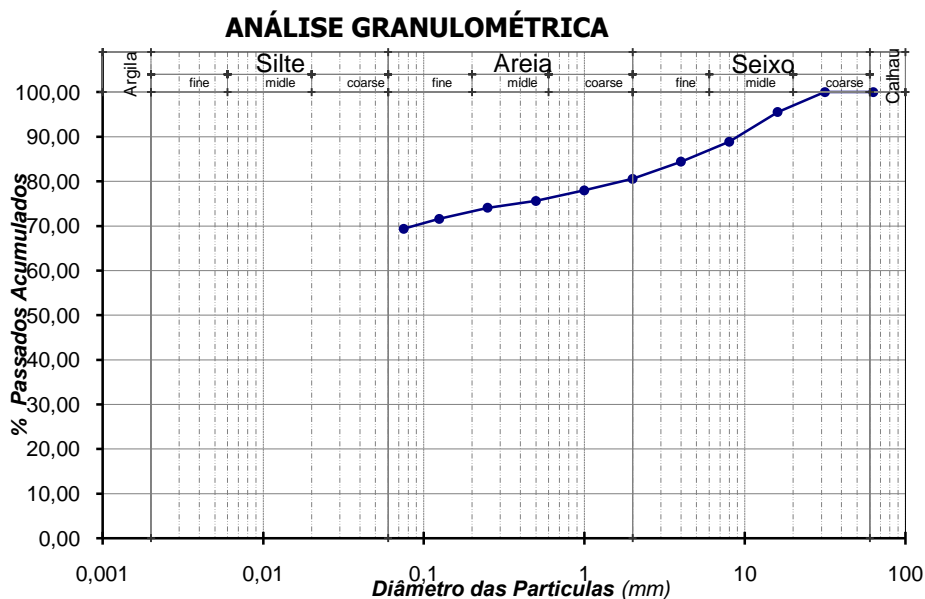


Fig. 6.1 - Curva Granulométrica

Realizaram-se ensaios para a determinação dos limites de consistência ( $w_p$  e  $w_L$ ) dos solos naturais, tendo sido obtidos os resultados apresentados na Tabela 6.2

Tabela 6.2 - Limites de Consistência

Ensaio	Resultados
Limite de Liquidez ( $w_L$ )	29,9 %
Limite de Plasticidade ( $w_p$ )	18,8%
Índice de Plasticidade ( $I_p$ )	11,1%

De seguida apresenta-se na Tabela 6.3 os resultados dos ensaios relativos à medição de pH, dos teores de matéria orgânica e do equivalente de areia.

Tabela 6.3 - Resultados dos ensaios Teor em água natural, pH, Teor matéria orgânica e equivalente de areia

Ensaio	Resultados
Teor em água natural	14,7%
pH	6,8
Teor de Matéria Orgânica	1,1%
Equivalente de Areia (EA)	7,1%

Tendo em conta os requisitos do caderno de encargos e a literatura, verifica-se que a granulometria do solo em estudo se encontra dentro dos limites requeridos. O mesmo se pode concluir em relação aos limites de consistência. O solo classifica-se de acordo com a Tabela 6.4.

Tabela.6.4 - Classificação do solo natural

Classificação	Solo Natural
Unificada ASTM-D2487/85	CL
Rodoviária (AASHTO)	A-6 ( $I_g = 8$ )

O solo natural é classificado, segundo a norma ASTM (classificação unificada), como um CL - Argila Magra Arenosa.

Relativamente à classificação Rodoviária, efectuada segundo a norma “American Association of State Highway and Transportation Officials” AASHTO M145-42, verifica-se que o solo é classificado como pertencente ao grupo A-6 (índice do grupo igual a 8), cujo material característico é um solo argiloso plástico, tendo usualmente 75% ou mais de partículas passando no peneiro nº200 (ASTM), podendo o referido grupo incluir ainda misturas de solo argiloso com areia e cascalho retidos neste peneiro, desde que não excedam 64% da mistura.

Relativamente ao equivalente de areia comprova que este solo não é adequado para ser aplicado em aterros. Tendo em conta que este parâmetro não é uma exigência da AT/2006-03-2135 para a adequabilidade dos solos, mas sim um parâmetro em análise adicional, podemos considera-lo como adequado para ser estabilizado com LIPIDUR DS.

#### 6.1.1.2 Ensaios de Compactação

As curvas de compactação leve do solo estudado, bem como os valores do teor em água óptimo e do peso específico máximo, estão representados nas Figuras 6.2 e na Tabela 6.5 respectivamente.

Tabela 6.5 - Teor em água óptimo e baridade seca máxima do solo natural

Ensaio	Resultados
Teor em água óptimo (%)	13,8
Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,88

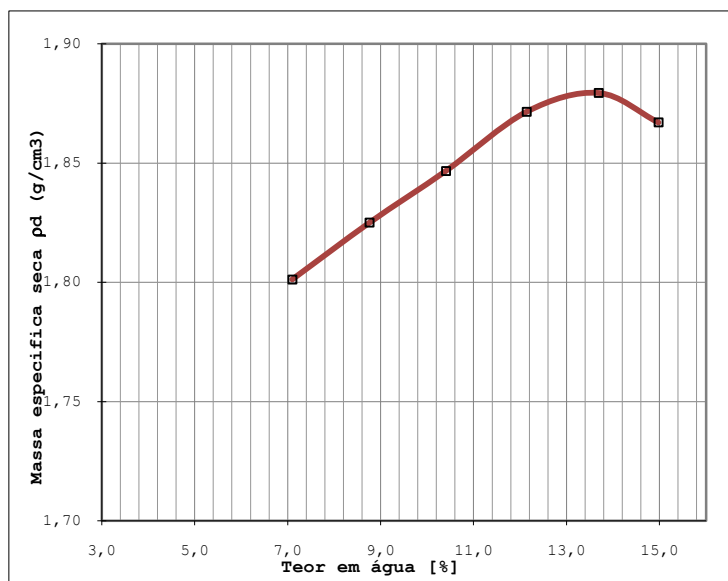


Fig. 6.2 - Curva de Compactação do solo natural

### 6.1.2 Análise da mistura de solo com ligante hidráulico LIPIDUR DS

Foi utilizada neste trabalho em forma de pó uma mistura de clínquer de cimento Portland, com um regulador de tempo de presa, pozolanas na forma de escórias, cinzas volantes, cal e cinzas provenientes da combustão de nome comercial LIPIDUR DS. Convém recordar que, quando se procede ao estudo da formulação da mistura solo-lipidur mais adequada à estabilização de determinado solo, o material utilizado em laboratório para a referida formulação da mistura deve ser a mesma a utilizar na execução das camadas de solo estabilizado.

Apesar de ser aconselhável uma percentagem de 2-8% de LIPIDUR, o caderno de encargos limitava o uso deste ligante até 6%, aconselhando o uso de 5%.

Foram feitas 3 diferentes variantes da composição da mistura de solo com ligante hidráulico indo de encontro ao mencionado no ponto 5.2.1.3. Tendo em consideração as normas e o caderno de encargos optou-se por misturar 3, 4 e 5% de ligante em relação à massa seca do solo. Como o objectivo deste estudo era a determinação da adequabilidade deste ligante e

como consequência a determinação da quantidade necessária de ligante a adicionar ao solo para alcançar os requisitos do caderno de encargos e inerentemente das normas polacas, optou-se por efectuar testes de compactação PROCTOR para se ter uma orientação no campo no momento da compactação.

Também se efectuaram os testes de resistência à compressão simples e a durabilidade relativamente à acção do gelo e degelo.

De seguida apresentam-se os resultados destes testes para as três diferentes composições.

### 6.1.2.1 Ensaio de Compactação

Tabela 6.6 - Parâmetros óptimos para compactação das amostras

Solo/Mistura	Teor em água óptimo (%)	Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )
Solo natural	13,8	1,88
Mistura 3%	14,1	1,85
Mistura 4%	14,4	1,82
Mistura 5%	14,4	1,83

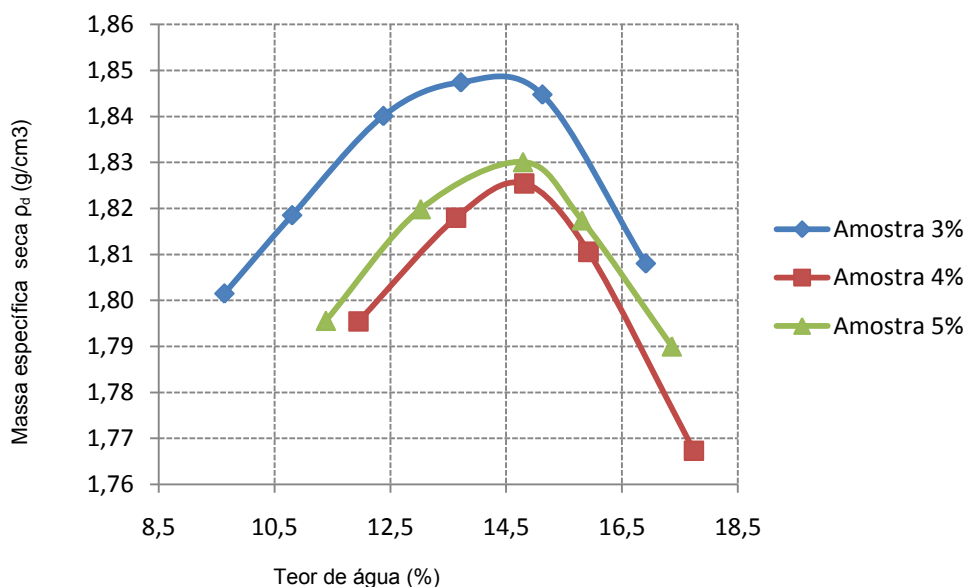


Fig. 6.3 - Curvas de compactação para misturas de solo com 3, 4 e 5% de LIPIDUR DS

### 6.1.2.2 Ensaios de resistência à compressão e resistência ao gelo

Tabela 6.8 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão e ao gelo amostras 3%, 4% e 5%

Solo/Mistura	Resistência compressão aos 7 dias $R_7$ (MPa)	Resistência compressão aos 28 dias (MPa) $R_{28}$	Índice de Resistência ao gelo
Amostra 3%	0,95	1,43	0,91
Amostra 4%	1,35	1,95	0,94
Amostra 5%	1,67	2,62	0,89

Analisou-se os resultados e comparou-se com os requisitos apresentados na tabela 4.6, relativamente à resistência à compressão e ao gelo.

Em relação à resistência ao gelo analisa-se que as três amostras atingem os requisitos exigidos, ou seja, um índice de 0,6. No entanto a análise à resistência à compressão já não acompanha esta tendência.

A amostra de 3% não atinge os requisitos de resistência à compressão ( $R_7 = 1,0 - 1,6$  e  $R_{28} = 1,5 - 2,5$ ), e a amostra de 5% ultrapassa estes intervalos.

Assim pode-se concluir que a percentagem que mais se adequa à estabilização deste solo natural com o ligante hidráulico LIPIDUR DS é 4 %.

### 6.1.3 Trechos experimentais

Como já se referiu anteriormente executaram-se três trechos experimentais com adição de três diferentes percentagens de LIPIDUR DS.

#### Trecho 1:

Para o melhoramento do solo aplicou-se 3% (18 kg/m<sup>2</sup>) do ligante hidráulico em relação ao peso específico seco máximo do solo definida pelo método de Proctor Normal.

#### Trecho 2:

Para o melhoramento do solo aplicou-se 4% (24 kg/m<sup>2</sup>) do ligante hidráulico em relação ao peso específico seco máximo do solo definida pelo método de Proctor Normal.

**Trecho 3:**

Para o melhoramento do solo aplicou-se 5% (30 kg/m<sup>2</sup>) do ligante hidráulico em relação ao peso específico seco máximo do solo definida pelo método de Proctor Normal.

Tabela 6.9 - Capacidade de carga e compactação obtidas a partir do ensaio de carga de placa

Solo/Mistura	Módulo de deformabilidade primário $E_1$ (MPa)	Módulo de deformabilidade secundário $E_2$ (MPa)	Índice de deformação $I_0 = E_2/E_1$
Solo natural	6,0	27,5	8,5
Mistura 3%	20,5	40,9	2,0
Mistura 4%	47,5	103,8	2,2
Mistura 5%	87,9	140,6	1,6

Requisitos do caderno de encargos:

$$E_2 \geq 50\text{MPa}$$

$$I_0 \leq 2,5$$

Como podemos observar a adição de LIPIDUR DS melhorou substancialmente a capacidade de carga do solo natural. Para uma percentagem de 3% de LIPIDUR DS adicionado ao solo, os requisitos de módulo de deformabilidade secundário  $E_2$  não foram atingidos, enquanto as percentagens de 4 e 5% se enquadram dentro dos limites exigidos.

## 7 CONCLUSÕES

Nesta dissertação começou-se por abordar as características do país, Polónia, onde se processou todo o estudo, tanto a nível de ensaios laboratoriais como em campo. Em segunda instância apresentou-se a revisão da literatura relativa aos diversos processos de estabilização de solos. Neste capítulo focaram-se as vantagens do uso do produto de nome comercial LIPIDUR DS

Tendo em conta os objectivos propostos inicialmente, seria importante destacar o facto da estabilização de solos argilosos, através da adição de LIPIDUR DS, constituir um processo vantajoso em muitas aplicações de engenharia civil. Face à evolução da resistência mecânica das misturas solo-LIPIDUR DS estudadas, verifica-se que a possibilidade de estabilizar um solo deste tipo pode e deve ser encarada com maior frequência, resultando assim em projectos com melhor desempenho em termos de capacidade de carga e durabilidade, e com menores custos ambientais devido à preservação dos recursos naturais não renováveis.

Relativamente ao processo de estabilização do solo, através da adição de 3, 4 e 5% de LIPIDUR DS, as seguintes conclusões puderam ser retiradas:

1. A mistura com LIPIDUR DS tornou a curva de compactação mais achatada, com uma diminuição da massa específica seca máxima e um aumento do teor de água óptimo, tornando o teor em água natural do solo inferior ao do referido teor óptimo, permitindo assim uma optimização da compactação através da adição de alguma água.
2. A resistência à compressão simples das misturas revelou que para as percentagens de 3% e 5% não foram atingidos os parâmetros requeridos no caderno de encargos, somente a percentagem de 4% de LIPIDUR DS adicionado ao solo se enquadrava no intervalo de valores requerido.
3. Todas as três percentagens de LIPIDUR DS adicionado ao solo atingiram os requisitos exigidos relativamente à resistência ao gelo.
4. Relativamente à capacidade de carga, mais uma vez se veio a revelar que a percentagem de 3% de ligante a adicionar ao solo é definitivamente insuficiente para atingir os parâmetros exigidos. Estando as outras duas percentagens dentro dos limites, mas tendo em atenção, também a questões financeiras foi optado por adicionar 4% de ligante hidráulico ao solo natural de argila.

A experiência vivida na Polónia, e os resultados dos ensaios dos solos após a adição do ligante hidráulico LIPIDUR DS, revelam-se bastante promissores, tanto a nível tecnológico, como financeiro e ambiental. Com base nesta experiência acredito que este produto de nome comercial LIPIDUR DS, comercializado em vários países, donde se pode destacar Polónia, Alemanha e Itália, poderia ser utilizado em Portugal. nas zonas onde os solo apresentam capacidades de carga muito fracas.

## BIBLIOGRAFIA

### Livros, artigos:

- Biezruk W. M., Kniaziuk K.A.: *Ustrojstwo cementnogruntowych osnowanij i pokrytej.* Moskwa 1941.
- Biswas, B.R., *Study of accelerated curing and other factors influencing soil stabilization.* A dissertação submitted to the Graduate College of Texas A&M University in partial fulfillment of the requirement of the degree of Doctor of Philosophy, 1972.
- Branco, Fernando E.F., *Usos Rodoviários de Alguns Subprodutos Industriais.* Memória nº 720, LNEC Lisboa, 1988.
- Castro, E., *Estudos relativos à estabilização de solos com cal.* Publicação 347, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 1969.
- Castro, E., *Fenómenos de superfície nos solos - Ligações entre as fases,* curso 110-1; *Mecânica dos solos - Conceitos Fundamentais,* LNEC Lisboa, 1974.
- Clare K.E.: *The Use of Stabilized Soil for Road Construction In the USA.* London 1955.
- Gomes Correia, A.. *Flexible pavements.* Roterdão: A.A. Balkema. ed. 1996
- Cristelo, N., *Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal,* 2001.
- Fernandes, G.B., *Notas sobre análise experimental de estruturas.* Campinas, 1992.
- Ingles, O.G., *Advances in soil stabilization.* Revista Pure Appl.Chem., 1968.
- Ingles e Metcalf, 1972. *Soil Stabilization Principles and Practice.* Butterworth, Melbourne
- Lewicki, P. *Praktyczne aspekty ulepszenia podła gruntowego pod nawierzchnie lotniskowe spoiwem Silment CQ-25,* Drogownictwo, 2008.
- Lima, D.C., *Algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal.* São Carlos, SP;USP, 1981.
- Lima, D.C.; Rohm, S.A.; Barbosa, P.S.A., *Estabilização dos solos III:mistura solo-cal para fins rodoviários.* Viçosa, MG:UFV, 1993.
- Little, D. N. (1995). *Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime,* Published by Kendall/Hunt Publishing Company.
- Mendonça, A.A., *Caracterização tecnológica de misturas solo-cal.* Viçosa, MG: UFV, 1998.
- Mcdowell, C. *Evaluation of soil-lime stabilization mixtures.* In *Highway Research Record,* 1966
- Nascimento, U., *Princípios e âmbito de aplicação da estabilização de solos.* Curso de especialização 108:Estabilização de solos Cap1, LNEC Lisboa. 1970
- Nascimento, U., *Solo-Betume.* Curso de especialização 108:Estabilização de solos Cap2, LNEC Lisboa. 1970<sup>a</sup>
- Neves, J.M.C., *Estabilização de solos com cal - estudo e aplicações rodoviárias.* Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, Lisboa, 1993.
- Neville, A.M., *Propriedades do Concreto.* Editora Pini, 2ª Edição, São Paulo, 1997.
- Nóbrega, M.T., *As reacções dos argilos-minerais com a cal.* São Paulo, 1985

- Pachowski, J.; Skarżyński Z., Wytuczne Stabilizacji gruntów wapnem lub popiołami lotnymi z węgla brunatnego dla celów drogowych. COBiRTD, Warszawa, 1961.
- Pereira, R., Viabilidade técnica do emprego de resíduos da indústria de celulose para construção de estradas florestais. Minas Gerais, 2005.
- Pereira, 1970. Solo-cimento. Curso de especialização 108: Estabilização de solos, Cap2, LNEC, Lisboa.
- Pinto, C. S. Evolução das pesquisas de laboratório sobre solo-cimento. 4. ed. São Paulo: ABCP, 1980.
- Pisarczyk S. Geoinżynieria (Geotecnia). Oficyna Wyd. PW, Warszawa 2005
- Portland Cement Association - PCA, Subgrades, sub bases and shoulders for concrete pavement. 1960.
- Rico, A.; Del Castillo, H., La ingeniería de suelos en las vías terrestres. México, 1977
- Różycki S. Z., Geologia inżynierska. Podręcznik inżynierii tom II. Trzaska, Evert i Michalski, Warszawa 1949.
- Rżanek, K., "Przebudowa drogi startowej bez konieczności odwotywniania lotów", Infrastruktura - 10/2009.
- Senço, W., Manual de técnicas de pavimentação. São Paulo, 1997
- Sherwood, P., Effect of sulfates on cement and lime stabilized soils, Highway Research Board, bulletin 353, Washington, 1962.
- Sherwood, P., Soil stabilization with cement and lime: state of the art review. London: HMSO, 1993.
- Sherwood, P., Soil Stabilization with Cement and Lime - State of the Art Review, Transport Research Laboratory, HMSO, London, 1995.
- Smith, G.R., Freezing solidifies tunnel site, construction methods and equipments. USA, 1962.
- Souza, M.L., Pavimentação rodoviária. Rio de Janeiro: DNER: Instituto de Pesquisa Rodoviária, 1980.
- Thompson, M.R., Lime reactivity of Illinois soils, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Illinois, USA, 1966.
- Vargas, M. Identificação e Classificação de Solos ABCP, 3ª Edição São Paulo, SP, 1981
- Witun Z.: Zarys geotechniki (Elementos de Geotecnia). WKL, Warszawa 2007
- Winterkorn, H.F., Soil Stabilization, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1975

#### **Normas, Documentos normativos**

- PN-S-96012: 1997. Drogi Samochodowe Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem. (Estradas. Subbases e fundações de pavimentos estabilizados com cimento).
- LNEC E243-1971 (1971). Solos. Solo-cimento. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

- ENV 13282-2000, "Hydraulic road binders. Composition, specifications and conformity criteria,"
- AT/2006-03-2135 - "Hydrauliczne spoiwo drogowe LIPIDUR DS" (Ligante hidráulico LIPIDUR DS para aplicação em estradas). IBDiM, Warszawa 2006.
- AT/2003-04-1588 Silment
- PN/88/B-04481 - Grunty budowlane - Badania próbek gruntu (Solos - Ensaio Laboratoriais).
- PN-EN 196-1: 2006 Metody Badania cementu- Czesc 1: Oznaczanie wytrzymałości (Métodos de ensaios de cimento - Parte 1. Determinação da Resistência).
- IBDiM, Catálogo de pavimentos flexíveis e semi-rígidos tipo, Warszawa 1997.

**Websites:**

- [www.elamed.com.pl/autostrady](http://www.elamed.com.pl/autostrady)
- [www.menard.pl](http://www.menard.pl)
- [www.dyckeroff.pl](http://www.dyckeroff.pl)



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Engenharia

# Estabilização de Solos Argilosos com Ligante Hidráulico LIPIDUR DS

## ANEXOS

**Cristina Maria Fernandes Martins Gorski**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil: Geotecnia e Ambiente**  
(2º ciclo de estudos)

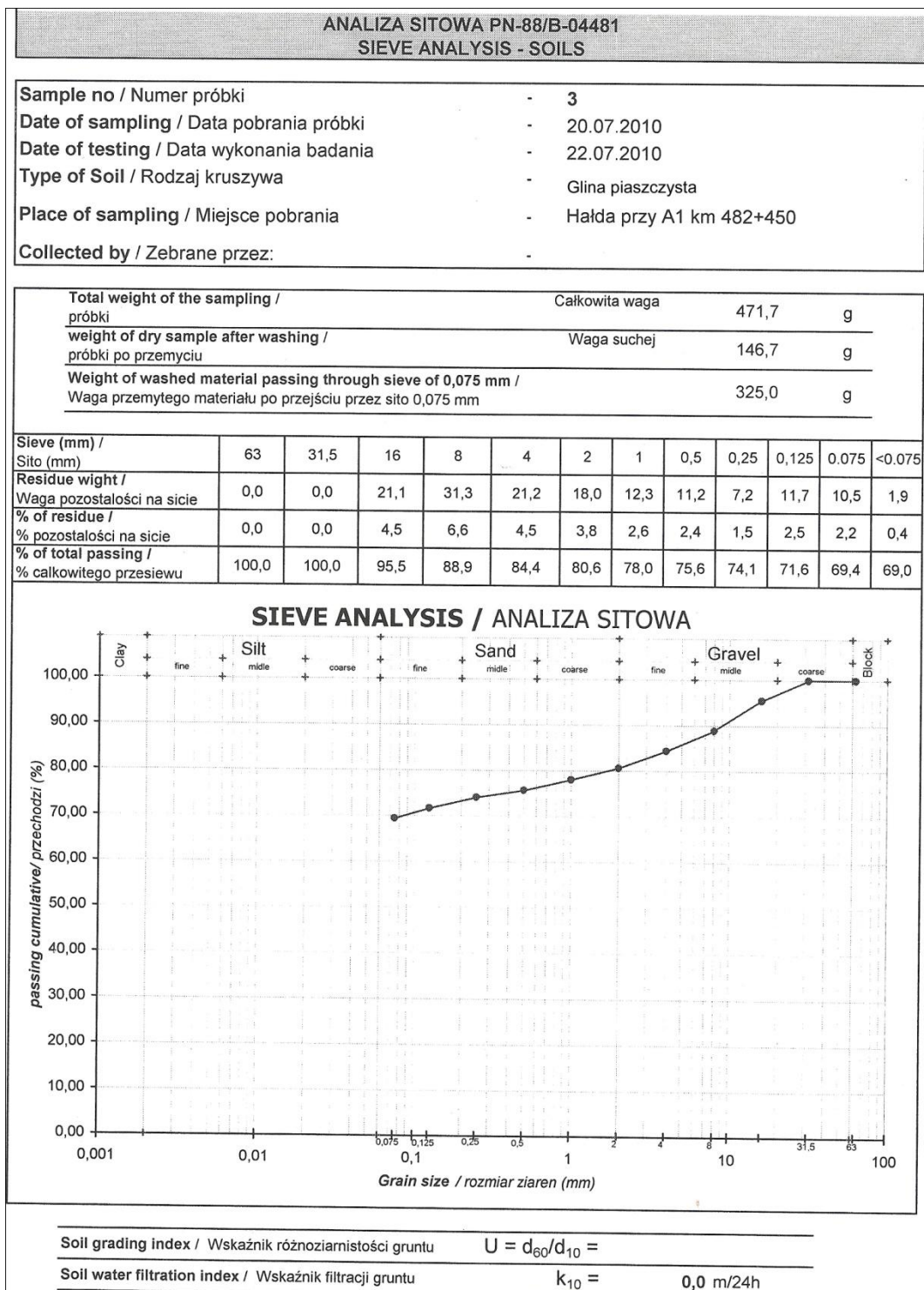
Orientador: Prof. Doutor Victor Manuel Pissarra Cavaleiro

Covilhã, Outubro de 2010

## Anexos I

## 1. Ensaio de identificação e caracterização

## 1.1 - Granulometria

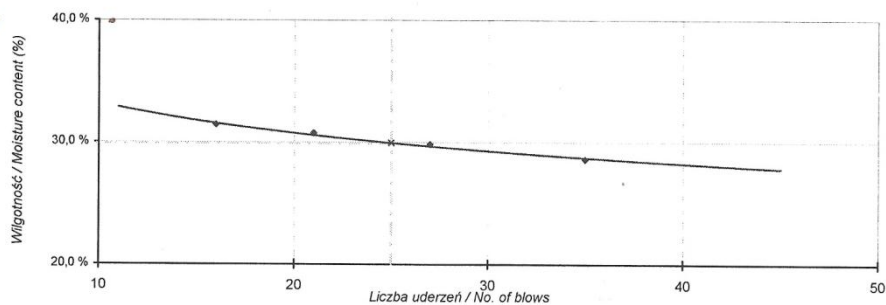


## 1.2 - Limites de Consistência

**OZNACZENIE GRANIC KONSYSTENCJI GRUNTU w.g. PN-88/B-04481**  
**DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS**

Sample no / Numer próbki	-	<b>10</b>
Date of sampling / Data	-	20.07.2010
Date of testing / Data wykonania badania	-	21.07.2010
Type of Soil / Rodzaj kruszywa	-	Gлина piaszczysta
Place of sampling / Miejsce pobrania	-	Hałda przy A1 km 482+450
Collected by / Zebrane przez:	-	

LIMIT LIQUID / GRANICA PLYNNOŚCI (WL)				
Container nr. / Naczynie nr.	55	64	57	61
Mass container / Masa naczynia (g)	26,62	26,62	26,62	26,62
Mass of wet soil + container / Masa mokrego gruntu + naczynie (g)	37,78	39,73	39,31	38,01
Mass of dry soil + container / Masa suchego gruntu + naczynie (g)	35,30	36,72	36,33	35,29
nr. of blows / Liczba uderzeń	35	27	21	16
Mass of dry soil / Masa guntu suchego (g)	8,68	10,10	9,71	8,67
Mass of moisture / Masa guntu mokrego (g)	2,48	3,01	2,98	2,72
Moisture content / Wilgotność (%)	28,57	29,80	30,69	31,37



PLASTIC LIMIT / GRANICA PLASTYCZNOŚCI (Wp)				
Container nr. / Naczynie nr.	5	3		
Mass container / Masa naczynia (g)	26,62	26,89		
Mass of wet soil + container / Masa mokrego gruntu + naczynie (g)	31,95	32,49		
Mass of dry soil + container / Masa suchego gruntu + naczynie (g)	31,10	31,61		
Mass of dry soil / Masa guntu suchego (g)	4,48	4,72		
Mass of moisture / Masa guntu mokrego (g)	0,85	0,88		
Moisture content / Wilgotność (%)	18,97	18,64		
Average moisture content / Wilgotność (%)	18,81			

<b>NATURAL MOISTURE CONTENT / WILGOTNOŚĆ GRUNTU (W<sub>N</sub>)</b>	<b>W<sub>n</sub> = 14,7</b>
<b>LIMIT LIQUID / GRANICA PLYNNOŚCI (W<sub>L</sub>)</b>	<b>W<sub>L</sub> = 29,9</b>
<b>PLASTIC LIMIT / GRANICA PLASTYCZNOŚCI (W<sub>p</sub>)</b>	<b>W<sub>p</sub> = 18,8</b>
<b>PLASTIC INDEX / WSKAŹNIK PLASTYCZNOŚCI (I<sub>p</sub>)</b>	<b>I<sub>p</sub> = 11,1</b>
<b>LIQUID INDEX / STOPIEŃ PLASTYCZNOŚCI (I<sub>L</sub>)</b>	<b>-I<sub>L</sub> = 0,37</b>

## 1.3 - Teor em Matéria Orgânica

**OZNACZANIE ZAWARTOŚCI CZĘŚCI ORGANICZNYCH wg.PN-88/B-04481**  
**Determination of organic impurities**

Lab no.	8
Miejsce pobrania / Location	Hałda przy A1 km 482+450
Data pobrania / Date of sampling	20.07.2010
Data badania / Date of testing	03.08.2010
Rodzaj gruntu / Soil type	Gлина piaszczysta

Masa zlewki <i>Mass of flask</i>	$m_t = 110,48$ g	
Masa zlewki + próbki gruntu przed utlenianiem <i>Mass of flask + soil sample before oxidation</i>	$m_{st} = 121,34$ g	
Masa zlewki + próbki gruntu po utlenianiu <i>Mass of flask + soil sample after oxidation</i>	$m_u = 121,22$ g	
Zawartość części organicznych <i>Organic parts content</i>	$I_{om} = \frac{m_{st} - m_u}{m_{st} - m_t} * 100$	$I_{om} = 1,1$ %

< 2,0 %

## 1.4 - Equivalente de areia

**LABORATORIUM CENTRALNE GLIWICE**  
**OZNACZANIE WSKAŹNIKA PIASKOWEGO wg. PN-EN 933-8**  
**Determination of sand equivalent**

Sample no / Numer próbki	-	9
Date of sampling / Data pobrania próbki	-	20.07.2010
Date of testing / Data wykonania badania	-	03.08.2010
Type of Soil / Rodzaj gruntu	-	Gлина piaszczysta
Place of sampling / Miejsce pobrania	-	Hałda przy A1 km 482+450
Collected by / Zebrane przez:	-	

Cylinder nr / Cylinder No.	3	2		
Wysokość początkowa / Height at start	34,1	33,3		
Wysokość końcowa / Final height	2,2	2,6		
Wskaźnik piaskowy WP = $100 * h_2/h_1$	6,5	7,8		
Średnia / Average	7,1 %			

## 2. - Ensaio de Compactação

## 2.1 Solo Natural

## 2.1.1 - Teor de Humidade

**OZNACZANIE WILGOTNOŚCI GRUNTU wg.PN-88/B-04481**  
**Determination of natural moisture content**

Sample no / Numer próbki	1	Tested by / Badanie wykonat:	
Date of sampling / Data pobrania próbki	20.07.2010	Checked by / Sprawdził:	
Date of testing / Data wykonania badania	21.07.2010		
Type of Soil / Rodzaj kruszywa	Gлина piaszczysta		
Place of sampling / Miejsce pobrania	Halda przy A1 km 482+450		
Collected by / Zebrane przez:			

Nr.parowniczk / No. of dish	n°	Wn1	Wn2	Wn3	Wn4
Massa parowniczk / Mass of dish	g	146,8	144,7	148,0	145,5
Massa parowniczk + Masa gruntu mokrego z dolka Mm / Mass of dish + Mass of wet soil	g	497,9	562,0	759,6	564,7
Massa parowniczk + Masa gruntu suchego z dolka Ms / Mass of dish + Mass of dry soil	g	452,5	508,4	680,9	511,7
Wilgotność naturalna Wn / Natural moisture content	%	14,9	14,7	14,8	14,5
Wilgotność średnia / Average moisture	g	14,7			

2.1.2 - Ensaio Proctor

RELACJA MIĘDZY WILGOTNOŚCIĄ A GĘSTOŚCIĄ (TEST PROCTORA) wg.PN-88/B-04481  
Moisture - density relation of materials (Proctor test)

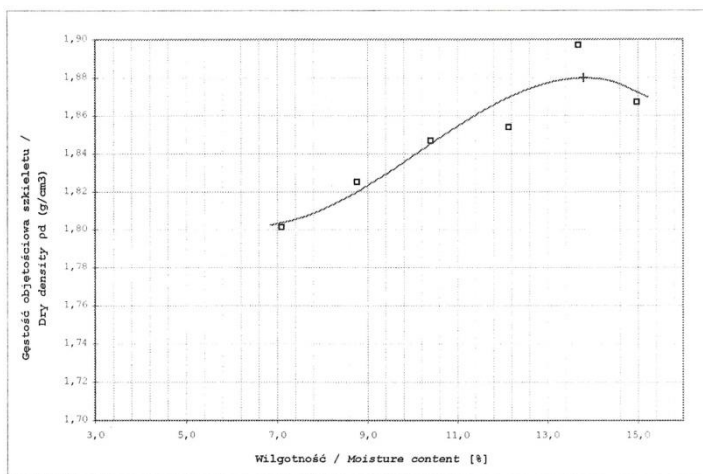
Sample no / Numer próbki	- S 2
Date of sampling / Data pobrania próbki	- 20.07.2010
Date of testing / Data wykonania badania	- 21.07.2010
Type of Soil / Rodzaj gruntu	- Gлина piaszczysta
Place of sampling / Miejsce pobrania	- Halda przy A1 km 482+450
Collected by / Zebrane przez:	-

Method / Metoda I

Mould dia / Forma	112,8	mm
Hammer / Ubijak	2,5	Kg
No of layers / Ilość warstw	3	
Blows per layer / Ilość uderzeń	25	
Drop height / Wysokość spadania	320	mm

Container nr. / Naczynie nr.	5	24	7	2	37	3
Mass container / Masa naczynia (g)	106,0	101,5	104,9	101,4	96,9	96,1
Mass of wet soil + container / Masa mokrego gruntu + naczynie (g)	255,3	271,5	289,5	258,4	241,4	233,5
Mass of dry soil + container / Masa suchego gruntu + naczynie (g)	245,4	257,8	272,1	241,4	224,0	215,6
Mass of dry soil / Masa gruntu suchego (g)	139,4	156,3	167,2	140,0	127,1	119,5
Moisture content / Wilgotność (%)	7,1	8,8	10,4	12,1	13,7	15,0

Mass of cylinder / Masa cylindra	6227	6227	6227	6227	6227	6227
Volume of cylinder / Objętość cylindra	1002	1002	1002	1002	1002	1002
Mass of cylinder+wet soil / Masa cylindra+gr. mokrego	8160,0	8216,0	8270,0	8310,0	8388,0	8378,0
Mass of wet soil / Masa gr. mokrego	1933,0	1989,0	2043,0	2083,0	2161,0	2151,0
$\rho_{wm}/V$	1,93	1,99	2,04	2,08	2,16	2,15
$\rho_d=100^*g / (100+w)$	1,80	1,83	1,85	1,85	1,90	1,87

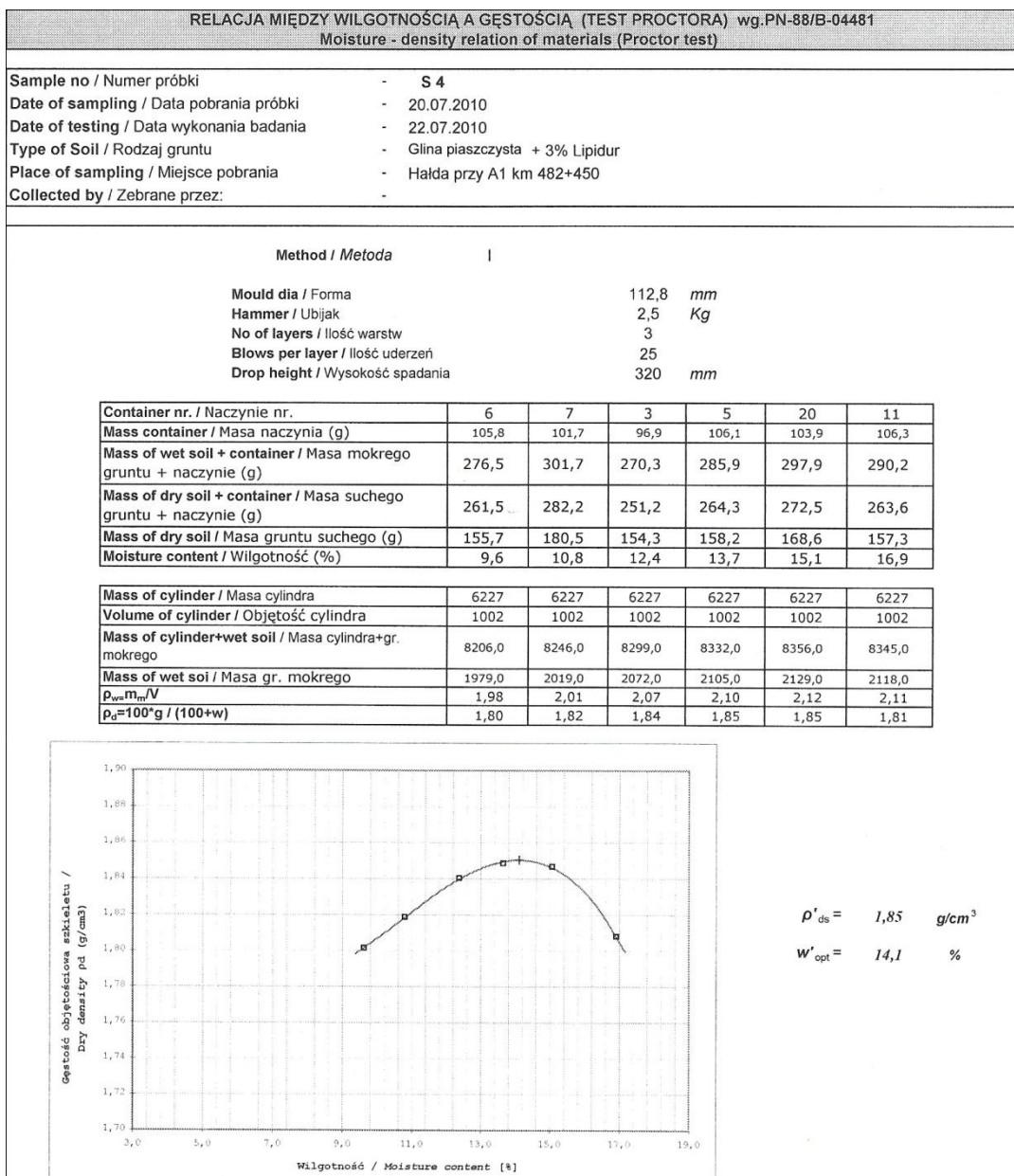


$\rho'_{ds} = 1,88 \text{ g/cm}^3$

$w'_{opt} = 13,8 \text{ \%}$

2.2 - Misturas solo - LIPIDUR DS

2.2.1 - Solo + 3% LIPIDUR DS



2.2.2 - Solo + 4% LIDIDUR DS

RELACJA MIĘDZY WILGOTNOŚCIĄ A GĘSTOŚCIĄ (TEST PROCTORA) wg.PN-88/B-04481  
Moisture - density relation of materials (Proctor test)

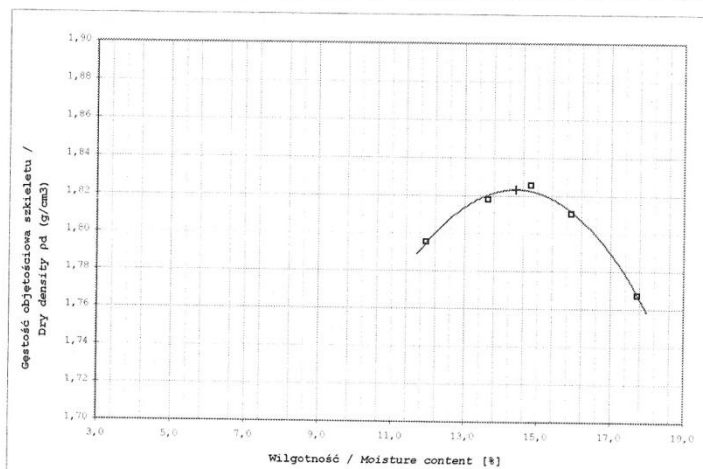
Sample no / Numer próbki - S 5  
 Date of sampling / Data pobrania próbki - 20.07.2010  
 Date of testing / Data wykonania badania - 22.07.2010  
 Type of Soil / Rodzaj gruntu - Gлина piaszczysta + 4% Lipidur  
 Place of sampling / Miejsce pobrania - Hałda przy A1 km 482+450  
 Collected by / Zebrane przez: -

Method / Metoda |

Mould dia / Forma 112,8 mm  
 Hammer / Ubijak 2,5 Kg  
 No of layers / Ilość warstw 3  
 Blows per layer / Ilość uderzeń 25  
 Drop height / Wysokość spadania 320 mm

Container nr. / Naczynie nr.	29	8	13	1	34
Mass container / Masa naczynia (g)	97,2	97,9	96,0	97,2	103,2
Mass of wet soil + container / Masa mokrego gruntu + naczynie (g)	263,0	287,9	276,6	260,3	309,6
Mass of dry soil + container / Masa suchego gruntu + naczynie (g)	245,3	265,1	253,3	237,9	278,5
Mass of dry soil / Masa gruntu suchego (g)	148,1	167,2	157,3	140,7	175,3
Moisture content / Wilgotność (%)	12,0	13,6	14,8	15,9	17,7

Mass of cylinder / Masa cylindra	6227	6227	6227	6227	6227
Volume of cylinder / Objętość cylindra	1002	1002	1002	1002	1002
Mass of cylinder+wet soil / Masa cylindra+gr. mokrego	8241,0	8297,0	8327,0	8330,0	8312,0
Mass of wet soil / Masa gr. mokrego	2014,0	2070,0	2100,0	2103,0	2085,0
$\rho_{wet} = M_m/V$	2,01	2,07	2,10	2,10	2,08
$\rho_d = 100 \cdot g / (100+w)$	1,80	1,82	1,83	1,81	1,77



$\rho'_{ds} = 1,82 \text{ g/cm}^3$

$w'_{opt} = 14,4 \%$

2.2.3 - Solo + 5% LIDIDUR DS

RELACJA MIĘDZY WILGOTNOŚCIĄ A GĘSTOŚCIĄ (TEST PROCTORA) wg.PN-88/B-04481  
Moisture - density relation of materials (Proctor test)

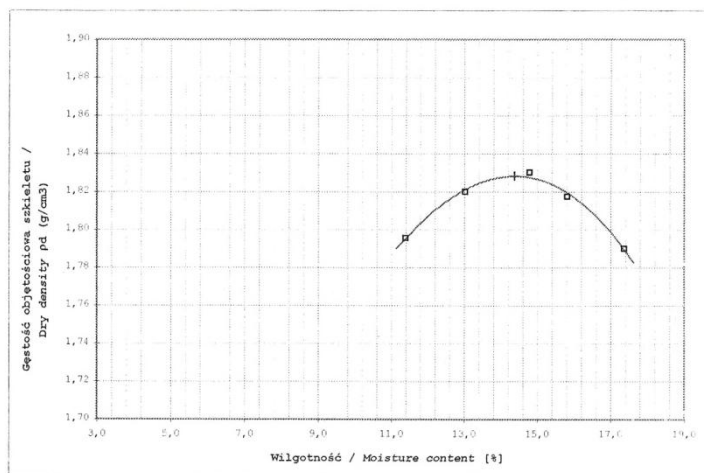
Sample no / Numer próbki	-	S 6
Date of sampling / Data pobrania próbki	-	20.07.2010
Date of testing / Data wykonania badania	-	22.07.2010
Type of Soil / Rodzaj gruntu	-	Gлина piaszczysta + 5% Lipidur
Place of sampling / Miejsce pobrania	-	Hałda przy A1 km 482+450
Collected by / Zebrane przez:	-	

Method / Metoda I

Mould dia / Forma	112,8	mm
Hammer / Ubijak	2,5	Kg
No of layers / Ilość warstw	3	
Blows per layer / Ilość uderzeń	25	
Drop height / Wysokość spadania	320	mm

Container nr. / Naczynie nr.	9	19	46	38	21
Mass container / Masa naczynia (g)	97,1	100,3	58,7	60,8	106,1
Mass of wet soil + container / Masa mokrego gruntu + naczynie (g)	286,9	310,3	152,6	171,4	285,9
Mass of dry soil + container / Masa suchego gruntu + naczynie (g)	267,5	286,1	140,5	156,3	259,3
Mass of dry soil / Masa gruntu suchego (g)	170,4	185,8	81,8	95,5	153,2
Moisture content / Wilgotność (%)	11,4	13,0	14,8	15,8	17,4

Mass of cylinder / Masa cylindra	6227	6227	6227	6227	6227
Volume of cylinder / Objętość cylindra	1002	1002	1002	1002	1002
Mass of cylinder+wet soil / Masa cylindra+gr. mokrego	8231,0	8288,0	8332,0	8336,0	8332,0
Mass of wet soil / Masa gr. mokrego	2004,0	2061,0	2105,0	2109,0	2105,0
$\rho_{wet} = m_w/V$	2,00	2,06	2,10	2,10	2,10
$\rho_d = 100 \cdot g / (100+w)$	1,80	1,82	1,83	1,82	1,79



$\rho'_{ds} = 1,83 \text{ g/cm}^3$   
 $w'_{opt} = 14,4 \%$

## 3. Ensaios de compressão e resistência gelo/degelo

## 3.1 - Solo + 3% LIPIDUR DS

BADANIE WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE  
COMPRESSIVE STRENGTH TEST

LABORATORIUM CENTRALNE GLIWICE

Sample no / Numer próbki	11
Date of sampling / Data	2010-07-27
Type of Soil / Rodzaj kruszywa	Gлина piaszczysta
Place of sampling / Miejsce pobrania	Halda przy A1 km 482+450
After 7 days test date / Data badania po 7 dniach:	2010-08-03
After 28 days test date / Data badania po 28 dniach:	2010-08-24
Kind of cement / Rodzaj cementu:	3% Lipidur DS.

No Lp.	Mould with sample weight Masa próbki z formą g	Mould weight Masa formy g	Sample weight Masa próbki g	Sample volume Objętość próbki cm <sup>3</sup>	Wet density Gęstość objętościowa g/cm <sup>3</sup>	Average density Średnia gęstość g/cm <sup>3</sup>	Destructive strength Siła niszcząca kN	Compressive strength Wytrzymałość na ściskanie MPa	Average strength Wytrzymałość średnia MPa	FR index Wsk. mrozo- odporności -
-----------	--	---------------------------------	-----------------------------------	---	---	---	---	--	---	--

## 7 DAYS COMPRESSIVE STRENGTH / WYTRZYMAŁOŚĆ 7 DNIOWA

1			789,1	402,12	1,962	2,007	4,332	0,86	0,95	-
2			834,4	402,12	2,075		5,012	1,00		
3			797,5	402,12	1,983		4,981	0,99		

## 28 DAYS COMPRESSIVE STRENGTH / WYTRZYMAŁOŚĆ 28 DNIOWA

4			827,2	402,12	2,057	2,016	7,543	1,50	1,43	-
5			806,3	402,12	2,005		7,054	1,40		
6			798,4	402,12	1,985		6,893	1,37		

## FROST RESISTANCE INDEX / WSKAŹNIK MROZODPORNOŚCI

7			786,2	402,12	1,955	1,950	6,688	1,33	1,30	0,91
8			777,0	402,12	1,932		6,103	1,21		
9			789,8	402,12	1,964		6,811	1,36		

3.2 - Solo + 4% LIPIDUR DS

BADANIE WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE  
COMPRESSIVE STRENGTH TEST

LABORATORIUM CENTRALNE GLIWICE

Sample no / Numer próbki	12
Date of sampling / Data	2010-07-27
Type of Soil / Rodzaj kruszywa	Gлина piaszczysta
Place of sampling / Miejsce pobrania	Hałda przy A1 km 482+450
After 7 days test date / Data badania po 7 dniach:	2010-08-03
After 28 days test date / Data badania po 28 dniach:	2010-08-24
Kind of cement / Rodzaj cementu:	4% Lipidur DS.

No Lp.	Mould with sample weight Masa próbki z formą	Mould weighth Masa formy	Sample weight Masa próbki	Sample volume Objętość próbki	Wet density Gęstość objętościowa	Average density Średnia gęstość	Destructive strength Siła niszcząca	Compressive strength Wytrzymałość na ściskanie	Average strength Wytrzymałość średnia	FR index Wsk. mrozo- odporności
	g	g	g	cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	kN	MPa	MPa	-

7 DAYS COMPRESSIVE STRENGTH / WYTRZYMAŁOŚĆ 7 DNIOWA

No	Sample weight (g)	Sample volume (cm <sup>3</sup> )	Wet density (g/cm <sup>3</sup> )	Average density (g/cm <sup>3</sup> )	Destructive strength (kN)	Compressive strength (MPa)	Average strength (MPa)	FR index
1	827,1	402,12	2,057	2,058	6,673	1,33	1,35	-
2	833,1	402,12	2,072		7,129	1,42		
3	822,7	402,12	2,046		6,517	1,30		

28 DAYS COMPRESSIVE STRENGTH / WYTRZYMAŁOŚĆ 28 DNIOWA

No	Sample weight (g)	Sample volume (cm <sup>3</sup> )	Wet density (g/cm <sup>3</sup> )	Average density (g/cm <sup>3</sup> )	Destructive strength (kN)	Compressive strength (MPa)	Average strength (MPa)	FR index
4	852,8	402,12	2,121	2,106	10,097	2,01	1,95	-
5	836,4	402,12	2,080		9,412	1,87		
6	851,0	402,12	2,116		9,944	1,98		

FROST RESISTANCE INDEX / WSKAŹNIK MROZODPORNOŚCI

No	Sample weight (g)	Sample volume (cm <sup>3</sup> )	Wet density (g/cm <sup>3</sup> )	Average density (g/cm <sup>3</sup> )	Destructive strength (kN)	Compressive strength (MPa)	Average strength (MPa)	FR index
7	821,5	402,12	2,043	2,059	9,313	1,85	1,84	0,94
8	819,0	402,12	2,037		9,535	1,90		
9	842,8	402,12	2,096		8,898	1,77		

## 3.3 - Solo + 5% LIPIDUR DS

BADANIE WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE  
COMPRESSIVE STRENGTH TEST  
LABORATORIUM CENTRALNE GLIWICE

Sample no / Numer próbki	13
Date of sampling / Data	2010-07-27
Type of Soil / Rodzaj kruszywa	Gлина piaszczysta
Place of sampling / Miejsce pobrania	Halda przy A1 km 482+450
After 7 days test date / Data badania po 7 dniach:	2010-08-03
After 28 days test date / Data badania po 28 dniach:	2010-08-24
Kind of cement / Rodzaj cementu:	5% Lipidur DS.

No Lp.	Mould with sample weight Masa próbki z formą	Mould weight Masa formy	Sample weight Masa próbki	Sample volume Objętość próbki	Wet density Gęstość objętościowa	Average density Średnia gęstość	Destructive strength Siła niszcząca	Compressive strength Wytrzymałość na ściskanie	Average strength Wytrzymałość średnia	FR index Wsk. mrozo- odporności
	g	g	g	cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	kN	MPa	MPa	-

## 7 DAYS COMPRESSIVE STRENGTH / WYTRZYMAŁOŚĆ 7 DNIOWA

1			841,7	402,12	2,093	2,098	8,043	1,60	1,67	-
2			850,8	402,12	2,116		8,747	1,74		
3			838,4	402,12	2,085		8,343	1,66		

## 28 DAYS COMPRESSIVE STRENGTH / WYTRZYMAŁOŚĆ 28 DNIOWA

4			848,5	402,12	2,110	2,117	13,077	2,60	2,62	-
5			844,2	402,12	2,099		12,313	2,45		
6			861,1	402,12	2,141		14,144	2,81		

## FROST RESISTANCE INDEX / WSKAŹNIK MROZODPORNOŚCI

7			831,5	402,12	2,068	2,054	12,128	2,41	2,32	0,89
8			819,8	402,12	2,039		11,817	2,35		
9			826,0	402,12	2,054		11,050	2,20		

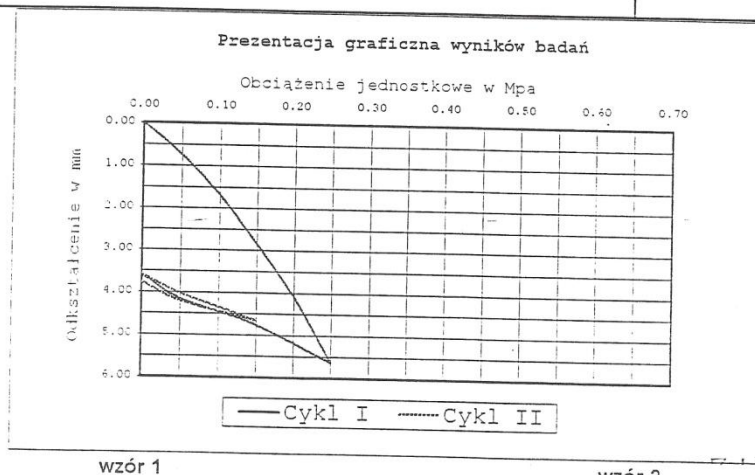


**SPRAWOZDANIE Z BADANIA**  
**OZNACZENIE MODUŁU ODKSZTAŁCENIA PRZEZ OBCIĄŻENIE PŁYTA**  
**wg BN-64/8931-02, PN-S-02205**

Przedmiot badania: Podłoże  
 Lokalizacja badania: 1+500 P  
 Materiał: Gлина piaszczysta

Data badania: 5.7.2010 Nr laboratoryjny: \_\_\_\_\_  
 Materiał wyrównawczy: nie stosowano Stan pogody i temp: Pochmurno, 15 C

Badana właściwość	Wynik badania
Pierwotny moduł odkształcenia $E_1$ , MPa	10.7
Wtórny moduł odkształcenia $E_2$ , MPa	35.7
Wskaźnik odkształcenia $I_0$	3.3



wzór 1

wzór 2

$$E_{1,2} = \frac{3\Delta p_{1,2}}{4\Delta s_{1,2}} D \quad I_0 = \frac{E_2}{E_1} \quad E_{1,2} = \frac{\Delta p_{1,2}}{\Delta s_{1,2}} D$$

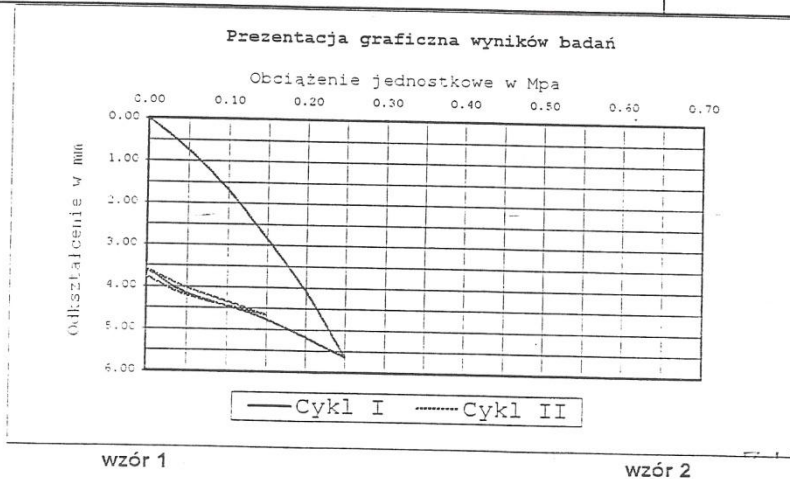
Obliczenia wartości modułów dokonano wg wzoru nr 1

**SPRAWOZDANIE Z BADANIA**  
**OZNACZENIE MODUŁU ODKSZTAŁCENIA PRZEZ OBCIĄŻENIE PŁYTA**  
**wg BN-64/8931-02, PN-S-02205**

Przedmiot badania: Podłoże  
 Lokalizacja badania: 1+500 P  
 Materiał: Gлина piaszczysta

Data badania: 5.7.2010 Nr laboratoryjny: \_\_\_\_\_  
 Materiał wyrównawczy: nie stosowano Stan pogody i temp: Pochmurno, 15 C

Badana właściwość	Wynik badania
Pierwotny moduł odkształcenia $E_1$ , MPa	10.7
Wtórny moduł odkształcenia $E_2$ , MPa	35.7
Wskaźnik odkształcenia $I_0$	3.3



$$E_{1,2} = \frac{3\Delta p_{1,2}}{4\Delta s_{1,2}} D$$

$$I_0 = \frac{E_2}{E_1}$$

$$E_{1,2} = \frac{\Delta p_{1,2}}{\Delta s_{1,2}} D$$

Obliczenia wartości modułów dokonano wg wzoru nr 1

1.2 - Solo natural estabilizado com 3% de LIPIDUR DS

**SPRAWOZDANIE Z BADANIA**  
**OZNACZENIE MODUŁU ODKSZTAŁCENIA PRZEZ OBCIĄŻENIE PŁYTA**  
**wg BN-64/8931-02, PN-S-02205**

Nr sprawozdania: TPA/EG/SB/1303/06b/003

Zleceniodawca: Strabag Sp. Z o.o.  
 Budowa: Przebudowa drogi krajowej nr S22 na odcinku Maciejewo - Grzechotki - Granica Państwa  
 Przedmiot badania: Podłoże ulepszone  
 Lokalizacja badania: 1+200 P pas *drogi*  
 Materiał: Gлина piaszczysta + 3% LIPIDUR DS

Materiał wyrównawczy: suchy drobny piasek Stan pogody i temp: Słonecznie, 25 C

Badana właściwość	Wynik badania
Pierwotny moduł odkształcenia $E_1$ , MPa	20.5
Wtórny moduł odkształcenia $E_2$ , MPa	40.9
Wskaźnik odkształcenia $I_0$	2.0

Prezentacja graficzna wyników badań

Obciążenie jednostkowe w Mpa

Odkształcenie w mm

— Cykl I    - - - - - Cykl II

wzór 1

$$E_{1,2} = \frac{3\Delta p_{1,2}}{4\Delta s_{1,2}} D$$

wzór 2

$$I_0 = \frac{E_2}{E_1}$$

$$E_{1,2} = \frac{\Delta p_{1,2}}{\Delta s_{1,2}} D$$

Obliczenia wartości modułów dokonano wg wzoru nr 1

1.3 - Solo natural estabilizado com 4% de LIPIDUR DS

**SPRAWOZDANIE Z BADANIA  
OZNACZENIE MODUŁU ODKSZTAŁCENIA PRZEZ OBCIĄŻENIE PŁYTA  
wg BN-64/8931-02, PN-S-02205**

Nr sprawozdania: TPA/EG/SB/1303/06b/002

Zleceniodawca: Strabag Sp. Z o.o.

Budowa: Przebudowa drogi krajowej nr S22 na odcinku Maciejewo - Grzechotki - Granica Państwa

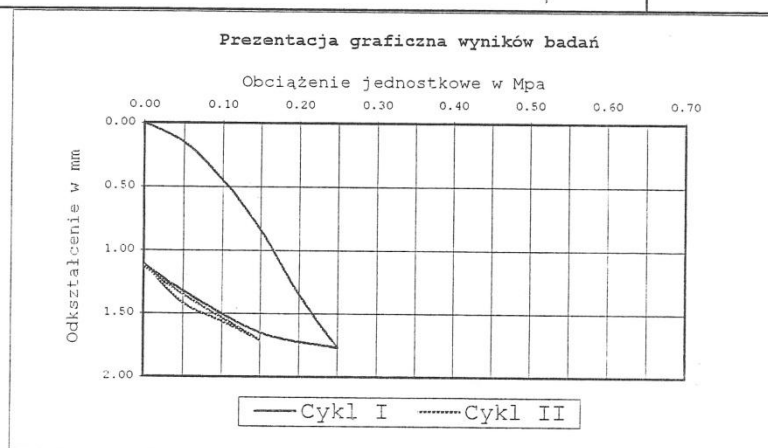
Przedmiot badania: Podłoże ulepszone

Lokalizacja badania: 1+190 P pas pierwszy

Materiał: Glina piaszczysta + 4 % LIPIDUR\_DS

Materiał wyrównawczy: suchy drobny piasek Stan pogody i temp: Słonecznie, 25 C

Badana właściwość	Wynik badania
Pierwotny moduł odkształcenia $E_1$ , MPa	47.5
Wtórny moduł odkształcenia $E_2$ , MPa	103.8
Wskaźnik odkształcenia $I_0$	2.2



wzór 1

wzór 2

$$E_{1,2} = \frac{3\Delta p_{1,2}}{4\Delta s_{1,2}} D \qquad I_0 = \frac{E_2}{E_1} \qquad E_{1,2} = \frac{\Delta p_{1,2}}{\Delta s_{1,2}} D$$

Obliczenia wartości modułów dokonano wg wzoru nr 1

1.4 - Solo natural estabilizado com 5% de LIPIDUR DS

**SPRAWOZDANIE Z BADANIA  
OZNACZENIE MODUŁU ODKSZTAŁCENIA PRZEZ OBCIĄŻENIE PŁYTA  
wg BN-64/8931-02, PN-S-02205**

Nr sprawozdania: TPA/EG/SB/1303/06b/001

Zleceniodawca: Strabag Sp. Z o.o.

Budowa: Przebudowa drogi krajowej nr S22 na odcinku Maciejewo - Grzechotki - Granica Państwa

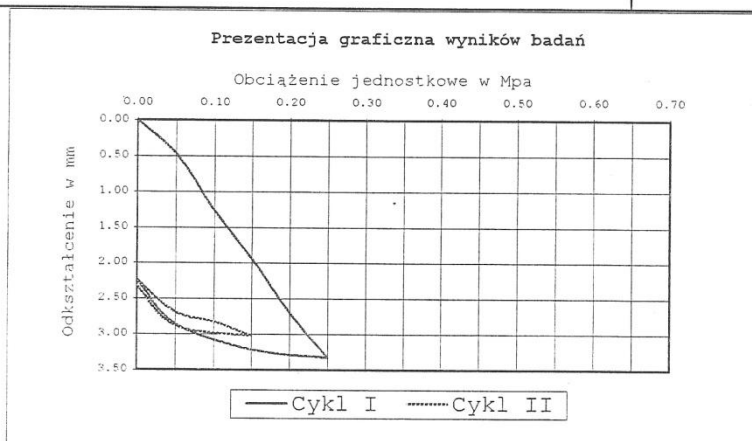
Przedmiot badania: Podłoże ulepszone

Lokalizacja badania: 0+740

Materiał: Gлина piaszczysta + 5% LIPIDUR DS

Materiał wyrównawczy: suchy drobny piasek Stan pogody i temp: Słonecznie, 25 C

Badana właściwość	Wynik badania
Pierwotny moduł odkształcenia $E_1$ , MPa	87.9
Wtórny moduł odkształcenia $E_2$ , MPa	140.6
Wskaźnik odkształcenia $I_0$	1.6



wzór 1

wzór 2

$$E_{1,2} = \frac{3\Delta p_{1,2}}{4\Delta s_{1,2}} D \quad I_0 = \frac{E_2}{E_1} \quad E_{1,2} = \frac{\Delta p_{1,2}}{\Delta s_{1,2}} D$$

Obliczenia wartości modułów dokonano wg wzoru nr 1