

Instituto Politécnico do Porto

Instituto Superior de Engenharia do Porto

Estruturas de Suporte de Terras Executadas
Com Pneus. Estudo Paramétrico e Conceção de
Protótipo

Luís Carlos Monteiro Melo

Dissertação apresentada no Instituto Superior de Engenharia do
Porto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil –
Ramo de Estruturas

Orientador

Engenheiro José Filinto Castro Trigo

Porto

Outubro 2014

i. Agradecimentos

Quero deixar aqui expresso o meu agradecimento a todos aqueles, que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

Em primeiro lugar, ao Professor Engenheiro José Filinto Trigo pela disponibilidade, dedicação, paciência e sabedoria que sempre demonstrou no acompanhamento a este trabalho.

Ao Professor Engenheiro José Cândido Freitas pela importante ajuda disponibilizada na realização da campanha de ensaios laboratoriais.

Ao Professor Doutor Agostinho Mendonça pela ajuda disponibilizada na revisão deste trabalho.

Ao LABCARGA | ISEP – Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada pelo apoio técnico e auxílio prestados relativos a todas as questões relacionadas com os programas de cálculo automático *Phase2* e *Rock and Soil 3*.

Ao Instituto Superior de Engenharia do Porto, pela disponibilização das suas instalações, fundamentais para a realização deste estudo.

À minha família, pelo amor incondicional que sempre demonstraram em todos os momentos da minha vida.

À Filipa, pelo amor, amizade, companheirismo, incentivo, paciência e apoio que sempre demonstrou, mesmo nos momentos mais difíceis.

Aos meus amigos de curso, Hugo Guedes, Luís Cruz, Miguel Costa, Miguel Loureiro, Telmo Magalhães, em particular ao meu amigo

André Magalhães, que me acompanhou na grande maioria deste percurso, pela disponibilidade, boa disposição e acima de tudo pela grande amizade.

Palavras-Chave: Estruturas de Suporte de Terras, *Pneusol*, Solo Reforçado, Protótipo, *Phase²*.

ii. Resumo

No presente trabalho descreve-se o estudo realizado no Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) com o objetivo de comprovar a viabilidade da utilização de pneus em fim de vida em estruturas de solo reforçado.

As estruturas de suporte de terras materializadas com pneus preenchidos com solo são usadas em alguns países, sobretudo em estruturas do tipo gravidade. Investiga-se neste trabalho o seu desempenho em estruturas de solo reforçado.

Com a finalidade de prever o comportamento da construção, foi utilizado um *software* desenvolvido pela empresa Canadiana Rocscience, denominado *Phase²*. Com este *software* foi possível fazer uma análise paramétrica da secção transversal do modelo, avaliando os esforços e os deslocamentos que se desenvolvem no interior da estrutura, através da utilização do Método dos Elementos Finitos.

Foi efetuada uma campanha de ensaios laboratoriais, realizados com amostras de solo retiradas do local de construção do protótipo, com o intuito de caracterizar os parâmetros do solo. A definição destes parâmetros tem como objetivo tornar a simulação o mais fidedigna possível.

Como validação da modelação realizada no programa *Phase²*, o protótipo será devidamente instrumentado com equipamentos de monitorização; a informação recolhida receberá um tratamento posterior e permitirá a calibração do modelo numérico.

No presente trabalho define-se o plano de monitorização a instalar no protótipo.

Keywords: Earth Retaining Structures, *Pneusol*, Reinforced Soil, Prototype, *Phase*².

iii. Abstract

The present work describes the study conducted at the Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) aiming to demonstrate the viability of the use of end of life tires in reinforced soil structures.

The earth support structures embodied with tires filled with soil are used in many countries, particularly in gravity type structures. In this work the performance of reinforced soil structures is studied.

In order to predict the behavior of the structure build, a computer software developed by the Canadian company Roescience called *Phase*² was used. With this software it was possible to study the parametric model cross section and evaluate the type of work that develop within the structure, using the finite element method.

A campaign of laboratory tests was performed on soil samples taken from the prototype construction site in order to characterize the soil parameters.

As validation of the modeling performed in *Phase2* software, the structure will be properly instrumented with monitoring equipment; the information collected will receive further treatment enabling

ÍNDICE GERAL

i.	Agradecimentos.....	iii
ii.	Resumo	v
iii.	Abstract.....	vii
	ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
	ÍNDICE DE TABELAS	xvii
	LISTA DE SÍMBOLOS	xix
1.	Introdução	1
1.1.	O problema dos resíduos e a sua gestão.....	1
1.2.	A indústria da construção civil e os resíduos.....	5
1.3.	Pneu como resíduo.....	6
2.	Recolha bibliográfica sobre o tema	9
2.1.	Conceção do <i>Pneusol</i>	9
2.2.	Aplicações do <i>Pneusol</i>	13
2.3.	Características pneu e solo-pneu	15
2.3.1.	Caracterização de resistência e de deformabilidade do pneu	15
2.3.2.	Caracterização do solo.....	18
2.3.3.	Caracterização do conjunto solo-pneu.....	19
2.3.4.	Caracterização da ligação entre pneus	24
2.3.5.	Caracterização da interface solo-pneu.....	25
2.4.	Impacte ambiental e resistência ao fogo	28

viii

2.4.1.	Impacte ambiental	28
2.4.2.	Resistência ao fogo	34
3.	Conceção de um protótipo	36
	Nota prévia.....	36
3.1.	Geometria do muro	36
3.2.	Verificação da segurança relativamente aos diferentes estados limite	47
3.3.	Caracterização do material de aterro	57
3.3.1.	Ensaio de compactação	59
3.3.2.	Análise granulométrica por peneiração húmida.....	62
3.3.3.	Análise granulométrica (ensaio de sedimentação).....	64
3.3.4.	Resultados dos ensaios realizados pela entidade exterior	69
4.	Modelação do protótipo.....	72
4.1.	O programa de cálculo automático <i>Phase²</i>	72
4.2.	Caracterização do modelo	75
4.2.1.	Faseamento construtivo	75
4.2.2.	Variação dos deslocamentos com a aplicação da sobrecarga.....	78
4.2.3.	Materiais constituintes do modelo	80
4.2.4.	Malha de elementos finitos	83
4.2.5.	Apresentação de resultados	84

4.3.	O programa de cálculo automático <i>Rock and Soil 3</i> (RS3)	90
4.3.1.	Apresentação de resultados	93
5.	Análise paramétrica.....	98
5.1.	Características resistentes do aterro	99
5.2.	Características de deformabilidade do aterro	102
5.3.	Características de deformabilidade do solo de fundação ...	105
5.4.	Variação dos comprimentos de amarração	109
5.5.	Conclusões	111
6.	Monitorização do protótipo	113
6.1.	Inclinómetro e calhas inclinométricas.....	115
6.2.	Célula de pressão de corda vibrante.....	120
6.3.	Célula de pressão de corda vibrante (Push-In).....	123
6.4.	Extensómetro de sonda magnética	126
6.5.	Inclinómetro portátil	129
6.6.	Placa de assentamento	132
7.	Conclusões	137
8.	Desenvolvimentos futuros	139

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Depósito de lixo ilegal. Fonte: http://fotos.sapo.pt/	1
Figura 2 - Exemplo de má prática da gestão de resíduos. Fonte: http://lixo-lixo.blogspot.pt/	3
Figura 3 - Depósito de pneus. Fonte: http://noticias.uol.com.br/	8
Figura 4 - Exemplo de um muro construído com a tecnologia <i>Pneusol</i> . Fonte: www.aliapur.fr	10
Figura 5 - Teste de tração realizado em um pneu com os flancos cortados, antes e após cedência. Fonte: Huat <i>et al</i> , 2008.....	17
Figura 6 - Distribuição de forças admitidas por Long.	20
Figura 7 - Ensaio de tração realizado por Sieria, Medeiros, Sayão e Gerscovich. À esquerda, vista do aterro durante o ensaio, à direita, vista em pormenor do macaco hidráulico utilizado.	23
Figura 8 - Esboço da geometria do protótipo com o paramento inclinado.	37
Figura 9 - Esquema do desfasamento entre camadas sucessivas.....	38
Figura 10 - Vistas de corte, alçado e planta do protótipo.....	40
Figura 11 - Amarração entre pneus (planta).....	42
Figura 12 - Alçado de uma fila de pneus e respetiva amarração.	42
Figura 13 - Amarração entre camadas de pneus.	43

Figura 14 - Nó direito. (Fonte: http://upscout.blogspot.pt/)	43
Figura 15 - Imagem em perspetiva do protótipo.....	44
Figura 16 - Esboço da geometria do muro vertical.....	45
Figura 17 - Pormenor da amarração entre camadas no paramento vertical.	46
Figura 18 - Imagem em perspetiva do prototipo criado a partir do programa Google Sketchup.....	46
Figura 19 - Deslocamentos no paramento do muro.....	47
Figura 20 - Esquemas utilizados na verificação da segurança.	48
Figura 21 - Resultado do cálculo com <i>Slide</i> , caso a).	55
Figura 22 - Resultado do cálculo com <i>Slide</i> , caso b).	56
Figura 23 - Resultado do cálculo com <i>Slide</i> , caso d).	56
Figura 24 - Equipamento utilizado no ensaio de compactação.....	60
Figura 25 - Curva de compactação.	61
Figura 26 - Curva granulométrica.	64
Figura 27 - Curva granulométrica incluindo sedimentação.	68
Figura 28 - Curvas granulométricas obtidas dos ensaios realizados pela entidade exterior.	69
Figura 29 - Faseamento construtivo do modelo nas fases 1 e 25.	76
Figura 30 - Fases 26 e 33.	77

Figura 31 - Deslocamentos obtidos com a aplicação da sobrecarga..	79
Figura 32 - Deformação verificada na fase 25 e 33.....	80
Figura 33 - Corte transversal do modelo e materiais constituintes.	82
Figura 34 - Interface solo-pneu.....	83
Figura 35 - Modelo com malha de elementos finitos.....	84
Figura 36 - Tensões verticais na fase 25.....	85
Figura 37 - Tensões horizontais na fase 25.	86
Figura 38 - Elementos em cedência fase 25.	87
Figura 39 - Valores dos deslocamentos nos pontos do paramento selecionados.	88
Figura 40 - Deformada do modelo na fase 25.	89
Figura 41 - Modelo 3D realizado no programa RS3.	90
Figura 42 - Malha de elementos finitos do modelo 3D.	91
Figura 43 - Restrições do modelo 3D.	92
Figura 44 - Deslocamentos do modelo 3D, fase 25.	94
Figura 45 - Tensões horizontais no modelo 3D, fase 25.	95
Figura 46 - Tensões verticais no modelo 3D, fase 25.....	96
Figura 47 - Elementos em cedência do modelo 3D, fase 25.	97

Figura 48 - Valores base utilizados na análise paramétrica das características resistentes do solo de aterro. 100

Figura 49 - Deslocamentos para diferentes valores do ângulo de atrito do solo de aterro. 101

Figura 50 - Valores base utilizados na análise paramétrica da deformabilidade do solo de aterro. 103

Figura 51 - Deslocamentos para diferentes valores da deformabilidade do solo de aterro. 104

Figura 52 - Valores base utilizados na análise paramétrica da deformabilidade do terreno de fundação. 107

Figura 53 - Deslocamentos para diferentes valores da deformabilidade do terreno de fundação. 108

Figura 54 - Comprimentos de amarração utilizados na análise paramétrica. 109

Figura 55 - Deslocamentos para diferentes valores dos comprimentos de amarração. 110

Figura 56 - Exemplo de inclinómetro. (Fonte: <http://www.itmsoil.com/>) 116

Figura 57 - Esquema de instalação do inclinómetro.(Fonte: www.itmsoil.com) 117

Figura 58 - Exemplo da apresentação de resultados pelo *software* ARGUS. (Fonte: <http://www.argusmonitoringsoftware.com/>) 118

Figura 59 - Representação da posição dos inclinómetros em planta.
 119

Figura 60 - Representação do posicionamento dos inclinómetros em
 corte..... 119

Figura 61 - Célula de pressão de corda vibrante a utilizar. (Fonte:
<http://www.itmsoil.com/>)..... 120

Figura 62 - Representação da posição das células de pressão, em
 planta..... 122

Figura 63 - Representação da posição das células de pressão, em
 corte..... 122

Figura 64 - Célula de pressão de corda vibrante (Push-In) a utilizar.
 (Fonte: <http://www.itmsoil.com/>)..... 124

Figura 65 - Extensómetro de sonda magnética a utilizar. (Fonte:
<http://www.itmsoil.com/>)..... 126

Figura 66 - Esquema de montagem do extensómetro de sonda
 magnética. (Fonte: <http://www.slopeindicator.com>) 127

Figura 67 - Inclinómetro portátil. (Fonte: <http://www.itmsoil.com/>)
 129

Figura 68 - Utilização de inclinómetro portátil. (Fonte:
<http://www.itmsoil.com/>)..... 130

Figura 69 – Representação em corte da posição do inclinómetro portátil. 131

Figura 70 - Placas de assentamento. (Fonte: <http://www.portcoast.com.vn/>) 132

Figura 71 - Exemplo de placas de assentamento instaladas em obra. (Fonte: <http://www.flickr.com/>) 133

Figura 72 - Representação da posição das placas de assentamento, em planta..... 134

Figura 73 - Representação da posição das placas de assentamento, em corte..... 134

Figura 74 - Representação da posição dos equipamentos em planta. 136

Figura 75 - Representação da posição dos equipamentos em corte. 136

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Resultados dos ensaios de tração. Fonte: Long, 1990	21
Tabela 2 - Resultados dos ensaios de tração. Fonte: Long, 1990	21
Tabela 3 - Resultados dos cálculos efetuados - caso a) e b).....	52
Tabela 4 - Resultados dos cálculos efetuados - caso c) e d).....	53
Tabela 5 - Resultados da campanha de ensaios de compactação	61
Tabela 6 - Fração retida no peneiro de 2,0mm.....	63
Tabela 7 - Fração passada no peneiro de 2,0mm	63
Tabela 8 - Resultados do ensaio de sedimentação.....	68
Tabela 9 - Classificação AASHTO das amostras de solo analisadas.	70
Tabela 10 - Parâmetros geotécnicos considerados pela entidade exterior.....	71
Tabela 11 - Propriedades dos materiais constituintes do modelo. ...	81
Tabela 12 - Valores do ângulo de atrito do solo de aterro.	99
Tabela 13 - Valores do módulo de deformabilidade do solo de aterro.	102
Tabela 14 - Valores do módulo de deformabilidade do solo de fundação.....	106
Tabela 15 - Especificações do equipamento.....	123

Tabela 16 - Especificações do equipamento.	125
Tabela 17 - Especificações do equipamento.	128
Tabela 18 - Especificações do equipamento.	131
Tabela 19 - Resumo dos equipamentos a utilizar.	135

LISTA DE SÍMBOLOS

τ – tensão de atrito entre solo e o reforço;

μ – coeficiente de atrito entre o solo e o reforço;

σ_n – tensão normal;

δ – ângulo de atrito da interface entre o solo e o pneu;

f_c – relação entre a adesão da interface e a coesão do solo;

f_θ – relação entre o ângulo de atrito da interface e o ângulo de atrito do solo;

c_a – adesão da interface;

c – coesão do solo;

\emptyset – ângulo de atrito interno do solo;

K_a – coeficiente de impulso activo do solo;

α – inclinação do paramento com a horizontal;

β – inclinação da superfície do terreno;

h – altura de solo acima de determinado ponto;

γ – peso específico do solo;

V_d – Tensão vertical a actuar no solo de fundação ao nível da base do muro;

R_d – Capacidade resistente do solo de fundação;

c - coesão do solo de fundação;

N_c - fator de capacidade de carga devido à coesão do solo;

N_q - fator de capacidade de carga devido à carga atuante;

N_γ - fator de capacidade de carga devido ao peso específico do solo;

$b_{c, q, \gamma}$ - coeficiente corretivo devido à inclinação da base do muro;

$s_{c, q, \gamma}$ - coeficiente corretivo devido à forma da base do muro;

$i_{c, q, \gamma}$ - coeficiente corretivo devido à presença de uma carga horizontal;

$f_{c, q, \gamma}$ - coeficiente corretivo devido à distancia a que se encontra a fronteira rígida;

γ_d - baridade seca;

w - teor em água;

L_C - leitura do densímetro corrigida;

L_S - leitura direta feita na parte superior do menisco;

C_M - correção do menisco;

C_A - correção do antifloculante;

C_T - correção da temperatura;

Z_S - profundidade efetiva;

G - densidade das partículas;

n_D - percentagem de partículas de diâmetro inferior a D referente à massa seca do solo utilizado na sedimentação;

m_b - massa seca do solo usado na sedimentação;

N_D - percentagem de partículas de diâmetro inferior a D , referente à massa total da amostra;

N'_{10} - percentagem de material retido no peneiro n° 10.

k - constante de Stokes;

t - tempo de corrido desde o início do ensaio;

E - modulo de elasticidade;

1. Introdução

1.1. O problema dos resíduos e a sua gestão

Desde tempos remotos, o ser humano livrou-se dos resíduos que produzia abandonando-os em locais mais ou menos apropriados, originando a criação de focos de criação e propagação de patologias, situação que, infelizmente, ainda se verifica na atualidade.

Os primeiros problemas surgiram com a fixação do Homem, quando este começa a viver em comunidades e a quantidade de lixo aumenta, sendo indispensável encontrar soluções para a eliminação dos resíduos que, necessariamente, ele produz como resultado das suas atividades fisiológicas, domésticas, agrícolas, entre outras. (Philippi Jr., 1979)



Figura 1 - Depósito de lixo ilegal. Fonte: <http://fotos.sapo.pt/>

Só mais recentemente começou a preocupação com a gestão dos resíduos produzidos pelo homem, quer do ponto de vista ecológico, quer do ponto de vista da sustentabilidade.

O ser humano desde sempre procurou descobrir como processar o que a Natureza lhe dá de maneira a tirar o melhor proveito. Aperfeiçoou de tal maneira essa prática que se tornou a forma mais fácil de produzir aquilo de que necessita, deixando de se preocupar com o impacto que estas ações teriam no meio ambiente e só mais tarde descobriu que o preço a pagar seria também muito elevado.

Esta perceção e as evidências que se iam manifestando com o avançar do tempo, quer fosse devido à destruição de património natural ou à contaminação de habitats, foram o suficiente para alterar as mentalidades que rapidamente se encarregaram de encontrar alternativas fiáveis à produção descontrolada, com o intuito de minorar o impacto que o ser humano tinha, e continua a ter, na Natureza.

Mas, como toda a mudança gera sempre uma certa inércia, apesar de todas as provas de que a intervenção do ser humano em algumas áreas do património natural estava a ser abusiva, houve necessidade de regulamentar os resíduos do ponto de vista da sua criação e também da sua gestão.

Em Portugal, o primeiro documento legislativo relacionado com a temática da gestão de resíduos foi a Lei nº11 de 1987, intitulada, “Lei de Bases de Ambiente”. Neste documento pode ler-se: “*Todos*

os cidadãos têm o direito a um ambiente humano e ecologicamente equilibrado e o dever de o defender...” e continua com “A política de ambiente tem por fim otimizar e garantir a continuidade de utilização dos recursos naturais, qualitativa e quantitativamente, como pressuposto básico de um desenvolvimento auto sustentado.”

Entretanto, já foram escritos centenas de documentos legais dedicados à temática da gestão de resíduos; ainda assim, o problema está longe de ter resolução à vista, sendo necessário um grande esforço por parte das entidades responsáveis e organismos de implementação e controlo de medidas que façam face às más práticas que ainda hoje em dia persistem.



Figura 2 - Exemplo de má prática da gestão de resíduos. Fonte: <http://lixo-lixo.blogspot.pt/>

Em Portugal, na sequência do Decreto-Lei n.º 111/2001, de 6 de Abril, os produtores de pneus organizaram-se, conjuntamente com os industriais dos sectores de recauchutagem de pneus e de borracha e formaram a Valorpneu – Sociedade de Gestão de Pneus, Lda., com o objetivo de organizar e gerir o sistema de recolha e destino final de pneus usados. (www.valorpneu.pt)

Foi também o Decreto-Lei n.º 111/2001 que estabeleceu que até ao ano de 2007 deveria ser garantida a recolha de pneus usados numa proporção de, pelo menos, 95% dos pneus anualmente colocados no mercado, a recauchutagem de pneus usados numa proporção de, pelo menos, 30% dos pneus anualmente colocados no mercado e a valorização da totalidade dos pneus recolhidos e não recauchutados, dos quais pelo menos 65% deverão ser reciclados.

Por ser um resíduo com tempo de decomposição indeterminado, o pneu está proibido por Lei de ser depositado em aterro, assim como a sua queima a céu aberto, por resultar libertação de gases extremamente tóxicos e prejudiciais ao ambiente; foi então necessário encontrar alternativa para o destino a dar aos Pneus em Fim de Vida (PFV).

Existem hoje em dia 4 destinos possíveis para os pneus usados em Portugal, são eles: a recauchutagem, a reutilização, a reciclagem e a valorização energética. A gestão dos fluxos de pneus usados é feita pela Valorpneu no âmbito do Sistema Integrado de Gestão de Pneus Usados (SGPU).

1.2. A indústria da construção civil e os resíduos

A evolução que se tem vindo a verificar na indústria da construção civil tem possibilitado dar resposta às adversidades encontradas nas suas diversas áreas de atuação. A área das estruturas de suporte de terras não é exceção, tendo-se testemunhado um avanço considerável, nomeadamente no desenvolvimento de novas técnicas de reforço de solos.

Esta evolução da indústria da construção trouxe grandes benefícios económicos, permitindo uma melhoria da qualidade das construções e reduzindo o tempo necessário para se construir. No entanto, estas melhorias, não tendo sido alcançadas tendo como base uma filosofia assente na sustentabilidade ecológica, fazem com que atualmente se “pague o preço” de uma civilização cada vez mais prejudicada pelas agressões ambientais.

Nesta altura de consciencialização da população para as consequências que os danos causados ao meio ambiente podem acarretar, é necessário mais do que nunca, criar as bases necessárias para um futuro sustentável numa tentativa de inversão das tendências a que nos vemos atualmente obrigados.

Estima-se que a indústria da construção civil seja responsável por 15 a 50% do consumo dos recursos naturais do planeta. Contudo, a utilização de resíduos como matéria-prima na construção civil pode vir a reduzir a quantidade de recursos naturais retirados do meio ambiente. (Fioriti e Akasaki, 2004)

Atualmente, a indústria da construção civil é um dos grandes consumidores de pneus usados. Alguns exemplos das suas aplicações dentro da indústria são em obras de contenções, nas margens de rios para evitar desmoronamentos, em recifes artificiais, na construção de quebra-mares, em equipamentos para parques infantis, no controlo de erosão.

Muitas investigações têm vindo a ser desenvolvidas com o propósito de encontrar novas utilizações para os pneus em fim de vida, mostrando assim um compromisso da comunidade científica e empresarial em colaborar no apoio à procura de soluções sustentáveis que façam a diferença do ponto de vista ecológico e competitivo em termos económicos.

1.3. Pneu como resíduo

O pneu é um material que possui um papel fundamental e insubstituível nas nossas vidas, tanto no transporte de passageiros como no de cargas, sendo fabricado praticamente através da mesma tecnologia em todo o mundo, tecnologia essa que cada vez se torna mais avançada, objetivando o aumento da vida útil do mesmo para atendimento às necessidades dos utilizadores. Nos dias de hoje, esta melhoria na qualidade dos pneus vem acompanhada por exigências de destino após fim da sua vida útil; porém, ainda não são definitivamente cumpridas, principalmente pelo envolvimento de diversos intervenientes, como fabricantes, revendedores,

recauchutagens e utilizadores, tornando difícil o trabalho de consciencialização e acompanhamento. (Ribeiro, 2005)

Existem atualmente vários destinos que podem ser dados à maior parte do lixo “produzido” por cada um de nós, desde a inceneração à reciclagem. No caso específico dos pneus, estas alternativas são bastante dispendiosas, sendo por isso aconselhada a reutilização desses resíduos, de maneira a tirar proveito das suas capacidades.

De acordo com o relatório e contas de 2011 lançado pela Valorpneu (entidade que organiza o Sistema Integrado de Gestão de Pneus Usados), “*em Portugal em 2011 passaram no Sistema Integrado de Gestão de Pneus Usados (SGPU) cerca de 93 mil toneladas de pneus usados*”. A título de curiosidade, segundo o Rubber Manufacturers Association (2008) nenhum país produz mais pneus em fim de vida que os Estados Unidos e estima-se que sejam dispostos 273 milhões de pneus por ano, algo em torno de 3,6 milhões de toneladas, o que representa mais de um pneu por habitante por ano.”

Ora, como a tendência é para o aumento do número de pneus em fim de vida, é total o interesse em encontrar alternativas economicamente viáveis que façam o encaminhamento destas unidades, sendo que a melhor hipótese seria a sua reutilização.

É de louvar que atualmente haja uma política de gestão de pneus usados devidamente regulamentada, que a seu tempo os vá encaminhando para o devido destino. Por outro lado, estas

políticas atuam maioritariamente nos resíduos que estão a sair de circulação neste momento, enquanto que por todo o planeta existem milhares de aterros com milhões de toneladas de pneus que continuam a causar danos às povoações circundantes, sendo berço de insetos que podem transportar doenças, e outros animais potencialmente perigosos, constituindo um constante perigo de incêndio.

Em 1983, na localidade de Rhinehart em Winchester, Virgínia nos Estados Unidos da América deflagrou um incêndio num aterro onde estariam à volta de sete milhões de pneus; este incêndio só foi extinto nove meses depois de ter iniciado.



Figura 3 - Depósito de pneus. Fonte: <http://noticias.uol.com.br/>

2. Recolha bibliográfica sobre o tema

2.1. Conceção do *Pneusol*

A utilização de pneus em fim de vida em obras de engenharia civil é já uma realidade há várias décadas e em vários países. Este facto deve-se às boas características resistentes que os pneus apresentam mesmo após alcançarem o fim da sua vida útil.

Em 1984 Long patenteou uma tecnologia construtiva que apelidou de “*Pneusol*”.

A tecnologia *Pneusol* tira partido das características de dois materiais, solo e pneu, formando assim um material com características melhoradas, de maneira a que possa ser utilizado em determinada solução construtiva. A junção destes dois materiais faz com que seja possível utilizar solos com propriedades mecânicas mais fracas do que é, usualmente, exigido, por exemplo na materialização de aterros.

Esta tecnologia passa pelo aproveitamento das capacidades resistentes do pneu, incluindo e compactando solo no seu interior, formando assim um novo material a partir do conjunto solo-pneu, com capacidades resistentes superiores à inicial, quer do solo, quer do pneu independentemente.

As estruturas de suporte de terras mais comunmente realizadas com pneus são os muros de gravidade, em que as camadas de pneus são dispostas desde a base do muro até à altura que se pretende

atingir, sendo os pneus unidos entre si através de arames ou cordas, normalmente de polipropileno.

A definição da geometria do muro está dependente do seu dimensionamento para o desempenho da função pretendida, mas normalmente, no caso específico dos muros de gravidade, estes apresentam uma largura variável, sendo a base mais larga e o topo mais estreito. Na Figura 4 pode ver-se um exemplo de um muro de gravidade construído com a tecnologia *Pneusol*.



Figura 4 - Exemplo de um muro construído com a tecnologia *Pneusol*. Fonte: www.aliapur.fr

Os pneus são dispostos em camadas sobrepostas e preenchidos com solo que será compactado, podendo ou não existir faixas de solo entre as camadas de pneus.

As ligações entre os pneus, como foi referido podem ser feitas, através de arame ou de corda. A escolha de um ou outro material, deve ter em conta a facilidade e o tempo de execução, visto que o

nó que é necessário executar caso se opte pela corda torna o processo construtivo mais lento. Por outro lado, o arame é um material mais caro do que a corda, sendo necessária uma análise económica, de forma a entender a viabilidade que uma ou outra opção tem para cada caso específico.

Após construído o muro deve-se materializar a proteção dos elementos que ficam à vista, quer por motivos estéticos quer pelo ataque sofrido pela borracha dos pneus quando expostos à luz solar.

Para entender a tecnologia *Pneusol* é necessário que se conheçam os componentes do pneu e as suas características. De uma maneira expedita, os pneus têm na sua constituição filamentos têxteis ou de aço que formam uma primeira camada resistente, em cima da qual serão colocadas camadas de borracha, à qual se dá o nome de **carcaça**. Existe também um filamento de aço responsável pela ligação à jante que garante uma rigidez acrescida, apelidado de **talão**. As camadas de borracha que fazem a ligação da carcaça ao talão são chamadas **flancos**.

Os pneus podem ser utilizados inteiros, com um ou ambos os flancos cortados. A decisão passa pelo benefício que se pretende tirar de cada situação, já que como foi possível concluir da bibliografia consultada, caso o pneu seja utilizado inteiro ter-se-á mais dificuldade em compactar o solo que ficará incluído no pneu, resultando numa estrutura com mais vazios, mais permeável, mais

deformável, menos coesa, com um peso específico inferior. Caso se opte por utilizar pneus com um ou os dois flancos cortados, conseguir-se-á uma melhor compactação do solo incluído no pneu, levando a uma estrutura mais coesa, de maior massa e, à partida, mais resistente.

Apesar do exposto anteriormente, a seleção entre a utilização de pneus inteiros ou com os flancos cortados, normalmente passa pelo retorno económico associado a cada uma das opções. Caso a escolha recaia sobre a utilização de pneus cortados, será necessária a utilização de um equipamento especial que permita fazer o corte dos pneus, o que acarreta um esforço económico maior.

Ainda assim, o investimento feito no equipamento utilizado para fazer o corte nos pneus pode não ser desfavorável, como puderam constatar Sieira *et al* (2001) aquando da construção de um muro experimental. Apesar do custo adicional para aquisição da máquina de corte, a remoção da banda lateral acelera o processo construtivo, devido à maior facilidade de execução.

De acordo com Long (1990), uma das qualidades das estruturas executadas com o *Pneusol* é a sua flexibilidade, que permite que seja capaz de suportar grandes assentamentos diferenciais. Para além disto, a tecnologia *Pneusol* tira partido de:

- facilidade e rapidez de execução;
- construção faseada e facilidade de normalização;

- possibilidade de utilização de um material de enchimento de qualidade inferior;
- capacidade de construir:
 - estruturas em terra ou em água;
 - estruturas arquitetonicamente mais apelativas;
- benefício ambiental através de o consumo de um material incómodo;
- ganhos energéticos pela substituição de materiais usuais (betão ou aço, por exemplo) por um resíduo;
- não necessita de mão de obra especializada.

A aplicação da tecnologia *Pneusol* não se limita a muros de suporte, tendo uma elevada versatilidade que permite ser utilizada em outros tipos de estruturas no campo da geotecnia, como reforço de fundações, redução de cargas transmitidas pelo solo através do seu aligeiramento, estruturas de proteção de pontes, ilhas artificiais, entre outros.

2.2. Aplicações do *Pneusol*

A primeira estrutura a utilizar a tecnologia a que hoje chamamos de “*Pneusol*” foi construída em França, na região de Langres, em 1990 por N. T. Long, e consistiu num muro com 5m de altura e 10m de extensão, com o objetivo de perceber a viabilidade da utilização de pneus em fim de vida como material de reforço de solos. A construção e a monitorização desta estrutura está na

origem dos primeiros trabalhos publicados acerca das estruturas de suporte de terras com recurso a pneus em fim de vida.

Desde essa data muitas outras estruturas foram construídas, com várias configurações e dimensões. Entre as mais emblemáticas estão estruturas construídas em Bussang (França), compostas por seis troços distintos de muros com altura variável entre 2 e 7 metros, totalizando um comprimento de 650 metros. Long, (1990)

Outra obra de grandes dimensões foi executada em Ottawa (Canadá). Esta obra consistiu na construção de um muro utilizando a tecnologia *Pneusol*, com 30 metros de comprimento e 4 metros de altura. Este muro foi realizado para observação do comportamento utilizando inclinómetros, extensómetros e células de tensão total (Sieira, 1998). Para se perceber o comportamento do muro em função do material utilizado foi feito o enchimento em secções diferentes, numa com areia e noutra com argila, sendo que na zona com enchimento de areia foram utilizados dois tipos de soluções, uma com pneus cortados e outra com pneus inteiros, sendo no fim realizado um aterro de 2m por forma a materializar uma sobrecarga.

Também no Brasil, na região de Jacarepaguá, foi executado um muro de pneus com uma área de 4000m². O muro foi executado com 4 metros de altura e 60 metros de comprimento, sendo dividido em 4 secções distintas de 15 metros cada. As 4 secções apresentavam diferentes configurações, com o objetivo de permitir analisar e

comparar a eficácia de cada uma delas. No final da construção do muro foi realizado um aterro com 2 metros, por forma a materializar a sobrecarga (Souza, 2002).

Mas a tecnologia “*Pneusol*” na Engenharia Civil não se restringe à utilização em muros de suporte. Outras das suas aplicações podem ser a diminuição da pressão efetiva através da diminuição da densidade do solo em contacto com paramentos instáveis, a utilização como material de enchimento, de forma a reduzir a pressão efetiva acima de tubagens ou túneis, a absorção de energia de impacto, protegendo a base de pilares de pontes ou de outros elementos, entre outros.

Por todo o mundo há centenas de estruturas de suporte realizadas com recurso a pneus em fim de vida, provando que esta é uma tecnologia que não só cumpre os objetivos a que se propõe, mas também faz da sua componente ecológica uma mais-valia.

2.3. Características pneu e solo-pneu

2.3.1. Caracterização de resistência e de deformabilidade do pneu

Para que se possa ter um melhor entendimento do comportamento da estrutura como um todo, é importante que se conheçam as características resistentes e de deformabilidade de cada um dos materiais constituintes individualmente.

O'Shaughnessy (1997) realizou ensaios laboratoriais com vários pneus, inteiros e cortados, com o objetivo de determinar as suas capacidades resistentes. Em alguns pneus utilizou uma mola no interior dos pneus com uma rigidez de 185 kN/m, por forma a replicar o comportamento do solo contido no pneu e, assim, determinar o efeito que o solo terá na deformação do pneu.

No seu estudo, O'Shaughnessy (1997) conclui que os flancos cedem quando expostos a uma força de 7kN por pneu, aumentando para 85kN por pneu, quando atinge a carcaça após a cedência dos flancos, acrescentando que os pneus cortados apresentavam uma resistência inferior comparativamente aos pneus inteiros.

Segundo Long (1990), a resistência média do talão é de 56kN, com um desvio padrão de 24kN e a probabilidade da resistência média do talão ser superior a 26kN é de 90%, e de 80% para valores que excedam 36kN.

No caso dos flancos, praticamente não existe diferença entre os dois flancos do mesmo pneu, podendo a sua resistência variar entre os 17kN para o caso dos pneus com menos reforço, e os 52kN para os pneus mais reforçados, sendo o seu valor médio de 25kN com um desvio padrão de 10kN. Long (1990)

Um estudo de uma universidade da Malásia, realizado por Huat *et al* (2008), ensaiou à tração 13 pneus em fim de vida, concluindo que a resistência média é aproximadamente igual a 55.81kN com

um desvio padrão de cerca de 15.19kN, sendo 99.08% a probabilidade desse valor ser maior que 20kN.

Na Figura 5 podem ver-se imagens dos ensaios realizados.



Figura 5 - Teste de tração realizado em um pneu com os flancos cortados, antes e após cedência. Fonte: Huat *et al*, 2008

Apesar de Long (1986) e Huat *et al* (2008) apresentarem valores bastante semelhantes, a utilização destes dados deve ser contida e qualquer cálculo ou análise realizada com estes valores deve ter em conta uma eventual evolução da qualidade dos materiais utilizados, assim como as condições em que estes ensaios são efetuados. Idealmente, a qualquer utilização de pneus em fim de vida em estruturas de suporte de terras deverá preceder uma campanha de ensaios, de forma a avaliar as características dos pneus utilizados naquela amostra.

2.3.2. Caracterização do solo

A caracterização do solo é um dos passos mais importantes para a determinação do comportamento das estruturas de suporte de terras. O comportamento do solo pode variar atendendo ao local de onde será extraído, condições atmosféricas no momento da construção, entre outros fatores. Por este motivo, a determinação das características do solo assume especial importância, atendendo à possibilidade de este se apresentar de várias formas, contrariamente aos pneus, que sendo um material fruto de um processo produtivo e sujeito a processos de controlo de qualidade, não terá tendência a ver as suas características variar, pelo menos significativamente.

Foi levada a cabo uma campanha de ensaios, cujos resultados serão expostos no Capítulo 3, com o intuito de determinar as principais características, do solo.

O'Shaughnessy (1997) faz distinção entre dois solos cujas propriedades físicas fazem deles melhores ou piores materiais de aterro. O melhor, um solo pouco coesivo com mais de 50% de partículas maiores que 0.075mm, bem graduado, e com um ângulo de atrito de, pelo menos, 30°. Considera-se este solo um bom material de aterro, atendendo à sua boa trabalhabilidade, estabilidade e permeabilidade. O solo de aterro considerado por O'Shaughnessy (1997) de piores características é coesivo, com alta

plasticidade, com mais de 50% de partículas de diâmetro inferior a 0.075mm.

Para além da determinação das capacidades físicas do solo é também importante que se avalie a sua composição química, não só para manter o controlo em termos de impacte ambiental, mas também de maneira a assegurar que não existem na sua composição parâmetros que possam interferir com o reforço utilizado, afetando a longevidade da estrutura.

Long (1990) conclui que a introdução de pneus no solo pouco interfere na magnitude do seu ângulo de atrito; porém, ocasiona um aumento significativo da sua coesão.

Segundo Sieira *et al* (2001) é espectável que a resistência ao corte do material solo-pneus seja sempre superior à do solo. Deve-se salientar que, para níveis baixos de tensão confinante, um pequeno aumento do parâmetro coesão acarreta uma elevação significativa da resistência.

2.3.3. Caracterização do conjunto solo-pneu

A associação de dois materiais, solo e pneus, estes últimos ligados entre si, constitui um conjunto cujo comportamento condicionará a resposta da estrutura materializada com esta tecnologia. Torna-se, por isso, importante perceber que esforços se mobilizam no conjunto solo-pneu se sobre este, atuar uma força.

Segundo Long (1990), existem três parcelas resistentes aquando da aplicação de uma força (F) paralela ao eixo longitudinal do pneu, são elas:

- a força de atrito na face exterior da carcaça, cuja área varia com a força aplicada, visto que a deformação é tanto maior quanto maior for a força aplicada;
- a tensão passiva do terreno à frente da carcaça;
- a força de atrito entre o solo contido no pneu e o solo à sua volta.

A Figura 6 ilustra a distribuição das forças referidas anteriormente.

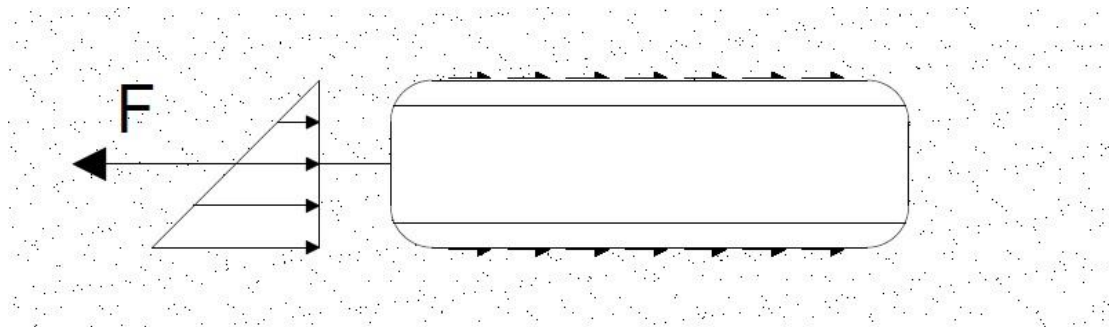


Figura 6 - Distribuição de forças admitidas por Long.

Ainda no mesmo estudo, Long (1990) analisa a força máxima e o deslocamento que ocorre no paramento de uma estrutura de pneus, cortados e inteiros, com uma determinada disposição, quando solicitada por uma força F sob uma altura de aterro de 1m. (Tabela 1)











Número de elementos	Pneus cortados						Pneus inteiros			
										
Fmáximo (kN)	>44	>68	>44	>41	<38	>56	>43	54	>57	>33
Deslocamento no paramento (mm)	>430	>260	>240	>200	>240	>135	>360	460	>385	>255
Esforço de tração por 100mm de deslocamento (kN)	26	45	21.5	26.2	21.2	49.5	18	25	22.5	20

Tabela 1 – Resultados dos ensaios de tração. Fonte: Long, 1990










Número de elementos	Disposição vertical			Pneus cortados			Pneus inteiros		
									
Força máxima (kN)	31	49	68	>33	32	41	19.5	30	>33
Deslocamento no paramento (mm)	120	290	440	170	320	620	70	400	>290
Esforço de tração por 100mm de deslocamento (kN)	30	39	36	25	19	16	19	20	25

Tabela 2 - Resultados dos ensaios de tração. Fonte: Long, 1990

Uma análise destes dados permite concluir que, no caso dos pneus cortados, um aumento do número de pneus não está diretamente associado a um aumento da força. Por sua vez, parece haver uma proporcionalidade no que toca aos deslocamentos, sendo estes menores quanto mais elementos existirem.

No que diz respeito aos pneus inteiros, parece haver uma relação com a disposição dos mesmos e a força atuante máxima, visto que nos pneus que apresentam uma disposição em quincôncio, a força atuante aumenta quanto maior for o número de pneus, enquanto que os pneus dispostos paralelamente, têm menor capacidade de suportar essa força. O contrário verifica-se ao nível dos deslocamentos no paramento, aumentando com o número de pneus em quincôncio utilizados e diminuindo quando dispostos paralelamente.

Na Tabela 2 podem ver-se os resultados obtidos com os pneus em fila, dispostos verticalmente e horizontalmente, inteiros e cortados.

Verifica-se que há um aumento da força de tração com o aumento do número de pneus, sendo estes aumentos proporcionalmente maiores no caso dos pneus dispostos na vertical, seguindo a mesma tendência no caso do deslocamento máximo verificado no paramento.

No estudo realizado por Sieira *et al* (2001), ensaios de tração foram realizados com um ou vários pneus (formando assim uma

malha) sobre um aterro variável entre 0,5 e 1,5 metros. Depois de instalados, os pneus eram tracionados através de um macaco hidráulico que transmitia a força a um tirante metálico preso aos pneus. (Figura 7)



Figura 7 - Ensaio de tração realizado por Sieria, Medeiros, Sayão e Gerscovich. À esquerda, vista do aterro durante o ensaio, à direita, vista em pormenor do macaco hidráulico utilizado.

Concluiu-se que o aumento do número de pneus resulta num aumento da carga de rutura, tendo pouca influência nos deslocamentos. Ensaios com mais do que um pneu indicam uma redução de aproximadamente 38% na carga de rutura por pneu. Os resultados indicam também que a geometria do pneu (cortado ou inteiro) não tem influência significativa no comportamento do conjunto.

A campanha de ensaios permitiu ainda concluir que, em ensaios de arrancamento, os principais mecanismos de resistência estão associados a tensões de corte mobilizadas na interface solo-reforço e ao impulso passivo normal à direção de movimentação do reforço.

A contribuição de cada uma destas parcelas dependerá da magnitude dos deslocamentos necessários para a sua mobilização. Na maioria dos casos, os deslocamentos são suficientes para a mobilização integral da componente de atrito, mas insuficientes para a mobilização da resistência passiva.

2.3.4. Caracterização da ligação entre pneus

A ligação entre pneus terá que ter capacidade para transmitir as forças a que estes se encontrem sujeitos, de forma a que o maciço se comporte como um todo.

Geralmente, como foi já referido esta ligação poderá ser realizada de duas maneiras distintas, com recurso a cordas de polipropileno ou a ligações metálicas. A decisão entre as duas opções deverá fundamentar-se em ensaios experimentais e em análises económicas, de maneira a que se encontre um compromisso ótimo.

Huat *et al* (2008) levaram a cabo uma campanha de ensaios de forma a determinar quais as capacidades resistentes de cordas de polipropileno e de cordas metálicas, ambas com 12mm de diâmetro. Os resultados obtidos favorecem a utilização de cordas de propileno, sendo a capacidade máxima de uma corda de 52 kN, enquanto a corda metálica apenas resistiu a 25kN.

Por sua vez, O'Shaughnessy (1997) fez o mesmo tipo de ensaio apenas para cordas de polipropileno, tendo usado cordas com

9.4mm de diâmetro. Na sua campanha experimental O'Shaughnessy fez variar o número de laçadas de uma até três, tendo chegado a valores de forças de tração de 11.9kN, para uma só laçada e 29.4kN, para as três laçadas.

Idealmente, a opção por certo tipo de ligação deverá vir acompanhada de uma campanha experimental, de forma a determinar qual o tipo de material a utilizar e o tipo de ligação. Tendo em conta que qualquer material metálico, quando sujeito a variações de humidade, terá tendência a oxidar e que a elevada qualidade das cordas de propileno permitem uma resistência também elevada, não parece haver necessidade de optar pela alternativa da ligação metálica, sendo que esta também será, à partida, mais dispendiosa.

Como foi referido anteriormente no capítulo da caracterização do pneu, existe uma probabilidade de cerca de 99% de um pneu resistir a uma força de tração de, pelo menos, 20kN; sendo assim, poder-se-á adotar este valor como mínimo a que a corda terá que resistir e ao fazer variar o diâmetro da corda chegar à solução ideal.

2.3.5. Caracterização da interface solo-pneu

A estrutura objeto deste trabalho, não podendo ser considerada uma estrutura de gravidade, cairá na categoria de solo reforçado,

neste caso através da inclusão de filas de pneus com o objetivo de garantir a ancoragem do paramento ao aterro.

Considerando a geometria admitida para o protótipo, a ancoragem tirará partido da resistência oferecida pela fila de pneus que penetram no solo que está sujeita à pressão normal do solo confinante, exercendo assim uma tensão resistente mobilizada por atrito.

Essa tensão, na interface solo-reforço é dada por:

$$\tau = \mu \times \sigma_n \quad (\text{O'Shaughnessy, 1997})$$

e que:

μ – é o coeficiente de atrito entre o solo e o reforço;

σ_n – é a tensão normal.

O coeficiente de atrito da interface solo-reforço é caracterizado pelo ângulo de atrito da interface (δ) e pode ser determinado experimentalmente através de ensaios de corte.

A relação entre o ângulo de atrito do solo e da interface de solos que variam entre arenosos e siltosos varia entre 0.5 e 0.8, ou seja:

$$\mu = \tan \delta \approx (0.5 \text{ a } 0.8) \times \tan \phi \quad (\text{O'Shaughnessy, 1997})$$

Nas conclusões do seu estudo, O'Shaughnessy refere que a resistência ao corte da interface pode ser expressa por:

$$\tau_{interface} = f_c c + \sigma_n \tan(f_\phi \phi)$$

e que:

$$f_c = c_a/c;$$

$$f_\theta = \delta/\theta;$$

c_a – adesão da interface;

c e θ – parâmetros de resistência do solo ao corte.

Ensaio realizado por O'Shaughnessy, que pretendiam fazer o estudo comparativo entre dois solos, uma areia seca e um silte saturado, levaram à conclusão que a areia seca apresenta o maior coeficiente de atrito, 0.58, que corresponde a um ângulo de atrito da interface $\delta = 30^\circ$, enquanto o solo siltoso saturado apresenta um coeficiente de atrito de 0.40, correspondendo a um ângulo de atrito da interface de $\delta = 22^\circ$.

Pode-se concluir que solos compostos por partículas mais grossas, como areias ou gravilhas apresentam maior resistência na interface solo-reforço, comparativamente a solos compostos por partículas mais finas. (O'Shaughnessy, 1997)

O comportamento da interface solo-reforço é função de vários fatores. Entre estes estão as características de atrito do solo, a densidade do solo, o tipo de solo, a granulometria do solo e a geometria das partículas do solo (mais ou menos angulosas), o teor em água, o carregamento e as suas condições e a quantidade de finos. (O'Shaughnessy, 1997)

2.4. Impacte ambiental e resistência ao fogo

2.4.1. Impacte ambiental

O objetivo de construir um muro de suporte reaproveitando pneus em fim de vida, parte de um plano deveras solidário; no entanto, isso por si só não é suficiente para fazer desta tecnologia uma alternativa confiável, sem antes provar a sua inocuidade em termos de impacte ambiental.

A inclusão de reforços no solo não deve em nenhuma circunstância alterar as características desse mesmo solo, contaminando-o, ou aos seus constituintes como a água ou o ar nele contido.

A imposição por lei de parâmetros de qualidade para a água destinada ao consumo humano deve ser respeitada, em qualquer circunstância.

Esta problemática foi já abordada, tendo sido alvo de uma série de estudos realizados nos Estado Unidos da América, no âmbito de obras rodoviárias que utilizaram pneus como material de enchimento e melhoramento das condições de suporte do solo.

As amostras foram testadas para diversos componentes inorgânicos com limites primários e secundários de consumo humano, sendo os valores dos limites primários mais restritos. Foram ainda monitorizados o pH de cada a amostra assim como a quantidade de sólidos dissolvidos (em mg/L).

Foi realizada uma análise comparativa dos valores obtidos nos estudos americanos com o Decreto-Lei n.º 306/2007 que regulamenta os parâmetros de qualidade da água para consumo humano em Portugal.

Em 1992, Eldin e Senouci levaram a cabo uma campanha de ensaios experimentais que teve como base a recolha de amostras de água, através de um lisímetro situado abaixo de uma camada de pneus com aproximadamente 1.5 metros de altura, parte constituinte de uma estrada, no estado do Wisconsin, de onde foram recolhidas dez amostras durante um período de 26 meses. (Humphrey & Swett, 2006).

As amostras testadas registaram valores de Cloretos, Ferro e Manganês acima dos valores secundários recomendados pelas normas americanas assim como os limites impostos pelo Decreto-Lei n.º 306/2007, tendo cumprido os limites primários admitidos pelas normas americanas. Nenhum outro componente testado estava acima do limite permitido.

Um outro caso estudado por Humphrey e Katz (2000) consistiu na monitorização dos parâmetros da água de um troço de estrada composta por cinco partes de 33 metros cada, em que quatro dessas partes foram construídas sobre uma altura de 0.61m de um derivado agregado de pneus e 1.4m de solo. A última não tinha nenhum tipo de pneus na sua composição, sendo utilizado como controlo. (Humphrey & Swett, 2006)

A análise das amostras recolhidas registaram valores de concentração de cloretos elevados, tanto na secção construída com pneus, como na secção utilizada como controlo, deixando antever que a elevada concentração deste componente possa não estar relacionada com a existência de pneus no solo.

Já as concentrações de Manganês e Ferro excederam o limite recomendado exclusivamente no trecho construído com pneus, estando a concentração deste elemento abaixo do limite recomendado na secção de controlo.

Em todas as campanhas se verificou um número elevado de sólidos dissolvidos na água, aproximadamente duas vezes o valor mínimo recomendado. Dificilmente se poderá atribuir à utilização de pneus o elevado número de sólidos presentes nas amostras, atendendo ao facto de existir uma estrada em funcionamento acima deste, sendo este o mais provável motivo para esta elevada concentração.

O pH das amostras parece não ser especialmente afetado pela presença de pneus na solo, podendo variar entre 6.5-8.5 no caso americano e 6.5-9 no caso de Portugal. As amostras apresentavam valores que rondavam pH igual a 7.5. O valor do pH das amostras varia mais facilmente com a ação das chuvas e o pH das mesmas.

No seu estudo, Humphrey & Swett (2006) concluem que a presença de pneus no solo não faz exceder a concentração dos metais com parâmetros primários, para além dos valores em que estes existem em condições normais.

Já os químicos com parâmetros secundários podem alterar a concentração para valores acima dos regulamentados, nomeadamente as concentrações de Ferro e Manganês. Estes valores ocorrem em amostras retiradas de locais muito próximos do local onde se encontra o substrato de pneus, tendo sido registados valores normais das concentrações destes componentes em locais de recolha de amostras mais afastados.

Um estudo realizado por Engstrom & Lamb (1994) comparou análises retiradas de sete locais de estudo onde pneus triturados foram utilizados como parte integrante da fundação de estradas, à semelhança do que foi descrito nos casos citados anteriormente neste capítulo. Foram ainda levadas a cabo campanhas de ensaios experimentais em laboratório como complemento.

Este estudo levou às seguintes conclusões:

- A presença de elevadas concentrações de metais é mais provável em condições de pH ácido. Ensaios laboratoriais demonstram que componentes como Bário, Cádmio, Crómio, Chumbo, Selénio e Zinco são preocupantes.
- A ocorrência de elevadas concentrações de Hidrocarbonetos Aromáticos Polinucleares e de Hidrocarbonetos Totais de Petróleo é mais provável em condições básicas de pH.
- Não se verificaram concentrações preocupantes de nenhum componente em condições de pH neutras (pH 7.0).

- Os valores limite dos parâmetros recomendados para água de consumo humano podem ser excedidos se for verificado o “pior caso” possível, para parâmetros como Bário, Cádmio, Crómio, Chumbo, Selénio e Zinco.
- Amostras de asfalto testadas em laboratório excederam todas as concentrações dos parâmetros limite recomendados para todas as condições de pH.
- Estudos de campo não identificaram nenhuma diferença entre depósitos de pneus em fim de vida e as amostras retiradas dos locais em estudo. (Engstrom & Lamb, 1994)

Os estudos analisados permitem concluir que, apesar de em algumas situações os parâmetros limite recomendados serem excedidos, este facto pode não estar relacionado apenas com a presença de pneus no solo, visto que os estudos foram realizados em estradas, cuja presença de asfalto poderá ser mais prejudicial que a de pneus.

Apenas no estudo realizado por Humphrey & Swett (2006) se pode atribuir as diferentes concentrações de Manganês e Ferro à presença de pneus no substrato, sendo a concentração de Ferro, apenas ligeiramente superior ao limite recomendado.

Num estudo publicado por Leitão *et al.* (2002) no âmbito do projecto comunitário *POLMIT (Pollution of groundwater and soil by road and traffic sources: dispersal mechanisms, pathways and mitigation measures)*, o autor atribui a libertação dos metais

pesados Cádmio, Crómio, Cobre, Chumbo e Zinco ao desgaste dos pneus que circulam na rodovia.

De acordo com os resultados dos estudos analisados anteriormente neste capítulo, não se verifica aumento das concentrações destes componentes nas amostras analisadas; atendendo a este facto, poderia concluir-se que, a menos que haja desgaste dos pneus, não haverá libertação destes metais para o meio que rodeia o pneu, sendo legítimo admitir que as alterações dos parâmetros ocorridos resultará de uma razão externa à presença de pneus no solo.

De acordo com os dados do relatório elaborado no âmbito das orientações técnicas da gestão de pneus usados, executado de acordo com o Artigo 10 da Convenção de Basileia, em termos de toxicidade, vários estudos realizados estudando taxas de mortalidade de microrganismos em amostras de água contendo borracha de pneu triturada, elaborados de acordo com as normas Europeias ISO 8692, 6341, 7346 e 11268/1, concluíram que, na pior das situações, as concentrações das substâncias prejudiciais ocorrem numa magnitude 130 vezes inferior à que seria prejudicial para os organismos vivos estudados.

Posto isto, será legítimo admitir que, perante os dados analisados, os pneus introduzidos no solo não alteram os parâmetros do mesmo, não constituindo uma ameaça relevante, deixando assim aberta a possibilidade da sua utilização, permitindo tirar o proveito das suas propriedades resistentes.

2.4.2. Resistência ao fogo

Sendo o pneu um material combustível, a sua combustão é extremamente nociva para o ambiente, devido aos gases libertados durante a mesma.

Apesar de combustível, a ignição do pneu é difícil como ficou comprovado no estudo encomendado pelo Condado de West Yorkshire, em Inglaterra. Neste estudo foi avaliado o perigo de incêndio de uma estrutura constituída por pneus e solo, com um metro de altura, não estando o solo compactado.

Várias tentativas de ignição da estrutura foram utilizadas e apesar de a estrutura não ser representativa de um muro de suporte, alguns dados importantes foram recolhidos da experiência, nomeadamente:

- Para atear o fogo à estrutura é necessário uma fonte de ignição contínua, como por exemplo uma fogueira, visto que o uso de gasolina ou maçarico a gás é insuficiente;
- A aplicação do maçarico a gás levou à carbonização da borracha na zona de aplicação da chama, tendo provocado danos menores, comparativamente a outras fontes de ignição;
- A combustão dos pneus é limitada aos pneus expostos, sendo incapaz de penetrar no maciço;
- A possibilidade de combustão pode ser eliminada se o paramento for protegido por materiais incombustíveis, como

por exemplo, blocos de alvenaria ou de betão, painéis de metal, gabiões ou, simplesmente solo. (O'Shaughnessy, 1997)

Desconhece-se o efeito que a compactação do solo no interior dos pneus poderá ter, sendo este um possível tema de estudo.

A constatação de que a inclusão de pneus no meio ambiente como parte de uma estrutura de suporte é, em termos de impacto ambiental, inofensiva, valida a aposta neste tipo de soluções, tornando-as uma mais-valia a nível estrutural, visto que desempenha a função a que se compromete, de forma tão competente como as alternativas mais comuns, assim como a nível ambiental, mostrando ser uma hipótese viável no destino final a dar a pneus em fim de vida, ajudando na gestão deste resíduo.

3. Conceção de um protótipo

Nota prévia

A construção do protótipo estava inicialmente prevista para a zona de Baltar, onde seria incluída nos trabalhos a serem desenvolvidos na realização de uma obra de construção que aí se desenrolava.

No entanto, por motivos logísticos alheios ao controlo do autor desta dissertação tal não foi possível, dificultando assim a tarefa de materialização de um protótipo, naquele local.

Perante a inviabilidade de executar o protótipo nesta empreitada foi selecionada uma segunda hipótese de localização, numa outra empreitada, onde seria construído um protótipo em tudo idêntico ao idealizado para o local inicial. Também neste local, a construção do protótipo não se verificou ser possível, como resultado de variadas impossibilidades logísticas.

3.1. Geometria do muro

A perspectiva de materialização de um protótipo integrado nos trabalhos de uma obra que se iniciaram aquando do arranque desta dissertação, levou à definição de uma geometria inicial que se reproduz na Figura 8.

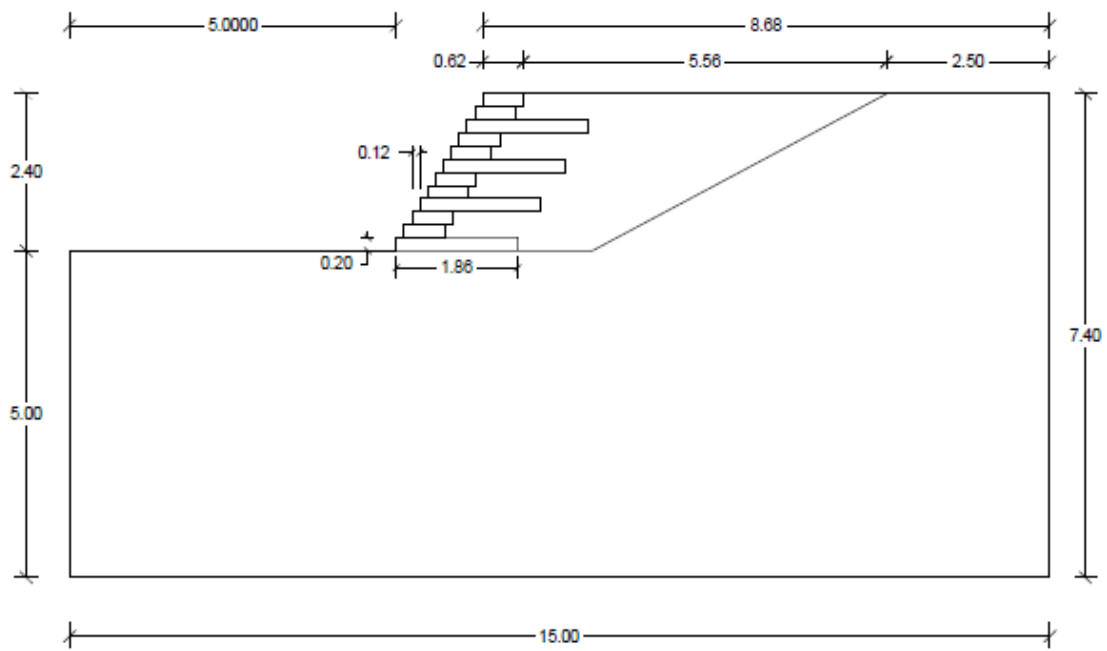


Figura 8 - Esboço da geometria do protótipo com o paramento inclinado.

A definição da geometria do protótipo tornou-se um processo iterativo que foi sendo adaptado com a aquisição de informação acerca das características do modelo. Esta aprendizagem foi possível através de análises geométricas realizadas com o *software Phase²*, onde foi possível compreender o comportamento do muro quando sujeito a alterações na sua geometria, como por exemplo, inclinação do paramento, comprimento de reforço, entre outras.

O protótipo será composto por 12 camadas de pneus sobrepostas, em que, em quatro dessas camadas (1^a, 4^a, 7^a e 10^a) serão reforçadas através da inclusão de mais 2 fiadas de pneus ligadas entre si, para além da fiada já existente.

A altura total do muro será de 2,4m e este terá uma zona central com 6m de largura; as zonas laterais terão uma inclinação de cerca de 30°, para que sejam autoportantes e, dessa forma, dispensarem qualquer tipo de reforço, confinando assim a zona em estudo à zona central.

Como hipótese inicial admitiu-se uma inclinação de 60° para o paramento frontal do muro, sendo para isso necessário um recuo entre pneus de, aproximadamente, 0,12m, tendo sido esse também o valor admitido para o desfasamento horizontal entre camadas para que formem uma malha em quincôncio.

O desfasamento entre camadas sucessivas (Figura 9) pretende minimizar eventuais perdas de material (solo) que possam ocorrer aquando da construção do protótipo, dificultando a compactação do solo incluído nos pneus.

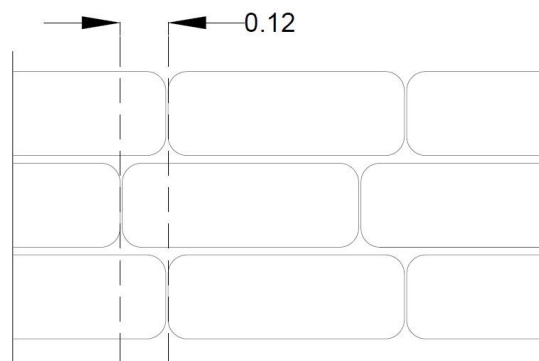


Figura 9 - Esquema do desfasamento entre camadas sucessivas.

Na Figura 10 pode ver-se a geometria da estrutura, juntamente com alçados e cortes do protótipo.

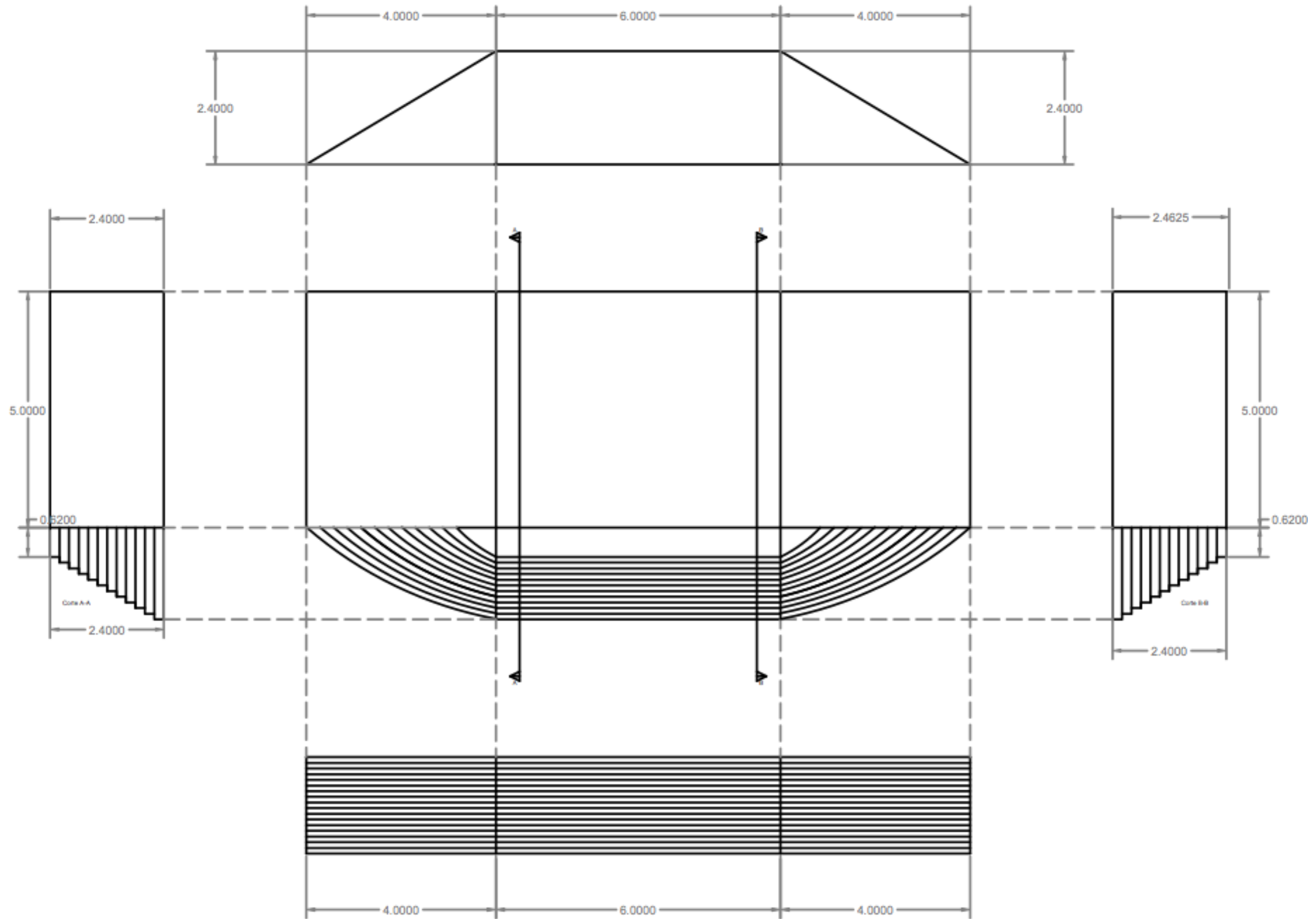


Figura 10 - Vistas de corte, alçado e planta do protótipo.

A ligação entre os pneus será feita com cordas de polipropileno com 6mm de diâmetro. A corda irá fazer a ligação entre os pneus, assim como a solidarização entre as diferentes camadas de pneus, garantindo que o conjunto funcione como um todo.

Na Figura 11 apresenta-se uma vista em planta de como será feita a amarração entre pneus da mesma camada.

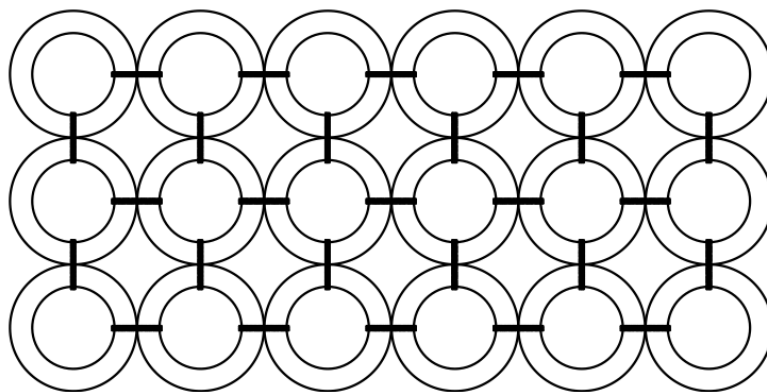


Figura 11 - Amarração entre pneus (planta).

Na Figura 12 pode ver-se a mesma amarração de outro ângulo, neste caso, um alçado de uma só camada do conjunto solo-pneu.



Figura 12 - Alçado de uma fila de pneus e respetiva amarração.

A ligação entre camadas, subjacentes e sobrejacentes, deve também ser tida em conta, dado que, devido ao desfasamento entre as

camadas de pneus, a amarração terá que ter uma orientação diagonal de forma a conseguir a solidarização dos elementos.

Na Figura 13 pode ver-se como se prevê que esta amarração será feita.

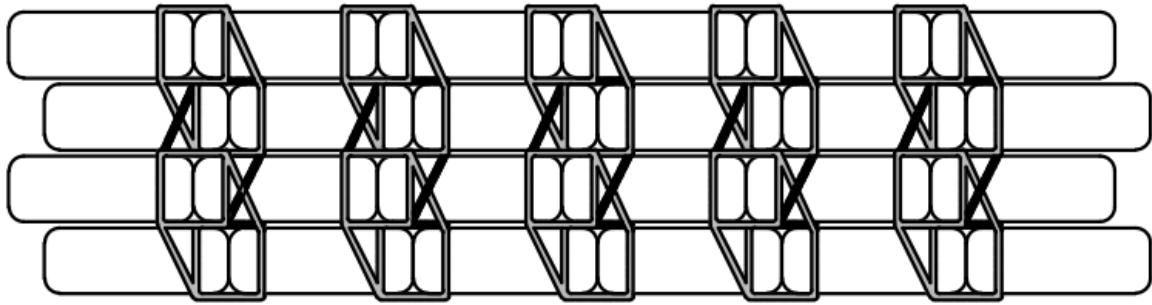


Figura 13 - Amarração entre camadas de pneus.

A constrição dos elementos de corda deve ser realizada através de nó de direito, apresentado na Figura 14, vulgarmente conhecido como nó de marinheiro. Este nó apresenta a particularidade de se tornar mais apertado, em proporção à solicitação a que está sujeito; sendo assim, garante-se que caso a cedência do conjunto ocorra pela corda, esta será devida à rotura da mesma e não devida ao desprendimento da corda pelo nó.

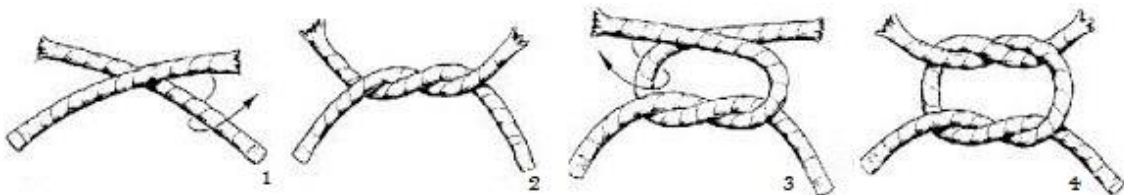


Figura 14 - Nó direito. (Fonte: <http://upscout.blogspot.pt/>)

Este fator é de crucial importância aquando do cálculo da segurança do modelo, tendo em conta que basta ter em consideração a tensão de cedência da corda, sendo este um valor dimensionável, enquanto que o desprendimento do nó poderia acontecer a qualquer altura.

Na Figura 15 apresenta-se uma imagem, em perspetiva desenhado com recurso ao *Google Sketchup*, do protótipo, com a indicação das suas dimensões.

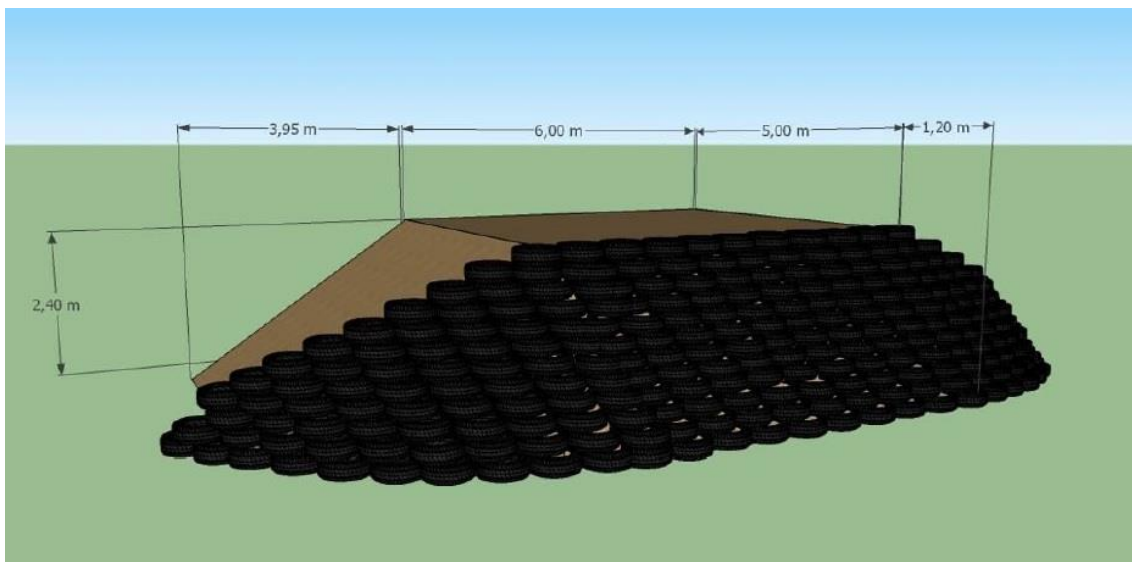


Figura 15 - Imagem em perspetiva do protótipo.

Verificou-se, no entanto, que uma estrutura com esta configuração apresentaria uma rigidez muito elevada, dificultando assim a intenção inicial de monitorizar a estrutura quando sobrecarregada.

A importância de obter deslocamentos facilmente mensuráveis é essencial na monitorização da estrutura; sendo assim, não é desejável uma estrutura excessivamente rígida, de forma que se

possa estudar a sua deformação e desenvolver uma análise comparativa entre os dados recolhidos do protótipo e os resultados obtidos na modelação através de cálculo automático.

No seguimento do estudo efetuado, a solução geométrica analisada apresenta o paramento vertical e apenas duas camadas de reforço, uma na base do muro, outra na nona camada, a 1.80m da base.

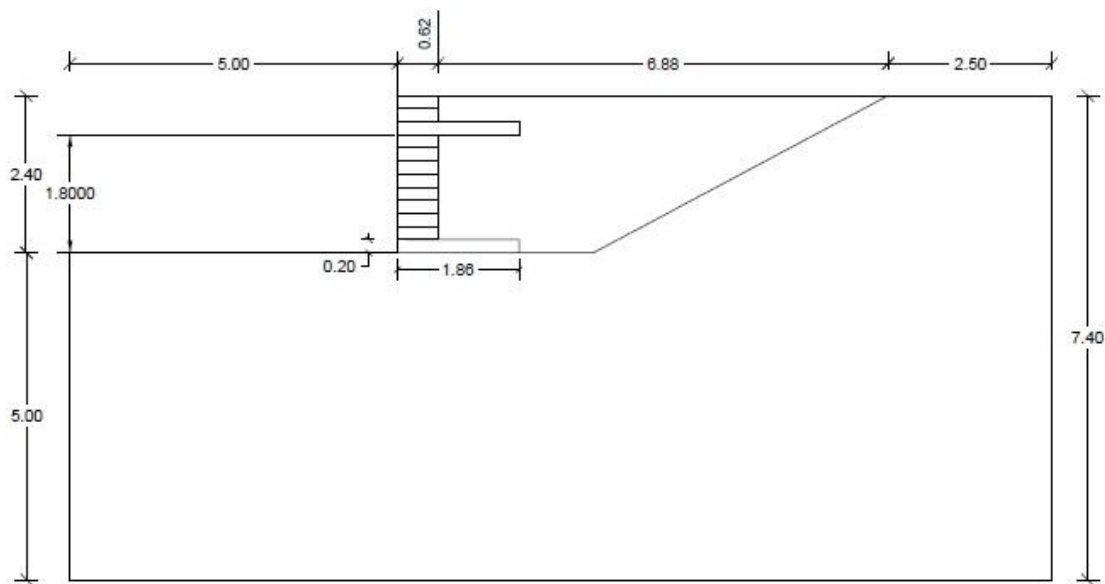


Figura 16 - Esboço da geometria do muro vertical.

Com a alteração da inclinação do paramento deixou de ser necessário que o paramento fosse inclinado; sendo assim, alterou-se a inclinação do paramento, ficando agora os pneus sobrepostos sem que haja desfasamento, como pode ver-se na Figura 17.

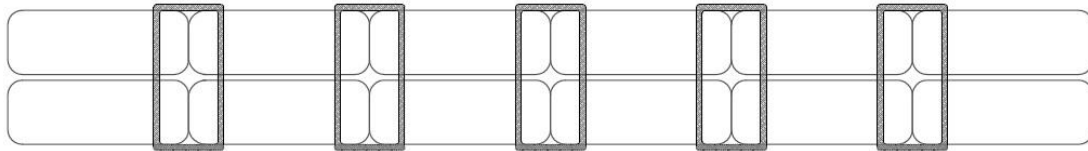


Figura 17 - Pormenor da amarração entre camadas no paramento vertical.

Na Figura 18 apresenta-se uma imagem, em perspetiva, do protótipo, com a indicação das suas dimensões.

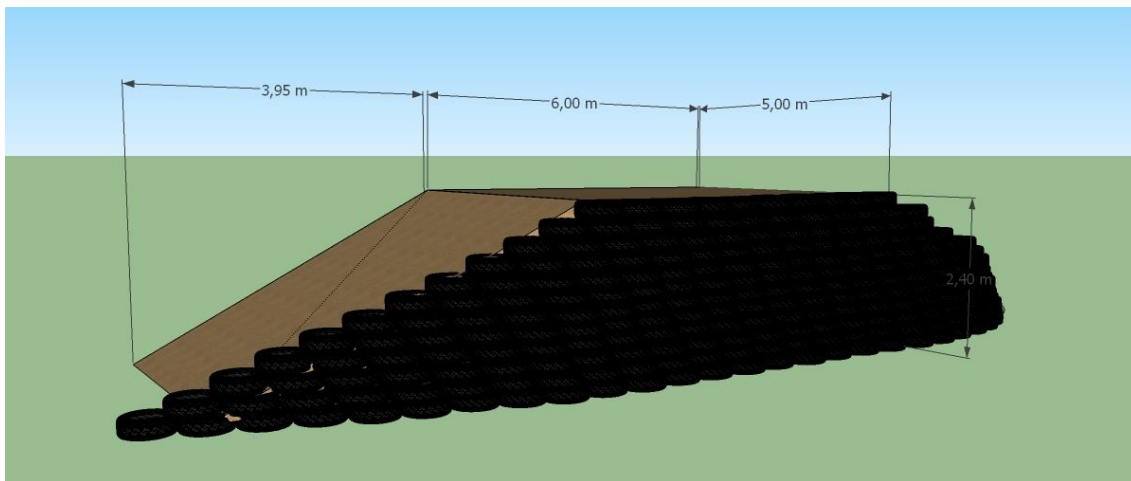


Figura 18 – Imagem em perspetiva do prototipo criado a partir do programa Google Sketchup.

A alteração da geometria permitiu que houvesse um ligeiro aumento dos deslocamentos verificados no paramento do protótipo, na ordem dos 54%, sem comprometer a segurança da estrutura, como pode ver-se na Figura 19.

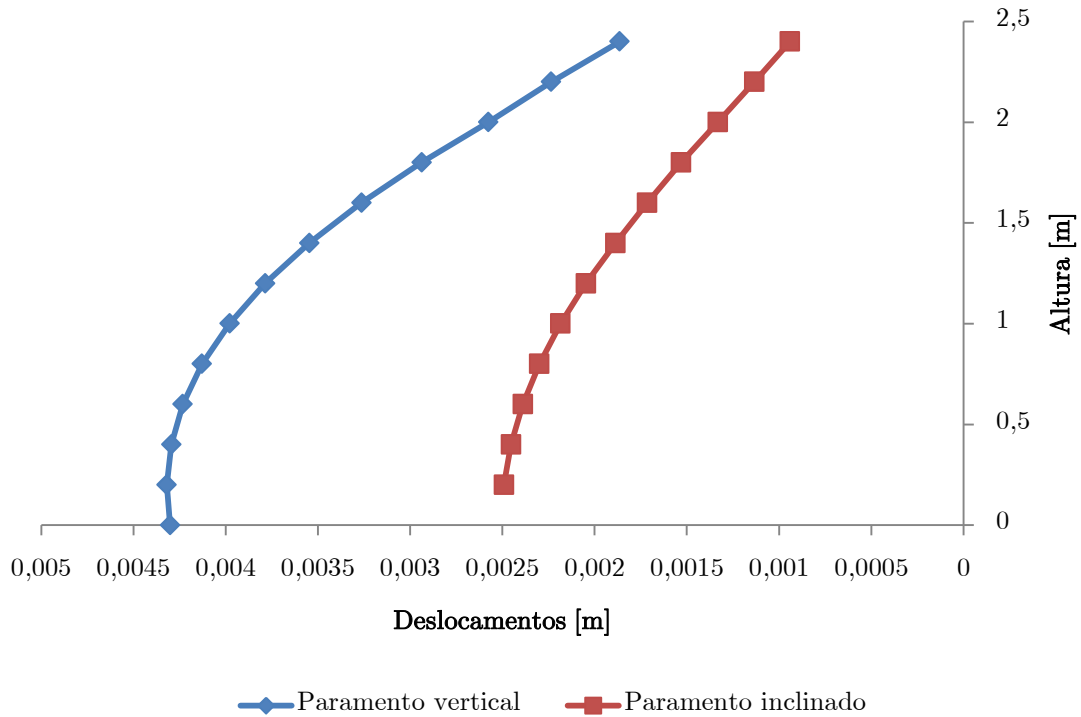


Figura 19 - Deslocamentos no paramento do muro.

3.2. Verificação da segurança relativamente aos diferentes estados limite

A validação da geometria da estrutura apenas ficou concluída com a verificação da sua segurança relativamente aos estados limites, nomeadamente, a perda de equilíbrio da estrutura, por derrubamento, o deslizamento pela base, bem como, a insuficiente capacidade resistente do terreno de fundação e a estabilidade global.

Foram assim verificadas quatro situações apresentadas na Figura 20: uma, com o muro completo (a), outra admitindo o paramento vertical sem qualquer tipo de reforço (b), uma situação intermédia com o muro construído até à camada anterior ao reforço (c) e a situação com o muro construído e sobrecarga aplicada (d).

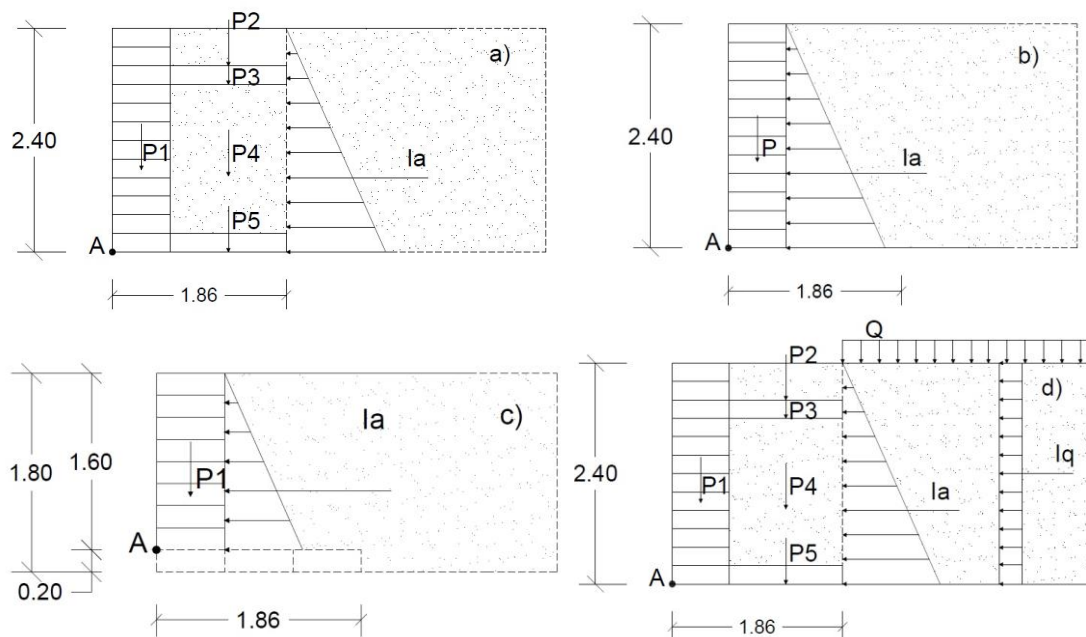


Figura 20 - Esquemas utilizados na verificação da segurança.

No caso c) não foi considerada a ligação aos elementos situados abaixo do ponto A, visto que este caso retrata uma situação construtiva, num intervalo temporal curto, optando-se pelo cenário mais conservativo.

Verificou-se então a segurança ao derrubamento e ao deslizamento do muro, adotando a teoria de Coulomb, para o cálculo do impulso das terras, admitindo o impulso da terra como ação instabilizadora e o peso do *Pneusol* como ação estabilizadora.

Para a quantificação do impulso das terras considerou-se o impulso ativo. O coeficiente de impulso foi calculado pela expressão:

$$Ka = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \emptyset)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\emptyset + \delta) \cdot \text{sen}(\emptyset - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

em que:

α – inclinação do paramento com a horizontal;

\emptyset – ângulo de atrito interno do solo;

δ – ângulo de atrito na interface solo-paramento do muro;

β – inclinação da superfície do terreno.

A tensão horizontal das terras foi então calculada de acordo com a expressão:

$$\sigma_h = Ka \cdot h \cdot \gamma$$

em que:

Ka – coeficiente de impulso

h – altura de solo acima de determinado ponto (m)

γ – peso específico do solo (kN/m^3)

A componente estabilizadora é obtida pelo produto do peso específico do componente estabilizador e a área da sua secção transversal, por metro de desenvolvimento.

A segurança ao estado limite último da capacidade resistente do terreno de fundação é verificada quando está cumprida a seguinte condição:

$$\frac{Vd}{A} \leq \frac{Rd}{A}$$

em que:

$\frac{Vd}{A}$ – Tensão vertical a actuar no solo de fundação ao nível da base do muro;

$\frac{Rd}{A}$ – Capacidade resistente do solo de fundação.

Por sua vez, capacidade resistente do solo de fundação é obtida pela seguinte equação:

$$\frac{Rd}{A} = c \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c \times f_c + q \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q \times f_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times f_\gamma$$

em que:

c – coesão do solo de fundação;

N_c, N_q, N_γ – fatores de capacidade de carga;

b_c, b_q, b_γ – coeficiente corretivo devido à inclinação da base do muro;

s_c, s_q, s_γ - coeficiente corretivo devido à forma da base do muro;

i_c, i_q, i_γ – coeficiente corretivo devido à presença de uma carga horizontal;

f_c , f_q , f_γ - coeficiente corretivo devido à distancia a que se encontra a fronteira rígida.

Na Tabela 3 podem ver-se os valores dos esforços envolvidos no cálculo da segurança de acordo com os casos apresentados na Figura 20. Considerou-se aceitável a verificação cujo fator de segurança fosse superior ou igual a 1.5.

		Forças (kN/m)	Distancia ao ponto A (m)	Momentos (kN.m/m)	FS derrubamento	FS deslizamento	FS capacidade resistente do solo de fundação
--	--	--------------------------------	---	------------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	---

Caso a)

Instabilizadores	Ia	17.96	0.80	14.4	6.5	5.25	53.2
Estabilizadores	P1	25.3	0.31	7.8			
	P2	10.4	1.24	12.9			
	P3	8.4	1.24	10.5			
	P4	41.7	1.24	51.7			
	P5	8.4	1.24	10.5			

Caso b)

Instabilizadores	Ia	17.96	0.80	14.4	0.55	1.4	2.63
Estabilizadores	P	25.3	0.31	7.84			

Tabela 3 - Resultados dos cálculos efetuados – caso a) e b).

		Forças (kN/m)	Distancia ao ponto A (m)	Momentos (kN.m/m)	FS derrubamento	FS deslizamento	FS capacidade resistente do solo de fundação
Caso c)							
Instabilizadores	Ia	8	0.53	5.23	1.22	Não Aplicável	Não Aplicável
Estabilizadores	P	16.9	0.31	6.8			
Caso d)							
Instabilizadores	Ia	17.96	0.8	14.4	2.61	2.64	67.9
	Q	17.8	1.2	21.4			
Estabilizadores	P1	25.3	0.31	7.8			
	P2	10.4	1.24	12.9			
	P3	8.40	1.24	10.5			
	P4	41.7	1.24	51.7			
	P5	8.40	1.24	10.5			

Tabela 4 - Resultados dos cálculos efetuados – caso c) e d).

Verificou-se assim que não se garante a segurança para o caso em que o muro não apresenta reforço (caso b), sendo esta garantida para a situação final (caso a) e para a situação final com a aplicação da sobrecarga (caso d).

No caso c) o fator de segurança obtido é inferior ao desejado mas ainda assim superior à unidade; e tendo em conta que este caso retrata uma situação construtiva com uma duração curta no tempo e uma vez que para o cálculo se desprezou a ligação do maciço representado por P1 aos elementos situados abaixo do ponto A, considerou-se estar pelo lado da segurança.

Em termos da avaliação da segurança da capacidade resistente do maciço de fundação, verificou-se o cumprimento das condições impostas tendo os fatores de segurança sido superiores ao limite admitido.

Este resultado valida a solução apresentada para a geometria do muro adotada no caso a), sabendo que não existirá instabilidade quando este estiver construído, nem aquando da sua construção, caso c).

A avaliação da estabilidade global do terreno foi realizada através do programa de cálculo automático *Slide*.

Esta ferramenta parte da geometria e características dos materiais atribuídas ao modelo no programa Phase² e verifica, através do Método Simplificado de Bishop, a estabilidade global, fornecendo o fator de segurança.

O Método Simplificado de Bishop é um processo iterativo, baseado no Método das Fatias, hoje em dia amplamente utilizado por ter capacidade de encontrar resultados de grande fiabilidade, ainda que, menos conservador que este segundo método. Conseguo através de imposições que simplificam o cálculo, tornando-o menos pesado e, por isso, mais vantajoso.

O resultado do cálculo da estabilidade global da estrutura apresenta superfície de deslizamento mais provável e o respetivo fator de segurança.

O cálculo foi efetuado para os casos a), b) e d), não tendo sido considerado o caso c) por se tratar de uma situação construtiva com duração curta no tempo, dispensando, assim, esta verificação. As Figuras 21, 22 e 23 mostram os resultados obtidos.

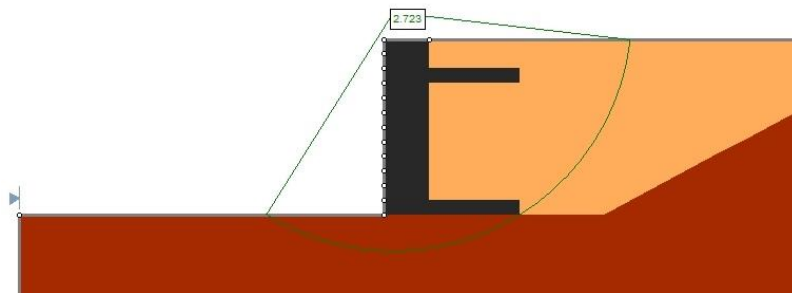


Figura 21 - Resultado do cálculo com *Slide*, caso a).

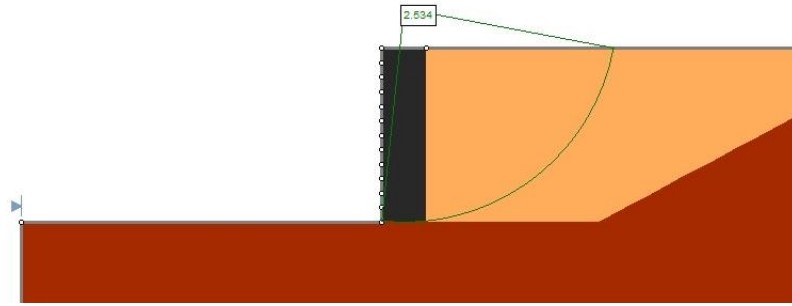


Figura 22 - Resultado do cálculo com *Slide*, caso b).

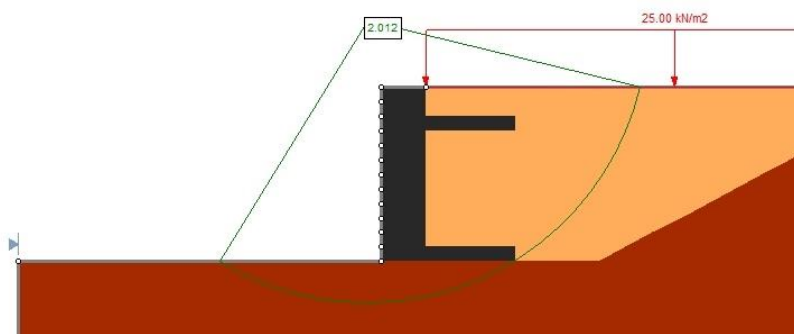


Figura 23 - Resultado do cálculo com *Slide*, caso d).

Todos os casos analisados verificaram a segurança, embora o caso b) estivesse já fora de hipótese por não ter verificado a segurança ao derrubamento, calculada anteriormente.

3.3. Caracterização do material de aterro

A construção do protótipo exigiu um estudo teórico-prático com base na simulação de um modelo com recurso a um *software* digital (*Phase²*). Esta simulação utiliza não só a configuração geométrica do modelo mas também os parâmetros dos materiais que o compõem.

A definição destes parâmetros tem como objetivo tornar a simulação o mais fidedigna possível, de maneira a avaliar a estabilidade do mesmo e a definir o intervalo de valores expectáveis dos parâmetros que caracterizam o seu comportamento, e assim, prever as zonas com maiores níveis de deslocamentos e de tensões para que pudessem ser monitorizados.

Como foi referido na Nota Prévia no início do Capítulo 3, a construção do protótipo estava inicialmente prevista para a zona de Baltar, onde seria incluída nos trabalhos a serem desenvolvidos na realização de uma obra de construção que aí se desenrolava. Deste local foram recolhidas as amostras de solo que mais tarde foram ensaiadas nas instalações do Instituto Superior de Engenharia do Porto, para que fossem determinados os parâmetros do solo.

Durante o desenvolvimento do estudo foram realizados vários ensaios experimentais com amostras de solo retirado da zona onde o muro viria a ser implantado, de forma a apurar algumas das suas características mais importantes.

Os ensaios realizados foram:

- Peso específico;
- Granulometria;
- Compactação.

Foram ainda realizados os ensaios para a determinação dos limites de consistência, não tendo, no entanto, sido possível chegar a uma solução aceitável dadas as características pouco plásticas do material.

Para a realização dos ensaios laboratoriais foi necessário recorrer aos equipamentos existentes no Laboratório de Mecânica dos Solos e no Laboratório de Materiais de Construção do Instituto Superior de Engenharia do Porto, onde foram realizados os seguintes ensaios.

- 2 Ensaio de compactação;
- 2 Análises granulométricas por peneiração húmida;

Existe ainda uma campanha de ensaios de prospeção geotécnica levada a cabo por uma entidade exterior, no âmbito da obra de construção que estava prevista ser realizada no local da materialização do protótipo.

A entidade exterior realizou os seguintes ensaios:

- 8 Análises granulométricas;
- 8 Limites de consistência;
- 8 Determinação da densidade das partículas;

- 8 Teor em água;
- 5 Ensaio de compactação;
- 5 Ensaio CBR;
- 1 Ensaio de permeabilidade;
- 7 Sondagens à rotação, com profundidades compreendidas entre os 7,5 e 18,0 metros, num total de 81 metros;
- 45 Ensaio SPT, realizados em solos e em rochas brandas;
- Perfis sísmicos

Os resultados da prospeção realizada pela entidade exterior permitiram a definição de cortes geológicos e geotécnicos, tornando possível uma análise complementar da constituição do solo.

Apesar da menção no relatório apresentado pela entidade exterior, também não foram apresentados valores para os limites de consistência.

3.3.1. Ensaio de compactação

O ensaio de compactação foi realizado de acordo com a especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) - E LNEC 197 de 1966.

De acordo com o especificado na norma referida, o ensaio de compactação destina-se a determinar a relação entre o teor em água e a baridade seca dos solos. A norma refere ainda que o

ensaio permite fixar um termo de comparação para o controlo da baridade e da humidade no campo. (E LNEC 197-1966)

É relevante conhecer as características do solo visto que estas fornecem importantes informações relativamente às características de compactação do solo, nomeadamente, o teor em água ótimo para se conseguir uma compactação mais eficaz.

Foi realizada a compactação pesada em molde pequeno, dividindo a amostra de solo em 5 camadas e aplicando o pilão de compactação pesada. Para a sua realização foi utilizado um equipamento mecânico (Figura 24) da marca TECNILAB, modelo MOD 500 B.



Figura 24 - Equipamento utilizado no ensaio de compactação.

Foram realizados seis ensaios para valores de teor de humidade entre 7 e 12%. Na Tabela 5 podem ver-se os resultados obtidos em cada ensaio para cada teor de humidade considerado:

Peso da água adicionada (g)	175	200	225	250	275	300
Peso do provete húmido + Peso do molde (g)	3814	3838	3868	3900	3908	3870
Peso do provete húmido (g)	1998	2022	2052	2084	2092	2054
Baridade húmida (g/cm^3)	2,10	2,12	2,16	2,19	2,20	2,16
Peso do solo seco (g)	2500	2500	2500	2500	2500	2500
Teor de humidade (%)	7	8	9	10	11	12
Baridade seca (g/cm^3)	1,96	1,97	1,98	1,99	1,98	1,93

Tabela 5 - Resultados da campanha de ensaios de compactação

A relação entre a baridade seca e o teor de humidade pode ver-se representada no Figura 25.

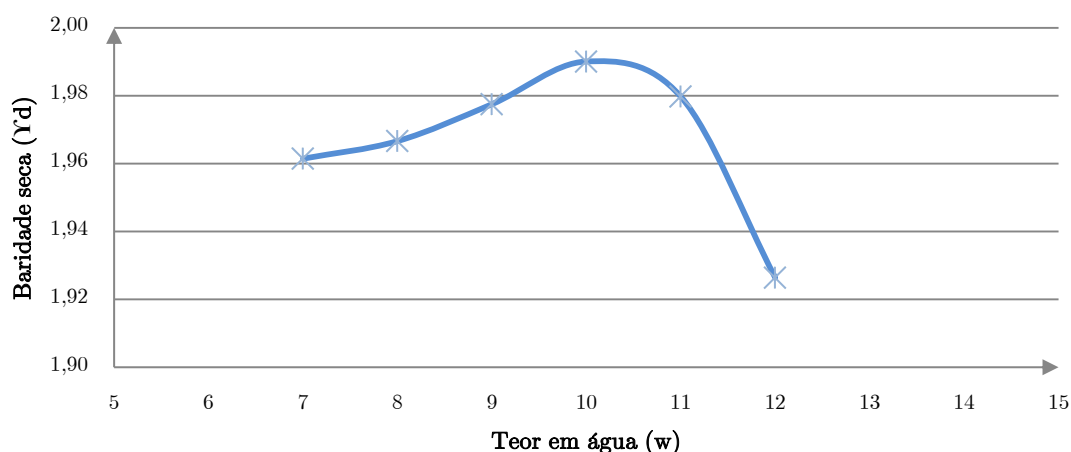


Figura 25 - Curva de compactação.

Atendendo aos resultados obtidos pode concluir-se que o teor de água ótimo encontra-se entre os valores 10 e 10,5%,

correspondendo a um valor de baridade seca de, aproximadamente, 1,99 g/cm³.

3.3.2. Análise granulométrica por peneiração húmida

A análise granulométrica por peneiração húmida foi realizada de acordo com a especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) - E LNEC 239 de 1970.

Este ensaio tem como objetivo a caracterização de determinada amostra de solo em função do tamanho das suas partículas.

Para a realização deste ensaio foram utilizados os equipamentos existentes no Laboratório de Mecânica dos Solos do Instituto Superior de Engenharia do Porto e 1kg de material passado no peneiro ¾", da amostra retirada do local onde se viria a realizar a obra.

Este ensaio é composto por três fases distintas, a peneiração da fração retida no peneiro de 2,0mm, a peneiração da fração passada no peneiro de 2,0mm e a análise da fração passada no peneiro de 0,075mm, ou seja, a sedimentação. A junção dos resultados obtidos nestas três análises fornece a curva granulométrica do solo.

Nas Tabelas 6 e 7 podem ver-se os resultados obtidos quer da fração retida quer da fração passada no peneiro de 2,0mm.

Fração retida no peneiro de 2.00mm (n°10)				
Peneiro (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Acumulado Retida	% Acumulada que passa
25,00	0,00	0,0	0,0	100,0
19,00	0,00	0,0	0,0	100,0
9,50	4,16	0,4	0,4	99,6
4,75	27,34	2,7	3,2	96,9
2,00	194,48	19,4	22,6	77,4
< 2,00	774,02	77,4	100,0	0,0
Total	1000,0			

Tabela 6 - Fração retida no peneiro de 2,0mm

Fração passada no peneiro de 2.00mm (n°10)				
Peneiros (mm)	Massa retida (g)	%Retida (Total)	% Acumulado Retida (Total)	% Acumulada que passa (Total)
0,85	3,76	2,9	25,5	74,5
0,43	11,78	9,1	34,6	65,4
0,25	8,53	6,6	41,2	58,8
0,11	10,48	8,1	49,3	50,7
0,075	4,00	3,1	52,4	47,6
< 0,075	59,94	46,4	98,8	1,2
Total	98,5			

Tabela 7 - Fração passada no peneiro de 2,0mm

A Figura 26 apresenta a curva granulométrica da amostra de solo analisada, excetuando a parte correspondente à sedimentação.

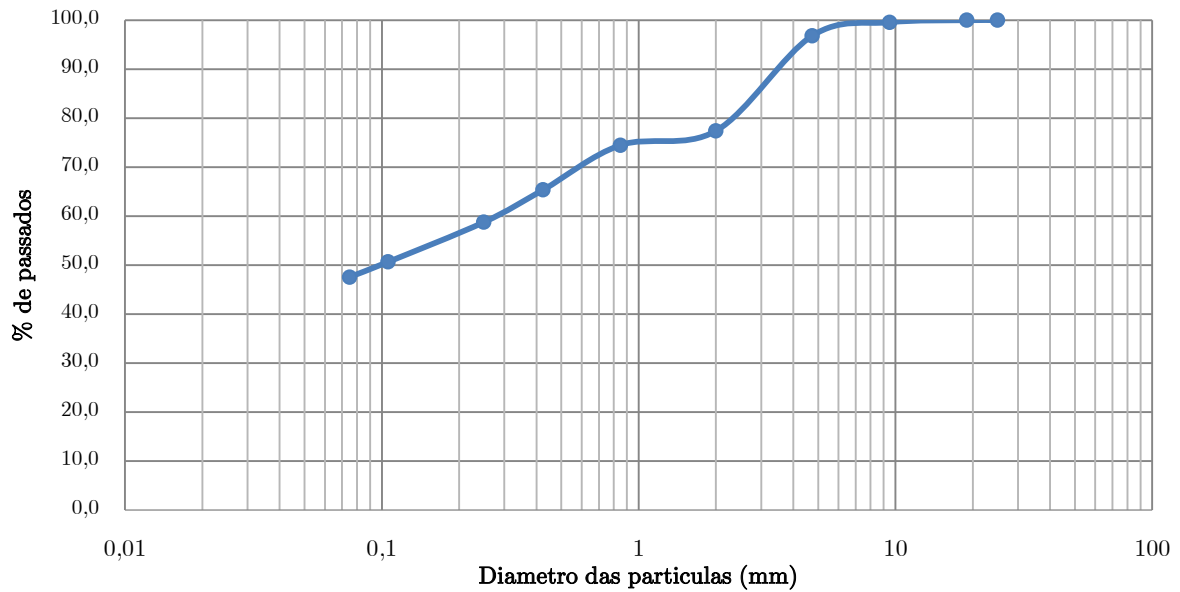


Figura 26 - Curva granulométrica.

3.3.3. Análise granulométrica (ensaio de sedimentação)

O ensaio de sedimentação é um dos ensaios que fazem parte da análise granulométrica (E LNEC 239) e tem como objetivo a caracterização da fração fina (fração passada no peneiro 0,075mm) da amostra de solo. Para isso, após a peneiração da amostra, foi retirada da fração passada no peneiro 0,075mm uma amostra de 100g para realizar o ensaio de sedimentação.

O ensaio de sedimentação é realizado com 100g do material passado no peneiro 200 da amostra com que se realizou a análise granulométrica.

Este ensaio requer que se façam leituras de um densímetro que é introduzido numa proveta onde foram colocados a amostra de solo

fino e 1000cm^3 de água. Estas leituras são feitas no momento da introdução destes dois componentes e a 15, 30, 60, 250, 1440 e 2880 minutos após esse momento. Em cada leitura é também registada a temperatura da água.

As leituras corrigidas são obtidas em função da leitura direta, feita na parte superior do menisco, da correção do menisco, da correção do antifloculante e da correção da temperatura, e são dadas por:

$$L_c = L_s + C_M - C_A + C_T$$

em que:

L_c – leitura do densímetro corrigida;

L_s – leitura direta feita na parte superior do menisco;

C_M – correção do menisco;

C_A – correção do antifloculante;

C_T – correção da temperatura.

Da calibração do densímetro obtém-se a expressão:

$$Z_s = -271.79 \times L_s + 287.95$$

De onde se retira o valor da profundidade efetiva Z_s .

A percentagem de partículas de diâmetro inferior a D , referida à massa seca do solo utilizado na sedimentação, é dada por:

$$n_D = \left(\frac{1000000}{m_b} \times \frac{G}{G-1} \right) \times (L_C - 1)$$

em que:

G – densidade das partículas, calculada de acordo com a norma NP-83;

m_b – massa seca do solo usado na sedimentação;

L_C – leitura do densímetro corrigida.

A percentagem de partículas de diâmetro inferior a D, referida à massa total da amostra, é:

$$N_D = n_D \times \frac{100 - N'_{10}}{100}$$

em que:

N'_{10} – percentagem de material retido no peneiro nº 10.

O diâmetro das partículas correspondente às percentagens n_D e N_D , é dado pela Lei de Stokes:

$$D = k \sqrt{\frac{Z_S}{t}}$$

em que k é função da temperatura e da densidade das partículas e tem o valor de 0.013684, para uma temperatura média de 19,78 °C.

A percentagem final de passados da fração fina é referida ao total da amostra utilizada nos ensaios granulométricos; por conseguinte, deve ser uma percentagem ponderada da porção inicial.

Na Tabela 8 podem ver-se os resultados obtidos do ensaio de sedimentação que foram utilizados para completar a curva granulométrica apresentada no subcapítulo da “Análise granulométrica por peneiração húmida”, que pode ser visualizado na Figura 27.

t (min)	Temp. (°C)	C	L	$L_c = L_s + C_M - C_A + C_T$	Z_s (cm)	$D = k \times \left(\frac{Z_s}{t}\right)^{1/2}$	$B = 10^3 \times (Lc - 1)$	AxB (%)	% referidas ao total (passadas)
1	20	0,0006	1,0310	1,0281	7,73	0,037	28,1	45,24	35,02
2	20	0,0006	1,0300	1,0271	8,01	0,027	27,1	43,63	33,77
5	20	0,0006	1,0255	1,0226	9,23	0,018	22,6	36,39	28,16
15	20	0,0006	1,0205	1,0176	10,59	0,011	17,6	28,34	21,93
30	20	0,0006	1,0175	1,0146	11,40	0,008	14,6	23,51	18,19
60	19.5	0,0004	1,0150	1,0119	12,08	0,006	11,9	19,16	14,83
250	19.5	0,0002	1,0110	1,0077	13,17	0,003	7,7	12,40	9,60
1440	19	0,0004	1,0060	1,0029	14,53	0,001	2,9	4,67	3,61
2880	20	0,0005	1,0050	1,0020	14,80	0,001	2	3,22	2,49

Tabela 8 - Resultados do ensaio de sedimentação.

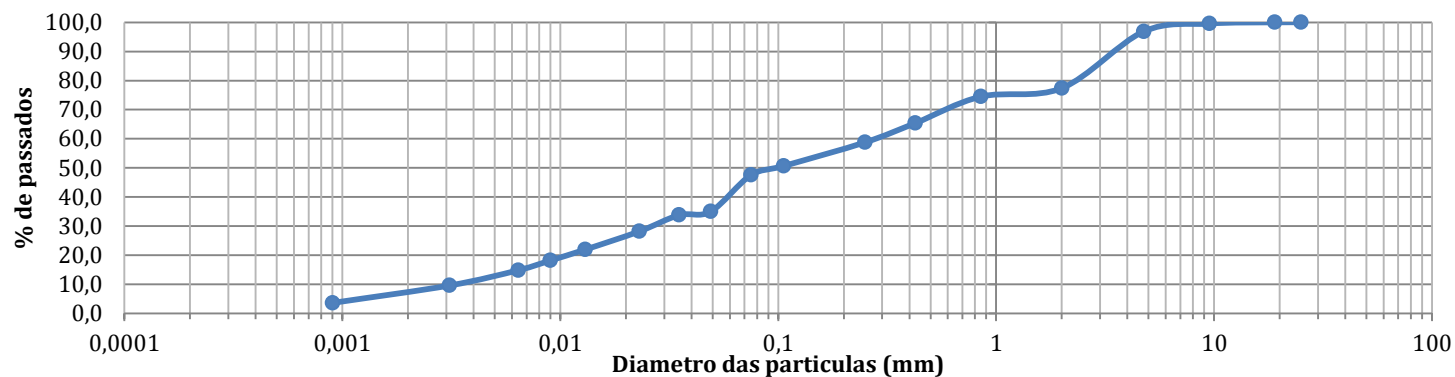


Figura 27 - Curva granulométrica incluindo sedimentação.

3.3.4. Resultados dos ensaios realizados pela entidade exterior

Com ensaios granulométricos realizados pela entidade exterior foi possível traçar as curvas granulométricas correspondentes a cada amostra de solo.

Como foi referido foram realizados 8 ensaios granulométricos a 8 amostras recolhidas de zonas diferentes, dando assim origem a 8 curvas granulométricas representadas na Figura 28.

Como pode ver-se nessa figura, as curvas apresentam uma configuração similar para cada amostra de solo, de onde se pode prever que o solo existente no local apresenta, essencialmente, a mesma granulometria.

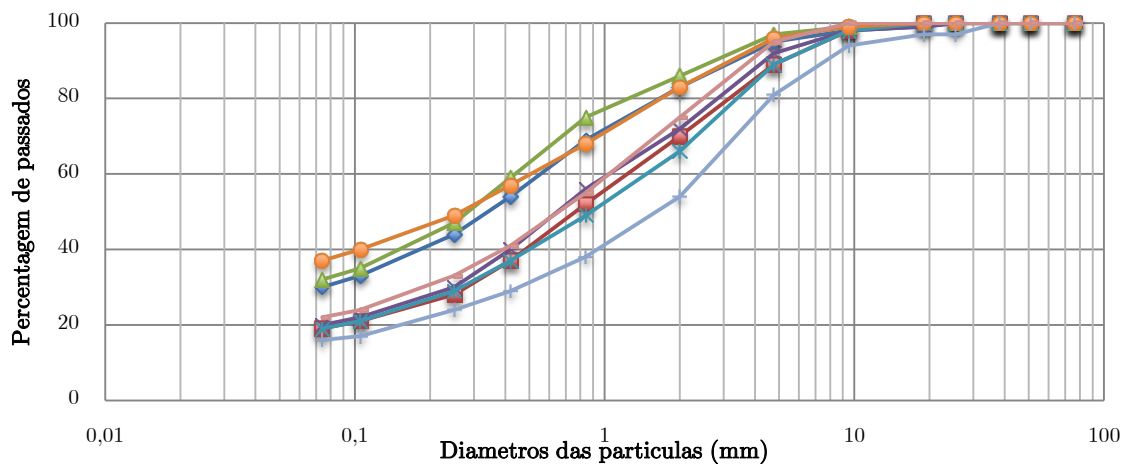


Figura 28 - Curvas granulométricas obtidas dos ensaios realizados pela entidade exterior.

Através da classificação da norma americana AASHTO pode concluir-se que, de facto, as amostras de solo apresentam as

mesmas características, sendo este um solo, essencialmente, composto por areia siltosa.

Classificação AASHTO							
Rel. N° 1	Rel. N° 2	Rel. N° 3	Rel. N° 4	Rel. N° 5	Rel. N° 6	Rel. N° 7	Rel. N° 8
A-2-4-(0)	A-1-b(0)	A-2-4(0)	A-1-b(0)	A-1-b(0)	A-4(0)	A-1-b(0)	A-1-b(0)
Areia siltosa	Areia siltosa	Areia siltosa	Areia siltosa	Areia siltosa	Areia siltosa	Areia siltosa com cascalho	Areia siltosa

Tabela 9 - Classificação AASHTO das amostras de solo analisadas.

A prospeção geotécnica permitiu definir parâmetros geotécnicos estimados para várias zonas geotécnicas, cujos valores variam de acordo com a Tabela 10:

Descrição	Zona geotécnica			
	ZG4	ZG3	ZG2	ZG1
	Solos com contaminação orgânica (NSPT < 4)	Granito (30 < NSPT < 50)	Granito (NSPT > 50)	Granito (maciço rochoso muito pobre a excelente)
Ângulo de atrito (°)	20 a 25	30 a 34	34 a 40	31 a 43
Coesão (kPa)	0	2 a 5	5 a 10	1.8 a 6.1 MPa
Módulo de deformabilidade (MPa)	< 3	35 a 50	50 a 70	3.0 a 2.0 GPa
Peso específico (kN/m ³)	18 a 19	20 a 21	22 a 24	25 a 26

Tabela 10 - Parâmetros geotécnicos considerados pela entidade exterior.

A gama de valores obtidos pela entidade independente vem validar os valores utilizados na modelação realizada, tendo alguns desses valores sido baseados nesta prospeção e outros retirados da bibliografia consultada.

4. Modelação do protótipo

Por se tratar de uma estrutura incomum quer no método construtivo quer nos materiais utilizados, houve necessidade de prever a forma de como esta se irá comportar, quer durante a sua construção quer na utilização. Este estudo foi realizado utilizando o *software* de modelação *Phase*². Com esta ferramenta pode obter-se, de uma maneira expedita, valores de esforços atuantes em todo o conjunto da estrutura assim como deformadas e deslocamentos.

Adquirir informações sobre a interação entre os materiais utilizados e o seu comportamento isolado, assim como da geometria do modelo pode, numa primeira abordagem, ser crucial na deteção de alguma incoerência desses parâmetros que leve ao seu melhoramento, de forma a otimizar o seu desempenho.

4.1. O programa de cálculo automático *Phase*²

O *software* utilizado foi desenvolvido na Universidade de Toronto, no Canadá, para auxiliar na modelação bidimensional (deformação plana ou axi-simétrica), do comportamento de maciços rochosos, pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). (Penido, 2006)

*Phase*² da Rocscience é um programa de cálculo de análise bidimensional elasto-plástica com formulação por elementos finitos, utilizado principalmente no cálculo de tensões e de deslocamentos em escavações subterrâneas. Com o desenvolver do programa foram adicionadas várias opções de análise, sendo permitido resolver uma vasta gama de problemas de Engenharia Geotécnica e de Engenharia Civil. (Pires, 2009)

A formulação do MEF, baseada nos deslocamentos, na qual as incógnitas do problema são os deslocamentos nodais, engloba resumidamente as seguintes operações:

- a. Discretização do domínio, que consiste na subdivisão do domínio em zonas denominadas, elementos finitos, que se ligam entre si por intermédio de nós situados nas suas fronteiras;
- b. Seleção das funções de interpolação que definem, aproximadamente, o campo dos deslocamentos no interior do elemento finito, em função do comportamento dos seus nós (estas funções podem ser polinomiais, trigonométricas ou de outro tipo);
- c. Obtenção das matrizes de rigidez dos elementos;
- d. Construção da matriz de rigidez global e do vetor de solicitação global, tendo em consideração a contribuição de cada elemento finito;

- e. Considerando as condições fronteira, resolução do sistema de equações, permitindo a obtenção dos deslocamentos nodais e as reações de apoio em nós de deslocamento prescrito;
- f. Determinação, através das funções de aproximação dos deslocamentos no interior dos elementos e posteriormente as deformações e as tensões. (Pires, 2009)

O cálculo descrito anteriormente é efetuado automaticamente pelo *software*, com base nas condições fronteira do modelo introduzido e as características dos materiais constituintes.

O *software* possui ainda uma funcionalidade capaz de analisar a estabilidade de taludes por um método de redução da resistência ao corte, designado por *Shear Strength Reduction* (SSR); por alteração dos parâmetros de Mohr-Coulomb, calcula um fator de redução da resistência crítico do modelo correspondente ao fator de segurança crítico do talude.

O método SSR resume-se da seguinte forma:

- a. Os parâmetros de resistência do modelo são reduzidos de um determinado fator (SRF), e é calculada a tensão nos elementos finitos;
- b. Este processo é repetido para diferentes valores do fator de redução da resistência (SRF), até que o modelo se torne instável;

- c. Quando o modelo se torna instável, é assumido esse valor de SRF como o fator de redução da resistência crítico, que corresponde ao fator de segurança do modelo. (Pires 2009)

Este método SRF deve ser considerado em futuros dimensionamentos de estruturas semelhantes à do modelo em questão.

4.2. Caracterização do modelo

4.2.1. Faseamento construtivo

De maneira a compreender como evoluem os esforços atuantes no protótipo durante a sua construção optou-se pela subdivisão da fase de construção; tendo-se considerado que a construção do modelo será realizada em 33 fases, em que cada fase corresponde à adição de um componente. Assim, a primeira fase corresponderá à adição de uma fila de pneus e a fase seguinte corresponderá à adição de uma camada de solo atrás dessa fila de pneus, e assim sucessivamente.

A Figura 29 ilustra o faseamento nas fases 1 e 25.

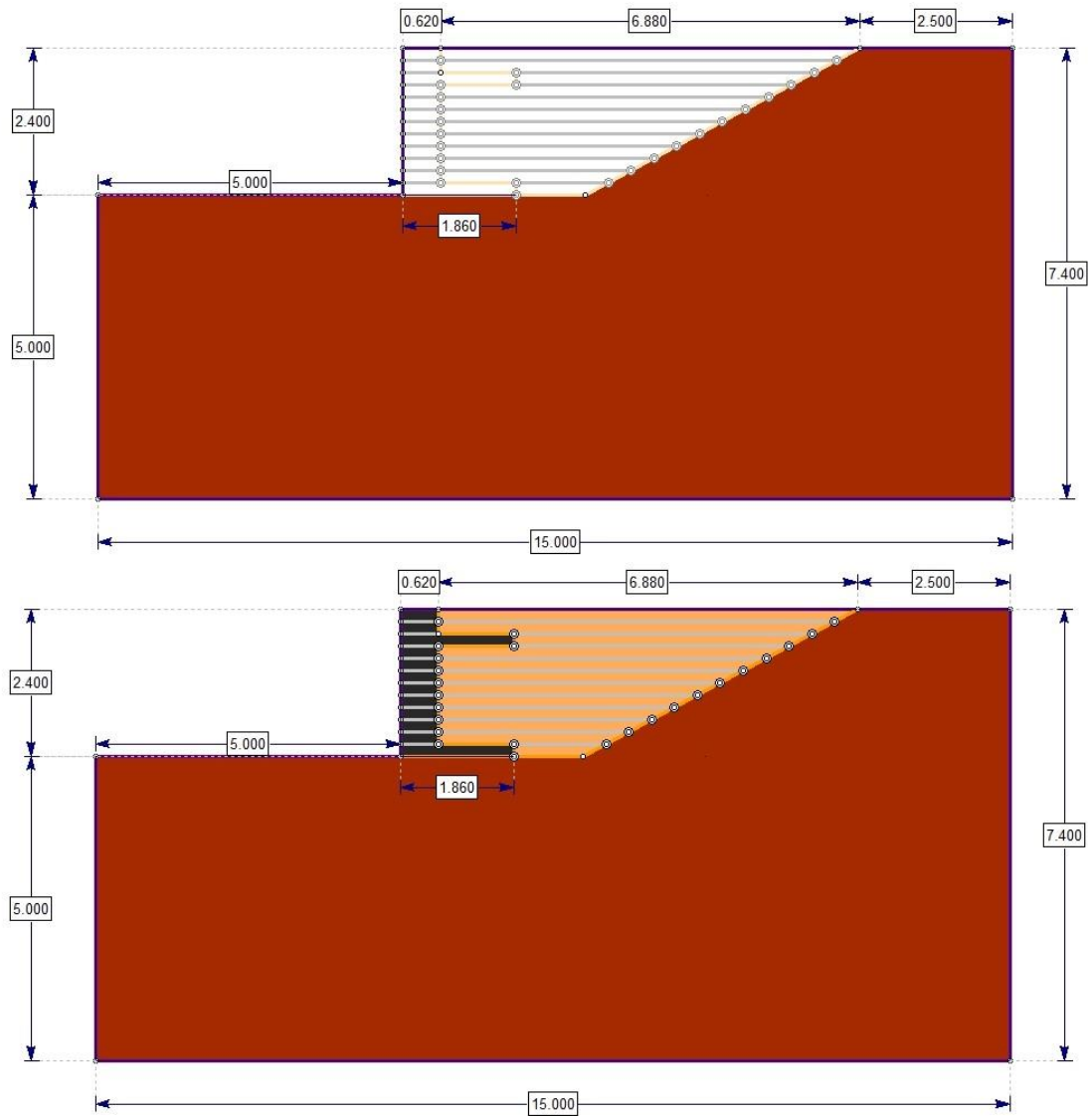


Figura 29 - Faseamento construtivo do modelo nas fases 1 e 25.

Na fase 1, pode ver-se apenas o solo que consta no local onde irá ser realizada a construção, e na fase 25 podem ver-se já as 12 camadas que constituem o protótipo.

As últimas oito fases dizem respeito à aplicação da sobrecarga, começando na 26^a, após a conclusão do faseamento que diz respeito à construção do muro. O carregamento final tem o valor

de 25kPa; começando na 26ª fase com 3.125kPa vai sendo adicionado o mesmo valor a cada fase até perfazer o valor total na fase 33.

Na Figura 30 podem ver-se os carregamentos na fase 26 (3.125kN/m²) e na fase 33 (25kN/m²).

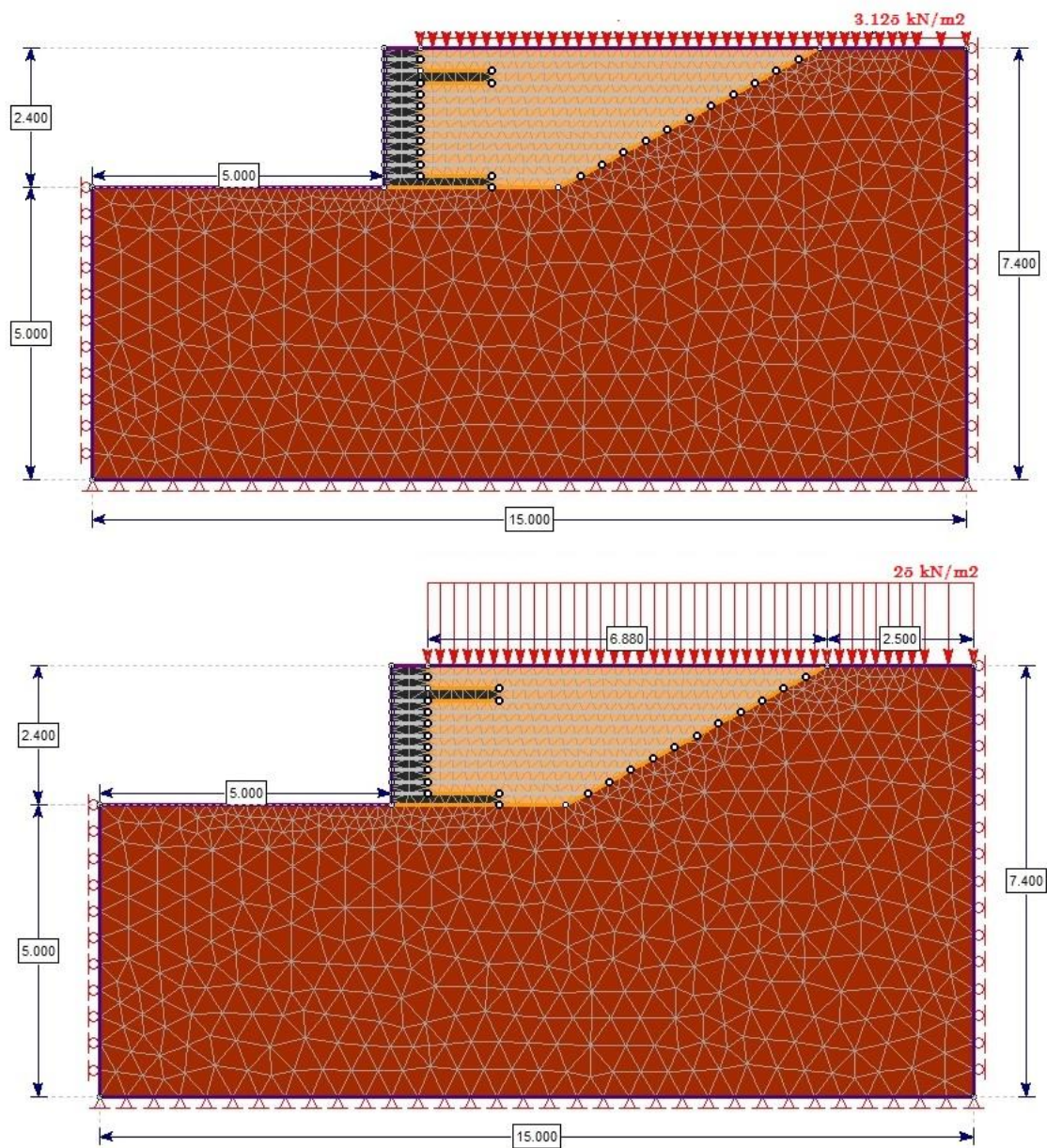


Figura 30 - Fases 26 e 33.

4.2.2. Variação dos deslocamentos com a aplicação da sobrecarga

Após a conclusão da construção do protótipo, está prevista a materialização de um carregamento, por forma a estudar o comportamento da estrutura face a ações exteriores.

Esse carregamento será composto por camadas de solo, de forma a resultar nas ações admitidas para as várias fases do carregamento, até que totalize o valor de 25 kPa.

Importa, portanto, avaliar a evolução dos deslocamentos face a cada carregamento; para isso foram calculados os deslocamentos em cada fase correspondente a um acréscimo de carga de 3.125 kN/m². A Figura 31 ilustra a variação dos deslocamentos com a aplicação da sobrecarga.

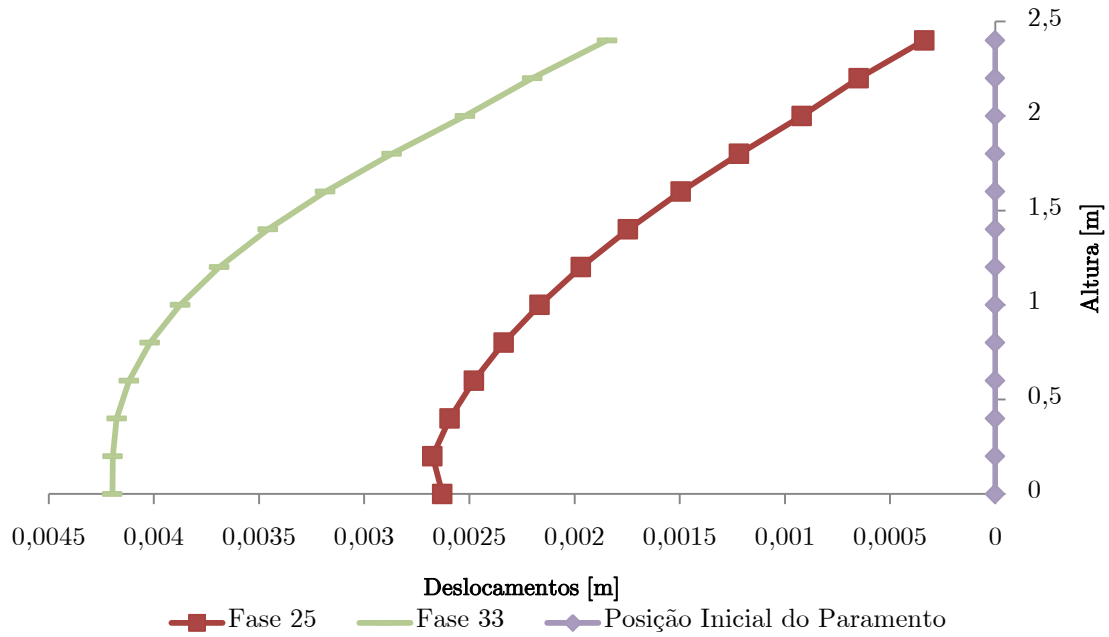


Figura 31 - Deslocamentos obtidos com a aplicação da sobrecarga.

Verificou-se um acréscimo de deslocamentos no paramento da estrutura, entre fases de carregamento, de cerca de 0,20mm, sendo a variação total de cerca de 1.5mm. Verifica-se que para cada carregamento de 3.125kN/m^2 corresponde um deslocamento de cerca de 14% do deslocamento total verificado.

Na Figura 32 pode ver-se a deformação verificada antes da aplicação da sobrecarga e após a aplicação da sobrecarga. A deformada está aumentada de um fator de 100 para que os deslocamentos sejam perceptíveis.

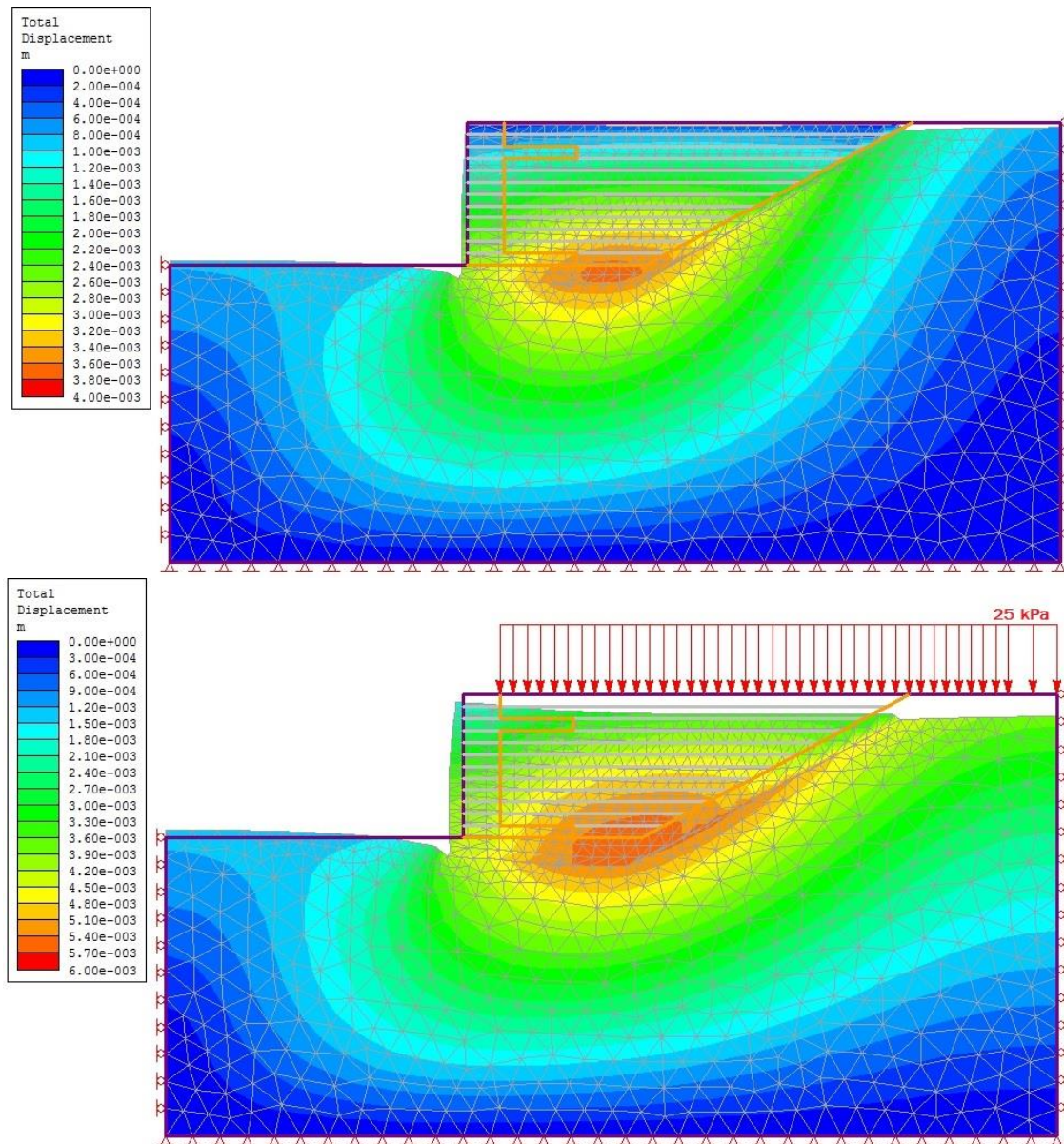


Figura 32 - Deformação verificada na fase 25 e 33.

4.2.3. Materiais constituintes do modelo

Este modelo é essencialmente constituído por três materiais principais, *Pneusol*, solo de aterro e solo de fundação e as suas propriedades serão apresentadas na Tabela 11.

Propriedade do material	<i>Pneusol</i>		Solo de Aterro	Solo de Fundação
	Horizontal	Vertical		
Peso específico, γ	19 kN/m ³		21 kN/m ³	21 kN/m ³
Módulo de elasticidade, E	150 MPa	225 MPa	20 MPa	35 MPa
Coefficiente de Poisson, σ	0.3	0.15	0.4	0.4
Ângulo de atrito, Φ'	30°		30°	30°
Coesão, c'	1 kPa		1 kPa	1 kPa

Tabela 11 - Propriedades dos materiais constituintes do modelo.

As propriedades dos materiais utilizados foram obtidas, quer por meio de ensaios experimentais realizados sobre as amostras de solo recolhidas do local onde iria ser materializado o protótipo, quer por dados recolhidos da bibliografia analisada.

O material *Pneusol* tem a particularidade de apresentar características anisotrópicas em termos de deformabilidade, como tal, admitiram-se diferentes valores no plano horizontal e no plano vertical, recolhidos do estudo realizado por O'Shaughnessy (1997).

Na Figura 33 pode ver-se um esboço de um corte transversal do modelo e os materiais que o constituem.

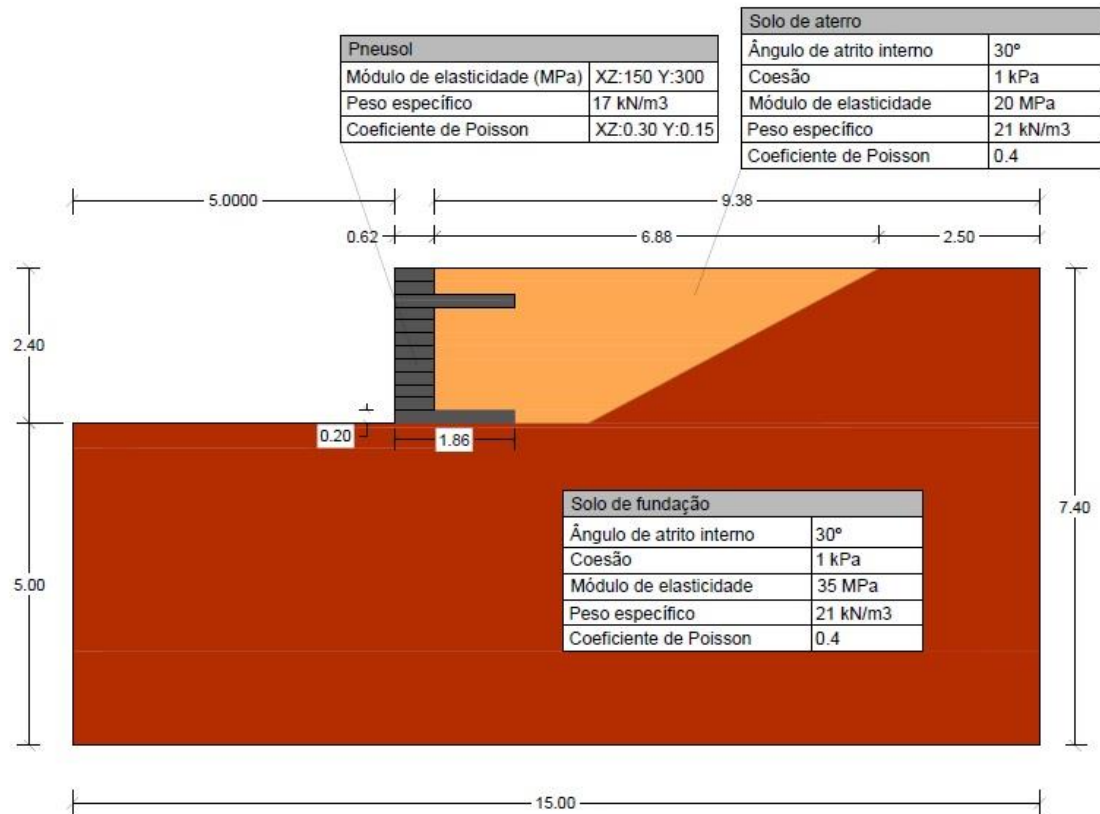


Figura 33 - Corte transversal do modelo e materiais constituintes.

A interface solo-pneu foi também materializada de acordo com o descrito no Capítulo 1 da presente Dissertação, tendo sido atribuído uma resistência ao corte de 66,7 MPa/m e uma resistência normal e 10000 MPa/m. Estes valores foram retirados da bibliografia, mais precisamente do estudo realizado por O'Shaughnessy (1997).

Esta interface encontra-se representada na Figura 34 com cor vermelha e faz a separação entre os diferentes materiais constituintes do modelo.

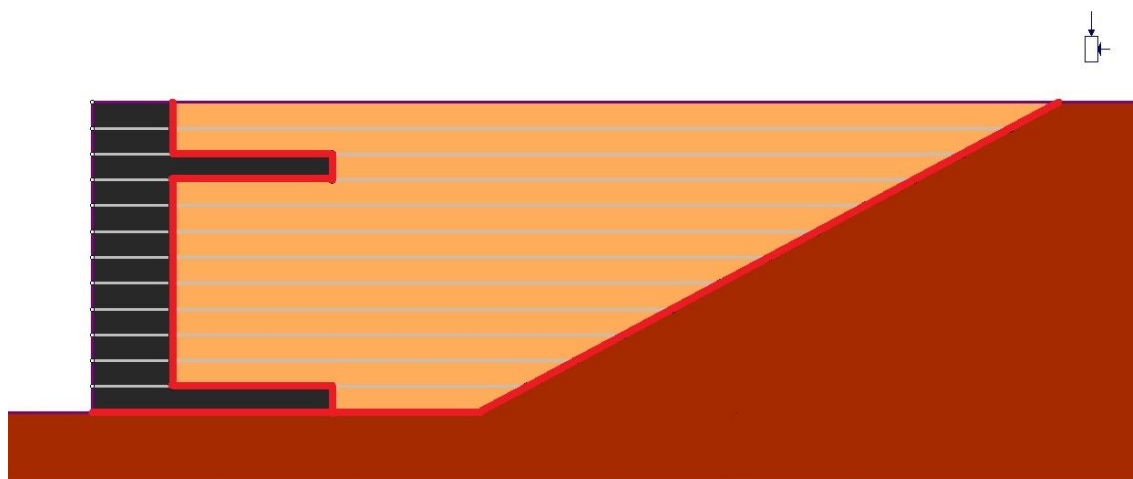


Figura 34 - Interface solo-pneu.

4.2.4. Malha de elementos finitos

Como já foi dito anteriormente, o *software* utiliza o Método dos Elementos Finitos como ferramenta de cálculo. Na modelação do modelo a malha de elementos finitos utilizada é formada por elementos triangulares de três nós.

Os nós localizados na fronteira do modelo devem replicar as condições do protótipo real; sendo assim, na base do modelo foram considerados apoios duplos, que garantem a restrição do movimento nos eixos horizontal e vertical, enquanto que nas laterais apenas estão restringidos os deslocamentos horizontais, sendo o movimento vertical livre. A parte superior do modelo e do paramento estão livres de se deslocar em qualquer sentido.

A Figura 35 mostra a configuração da malha de elementos finitos e as condições fronteira do modelo, na fase 25.

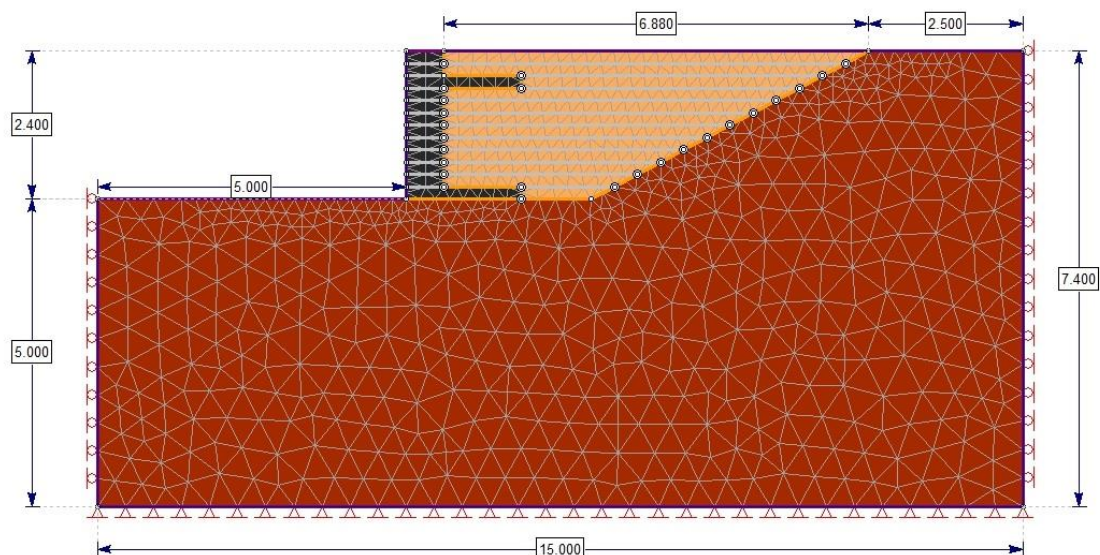


Figura 35 - Modelo com malha de elementos finitos.

4.2.5. Apresentação de resultados

A análise dos resultados é feita através de imagens que representam os diferentes níveis de valores das tensões, utilizando esquemas de cores que vão do azul, nas zonas de valores mais baixos, até o vermelho, nas zonas de valores mais elevados.

A Figura 36 mostra o resultado da análise em termos de tensões verticais instaladas no modelo na fase 25.

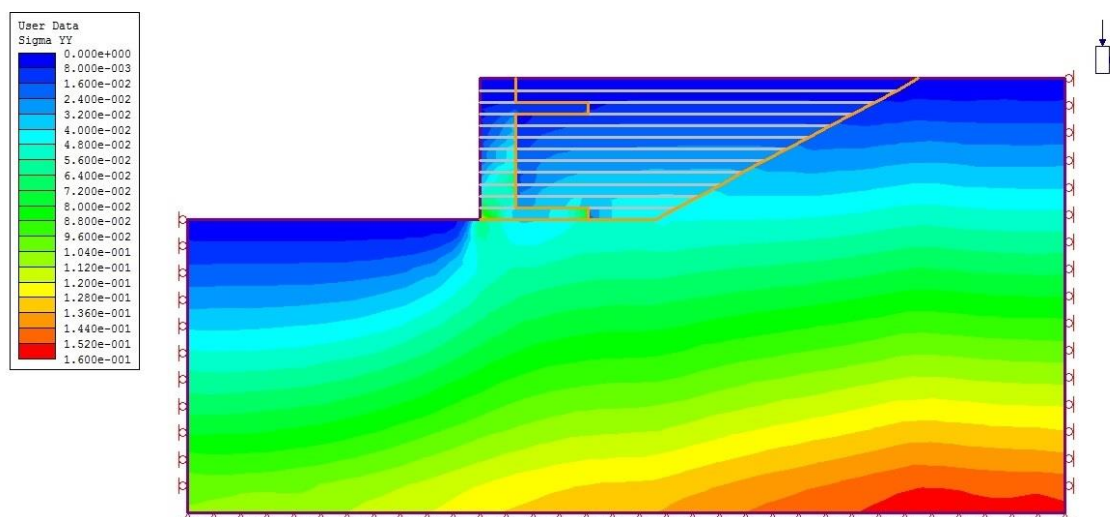


Figura 36 - Tensões verticais na fase 25.

Na imagem pode ver-se como seria espectável a evolução das tensões com a profundidade começando na parte superior do modelo com a cor azul, onde as tensões são próximas de zero e terminando na base do modelo com vermelho, onde as tensões são máximas.

Na base do muro podem ver-se instaladas tensões da ordem dos 40kPa, sendo este o valor espectável para tensões verticais a esta profundidade.

Em termos de tensões horizontais, a Figura 37 mostra de que maneira estas evoluem no modelo.

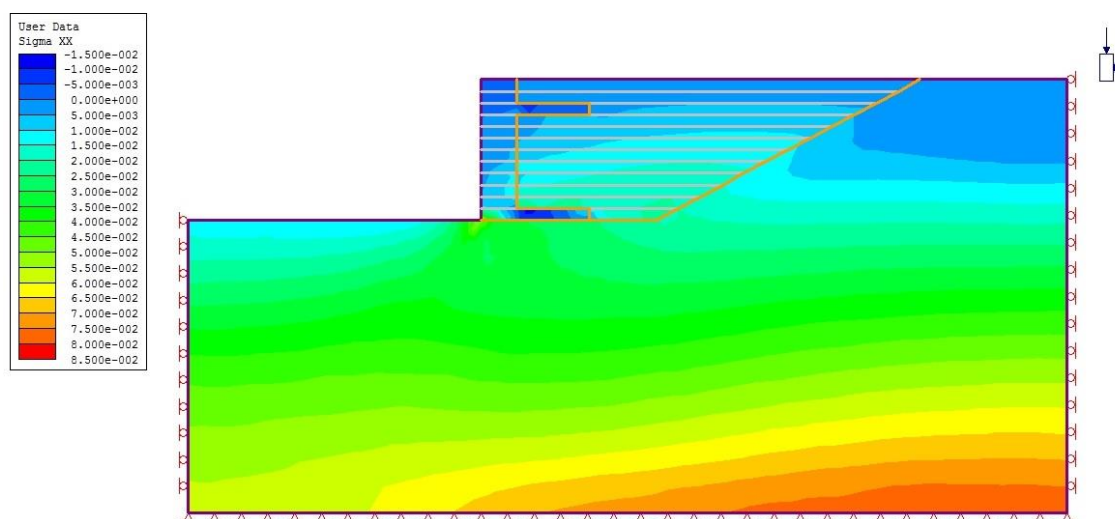


Figura 37 - Tensões horizontais na fase 25.

Como seria de esperar, estas tensões aumentam também em profundidade até valores máximos na base do muro da ordem de 8MPa.

O programa também permite perceber quais os elementos mais próximos de atingirem a cedência. A caracterização destes elementos é feita através do mesmo sistema de cores utilizado para as tensões; sendo assim, elementos com um nível de tensão atuante muito aquém do correspondente tensão resistente apresentam uma cor azul-escura; já os elementos com maiores níveis de tensão atuante aparecem com a cor vermelha, como mostra a Figura 38.

Existe ainda a possibilidade de identificar o tipo de tensão que provoca a cedência; neste caso, os elementos caracterizados com o símbolo “×” apresentam cedência devida a tensões de corte; já os

elementos caracterizados com o símbolo “o” apresentam cedência por tensões de tração.

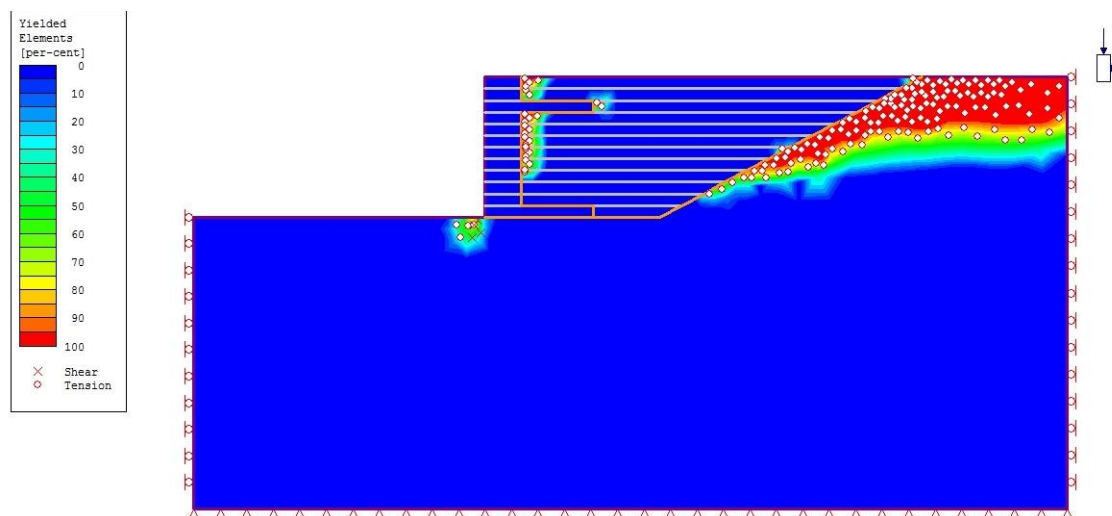


Figura 38 - Elementos em cedência fase 25.

Na análise paramétrica realizada foi necessário fazer a comparação de resultados obtidos nos diversos cálculos efetuados, para isso, selecionaram-se 13 pontos no paramento do muro de onde se retiraram os valores dos seus deslocamentos para a variação paramétrica, como ilustra a Figura 39. Esses valores foram depois exportados para uma folha Excel e inseridos num gráfico, tornando mais claro o estudo comparativo entre os resultados obtidos.

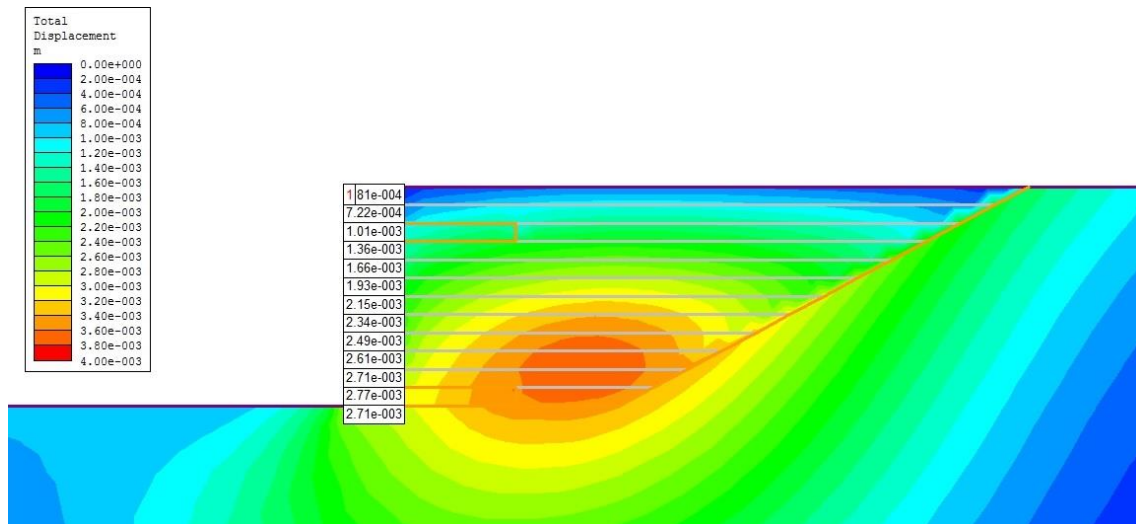


Figura 39 - Valores dos deslocamentos nos pontos do paramento selecionados.

È também possível visionar a deformada que ocorre no modelo para o cálculo realizado, permitindo perceber de que forma o modelo se comporta. Na Figura 40 pode ver-se a deformada do modelo na 25^a fase, após a conclusão da construção o muro e antes da aplicação da sobrecarga.

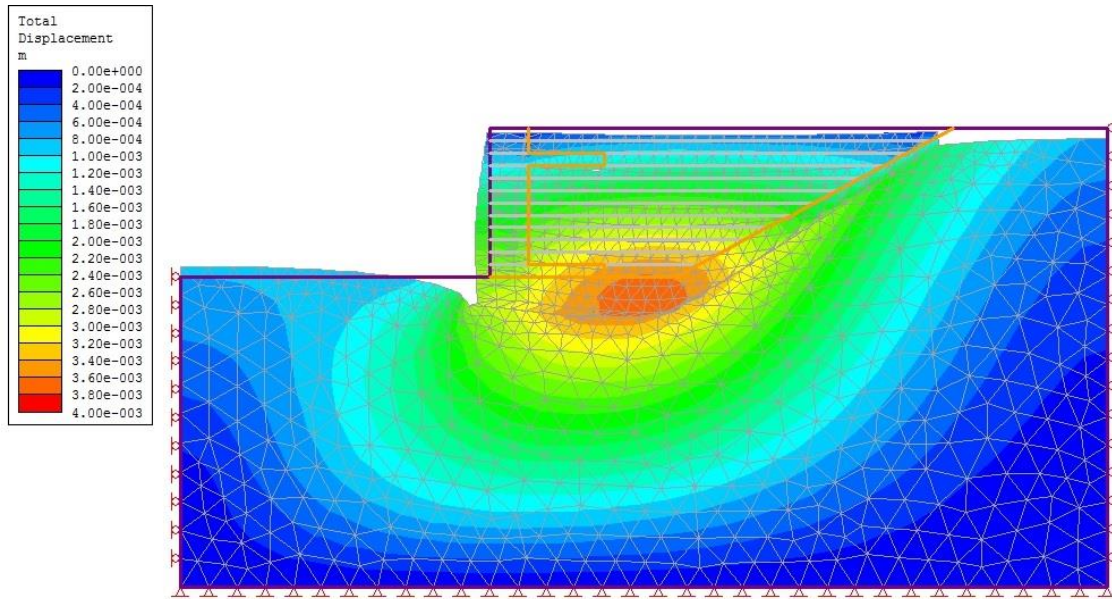


Figura 40 - Deformada do modelo na fase 25.

As deformações estão aumentadas numa escala de 100x para que sejam perceptíveis.

A apresentação visual dos resultados tem a importância óbvia de perceber onde as tensões e os deslocamentos máximos ocorrem no modelo. Este facto tem especial importância do ponto de vista da monitorização das zonas onde os deslocamentos se adivinham máximos, permitindo uma logística adequada dos equipamentos que fazem a medição.

4.3. O programa de cálculo automático *Rock and Soil 3* (RS3)

Na análise paramétrica foi também utilizado o programa RS3 que, partindo da modelação realizada no programa *Phase²*, faz a análise da estrutura a três dimensões.

A análise tridimensional apresenta a clara vantagem sobre a análise bidimensional, de tornar conhecido o comportamento do muro em profundidade, permitindo assim uma melhor caracterização do modelo. A Figura 41 mostra o modelo 3D elaborado.

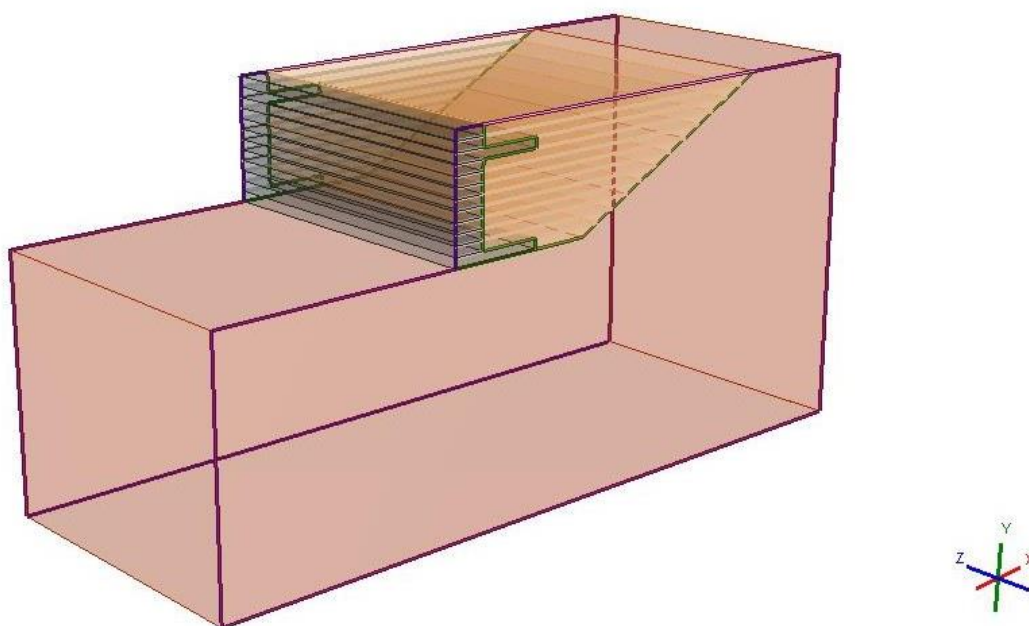


Figura 41 - Modelo 3D realizado no programa RS3.

O programa RS3 utiliza a modelação realizada no programa bidimensional e cria um sólido com determinada largura, neste caso 6 metros, e com os mesmos parâmetros admitidos no *Phase²*.

Após importação do modelo bidimensional, deve ser realizada nova discretização da malha de elementos finitos (Figura 42), agora tridimensional, e depois de definidas as condições de apoio, realizar os cálculos.

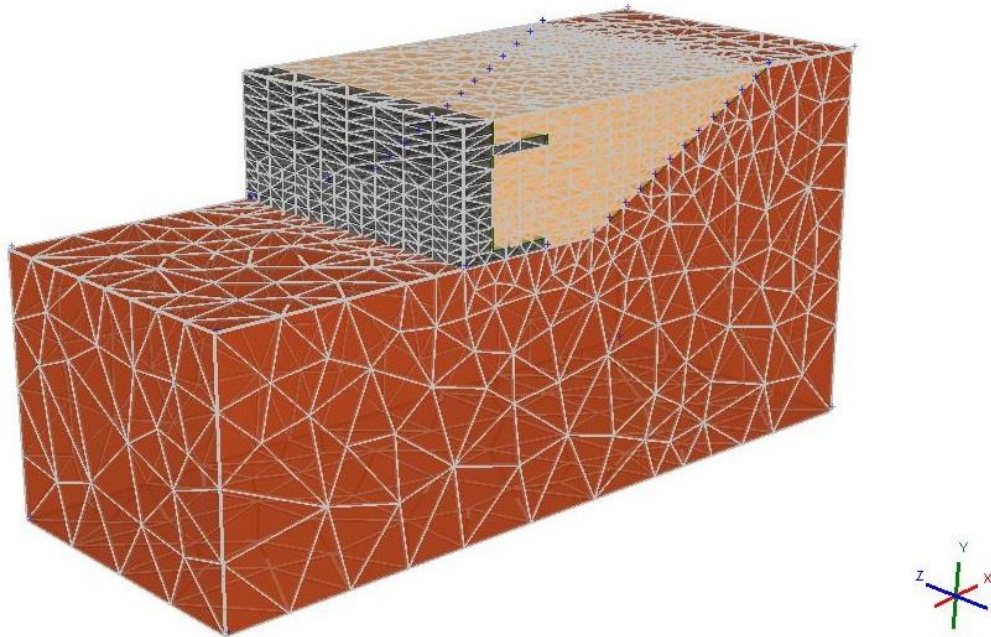


Figura 42 - Malha de elementos finitos do modelo 3D.

As condições de apoio devem ter em consideração as faces do modelo tridimensional assim como as suas arestas e vértices.

Na Figura 43, podem ver-se representadas as restrições impostas ao movimento do modelo.

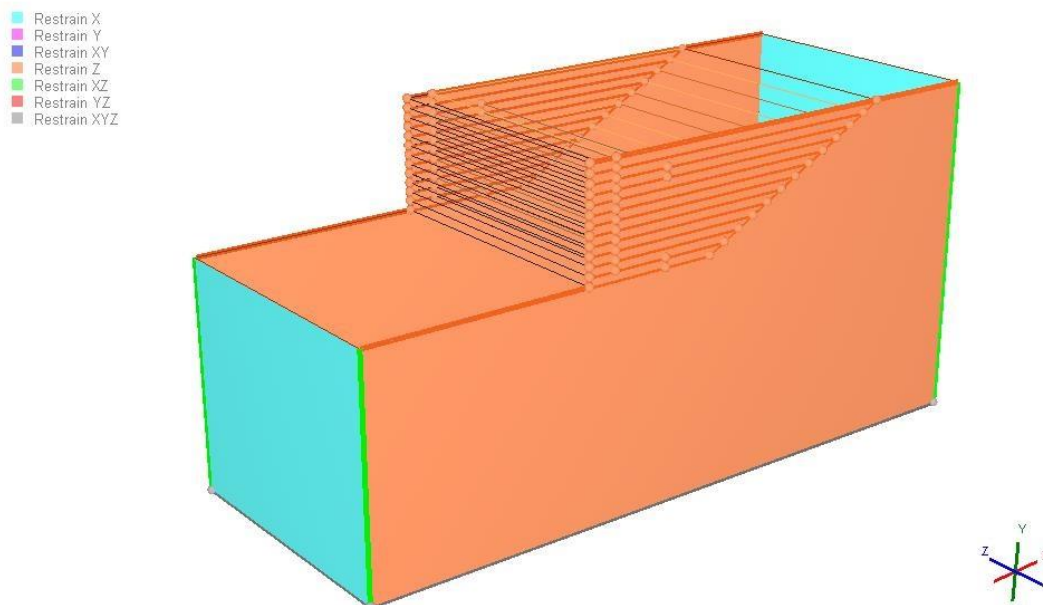


Figura 43 - Restrições do modelo 3D.

Como ilustra a Figura 43 as faces laterais do modelo têm o seu movimento restringido na direção do eixo que lhe é perpendicular, neste caso o eixo Z. Esta restrição aparece na imagem com a coloração laranja, onde pode ver-se que também as arestas da parte superior do modelo, têm o seu movimento limitado na direção do eixo Z.

O movimento do plano e das arestas da base do modelo encontra-se limitado em todas as direções, à semelhança do que já tinha sido considerado no modelo 2D em que, na base, o movimento estava restrito nas duas direções possíveis, horizontal e vertical. Considera-se que abaixo deste ponto se encontra o firme, estando assim o modelo impossibilitado de se movimentar em qualquer direção.

Os planos posterior e anterior no modelo estão restringidos no eixo que lhes é perpendicular, neste caso o eixo X, esta condição pretende replicar o contexto em que o modelo se insere na realidade, estando rodeado de solo impedindo-o de se deslocar na direção perpendicular aos planos considerados, representados na imagem pela cor azul.

As arestas localizadas na intersecção dos planos laterais, anteriores e posteriores do modelo devem ter o movimento restringido nas duas direções, Neste caso, as laterais estão restringidas no eixo Z e os planos que lhe são perpendiculares estão restringidos no eixo X, havendo necessidade de restringir as arestas da intersecção entre estes dois planos nos eixos X e Z, representados na imagem pela cor verde.

Os planos superiores do modelo estão livres de se movimentar em qualquer direção, tal como no protótipo.

4.3.1. Apresentação de resultados

A análise realizada com o programa RS3 foi em tudo semelhante à análise realizada com o programa *Phase*². Por simplificação, a análise paramétrica foi realizada com recurso ao programa *Phase*². A semelhança entre os resultados obtidos pelas duas ferramentas e a simplicidade de tratamento dos dados fornecidos

pelo programa *Phase²* foram os motivos que levaram à adoção deste *software* para o tratamento dos resultados.

A utilização do programa RS3 foi importante de um ponto de vista de visualização do comportamento do muro a três dimensões.

A visualização dos deslocamentos no modelo 3D aparece documentada na Figura 44. Verifica-se que os deslocamentos apresentam uma configuração semelhante à obtida no modelo a duas dimensões.

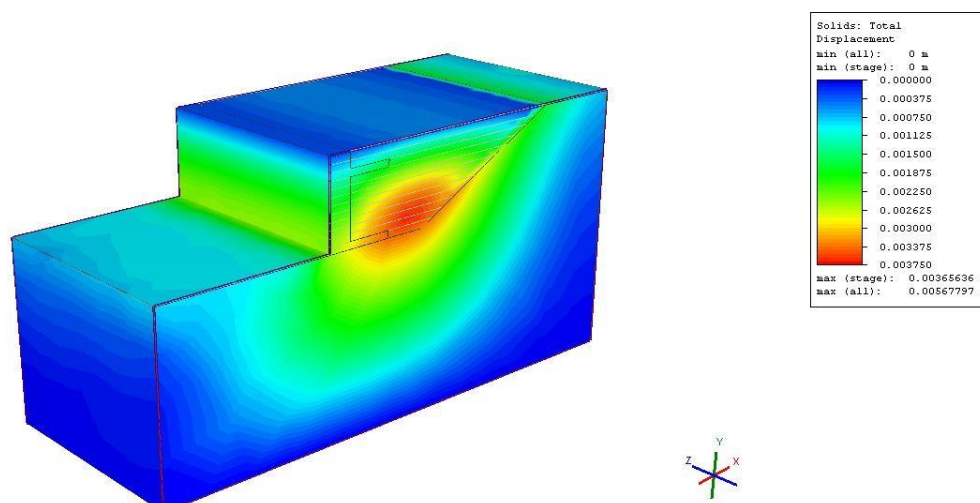


Figura 44 - Deslocamentos do modelo 3D, fase 25.

O deslocamento máximo localiza-se na zona do aterro por detrás do muro e tem um valor máximo de 0.003656m, sendo este valor muito próximo do obtido através da análise a duas dimensões, documentada na Figura 40.

A evolução das tensões horizontais, representada na Figura 45, apresenta uma configuração em tudo semelhante à obtida para o modelo em duas dimensões.

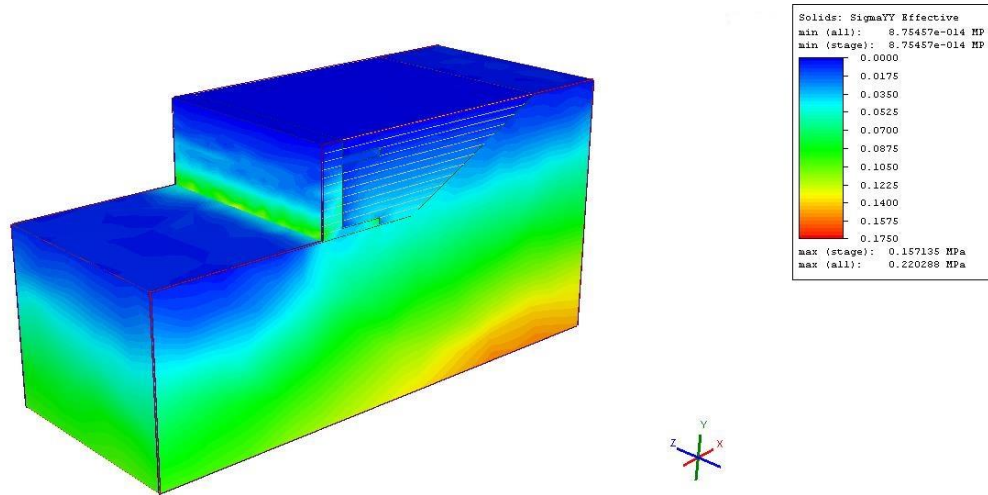


Figura 45 - Tensões horizontais no modelo 3D, fase 25.

Também aqui se verificam que as tensões horizontais são máximas na base do protótipo, atingindo um valor de aproximadamente 40 kPa na base do muro, como seria espectável.

Verifica-se a proximidade de valores máximos para as tensões observados no modelo 2D, com cerca de 0.16MPa, e o modelo 3D, com cerca de 0.157MPa.

Na Figura 46 estão representadas as tensões verticais que se manifestam no modelo 3D.

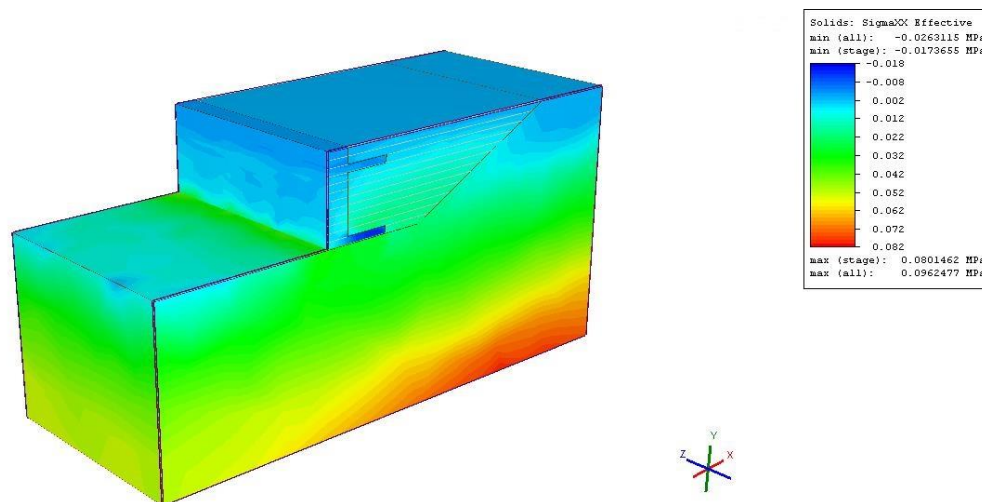


Figura 46 - Tensões verticais no modelo 3D, fase 25.

Também os valores obtidos são aproximados dos valores obtidos com os cálculos realizados no modelo a duas dimensões, sendo a tensão vertical máxima obtida no modelo 2D igual a cerca de 0.085MPa, semelhante a 0.082MPa, valor obtido na simulação a três dimensões.

Os elementos em cedência, apresentados na Figura 47, identificam as zonas com menor reserva de resistência.

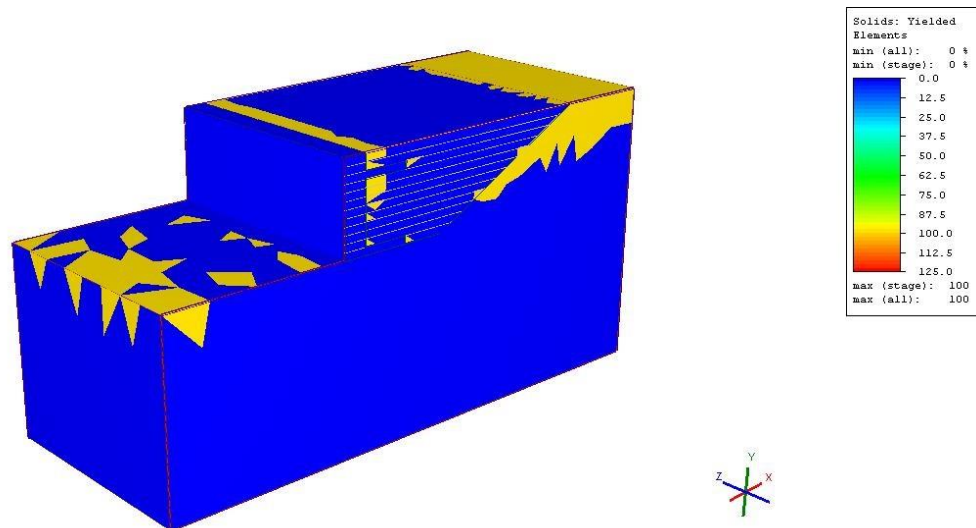


Figura 47 - Elementos em cedência do modelo 3D, fase 25.

A análise tridimensional permitiu observar que o modelo se comporta de forma idêntica ao longo da sua profundidade (eixo Z).

Este dado tem especial importância do ponto de vista da instalação dos equipamentos que farão a monitorização do modelo, após a conclusão da sua construção, garantindo que não será provável existirem variações do seu comportamento ao longo do eixo Z.

5. Análise paramétrica

Um dos objetivos deste estudo é o de avaliar de que forma o comportamento do protótipo é afetado pelas características dos seus componentes, em particular as características resistentes e de deformabilidade do aterro, o comprimento do reforço, a inclinação do paramento e a deformabilidade do terreno de fundação.

Uma análise paramétrica como a que foi realizada permite antever o comportamento do protótipo perante vários cenários e facultar importante informação relativamente ao contributo de cada parâmetro no cômputo geral.

O controlo foi avaliado em termos de deslocamentos no paramento do protótipo, tendo sido medido para cada caso analisado o deslocamento total de treze pontos distribuídos pela altura paramento.

A cada um dos componentes foi atribuído um valor base, resultado da campanha de ensaios experimentais realizada com as amostras de solo retiradas do local onde viria a ser materializado o protótipo ou retirado da bibliografia analisada. Para cada parâmetro foram consideradas variações em torno desse valor base.

5.1. Características resistentes do aterro

Sendo o ângulo de atrito um dos parâmetros que ditam o comportamento resistente do aterro, considerou-se o valor base de $\phi' = 30^\circ$, sendo este valor aproximado ao valor obtido na campanha de ensaios efetuada pelo laboratório especializado, como já foi referido no Capítulo 2.

A variação utilizada na análise paramétrica foi selecionada de modo a considerar valores para o ângulo de atrito que se consideram aceitáveis para o tipo de solo em questão.

Na Tabela 12 podem ver-se os valores considerados para o ângulo de atrito do solo de aterro.

Ângulo de atrito do aterro (°)
26
28
30
32
35

Tabela 12 - Valores do ângulo de atrito do solo de aterro.

Na Figura 48 representam-se, esquematicamente, os valores base utilizados na análise paramétrica das propriedades resistentes do aterro.

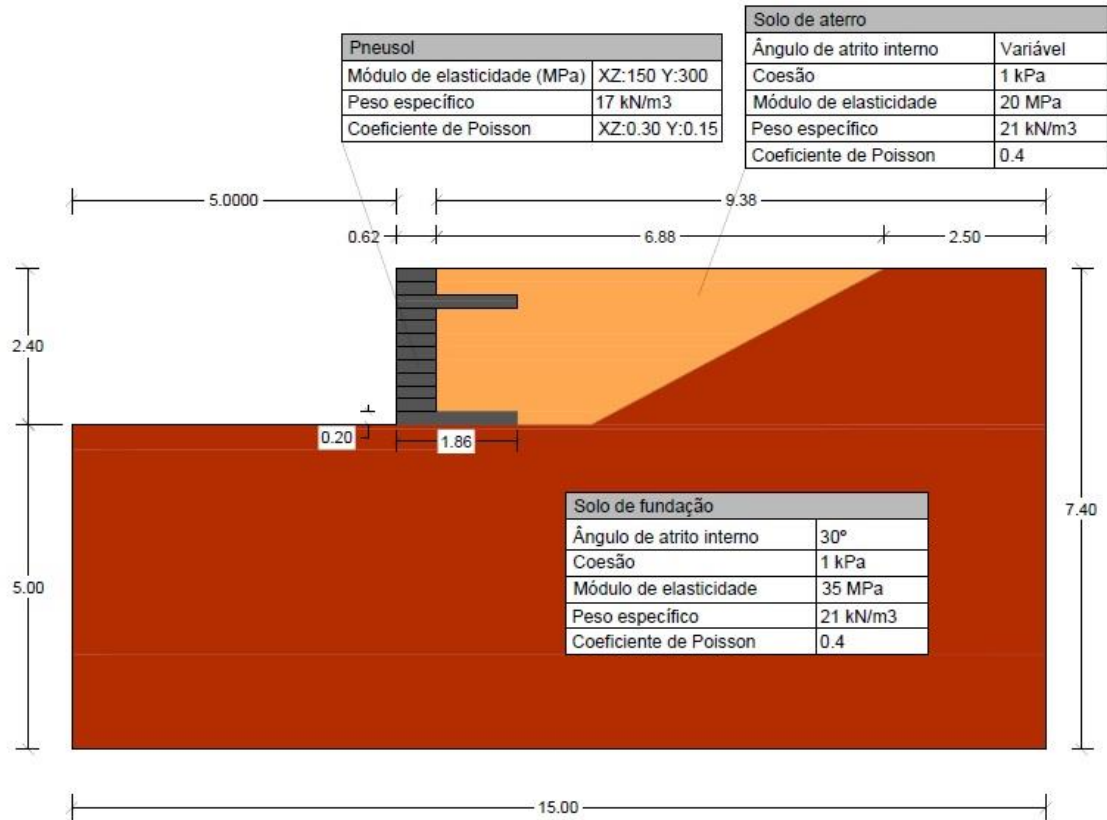


Figura 48 – Valores base utilizados na análise paramétrica das características resistentes do solo de aterro.

Na Figura 49 apresentam-se os deslocamentos do paramento para os diferentes valores do ângulo de atrito do solo de aterro.

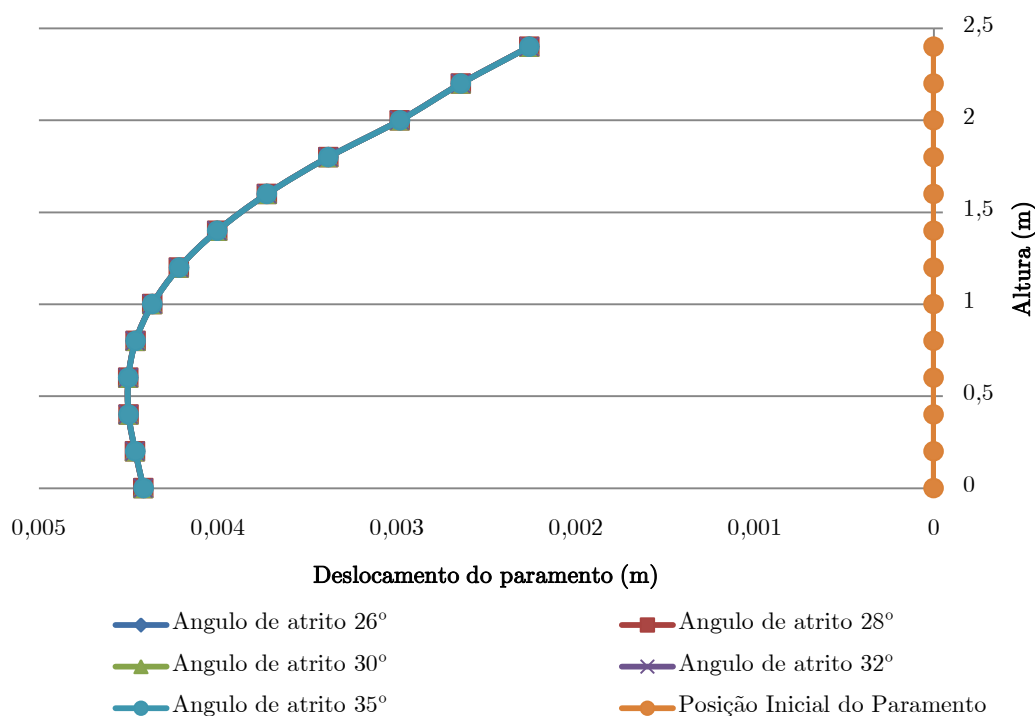


Figura 49 - Deslocamentos para diferentes valores do ângulo de atrito do solo de aterro.

Os resultados alcançados permitem concluir que o ângulo de atrito do solo de aterro não revela um contributo importante para os deslocamentos do paramento da estrutura de suporte, visto quase não haver variação dos deslocamentos para os diferentes valores atribuídos.

Estes dados permitem concluir que o material de aterro pode apresentar características resistentes mais pobres sem que tal interfira no nível de deslocamentos assumidos pelo paramento. Este fator assume especial importância caso o material de aterro seja adquirido, podendo tirar-se proveito de um material mais económico, reduzindo o custo total da construção.

5.2. Características de deformabilidade do aterro

Ao contrário da variação do ângulo de atrito, a contribuição da deformabilidade do aterro apresenta uma maior relevância nos deslocamentos do paramento, como seria de esperar.

Considerou-se o valor inicial de $E=20\text{MPa}$ para a deformabilidade do solo de aterro e, mantendo-se inalterados os restantes parâmetros, realizaram-se cálculos variando os valores de E , de acordo com o apresentado na Tabela 13.

Módulo de deformabilidade do aterro (MPa)
15
17
20
22
25

Tabela 13 - Valores do módulo de deformabilidade do solo de aterro.

Na Figura 50 representam-se esquematicamente os parâmetros considerados.

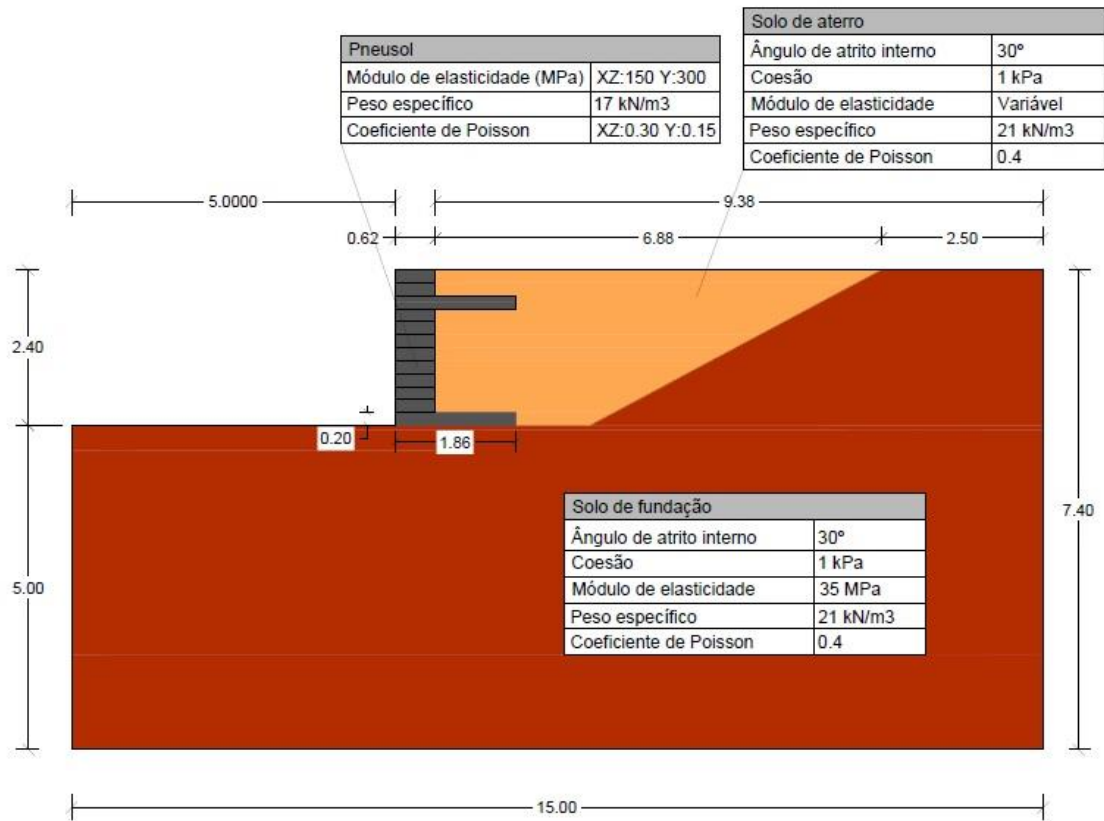


Figura 50 – Valores base utilizados na análise paramétrica da deformabilidade do solo de aterro.

Na Figura 51 apresentam-se os valores dos deslocamentos do paramento para os diferentes valores do módulo de deformabilidade do solo de aterro.

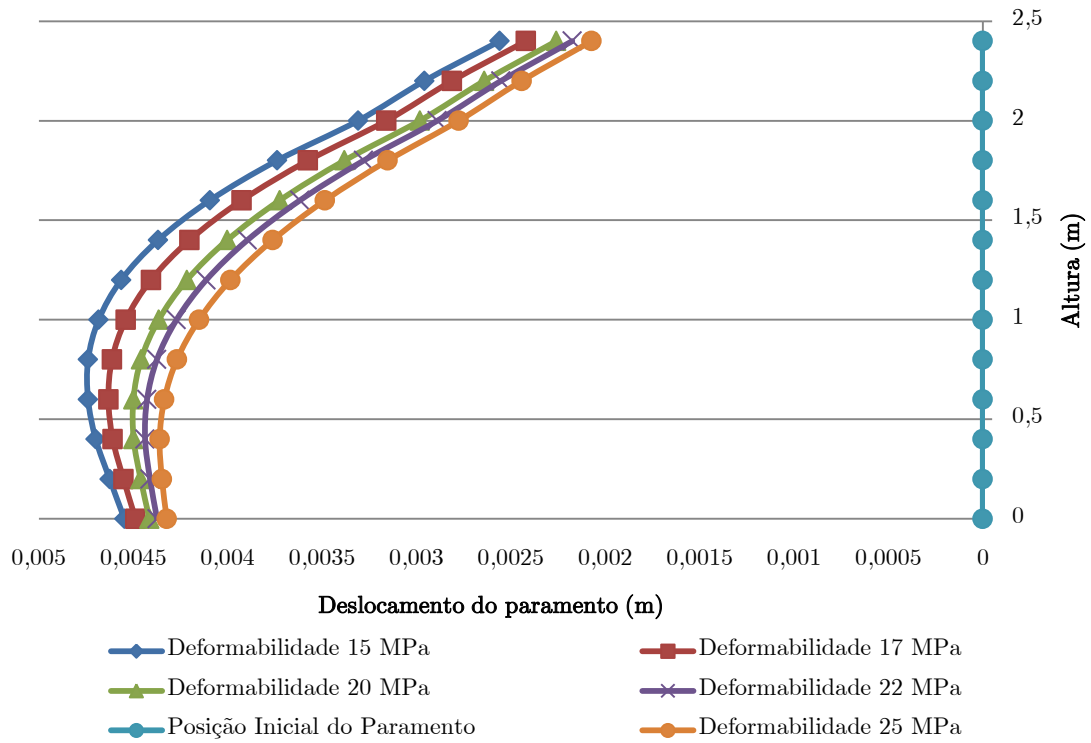


Figura 51 - Deslocamentos para diferentes valores da deformabilidade do solo de aterro.

Embora se manifestem diferentes os deslocamentos evidenciados pelo paramento, os valores máximos obtidos para um valor de $E=15\text{MPa}$ são superiores apenas 15% aos experimentados para $E=25\text{MPa}$.

5.3. Características de deformabilidade do solo de fundação

Durante o estudo tornou-se claro que existia uma grande interferência das características do solo de fundação no comportamento do protótipo; como tal, considerou-se relevante levar a cabo uma análise, por forma a determinar como seria o comportamento da estrutura perante a variação da sua deformabilidade.

Considerando a variedade de solos que podem vir a ser alvo da instalação de uma estrutura com estas características admitiu-se uma gama de valores bastante abrangente, por forma a compreender vários casos possíveis.

Avaliando os dados da prospeção realizada pela entidade exterior, verifica-se que existe uma grande variedade de terrenos cujos valores da deformabilidade podem variar de valores inferiores a 3MPa a 20GPa, validando o pressuposto na consideração de valores bastante diversos da deformabilidade da fundação.

O valor base da deformabilidade admitido para o solo de fundação foi $E=35$ MPa, tendo sido realizados cálculos para os valores apresentados na Tabela 14.

Módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa)
10
35
100
200
500

Tabela 14 - Valores do módulo de deformabilidade do solo de fundação.

Na Figura 52 representam-se esquematicamente os parâmetros considerados nesta análise.

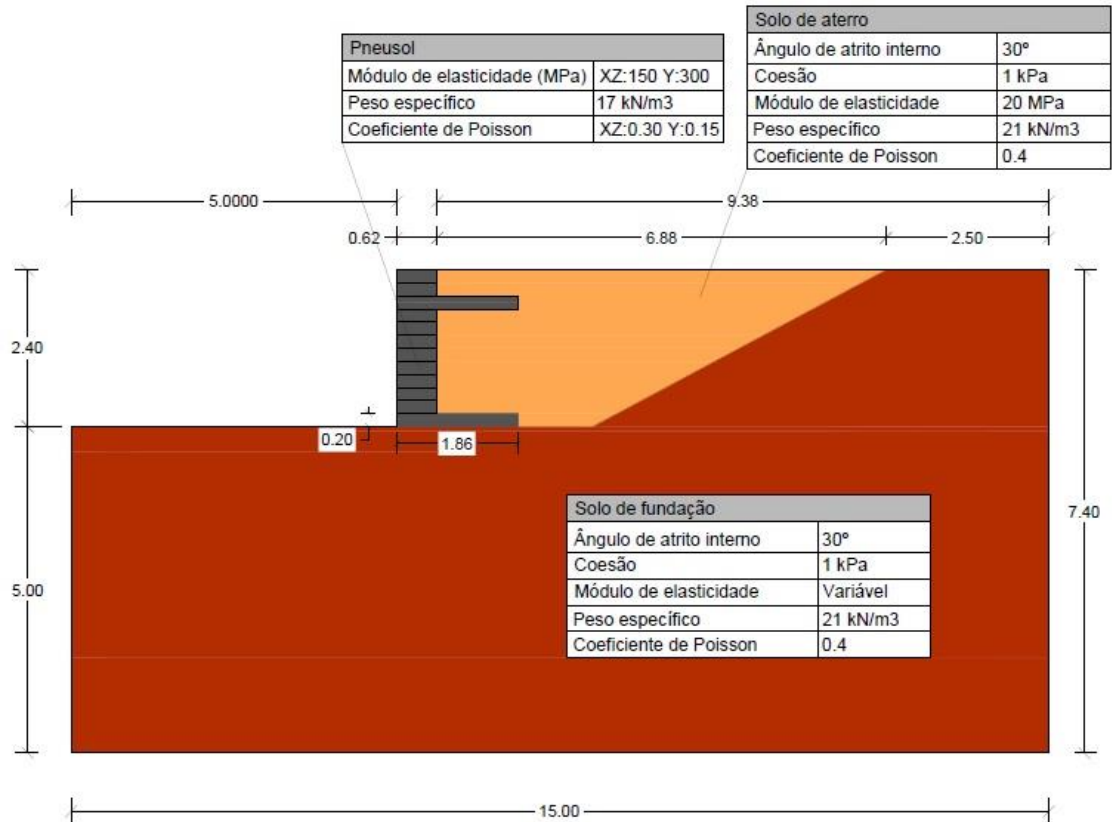


Figura 52 – Valores base utilizados na análise paramétrica da deformabilidade do terreno de fundação.

No Figura 53 apresentam-se os valores dos deslocamentos do paramento para os diferentes valores do módulo de deformabilidade do terreno de fundação.

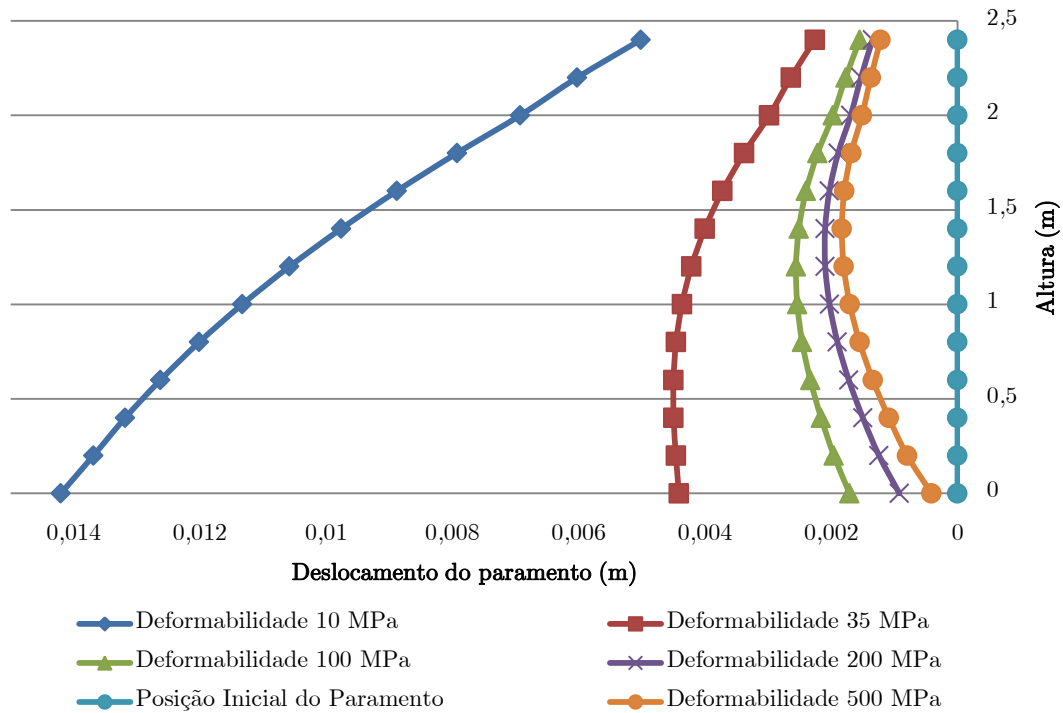


Figura 53 - Deslocamentos para diferentes valores da deformabilidade do terreno de fundação.

A grande escala de valores utilizada resultou numa grande disparidade de resultados, ainda assim, plausível em função do tipo de solo encontrado.

Conclui-se que o desempenho da estrutura é eficiente para terrenos de fundação muito pouco deformáveis, assumindo maiores deslocamentos para terrenos de fundação mais deformáveis, embora os valores máximos se considerem ainda admissíveis.

5.4. Variação dos comprimentos de amarração

Para além da análise paramétrica, realizou-se também um estudo comparativo entre os diferentes comprimentos de amarração do reforço utilizado na estrutura.

Foram considerados três casos com um, dois e três pneus de amarração, apresentados na Figura 54, mantendo-se inalterados os parâmetros referentes aos restantes constituintes do protótipo.

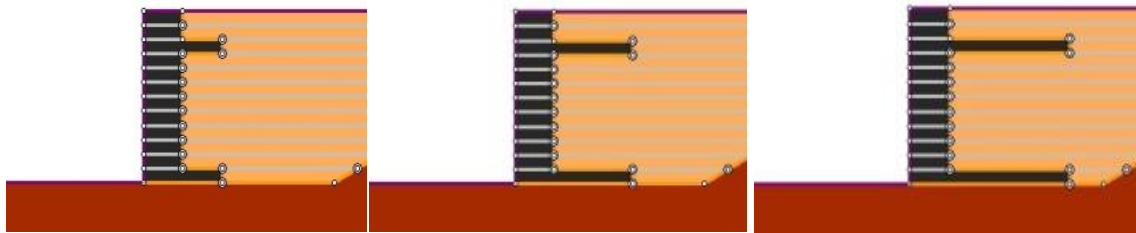


Figura 54 - Comprimentos de amarração utilizados na análise paramétrica.

No Figura 55 estão representados os deslocamentos resultantes de cada uma destas simulações.

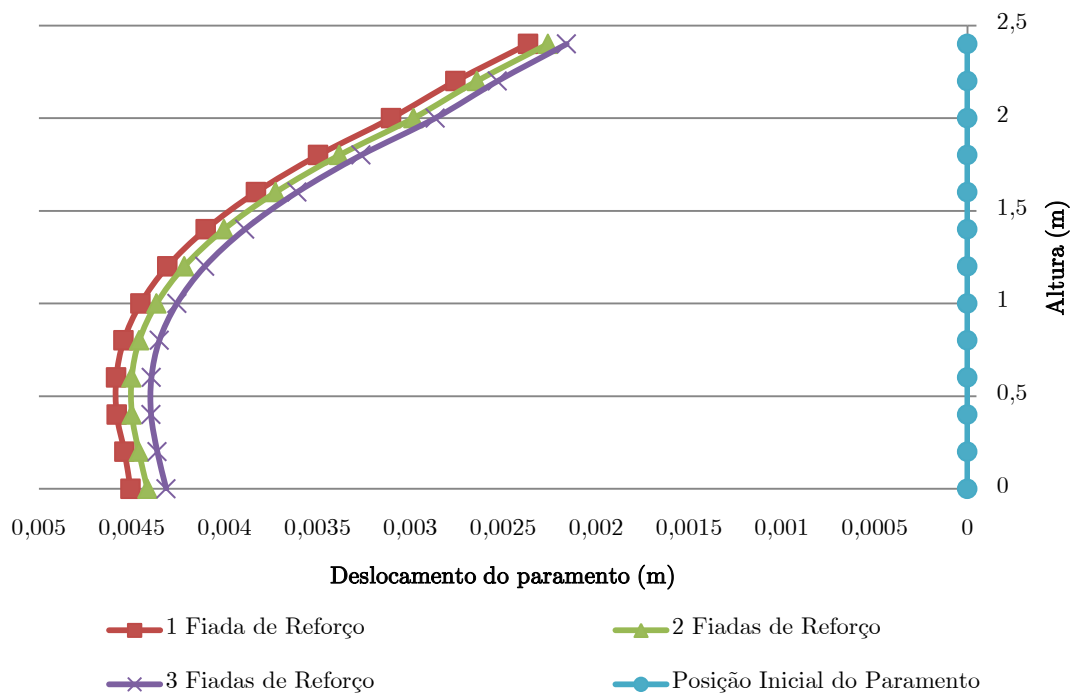


Figura 55 - Deslocamentos para diferentes valores dos comprimentos de amarração

Os resultados obtidos levam à conclusão que a estrutura não melhorará de forma significativa o seu comportamento com o aumento do comprimento do reforço.

No seu estudo, O'Shaughnessy (1990) conclui que a adição de um pneu a uma camada de reforço aumenta em cerca de 30% o seu módulo de elasticidade quando sujeito a uma força secante ao pneu. Apesar da conclusão deste autor, as forças que se materializam numa situação como a descrita não são análogas às que se materializam numa estrutura como a apresentada, não sendo assim estritamente necessário que exista uma relação tão elevada como a que é apresentada por O'Shaughnessy.

5.5. Conclusões

Na sequência deste significativo número de cálculos realizados em que se variaram os parâmetros mais determinantes caracterizadores dos diferentes componentes verificou-se que a ordem de grandeza dos deslocamentos do paramento da estrutura de suporte de terras é geralmente baixa. Este facto permite supor que a estrutura de suporte de terras tem uma significativa rigidez.

A materialização e a monitorização de um protótipo permitirão auxiliar a validação dos resultados obtidos, confirmando ou refutando os pressupostos considerados no desenvolvimento do trabalho realizado, em particular as propriedades atribuídas ao *Pneusol*, confirmando-se assim a crucial importância da componente experimental como complemento do trabalho teórico.

Da análise realizada, é possível concluir que as alterações mais significativas em termos de deslocamentos e que podem afetar o comportamento da estrutura, advêm, como seria expectável, das variações ao nível da deformabilidade, quer do material utilizado para a materialização do aterro, quer do material que compõe o terreno de fundação.

Os deslocamentos obtidos com a variação da deformabilidade do terreno de fundação apresentam uma elevada disparidade, reflexo da grande variação dos dados utilizados, comparativamente à

variação admitida na análise paramétrica da deformabilidade do solo de aterro. Esta abrangência de valores é fruto das múltiplas possibilidades de constituição de um terreno de fundação, enquanto que um solo de aterro apresentará, à partida, uma melhor qualidade, não sendo de todo invulgar a aquisição de solos com determinadas características selecionadas.

A geometria da estrutura é também um dos fatores onde a variação de deslocamentos é perceptível, nomeadamente em termos da variação dos comprimentos de amarração, ainda que os resultados obtidos para diferentes comprimentos sejam similares. Não poucas vezes, a configuração geométrica da estrutura será limitada pelo meio onde esta se insere, tornando a possibilidade de aumentar a rigidez da estrutura através da inclusão de camadas de pneus ou aumentando os comprimentos de amarração, propostas validas do ponto de vista geométrico.

6. Monitorização do protótipo

Uma vez que a estrutura foi alvo de uma modelação com o *software Phase*², há todo o interesse em perceber se o comportamento essencialmente a nível de tensões e deslocamentos, no interior e na fronteira da estrutura, são comparáveis, ou até relacionáveis, entre a ferramenta utilizada e o modelo real.

Uma estrutura de suporte de terras como a que este estudo trata está sujeita a tensões e deslocamento de nível significativo, sendo por isso igualmente importante que haja uma perceção da ordem de grandeza desses parâmetros.

A utilização do *software* fornece uma boa aproximação do que pode ser esperado aquando da construção da estrutura, quer em termos das tensões instaladas quer do ponto de vista dos efeitos que essas tensões desencadeiam. Ainda assim, sendo o *software* apenas uma ferramenta ao dispor de um utilizador, qualquer erro que esse utilizador cometa ver-se-á refletido nos resultados debitados pela ferramenta, justificando a necessidade de um controlo mais rigoroso, como o da monitorização “in situ”.

Este controlo só pode ser conseguido através da monitorização da estrutura com instrumentação adequada e devidamente posicionada nos locais onde se pretendem conhecer estas informações.

O Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do porto tem disponíveis, para a monitorização da estrutura, os seguintes equipamentos:

- Calhas inclinométricas;
- Células de pressão de corda vibrante;
- Placas de assentamento;
- Células de pressão de corda vibrante (push-in);
- Tiltmeter;
- Extensómetro de sonda magnético.

O correto posicionamento destes instrumentos permite um melhor entendimento do comportamento da estrutura, tanto em fase de execução como em fase de utilização.

Considera-se, assim, que a monitorização da estrutura é importante, não só na fase de exploração como na fase de construção. Monitorizar a estrutura aquando da sua construção pode ser importante, nomeadamente na deteção de alguma falha que possa pôr em causa o seu comportamento após a construção, e até mesmo antes terminar.

A estes fatores acresce o facto de, não sendo esta estrutura “habitual” e estar em fase de estudo, tornar importante recolher a maior quantidade de informação possível, para que se possa fazer uma análise pormenorizada dos dados obtidos.

A intenção de, após construção da estrutura, esta ser sujeita à aplicação de uma sobrecarga, justifica ainda mais a instalação da instrumentação. É também um meio auxiliar muito importante para a calibração do modelo de cálculo.

A escolha dos instrumentos baseia-se nos parâmetros cuja evolução se pretende conhecer e assume especial importância na fase de aplicação da sobrecarga.

A seleção dos equipamentos requereu um estudo do tipo de equipamentos a utilizar, dependendo dos parâmetros que se pretendem controlar, tendo havido uma preocupação em utilizar instrumentos comprovadamente eficientes na monitorização de estruturas de suporte de terras.

Sendo assim, os equipamentos listados anteriormente são da marca *Itmsoil*, tendo sido utilizados em algumas das maiores obras de Engenharia Civil realizadas até à presente data.

De seguida expõem-se os equipamentos a ser utilizados, assim como o objetivo que levou à seleção destes equipamentos.

6.1. Inclínómetro e calhas inclinométricas

Este equipamento opera dentro de calhas previamente instaladas e faz a medição do deslocamento lateral em pontos a várias profundidades, obtendo a inclinação através da relação entre os

deslocamentos obtidos nesses pontos. Na Figura 56 pode ver-se um exemplo do equipamento utilizado.



Figura 56 – Exemplo de inclinómetro. (Fonte: <http://www.itmsoil.com/>)

O método de funcionamento consiste na perfuração do local onde se pretende fazer a medição, seguido da instalação de uma calha onde posteriormente será introduzido o equipamento medidor dos deslocamentos.

Para se ter uma melhor perceção dos deslocamentos ao longo do furo devem ser feitas várias medições; assim, podem relacionar-se os deslocamentos a várias profundidades e, relacionando-os, tem-se a perceção do comportamento do muro a nível de deslocamentos e inclinações.

Na Figura 57 pode ver-se um esquema da instalação do equipamento.

O equipamento faz a medição e a conversão de um sinal mecânico para uma voltagem, através do sistema MEMS (*Microelectromechanical Systems*).

O sistema de aquisição de dados “ARGUS”, utiliza uma interface que permite uma fácil interpretação dos resultados.

A Figura 58 mostra um exemplo da apresentação dos resultados obtidos através da utilização do inclinómetro em questão.

O *software* faz a relação do deslocamento medido, no eixo X, com a profundidade a que o dispositivo se encontra, no eixo Y, obtendo-se assim uma curva do comportamento do solo.

Na Figura 18 pode ver-se um exemplo dos resultados obtidos após várias leituras.

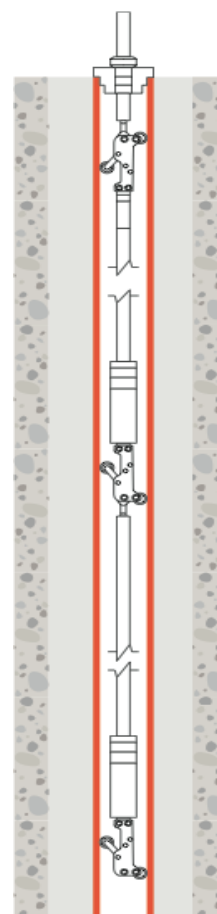


Figura 57 - Esquema de instalação do inclinómetro. (Fonte: www.itmsoil.com)

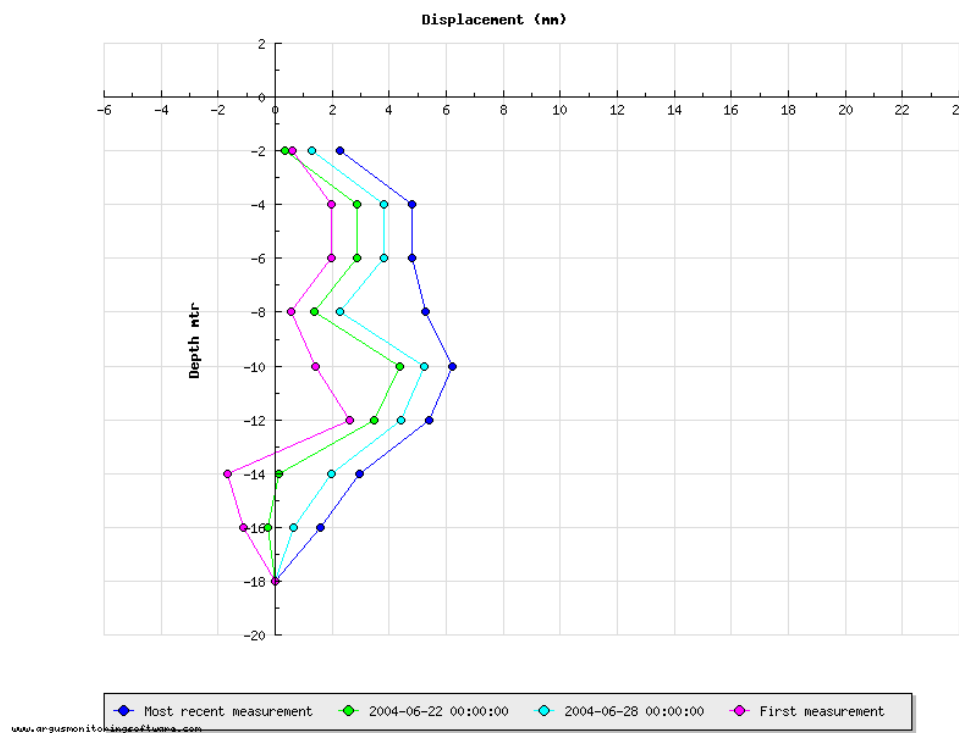


Figura 58 – Exemplo da apresentação de resultados pelo *software* ARGUS.
 (Fonte: <http://www.argusmonitoringsoftware.com/>)

Está prevista a colocação de quatro calhas inclinométricas, de forma a monitorizar os deslocamentos da estrutura, em zonas equidistantes ao centro do protótipo, a 2,20 metros e a 4,0 metros do paramento.

Para um melhor entendimento de onde os equipamentos serão instalados, vêm representados nas Figuras 59 e 60 pormenores em planta e em corte longitudinal do seu posicionamento.

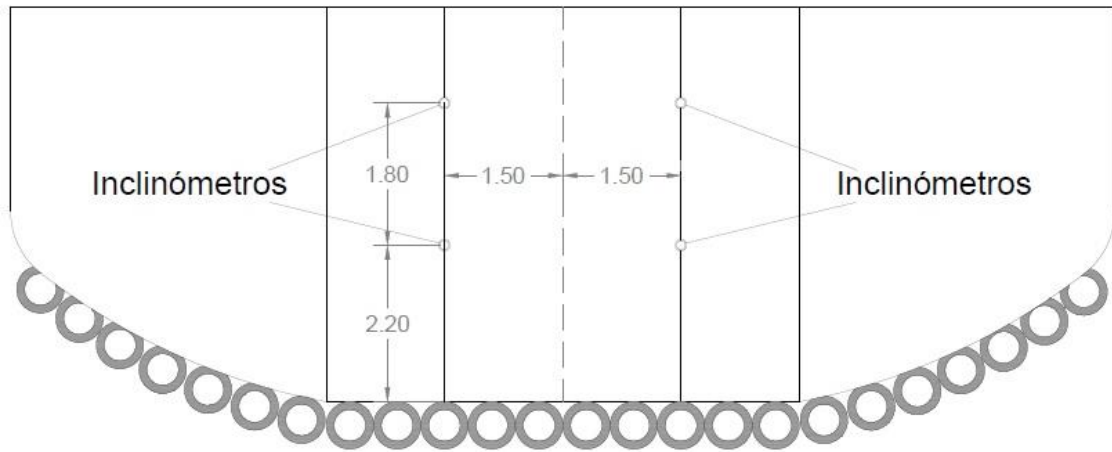


Figura 59 - Representação da posição dos inclinómetros em planta.

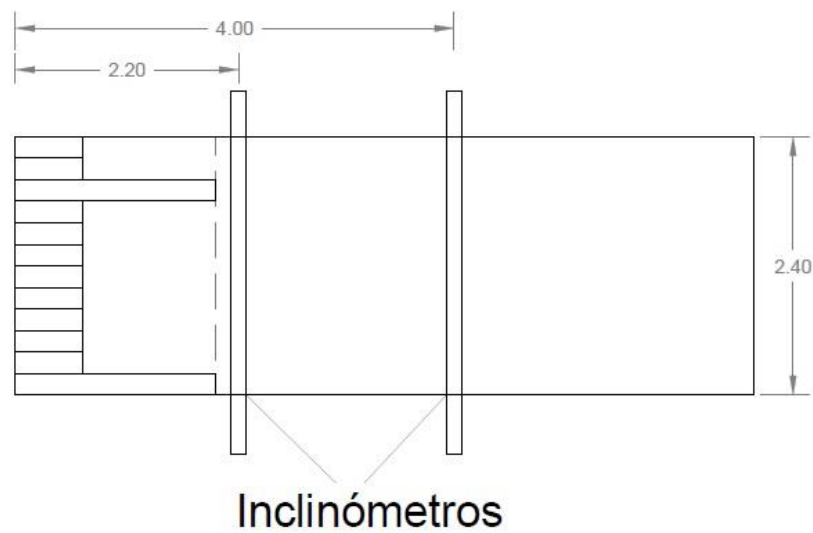


Figura 60 - Representação do posicionamento dos inclinómetros em corte.

Com posicionamento escolhido pretende fazer-se uma comparação das inclinações imediatamente atrás da zona rígida do muro e a uma distância superior.

6.2. Célula de pressão de corda vibrante

Para a monitorização das pressões totais da estrutura foi escolhida uma célula de pressão de corda vibrante (Figura 61).



Figura 61 – Célula de pressão de corda vibrante a utilizar. (Fonte: <http://www.itmsoil.com/>)

Este equipamento é composto por duas placas circulares flexíveis, formando um vazio interno preenchido com um óleo com baixo teor de ar. Um transdutor de pressão de corda de vibrante está ligado à célula por uma pequena extensão de tubagem de aço, formando um sistema hidráulico fechado.

A tecnologia de corda vibrante é composta por um fio de aço com elevado teor de carbono que é mantido em tensão entre um ponto fixo e um ponto móvel dentro do sensor.

As alterações físicas medidas pelo sensor resultam em pequenas mudanças na posição do ponto móvel, que resulta numa alteração na tensão do fio. Um impulso elétrico fornecido pelo aparelho de

leitura ao fio excita-o, registando a sua frequência, que por comparação com a frequência do fio na sua posição inicial debita a medição.

O instrumento deve ser colocado nos pontos onde se verificou maior concentração de pressões na simulação realizada através do *software Phase*², ou em qualquer ponto onde se pretenda conhecer as pressões atuantes, de forma a verificar se os valores medidos correspondem aos esperados.

A configuração física deste instrumento permite-lhe a versatilidade de poder ser instalado de maneira a fazer a medição das pressões horizontais, como as verticais, caso assim seja desejado.

A instalação deste instrumento é muito simples, devendo ser implementado na estrutura, ainda em fase de construção, acompanhando assim o seu desenvolvimento em fase de utilização.

Está prevista a instalação a meia altura de duas células de pressão, a 2.0 metros do paramento do muro, ficando localizadas imediatamente atrás da zona rígida do muro, de forma a serem conhecidas as tensões horizontais que se desenvolvem nesta zona do muro.

Para um melhor entendimento de onde os equipamentos serão instalados, vêm representados nas Figuras 62 e 63 pormenores em planta e em corte longitudinal do seu posicionamento.

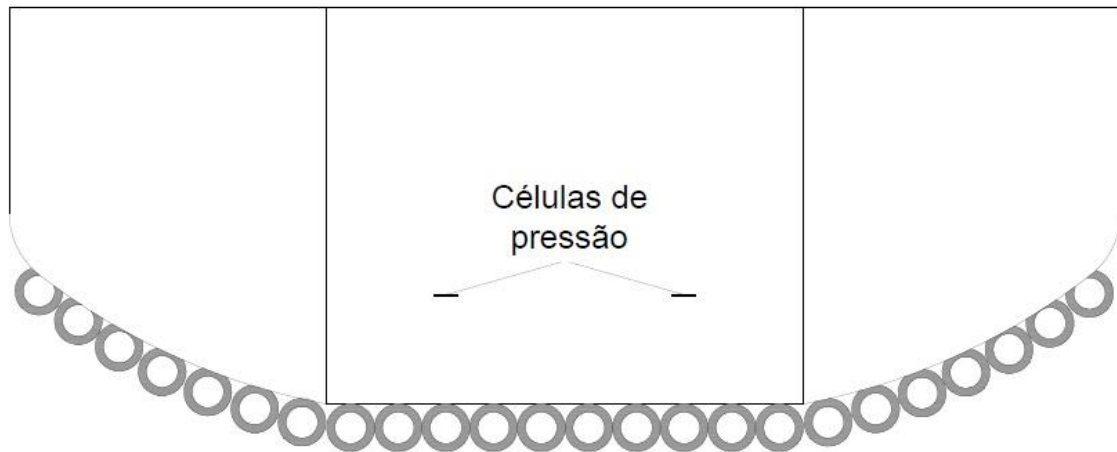


Figura 62 - Representação da posição das células de pressão, em planta.

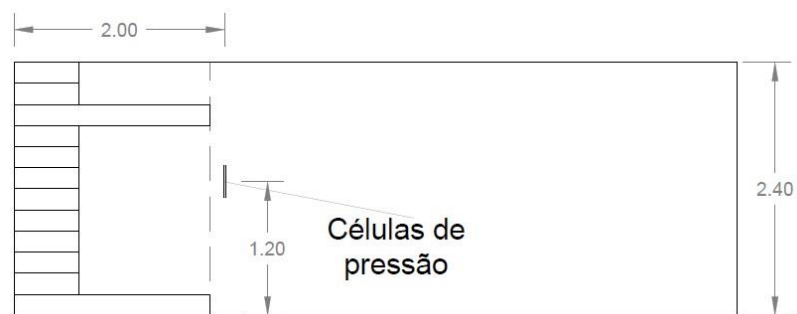


Figura 63 - Representação da posição das células de pressão, em corte.

Na Tabela 15 apresentam-se as especificações do equipamento mais pertinentes para o estudo, fornecidas pelo fabricante.

Células de pressão	
Alcance do sensor (kPa)	300
Alcance de frequências	1700 – 2800 Hz
Precisão do sensor	$\pm 0.1\%$ da escala total
Resolução	0.025% da escala total (mínimo)
Linearidade	$\pm 0.1\%$ da escala total

Tabela 15 – Especificações do equipamento.

6.3. Célula de pressão de corda vibrante (Push-In)

Este equipamento também será utilizado para medir as pressões totais, assim como as pressões efetivas atuantes no interior da estrutura. O instrumento está dotado de um piezómetro, tornando-o capaz de medir as pressões da água e, por conseguinte, a pressão efetiva instalada, facto que permite que se conheça o comportamento da estrutura com a variação do nível de água.

A sua configuração e o método de utilização permitem que seja instalado após finalizada a construção da estrutura e em qualquer ponto do seu interior.

O equipamento é constituído por duas folhas de aço soldadas na periferia, formando um vazio entre as mesmas que é preenchido

por óleo. Está ainda dotado de um disco ligado a um transdutor de corda vibrante auxiliar que faz a medição das pressões neutras.



Figura 64 - Célula de pressão de corda vibrante (Push-In) a utilizar. (Fonte: <http://www.itmsoil.com/>)

É sabido que a presença de água altera significativamente o comportamento do solo, aumentando as pressões internas a que a estrutura está sujeita, tornando-se por isso importante a sua monitorização.

O método de medição é por célula de corda vibrante que já foi explicado anteriormente.

Para a instalação do instrumento é realizado um furo até uma profundidade inferior àquela em que se pretende instalar o equipamento. O instrumento é depois descido até à base do furo, onde é cravado até à profundidade desejada e são removidos todos os acessórios utilizados para a sua instalação.

Algumas utilizações típicas deste equipamento são:

- Medição de pressões totais em furos verticais;
- Medição de pressões horizontais e verticais em furos horizontais, como em túneis ou em faces de escarpas;
- Medição das pressões atuantes num local antes de qualquer perturbação do terreno ou construção;
- Medição de pressões totais em barragens de terra;

A versatilidade deste equipamento torna útil o seu emprego neste tipo de estrutura, permitindo medir pressões, em vários pontos da estrutura, com a variação do nível freático, por exemplo, antes, durante e após a queda de precipitação.

Na Tabela 16 apresentam-se as especificações do equipamento mais pertinentes para o estudo, fornecidas pelo fabricante.

Célula de pressão (Push-In)	
Alcance do sensor (kPa)	300
Precisão do sensor	0.1% da escala total
Resolução	0.025% da escala total (mínimo)
Linearidade	0.5% da escala total

Tabela 16 - Especificações do equipamento.

Devido à sua versatilidade de aplicação este equipamento pode ser instalado em qualquer zona do protótipo, podendo até ser utilizado para fazer várias leituras em locais diferentes.

6.4. Extensómetro de sonda magnética

Este equipamento faz a medição de deslocamentos verticais do solo através de uma sonda magnética que é descida por uma calha, onde estão acoplados alvos magnéticos que á passagem da sonda fazem soar um sinal sonoro e luminoso.



Figura 65 - Extensómetro de sonda magnética a utilizar. (Fonte: <http://www.itmsoil.com/>)

A sonda está ligada a uma fita métrica que, para além de ser o meio de descida da sonda, faz também a medição da profundidade

a que a sonda se encontra aquando da passagem pelos alvos magnéticos.

A calha deve ser instalada de maneira a que fique encastrada no maciço resistente, abaixo das camadas deformáveis, garantindo a impossibilidade de movimentação; os alvos magnéticos devem ser aplicados a profundidades conhecidas; assim, caso haja algum deslocamento das camadas de solo, estando os alvos magnéticos solidarizados com o mesmo, estas alterações serão facilmente detetadas.

Na base da calha está fixo um elemento magnético utilizado como referência na obtenção dos dados. Sendo a medição executada com fita métrica, esta é suscetível que se cometam alguns erros de medição. Como a distância relativamente à base, tendo em conta que a calha

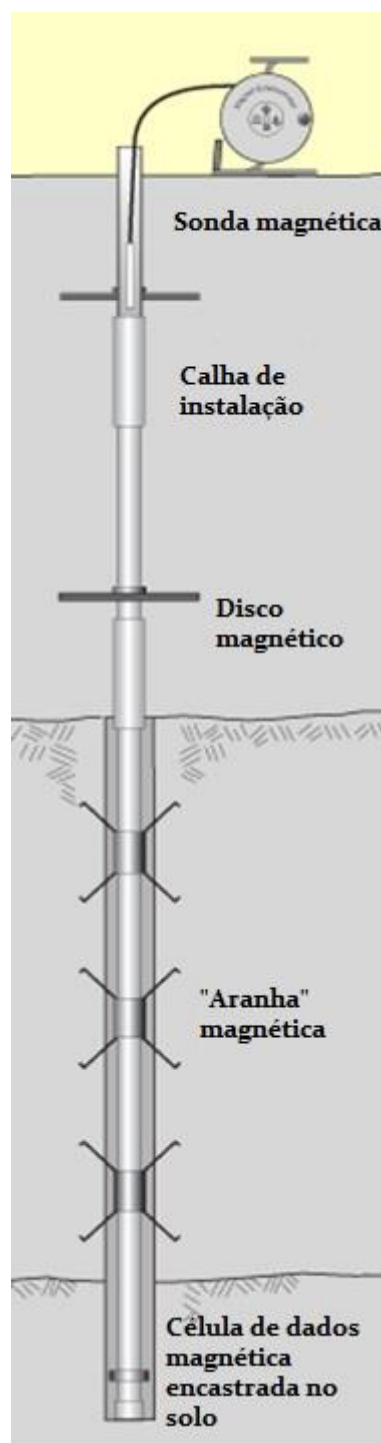


Figura 66 - Esquema de montagem do extensómetro de sonda magnética. (Fonte: <http://www.slopeindicator.com>)

está encastrada no maciço resistente, não deverá mudar, caso haja alguma alteração desse valor pode admitir-se que o solo sofreu um deslocamento ao longo do eixo vertical da calha.

Devem ser realizadas várias leituras com intervalos de tempo devidamente espaçados de forma a obter um comportamento padrão da estrutura.

Os alvos magnéticos podem vir sob a forma de discos magnéticos ou “aranhas” magnéticas. Estes instrumentos têm um orifício para serem introduzidos na calha que serve como guia à descida da sonda magnética até à profundidade que se deseja que sejam colocados.

Na Tabela 17 apresentam-se as especificações do equipamento mais pertinentes para o estudo, fornecidas pelo fabricante.

Extensómetro de sonda magnética	
Alcance	30m, 50m, 100m, 150m, 200m
Graduação	mm/cm/m
Resolução	$\pm 1\text{mm}$
Repetibilidade	$\pm 2\text{mm}$

Tabela 17 - Especificações do equipamento.

6.5. Inclínómetro portátil

O equipamento em questão, apesar de ser um inclínómetro tal como o equipamento apresentado no item 6.1 não utiliza o mesmo método para a medição das inclinações. Este equipamento faz a medição de inclinações numa superfície, quer esta seja horizontal ou vertical, por oposição ao equipamento apresentado anteriormente que faz a medição de inclinações no interior da estrutura.

Para a utilização deste equipamento é necessário acoplar uma placa à superfície, onde se pretende fazer as medições, sendo necessária a instalação de tantas placas quantos os pontos alvo de medição, visto que é provável que se pretendam fazer várias leituras no mesmo ponto, de forma que se obtenha um historial do comportamento da estrutura.



Figura 67 - Inclínómetro portátil. (Fonte: <http://www.itmsoil.com/>)

A obtenção dos dados é feita através de acelerómetros MEMS, que fazem a medição da diferença angular entre a posição do aparelho e os referenciais vertical e horizontal. Estes dados são transmitidos para um PDA portátil, sempre que é feita uma leitura.

A utilização deste equipamento, aplicado no paramento do muro, pode oferecer informações importantes sobre o seu comportamento, principalmente aquando da fase de aplicação da sobrecarga.

Na Figura 68 pode ver-se como é feita a instalação do equipamento, neste caso no paramento de um muro de alvenaria. Como se vê na imagem, é necessário a fixação de uma placa de metal, onde posteriormente será acoplado o equipamento de medição.



Figura 68 - Utilização de inclinómetro portátil. (Fonte: <http://www.itmsoil.com/>)

Na Tabela 18 apresentam-se as especificações do equipamento mais pertinentes para o estudo, fornecidas pelo fabricante.

Inclinómetro portátil	
Alcance	$\pm 10^\circ$
Precisão	$\pm 0.004^\circ$
Resolução	0.001°
Repetibilidade	$\pm 0.0012^\circ$

Tabela 18 - Especificações do equipamento.

Este equipamento deverá ser instalado no centro do paramento do muro, a meia altura, como se pode ver representado na Figura 69.



Figura 69 – Representação em corte da posição do inclinómetro portátil.

6.6. Placa de assentamento

A medição de assentamentos com este equipamento é muito simples, basta para isso que se posicionem as placas no local onde se pretende adquirir esta informação, aquando da construção da estrutura.



Figura 70 - Placas de assentamento. (Fonte: <http://www.portcoast.com.vn/>)

As medições podem ser obtidas no local com recurso a barras de medição ou através de alvos topográficos que se instalam na extremidade da barra, cujas coordenadas são obtidas por meios

topográficos por comparação de leituras, medindo os possíveis assentamentos verificados.

Apesar de se basear em conceitos simples, este equipamento pode verificar-se muito importante na deteção de assentamentos que não são visíveis a olho nu, tornando possível a monitorização do comportamento de determinadas camadas de solo.

A Figura 71 exemplifica a instalação deste tipo de equipamentos no local onde se pretende fazer a medição dos assentamentos.



Figura 71 – Exemplo de placas de assentamento instaladas em obra. (Fonte: <http://www.flickr.com/>)

Nas Figuras 72 e 73 pode ver-se a localização pretendida para a colocação das placas de assentamento.

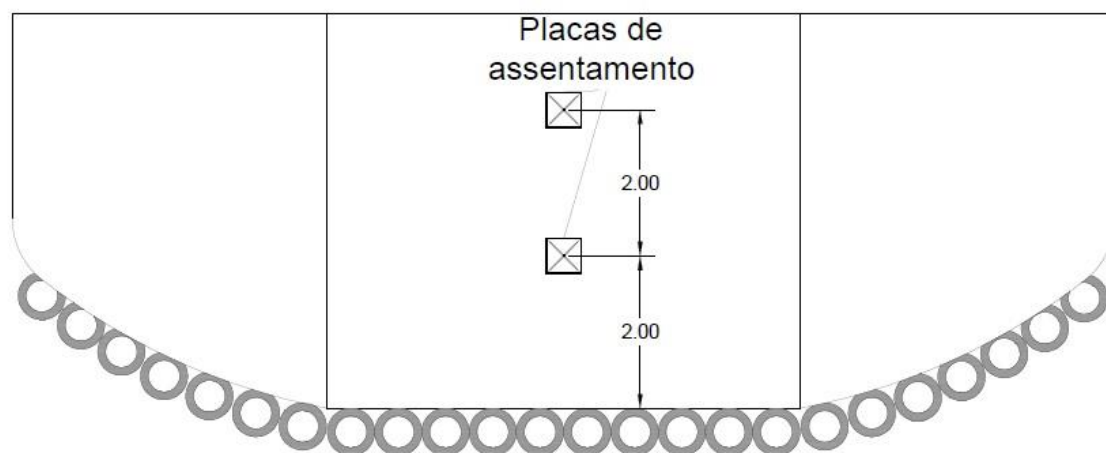


Figura 72 - Representação da posição das placas de assentamento, em planta.

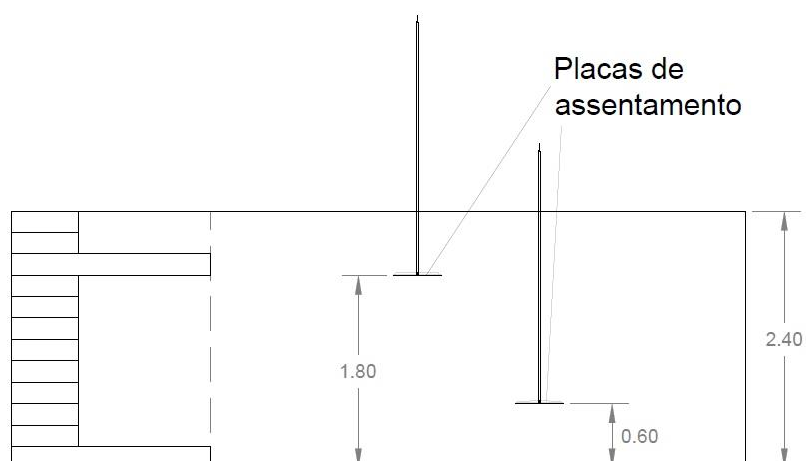


Figura 73 - Representação da posição das placas de assentamento, em corte.

Na Tabela 19 pode ver-se o resumo dos equipamentos utilizados, fase de instalação, grandezas medidas, unidades de medição, assim como a periodicidade a que as leituras deverão ser realizadas.

Plano de monitorização				
	Fase de Instalação	Grandezas medidas	Unidades	Periodicidade das leituras
Inclinómetro (In-Place Inclinometer)	1 ^a	Inclinações	mm	
Célula de Pressão	13 ^a	Tensões totais	MPa	
Célula de Pressão (Push-In)	Após a Construção	Tensões totais e efetivas	MPa	Em construção: Diária
Extensómetro de Sonda Magnética	Após a Construção	Extensões	mm	Em utilização: Dias alternados durante 15 dias e semanalmente durante os 3 meses seguintes.
Inclinómetro Portátil	Após a Construção	Inclinações	° (Grau)	
Placa de Assentamento	5 ^a e 17 ^a	Assentamentos	mm	

Tabela 19 - Resumo dos equipamentos a utilizar.

Nas Figuras 74 e 75 pode ver-se a constituição do modelo com todos os instrumentos a instalar.

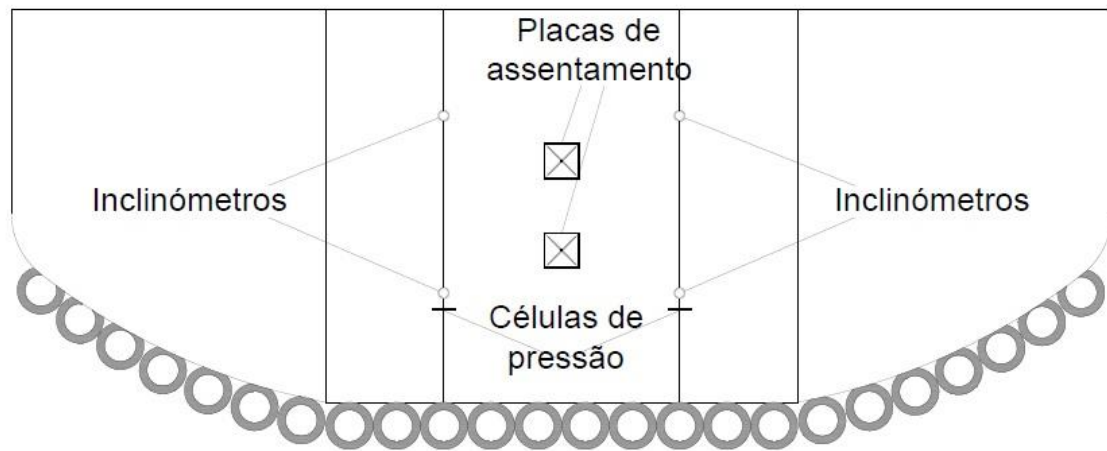


Figura 74 - Representação da posição dos equipamentos em planta.

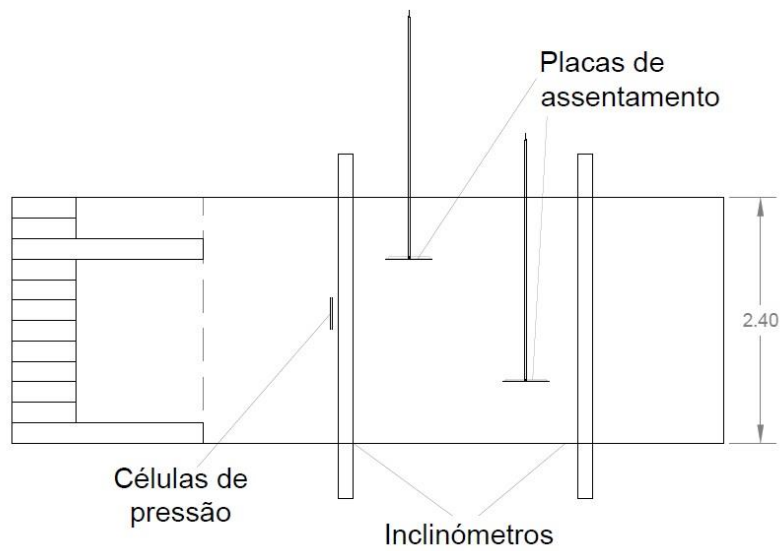


Figura 75 - Representação da posição dos equipamentos em corte.

7. Conclusões

A utilização de pneus em fim de vida em estruturas de suporte de terras é já uma tecnologia com provas dadas na área da construção estando presente em diversas estruturas espalhadas pelo mundo. Em Portugal, no entanto, não são conhecidas aplicações desta tecnologia construtiva com dimensões assinaláveis.

No entanto, as soluções adotadas tendem a satisfazer um certo tipo de solução, normalmente, favorecendo as estruturas do tipo gravidade.

Este estudo vem validar uma alternativa ao nível das soluções geométricas a adotar neste tipo de estruturas, alargando assim as possibilidades de utilização, flexibilizando os tempos de construção e o custo económico das obras.

A utilização de programas de cálculo automático, apesar de apresentar uma vantagem crucial neste tipo de estudos, deve ser acompanhada da construção de um modelo físico que valide os resultados numéricos obtidos, de maneira a registar o paralelismo entre a modelação numérica e o modelo físico construído.

Não se verificou possível, de um ponto de vista logístico, realizar a construção do protótipo à escala real. Tendo este objetivo ficado por cumprir, espera-se a possibilidade de retomar o estudo quando se verificar oportuno.

As modelações numéricas realizadas com os programas *Slide*, *Phase2* e RS3, da *Rocscience*, permitiram, no entanto, caracterizar o comportamento adequado desta tipologia de estrutura de suporte.

A construção de um modelo à escala real viria validar os pressupostos admitidos durante a realização do estudo, que juntamente com os dados recolhidos da monitorização da estrutura garantiriam a eficácia deste tipo de estruturas.

A realização da análise tridimensional foi importante como validação do estado plano de deformação considerado na análise bidimensional, tendo-se verificado a razoável semelhança dos resultados das duas análises, quer em termos de deslocamentos, quer em termos de tensões ou de desenvolvimento das zonas em cedência.

A caracterização dos materiais utilizados na estrutura (pneus, solo, ligação entre pneus, conjunto solo-pneus, interface entre pneus e solo) é de importância fundamental para garantir a fiabilidade dos resultados da modelação numérica. Da análise paramétrica desenvolvida identificou-se a deformabilidade, quer do material utilizado para a materialização do aterro, quer do material que compõe o terreno de fundação, como a característica mais influente no comportamento da estrutura, sobretudo em termos de deslocamentos.

8. Desenvolvimentos futuros

Juntamente com a construção do protótipo dever-se-á realizar uma campanha de definição dos parâmetros caracterizadores dos constituintes do modelo.

Todos os materiais utilizados deverão ser caracterizados, nomeadamente os pneus, que dependendo das dimensões e qualidade de fabrico poderão apresentar gamas de resistências muito díspares.

A caracterização dos pneus afigura-se de especial dificuldade devido aos equipamentos necessários para desempenhar os ensaios; no entanto, é crucial uma correta caracterização deste elemento.

Também os elementos que fazem a ligação entre pneus deverão ser caracterizados, fazendo variar o material de que são compostos, assim como as possibilidades de amarração.

A interface entre os pneus e o solo deverá ser também caracterizada experimentalmente.

A resistência ao fogo do conjunto pneu e solo compactado, deve ser avaliada não tendo sido encontrados estudos que abordem esta temática, que se reveste de especial importância.

Bibliografia

Andrade H.S., 2007. Pneus Inservíveis: Alternativas Possíveis de Reutilização. Universidade Federal de Santa Catarina Centro Socioeconómico. 101 pp. (Monografia).

Baroni M. & Specht L.P., 2006. Construção de um Muro Experimental de Pneus. In: XXI Congresso de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia, VI Feira de Protótipos.

Basel Convention on the Control of Transboundary Movements of Hazardous Wastes and their Disposal, 1999. Technical Guidelines on Hazardous Wastes: Identification and Management of used tyres. 40 pp.

Belabdelouahab F. & Trouzine H., Le pneusol en Algérie: recherche, réalisations d'ouvrages et protection de l'environnement.

Campos P.S., 2006. Aproveitamento Industrial da Borracha Reciclada de Pneus Usados (a reciclagem do resíduo 160103 da L.E.R). Universidade do Minho. 141 pp. (Dissertação de Mestrado).

Continental, 2008. Tyre basics - passenger car tyres. In: <http://www.continental-tyres.com/>

ETRMA- European Tyre & Rubber Manufacturers Association, 2011. European Tyre & Rubber Industry: Statistics In: <http://www.etra-eu.org/>

ETRMA- European Tyre & Rubber Manufacturers Association, 2011. End of Life Tyres: A Valuable resource With Growing Potential In: <http://www.etrma.org/>

Félix C.M., 1991. Comportamento dos Muros de Terra Armada. Universidade do Porto. 157 pp. (Dissertação de Mestrado).

Engstrom G. L. & Lamb R., 1994. Using Shredded Waste Tires as a Lightweight Fill Material for Road Subgrades. Minnesota Department of Transportation.

Fernandes, M. M., 2011. Mecânica dos Solos Introdução à Engenharia Geotécnica. 1a Edição. FEUP edições, Porto. 592 pp.

Fernandes, M. M., 1990. Estruturas de Suporte de Terras. Apontamentos de Estruturas de Suporte de Terras do Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade de Engenharia do Porto , 354 pp.

Fioriti C.F. & Akasaki J.R., 2004. Fabricação de Blocos Estruturais de Concreto com Resíduos de Borracha de Pneus. *Holos Environment*, 4 (2), pp.145-156

Freires F.G., 2007. A Influência dos Componentes Físicos e da Cooperação entre os Actores Sobre o Desempenho de Sistemas

Logísticos Inversos: o Caso dos Pneus-Resíduo. Universidade do Porto. 219 pp. (Dissertação de Doutoramento).

Freires F.G. & Guedes A.P., 2006. A gestão do sistema logístico inverso para pneus- resíduo e sua relação com a eficácia e eficiência. XXVI ENEGEP, Fortaleza, pp. 1-8.

Goodyear, 2010. Vida longa sem segredos - Cuidados simples no dia a dia prolongam de forma significativa a vida útil de forma significativa a vida útil dos pneus do seu veículo. Boletim de orientação Técnica Goodyear, 1, pp. 1-27

Gomes C.S., 2010. Combinação de Soluções Analíticas na Análise da Estabilidade de Taludes Rochosos reforçados. Universidade do Porto. 160 pp. (Dissertação de Mestrado).

Hausmann M., 1990. Slope Remediation - Stability and Performance of Slope and Embankments-

II. Geotechnical Special Publication , 2, pp. 1274-1317.

Hossain S. & Jayawickrama P.W., 2000. Use of whole tires and fly ash in earth retaining structures. Center for multicisiplinary research in transportation texas tech university, 1- 75.

Huat B.B., Aziz A.A. & Chuan L.W., 2008. Application of Scrap Tires as Earth Reinforcement for Repair of Tropical Residual Soil Slope. Eadge , 13, pp. 1-9.

Humphrey D. N. & Swett M., 2006. Literature review of the water quality effects of tire derived aggregate and rubber modified asphalt pavement. University of Maine.

Lagarinhos C.A. & Tenório J.A., 2009. Reciclagem de Pneus: discussão do impacto da política Brasileira. *Engevista* , 11 (1), pp.32-49.

Leitão T. E., Ferreira J. P. L., Smets S., Diamantino C., 2000. A poluição ambiental causada por estradas. O projecto POLMIT. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Long N. T., 1993. Le Pneusol : Recherches - Réalisations - Perspectives. Institut National des Sciences Appliquées. 42 pp. (Tese de Doutoramento).

Long N.T., Ursat P. & Esbelin G., 1993. Pneusol at the Bussalgn Pass. Proceedings: Third International Conference on case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri.

Liu H.S., Mead J.L. & Stacer R.G., 1998. Environmental Impacts of Recycled Rubber in Light Fill Applications: Summary & Evaluation os Existing Literature. Chelsea Center for Recycling and Economic Development Plastics Conversion Project.

Medeiros L.V., Garga V.K., Gerscovich D.M., Sayão A.S. & Andrade M.H., 1999. Analysis of the Instrumentation of a Reinforced Scrap Tire Retaining Wall. *Revista de Ciências & tecnologia*.

Medeiros L.V., Gerscovich D.M., Sieira A.C. & Sayão A.S., 2004. Scrap Tire: A Civil Engineering Material. International Journal of Engineering , pp. 1-24.

Medeiros L.V., Sayão A.S., Gerscovich D.M. & Sieira A.C., 2000. Reuso de Pneus em Geotecnia. Seminário Nacional sobre Reuso/Reciclagem de Resíduos Sólidos Industriais, São Paulo, pp. 1-19.

Nunes P.S., 2010. Dimensionamento de Estruturas de Suporte Flexíveis Monoapoiadas Revisitando os Métodos Clássicos com o Método dos Elementos Finitos. Universidade do Porto , 158 pp. (Dissertação de Mestrado).

O'Shaughnessy V, 1997. Reinforcement of earth structures using scrap tires. University of Ottawa.

Penido H.A., 2006. Modelagem computacional de túneis: o caso dos túneis da monha de Fábrica Nova. Universidade Federal de Ouro Preto. 165 pp. (Dissertação de Mestrado).

Philippi Jr, A. 1979. Sistema de resíduos sólidos: coleta e transporte no meio urbano.

Dissertação (Mestrado) Departamento de Saúde Ambiental da Faculdade de Saúde Pública da USP, São Paulo, 1979.

Pires D.F., 2009. Taludes Rochosos Reforçados - Comparação de Modelos Numéricos com Soluções Analíticas Explícitas. Universidade do Porto , 110 pp. (Dissertação de Mestrado).

Reschner K., 2008. A Summary of Prevalent Disposal and Recycling Methods. Scrap Tire Recycling , pp. 1-16.

Ribeiro C.M., 2005, Gerenciamento de pneus inservíveis: coleta e destinação final. Centro Universitário SENAC. 81 pp. (Dissertação de Mestrado)

Rubber Manufacturers Association., Annual Report 2010- 2011.
In: <http://www.etrama.org/>

Sayão A.S., Medeiros L.V., Sieira A.C. & Gerscovich D.M., 2002. Retaining Walls Built Scrap Tyres. Geotechnical Engineering ,49 (4), pp. 1-3.

Sayão A. & Nunes A.L, 2011. Pneus Usados em Engenharia Civil. In: 2o Seminário Estabilização de Taludes em solo e rochas: experiência Brasileira casos de obra Portugueses/ Universidade do Porto.

Sieira A.C., Medeiros L.V., Sayão A.S. & Gerscovich D.M., 2001. Comportamento de um Muro de Pneus para Estabilização de Encostas. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia , 91, pp. 39-55.

Silva D.F., 2006. Contenção de Taludes com Pneus: Uma alternativa Ecológica e de baixo Custo. Universidade Anhembi Morumbi, 93 pp. (Monografia).

Silva R.R., 2008. Desenvolvimento de Ferramentas de Cálculo para Dimensionamento de Muros de Suporte de Terras. Universidade do Porto , 108 pp. (Dissertação de Mestrado).

Sousa N.A., 2008. Desenvolvimento de Ferramentas de Projeto de Estruturas de Suporte Flexíveis. Universidade do Porto , 151 pp. (Dissertação de Mestrado).

Souza A.N., 2002. Muro de Contenção Utilizando Pneus: Análise e Alguns Comparativos de Custo. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 110 pp. (Dissertação de Mestrado).

Silva D.F., 2006. Contenção de taludes com pneus: uma alternativa ecológica e de baixo custo. Universidade Anhembi Morumbi

Segre N.C., 1999. Reutilização de borracha de pneus usados com adição em pasta de cimento. Universidade Estadual de Campinas. 86 pp. (Tese de doutoramento)

Teixeira J.F.P., 2012. Estruturas de suporte de terras executadas com pneus. Instituto Superior de Engenharia do Porto (Dissertação de Mestrado).

Valorpneu, 2012. Relatório Anual e Contas. In: <http://www.valorpneu.pt/>

Vinevala Q.J., 2011. Programa de Cálculo de Muros de Suporte de Terras em Betão Armado. Universidade de Aveiro. 85 pp. (Dissertação de Mestrado).

Zimmerman A., 2011. Testing and Analysis of Modified Rammed Earth Tire Walls. Swarthmore College, E90 roject , pp. 1-57.

Decreto-lei 43/2004 de 2 de Março, 2004. Diário da República - I Série - A N.º52, 1108 pp.

Decreto-lei 73/2011 de 17 de Junho, 2011. Diário da República - 1ª Série-No 116, 3251 pp.

Decreto-lei 111/2001 de 6 de Abril, 2001. Diário da República - I Série - A, No 82, 2046 pp.

Decreto-lei 178/2006 de 5 de Setembro, 2006. Diário da República - 1ª Série-No 171, 6526 pp.

Diretiva do Conselho 75/442/CEE de 15 de Julho de 1975.

Diretiva do Conselho 91/158/CEE de 18 de Março de 1991.

Diretiva do Conselho 1999/31/CEE de 26 de Abril de 1999.

NP EN 1997-1, 2010. Eurocódigo 7:Projecto Geotécnico- Parte 1: Regras Gerais. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa, 179 pp.