

Muros de solo reforçado com geogrelhas **Estudo de caso de desenvolvimento de encosta**

Nelson António de Carvalho Martins

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(2^o ciclo de estudos)

Orientadora: Prof.^a Doutora Isabel Maria da Conceição Fonseca Gonçalves Falorca

Outubro de 2025

Declaração de Integridade

Eu, Nelson António de Carvalho Martins, que abaixo assino, estudante com o número de inscrição M13899 do 2º ciclo de estudos conducente ao grau de Mestre em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia, declaro ter desenvolvido o presente trabalho e elaborado o presente texto em total consonância com o **Código de Integridade da Universidade da Beira Interior**.

Mais concretamente afirmo não ter incorrido em qualquer das variedades de Fraude Académica, e que aqui declaro conhecer, que em particular atendi à exigida referenciação de frases, extratos, imagens e outras formas de trabalho intelectual, e assumindo assim na íntegra as responsabilidades da autoria.

Universidade da Beira Interior, Covilhã 13 /10 /2025

(assinatura)

Dedicatória

À minha família,

A vós, que fostes a base sólida sobre a qual construí cada etapa deste percurso, dedico estas páginas com profunda gratidão.

A vossa presença constante, ainda que muitas vezes silenciosa, foi farol nos momentos de incerteza e abrigo nas fases de maior desafio. Nos gestos simples encontrei força; nas palavras de incentivo, alento; e no vosso amor incondicional, a motivação para seguir em frente quando o caminho se tornava mais exigente.

Cada conquista aqui representada é também vossa. É reflexo da educação que me transmitistes, dos valores que me ensinastes e do apoio que sempre me concedestes, mesmo quando as circunstâncias pediam sacrifício e compreensão.

Que esta dissertação seja não apenas o culminar de um ciclo académico, mas também uma homenagem ao papel insubstituível que desempenharam na minha vida.

Com profundo respeito, carinho e admiração, dedico-vos este trabalho..

Agradecimentos

A apresentação deste trabalho representa o fim de uma etapa da minha formação académica, mas não o fim do capítulo. Assim sendo não posso deixar de destacar todos aqueles que foram de uma forma ou de outra, me apoiaram e acompanharam ao longo deste percurso.

À minha orientadora, Prof.^a Doutora Isabel Maria da Conceição Fonseca Gonçalves Falorca, por toda a disponibilidade despendida, pelos conhecimentos transmitidos, toda a motivação, que possibilitaram a realização deste trabalho.

Ao corpo docente do curso de engenharia civil, Prof. João Saraiva Pires da Fonseca, Prof. Luis Filipe Almeida Bernarndo, Prof. Luis Andrade Pais, Prof. João Castro Gomes, Prof.^a Dina Gabriela Robalo Barata, Prof. Jorge Miguel de Almeida Andrade, Prof.^a Ana Rita Batisti Lyrio, Prof.^a Marisa Dinis de Almeida, Prof. Miguel Costa Santos Nepomuceno, Prof. João Gonçalves Lanzinha, Prof. Luis Gomes.

À Casais Gibraltar/Espanha, na pessoa do Eng.^o Helder Silva, pelo apoio e investimento na minha formação pessoal, á Eng.^a Filipa Malafaya, ao Eng.^o Nuno Almeida.

À empresa Obrávia Vazquez, na pessoa do seu gestor o Sr. José Vázquez, Estepona, Malaga, Espanha.

Aos meus amigos que acompanharam de perto este percurso e que me deram força para continuar, no meio de inseguranças, de muitas horas de dedicação e bons momentos.

Por último, ao pilar mais importante da minha vida que nunca me deixou questionar ou desistir e que acredita inteiramente em mim: a minha família, em especial à minha esposa e filhas por todos os sacrifícios feitos ao longo destes anos.

A todos, o meu sincero obrigado..

Resumo

A crescente necessidade de aproveitar terrenos com topografia acentuada e adotar soluções construtivas mais sustentáveis tem impulsionado o uso de estruturas de solo reforçado com geogrelhas, que se destacam pela sua versatilidade, durabilidade, desempenho mecânico, eficiência económica, rapidez construtiva e integração paisagística. Contudo, este tipo de solução ainda enfrenta desafios significativos no contexto normativo europeu, o que tem conduzido a uma heterogeneidade de abordagens de dimensionamento, uma vez que os projetos continuam a ser desenvolvidos com base em recomendações e normas nacionais distintas, como a BS 8006-1 (Reino Unido), a NF P 94-220 (França), a EBGEO (Alemanha) ou a CUR 198 (Países Baixos). Tal diversidade normativa reflete-se em discrepâncias nos critérios de verificação e nos parâmetros de cálculo, o que dificulta a uniformização técnica e a comunicação entre projetistas, gestores de obra e fiscalização. A presente dissertação tem como objetivo analisar de forma integrada os principais fatores técnicos, normativos e de gestão envolvidos no projeto e execução de taludes de solo reforçado, de modo a contribuir para a otimização do dimensionamento, a melhoria da comunicação entre projetistas e gestores de obra e o aperfeiçoamento de práticas construtivas sustentáveis.

A metodologia adotada combina uma revisão bibliográfica e normativa com a análise de um estudo de caso, referente a um muro de solo reforçado integrado num projeto de desenvolvimento de encosta, permitindo relacionar as considerações teóricas com a prática de projeto e construção, enquadrado no contexto normativo europeu atual, nomeadamente da EN 14475:2006 e da segunda geração do Eurocódigo 7 (prEN 1997-3), que introduz regras específicas para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado. Os resultados evidenciam que a harmonização de critérios de dimensionamento é determinante para assegurar a segurança e a eficiência das estruturas de solo reforçado. O estudo de caso demonstrou que ajustes pontuais em parâmetros de projeto e na seleção de materiais podem originar ganhos significativos em termos técnicos e económicos, sem comprometer a estabilidade global da estrutura. Foram ainda discutidas oportunidades para a integração de considerações ambientais e de sustentabilidade, que poderão ser aprofundadas em trabalhos futuros. O trabalho identifica ainda oportunidades futuras de investigação, nomeadamente no aprofundamento experimental da interface solo-geossintético e na modelação numérica avançada.

Palavras-chave

Muros de solo reforçado; Geossintéticos; Estudo de caso; Projeto; Gestão da construção; Dimensionamento geotécnico; Estabilidade; Interação solo–geossintético.

Abstract

The growing need to make use of steeply sloping land, combined with the demand for more sustainable and efficient construction solutions, has significantly driven the use of soil-reinforced structures with geogrids. Compared to traditional reinforced concrete solutions, this type of structure offers a wide range of advantages, including versatility, durability, favourable mechanical performance, cost efficiency, rapid construction, and strong landscape integration. These characteristics make reinforced soil walls particularly suitable for infrastructure works, slope stabilisation, and urban development on complex terrain. However, despite their recognised benefits, the widespread application of these structures within the European context still faces significant regulatory challenges. The absence, until recently, of a fully harmonised European framework has led to a heterogeneous set of design approaches across different countries, resulting in the use of distinct national recommendations and standards such as BS 8006-1 (United Kingdom), NF P 94-220 (France), EBGEO (Germany), or CUR 198 (Netherlands). This regulatory diversity results in discrepancies in verification criteria, calculation methods, and adopted parameters, which hinder technical standardisation and effective communication between designers, site managers, and supervisory entities. Against this background, the present dissertation aims to provide an integrated analysis of the main technical, regulatory, and management factors involved in the design and construction of geogrid-reinforced soil walls. The goal is to contribute to the optimisation of design processes, improve communication between stakeholders, and promote more sustainable construction practices.

The adopted methodology combines a comprehensive bibliographic and regulatory review with a detailed analysis of a real case study involving a reinforced soil wall integrated into a slope development project. This approach establishes a direct link between theoretical considerations and current design and construction practices, framed within the current European regulatory context. Particular emphasis is placed on EN 14475:2006 and on the second generation of Eurocode 7 (prEN 1997-3), which introduces specific rules for the design of reinforced soil structures. The results obtained show that the harmonisation of design criteria is a decisive factor for ensuring the safety, reliability, and economic efficiency of these structures. The case study demonstrated that careful adjustments to design parameters, as well as the selection of reinforcement and fill materials, can lead to significant improvements in technical and economic performance without compromising the overall stability of the structure. Moreover, opportunities were identified to integrate environmental and sustainability considerations, particularly through the use of recycled materials and landscape impact minimisation, which may form the basis for future research. Finally, the dissertation identifies promising avenues for further investigation,

including experimental studies of the soil–geosynthetic interface, the long-term performance of reinforced soil structures, and the application of advanced numerical modelling techniques. These developments will enhance the understanding of resistance mechanisms and enable further optimisation of design criteria.

Keywords

Reinforced soil retaining walls; Geosynthetics; Case study; Design; Construction management; Geotechnical design; Stability; Soil–geosynthetic interaction.

Índice

1.	Introdução	1
1.1.	Enquadramento do tema.....	2
1.1.1.	Geogrelhas e a Função de reforço.....	3
1.1.2.	Muros de solo reforçado com geogrelhas	4
1.2.	Objetivos da dissertação	5
1.3.	Estrutura da dissertação.....	6
2.	Estado da arte em taludes de solo reforçado.....	8
2.1.	Conceitos de estabilidade de taludes de solo reforçado	8
2.1.1.	Estabilidade de taludes e fatores condicionantes.....	14
2.1.2.	Caracterização geotécnica dos solos.....	18
2.2.	Os Geossintéticos como Solução de Reforço	23
2.2.1.	Tipos de geossintéticos e suas aplicações.....	26
2.2.2.	Propriedades específicas das geogrelhas.....	29
2.2.3.	Interação solo-geogrelha	31
2.3.	Normas e Boas Práticas na Conceção de Taludes Reforçados	34
2.3.1.	Critérios de Estabilidade	36
2.3.2.	Requisitos Técnicos e Ambientais	38
2.4.	Síntese do Capítulo	40
2.5.	Metodologia para a revisão da literatura	42
3.	Dimensionamento de muros de solo reforçado	44
3.1.	Estudo de Três Falhas em Taludes Altos Reforçados com Geogrelhas.....	44
3.1.1.	Desenho e Construção do Talude Reforçado.....	45
3.1.2.	Descrição das 3 falhas	46
3.2.	Análises de Estabilidade de Aterros Reforçados com Geossintéticos.....	49
3.2.1.	Desempenho e Vantagens das Soluções de Reforço.....	50
3.2.2.	Lacunas e Potencialidades de Investigação Futura.....	52
3.3.	Muros e Taludes de Solo Reforçado com Geossintéticos. Comportamento Sísmico e Metodologias de Dimensionamento.....	54
3.3.1.	Lacunas Identificadas.....	55
4.	Estudo de caso em encosta	57
4.1.	Enquadramento do projeto	57
4.2.	Descrição do muro verde.....	59
4.3.	Avaliação do projeto do muro	63
4.3.1.	Situações de projeto e ações consideradas.....	63
4.3.2.	Verificação ao derrube.....	64

4.3.3.	Verificação ao deslizamento pela base	65
4.3.4.	Verificação da capacidade de carga.....	66
4.3.5.	Verificação ao Sismo	68
4.4.	Verificação da Estabilidade Interna.....	71
4.4.1.	Dados extraídos dos Capítulos anteriores.....	71
4.4.2.	Geometria efetiva	74
4.4.3.	Esforço de tração solicitante em cada camada,.....	74
4.4.4.	Verificação à rutura do reforço	75
4.4.5.	Verificação ao arrancamento (pull-out).....	76
4.4.6.	Caso $\theta = 40^\circ$	77
4.4.7.	Caso $\theta = 45^\circ + \phi/2$	78
4.4.8.	Ligação ao paramento (Rd,con).....	79
5.	Conclusão	83
5.1.	Conclusões gerais da dissertação	83
5.2.	Desenvolvimentos futuros	86

Lista de Figuras

Figura 1.1-Classificação dos geossintéticos (Lopes et al., 2020).....	3
Figura 1.2-Efeito do confinamento devido ao imbricamento mecânico (Lopes et al., 2020).	4
Figura 1.3-Classificação das estruturas de solo reforçado de acordo com a EN14475 (2006).	5
Figura 1.4-Plano do trabalho, relacionando objetivos, metodologias e estrutura da dissertação.	5
Figura 2.1-Tipos de roturas de taludes (fonte: (Pinotti & Carneiro, 2015),).....	13
Figura 2.2-Talude estabilizado com geossintéticos.....	24
Figura 2.3-Exemplos de materiais geossintéticos(fonte: https://engenharia360.com/geossinteticos/).....	28
Figura 3.1-Visão geral do talude reforçado concluído (Liu et al., 2012)	45
Figura 3.2-Vista plana das três falhas em taludes reforçados (Liu et al., 2012)	46
Figura 3.3-Falha do talude reforçado na Secção A-A durante a construção em 1994:	47
Figura 3.4-Falha do talude reforçado na Secção A-A devido ao sismo de Chi-Chi em 1999:	48
Figura 3.5-Falha do talude reforçado na Secção C-C devido a chuvas intensas induzidas por tufão em 2004:	49
Figura 3.6-Fotografia do local do aterro da autoestrada A32 (Vieria, 2014)	50
Figura 3.7-Geometria referente ao aterro da autoestrada A32 (Vieria, 2014).	51
Figura 3.8-Deslocamentos totais na análise do fator de segurança (factor de ampliação= 0,5) (Vieria, 2014)	52
Figura 3.9-Construção de um aterro de solo reforçado com geossintéticos (Vieira, 2008).	55
Figura 4.1-Enquadramento geomorfológico do local da obra (fonte: google earth).....	58
Figura 4.2-Local de implantação do muro (fonte: google earth)	58
Figura 4.3-Vista parcial do muro concluído com aplicação da vegetação	59
Figura 4.4-Preparação do terreno e execução da fundação do muro verde.....	60
Figura 4.5-a) Camada de drenagem e disposição horizontal das geogrelhas; b) Vista da execução de uma camada do muro verde.....	61
Figura 4.6-a) Pormenor da colocação dos painéis de malha de aço; b) Amarração da malha de rede verde	61
Figura 4.7-Configuração do muro de solo reforçado analisado.	62
Figura 4.8-Geometria e forças para a verificação ao derrube.	65
Figura 4.9-Geometria e forças para a verificação ao deslizamento pela base.....	66
Figura 4.10-Modelo do bloco apoiado num plano inclinado.	66

Figura 4.11-Geometria e forças para a verificação da capacidade de carga	67
Figura 4.12-Secção Tipo para Verificação ao Sismo	68
Figura 4.13-Zonamento sísmico em Portugal Continental, Eurocódigo 8.	69
Figura 4.14-Possíveis superfícies de rotura através de uma estrutura	72
Figura 4.15-Exemplo de superfícies de rotura	72
Figura 4.16-Plano $\theta=40^\circ$ Caso 1.....	73
Figura 4.17-Plano $\theta=45^\circ+\varphi/2$ Caso 2	73

Lista de Tabelas

Tabela 2-1:Fatores condicionantes, influência na talude e medidas de mitigação comuns	18
Tabela 3-1:Ficha Técnica do Solo	45
Tabela 3-2:Ficha Técnica do Solo.....	54
Tabela 3-3:Ficha Técnica do Solo.....	56
Tabela 4-1:Caraterísticas do solo natural e de aterro.....	62
Tabela 4-2:Parâmetros de interação solo-geogrelha e fatores de redução da resistência das geogrelhas.....	62
Tabela 4-3:Ações e fatores de combinação de ações.....	63
Tabela 4-4:Valores de cálculo das ações ao nível da base do muro com $L = 10,5$ m, combinação II.....	65
Tabela 4-5:Valores de cálculo das ações ao nível da base do muro com $L = 10,5$ m, combinação I.....	67
Tabela 4-6:Quadro 3.1 classes e coeficientes de importância de muros de suporte, Eurocódigo 8	69
Tabela 4-7:Resultados da verificação externa Global	71
Tabela 4-8:Tabela de verificação à rotura do reforço-1. ^a Simulação.....	75
Tabela 4-9:Tabela de verificação à rotura do reforço-2. ^a Simulação.....	76
Tabela 4-10:Comprimentos ancorado.....	76
Tabela 4-11:Verificação à superfície de Rotura – Caso $\theta=40^\circ$	77
Tabela 4-12:Verificação à superfície de Rotura – Caso $\theta=40^\circ$	78
Tabela 4-13:Verificação à superfície de Rotura – Caso $\theta=45^\circ$	78
Tabela 4-14:Tabela de verificação da Geomalha.....	81
Tabela 4-15:Tabela de verificação da Geomalha.....	81

Lista de Símbolos e Siglas

Símbolos latinos

Símbolo	Designação	Unidade
A	Área	m ²
b	Largura da fundação ou base	m
c	Coesão do solo	kPa
E	Módulo de elasticidade	kPa ou MPa
F	Força	kN
FS	Fator de segurança	—
H	Altura da estrutura	m
Ka	Coefficiente de impulso ativo de terras	—
Kp	Coefficiente de impulso passivo de terras	—
L	Comprimento da geogrelha / reforço	m
M	Momento	kNm
N	Força normal ou carga vertical	kN
P	Força resultante ou carga	kN
q	Sobrecarga superficial	kPa
R	Resistência (geral)	kN ou kPa
S	Deslocamento	m
T	Tensão ou força de tração no reforço	kN/m
V	Volume ou força vertical	m ³ / kN
W	Peso próprio	kN
γ	Peso volúmico do solo	kN/m ³
φ	Ângulo de atrito interno do solo	°

Símbolos gregos

Símbolo	Designação	Unidade
α	Ângulo genérico de inclinação	°
β	Inclinação do talude ou paramento	°
δ	Ângulo de atrito solo–estrutura ou solo–geogrelha	°
ε	Deformação	—
λ	Comprimento relativo ou fator de forma	—
σ	Tensão normal	kPa
τ	Tensão de corte	kPa
θ	Ângulo genérico de rotação	°

Siglas e Abreviaturas

Sigla	Significado
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
CEN	Comité Europeu de Normalização
EBGEO	Recomendações Alemãs para estruturas de solo reforçado
EN	Norma Europeia
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
GRS	Geosynthetic Reinforced Soil (Solo Reforçado com Geossintéticos)
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MS	Muro de Solo
PLAXIS	Software de elementos finitos para análise geotécnica
prEN	Versão preliminar de Norma Europeia

RCD	Resíduos de Construção e Demolição
SPG	Sociedade Portuguesa de Geotecnia
UBI	Universidade da Beira Interior
ULS	Ultimate Limit State (Estado Limite Último)
SLS	Serviceability Limit State (Estado Limite de Utilização)
GWT	Groundwater Table (nível freático)
GRS-W	Geosynthetic Reinforced Soil Wall (Muro de solo reforçado com geossintéticos)

Capítulo 1

1. Introdução

A crescente internacionalização dos projetos de engenharia civil, em especial no domínio das estruturas de solo reforçado, tem conduzido à adoção de soluções construtivas inovadoras que, muitas vezes, diferem das normas e práticas vigentes nos países onde as obras são executadas. Esta realidade levanta desafios técnicos e legais significativos, exigindo uma análise criteriosa das condições de aplicação, bem como um conhecimento aprofundado das implicações associadas à aceitação ou rejeição deste tipo de soluções.

No contexto europeu, a norma EN 14475:2006 estabelece orientações para a execução de estruturas de solo reforçado, mas não contempla o seu dimensionamento, matéria que será abordada apenas na segunda geração do Eurocódigo 7. A própria norma reconhece que o projeto destas estruturas continua, na prática, a ser realizado com base em normas nacionais, como a BS 8006-1 (Reino Unido), a NF P 94-220 (França), a EBGEO (Alemanha) ou a CUR 198 (Países Baixos). Acresce que os coeficientes parciais de segurança definidos no atual Eurocódigo 7 não se encontram calibrados para este tipo específico de estruturas, o que reforça a necessidade de investigação e adaptação às condições locais.

A utilização de muros de solo reforçado remonta à segunda metade do século XX, com a introdução dos sistemas de solo reforçado por fitas metálicas desenvolvidos por Henri Vidal. Desde então, o recurso a materiais poliméricos, como as geogrelhas, revolucionou esta área, oferecendo soluções mais duráveis, resistentes à corrosão e economicamente competitivas. Estas estruturas têm sido aplicadas com sucesso em projetos rodoviários, ferroviários e de contenção de taludes, demonstrando elevada adaptabilidade a diferentes condições geotécnicas.

Do ponto de vista técnico, as geogrelhas proporcionam um reforço eficiente ao solo através da mobilização de mecanismos de atrito e de interação mecânica, aumentando significativamente a estabilidade global da estrutura. Entre as suas principais vantagens destacam-se a flexibilidade construtiva, a redução de custos em comparação com soluções tradicionais em betão armado e a capacidade de adaptação a terrenos pouco homogêneos. Contudo, subsistem limitações relacionadas com a durabilidade em condições ambientais agressivas, a necessidade de um controlo rigoroso da qualidade de execução e a escassez de metodologias normativas harmonizadas para o seu dimensionamento.

A nível ambiental, os muros de solo reforçado apresentam benefícios relevantes, ao permitirem uma menor utilização de materiais betuminosos ou cimentícios e ao favorecerem a integração paisagística através da revegetação das superfícies. Do ponto de

vista económico, constituem frequentemente uma alternativa competitiva, dada a pré-fabricação da maior parte dos seus elementos constituintes, sobretudo em projetos de grande extensão ou em locais onde as soluções convencionais implicariam custos de escavação e fundação muito elevados. Estes fatores tornam as geogrelhas uma opção cada vez mais valorizada em contextos de construção sustentável e eficiente.

1.1. Enquadramento do tema

As geogrelhas são materiais geossintéticos que têm vindo a assumir uma importância crescente na Engenharia Civil, principalmente em obras que envolvem contenção e estabilização de solos. A sua função principal é atuar como elemento de reforço, interagindo com o solo através de mecanismos de atrito e de travamento, de modo a aumentar a resistência ao corte e a limitar deformações excessivas. Esta capacidade faz com que sejam amplamente aplicadas em aterros sobre solos moles, taludes rodoviários e ferroviários, fundações superficiais e, de forma particular, em muros de solo reforçado. Para além do desempenho estrutural, as geogrelhas apresentam vantagens relacionadas com a facilidade de transporte e instalação, a durabilidade e a possibilidade de integração paisagística, permitindo, por exemplo, a revegetação das superfícies de contenção.

Contudo, a decisão de recorrer a estas soluções não deve ser encarada apenas como uma questão de inovação ou de redução de custos. O dimensionamento de muros de solo reforçado com geogrelhas ainda não se encontra plenamente contemplado nos regulamentos europeus, sendo a EN 14475:2006 limitada à execução, e remetendo-se o dimensionamento para normas nacionais como a BS 8006-1 (Reino Unido), a NF P 94-220 (França) ou a EBGEO (Alemanha). Esta fragmentação normativa obriga o engenheiro a ter uma postura crítica e fundamentada, dominando os princípios de interação solo-geogrelha e avaliando com rigor as condições locais de obra. Apenas assim é possível garantir soluções seguras, duráveis e eficientes, evitando quer o excesso de conservadorismo, que pode gerar custos desnecessários, quer o otimismo excessivo, que pode comprometer a estabilidade da estrutura.

Deste modo, torna-se evidente que a adoção de muros de solo reforçado com geogrelhas exige do técnico um conhecimento aprofundado e multidimensional, que engloba aspetos geotécnicos, estruturais, normativos, económicos e ambientais. A tomada de decisão deve considerar não só a viabilidade técnica e os critérios de segurança, mas também os impactos económicos e de sustentabilidade associados à solução escolhida. Neste enquadramento, a presente dissertação centra-se no estudo de muros de solo reforçado em projetos de desenvolvimento de encostas, procurando demonstrar o seu potencial como solução eficaz e sustentável, ao mesmo tempo que contribui para o avanço do conhecimento científico e para a consolidação da prática profissional nesta área da Engenharia Civil.

1.1.1. Geogrelhas e a Função de reforço

As geogrelhas (Figura 1.1) são constituídas por uma rede de polímeros com elevada resistência à tração, dispostas numa estrutura bidimensional e multiaxial que permite o intertravamento dos agregados. Quando incorporadas no solo ou numa camada de agregado, as geogrelhas criam um sistema de confinamento que restringe o movimento lateral das partículas. Esse confinamento aumenta a rigidez do material composto e reduz a sua deformabilidade sob cargas aplicadas.

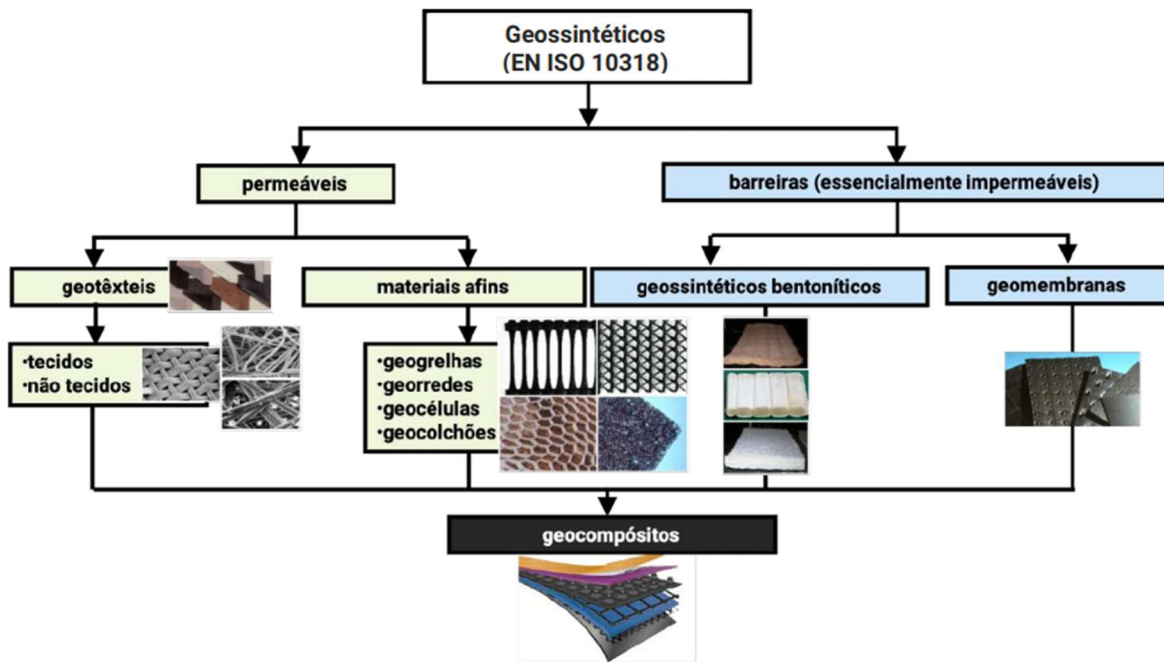


Figura 1.1- Classificação dos geossintéticos (Lopes et al., 2020).

Uma geogrelha de reforço e estabilização interliga-se com materiais granulares sob carga. As partículas granulares penetram parcialmente e projetam-se através das aberturas e ficam confinadas. A rotação e o movimento das partículas são restringidos pela geogrelha. Isto forma uma camada que é mais forte e mais rígida que a camada não estabilizada. Ao promover a integridade estrutural da camada, esta é capaz de aumentar a distribuição lateral da carga, controlar o assentamento diferencial, reduzir as profundidades de aterro, aumentar a carga dinâmica do tráfego e a capacidade de suporte.

A interação entre o solo e a geogrelha constitui o mecanismo central para o desempenho de estruturas de solo reforçado. Este processo baseia-se no imbricamento mecânico das partículas granulares com as aberturas da grelha polimérica, gerando uma ligação que restringe o deslocamento relativo entre os elementos do sistema, como se pode observar na Figura 1.2. Assim, as cargas aplicadas ao solo são parcialmente transferidas para a geogrelha, que as redistribui sob a forma de tensões de tração.



Figura 1.2-Efeito do confinamento devido ao imbricamento mecânico (Lopes et al., 2020).

A eficiência desta interação depende fortemente da granulometria do agregado, da rigidez da geogrelha e da geometria das suas aberturas. Quando o tamanho das partículas é compatível com as dimensões da malha, ocorre um maior intertravamento, que proporciona maior resistência ao corte e aumenta a estabilidade da estrutura. Caso contrário, partículas muito finas tendem a atravessar a malha, reduzindo o efeito de reforço, enquanto partículas demasiado grandes podem dificultar a correta compactação. Outro fator relevante é a aderência por atrito que se estabelece na interface solo-geogrelha. O atrito entre os elementos poliméricos e as partículas granulares contribui para a mobilização da resistência, funcionando em conjunto com o confinamento lateral promovido pelo intertravamento. Essa combinação de mecanismos confere ao sistema reforçado maior rigidez e capacidade portante, reduzindo deformações e aumentando a durabilidade estrutural.

1.1.2. Muros de solo reforçado com geogrelhas

Os muros de solo reforçado com geogrelhas podem ser utilizados em diferentes aplicações, nomeadamente na contenção de terras em locais montanhosos, tendo em vista a estabilização de taludes ou a criação de plataformas, na realização de encontros de viadutos, cais de carga-descarga e estruturas de proteção. Com dimensões variáveis, dependentes do fim a que se destinam e das ações a que estão sujeitos, os muros de solo reforçado podem atingir alturas da ordem das duas dezenas de metros. De acordo com o anexo C da EN 14475:2006, relativo aos sistemas de face mais usuais em estruturas de solo reforçado, considera-se como muro de solo reforçado uma estrutura cuja face tem uma inclinação superior a 75° em relação à horizontal (Figura 1.3).

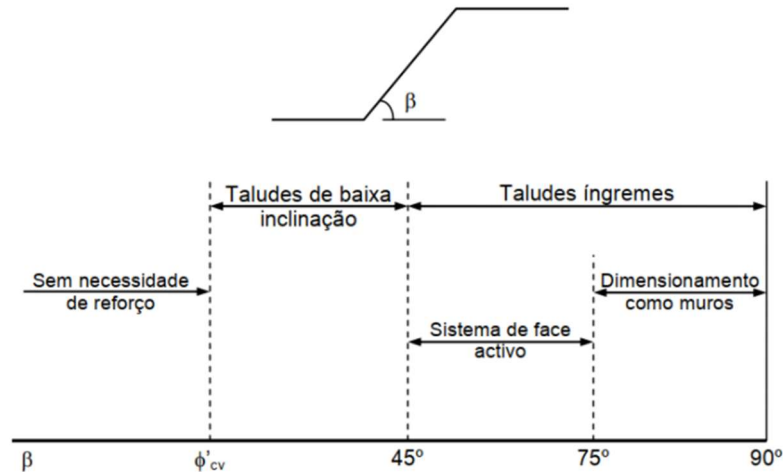


Figura 1.3-Classificação das estruturas de solo reforçado de acordo com a EN14475 (2006).

A Figura 1.4 ilustra, de forma esquemática, uma secção tipo de talude de solo reforçado, onde se destacam os principais elementos constituintes desta tipologia construtiva: o solo de aterro compactado em camadas, as geogrelhas de reforço dispostas em camadas intercaladas, o sistema de drenagem, o sistema de face e o sistema de ligações. São ainda elementos comuns aos muros de solo reforçado, o terreno de fundação e o aterro no tardoz do muro.

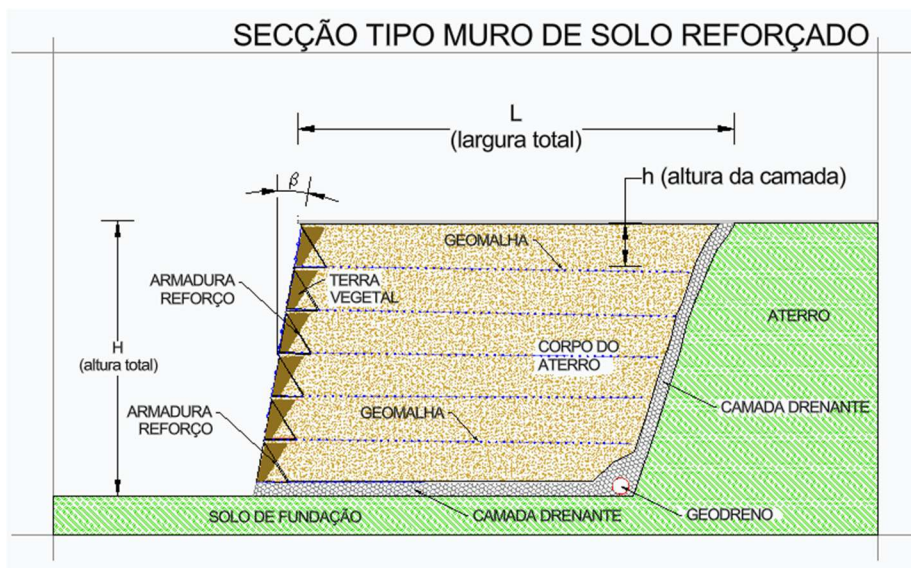


Figura 1.4-Plano do trabalho, relacionando objetivos, metodologias e estrutura da dissertação.

1.2. Objetivos da dissertação

O objetivo central da presente dissertação é contribuir para o desenvolvimento de conhecimento técnico sobre taludes de solo reforçado com geogrelhas, com base num estudo de caso real, de forma a apoiar engenheiros civis na gestão e decisão em obra. A

motivação para este trabalho surgiu da experiência direta na gestão de uma obra onde foi adotada esta solução técnica, com pouco conhecimento prévio sobre o seu funcionamento ou dimensionamento. Esta experiência revelou a importância de compreender os fundamentos técnicos e normativos que sustentam este tipo de estruturas, não apenas para garantir a sua correta execução, mas também para promover uma atuação mais informada e eficaz por parte dos profissionais envolvidos na construção. Neste contexto, os objetivos específicos da dissertação são os seguintes:

- Identificar os parâmetros geotécnicos e de materiais mais relevantes para o projeto, com vista a melhorar a comunicação entre gestor de projeto e projetista;
- Reconhecer e avaliar criticamente os principais parâmetros de cálculo utilizados no projeto de taludes reforçados com geogrelhas, e compreender a sua influência na estabilidade e segurança da estrutura;
- Analisar oportunidades de otimização técnica e económica do projeto, através da proposta fundamentada de alterações a parâmetros ou materiais, sem comprometer a estabilidade da estrutura;
- Descrever os componentes principais e as boas práticas construtivas associadas a este tipo de solução, promovendo a sua integração no conhecimento técnico corrente da gestão de obra;
- Avaliar a conformidade normativa do projeto com base em critérios técnicos e documentais, à luz do enquadramento da segunda geração do Eurocódigo 7;
- Refletir sobre o papel da gestão ambiental na execução de estruturas geotécnicas, integrando princípios de sustentabilidade na ética empresarial e na gestão quotidiana da obra.

1.3. Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se estruturada em cinco capítulos, correspondendo cada um deles às fases do trabalho desenvolvido para atingir os objetivos mencionados na secção 1.2. Nos parágrafos seguintes é apresentada uma descrição sucinta do conteúdo de cada capítulo da dissertação.

Este primeiro capítulo apresenta o contexto e a fundamentação do tema, incluindo a definição do problema e a justificativa da relevância do tema, e apresenta também os objetivos, a abordagem metodológica e a disposição dos capítulos seguintes.

O capítulo 2 apresenta os conceitos fundamentais associados aos mecanismos de instabilidade dos taludes, ao funcionamento das estruturas de solo reforçado e ao papel específico das geogrelhas na melhoria do seu desempenho estrutural. Descrevem-se as características e os tipos de geossintéticos utilizados, com ênfase nas propriedades específicas das geogrelhas e na sua interação com o solo. São ainda apresentadas as

metodologias de dimensionamento, referindo o seu enquadramento normativo, os critérios de seleção de materiais, as práticas construtivas correntes e os aspetos relacionados com a ação sísmica.

No capítulo 3 apresenta-se uma síntese do desempenho de algumas estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Inclui, também, a análise dos resultados relatados pelos diferentes autores, em termos de avaliação do desempenho deste tipo de estruturas.

O capítulo 4 apresenta o estudo de um muro de solo reforçado com geogrelhas, para um desenvolvimento habitacional de encosta localizado na região de Estepona, Espanha. Inicialmente é descrita a solução implementada, apresentando os parâmetros geométricos e os dados de base, incluindo características dos materiais e condições de fundação. Seguidamente é feita uma avaliação crítica à luz dos critérios introduzidos na segunda geração do Eurocódigo 7.

Por fim, no capítulo 5 é apresentada uma reflexão do trabalho realizado, as principais conclusões da dissertação e a proposta para trabalhos futuros a desenvolver neste tema.

Capítulo 2

2. Estado da arte em taludes de solo reforçado

A crescente necessidade de aproveitar terrenos com topografia acentuada, aliada à exigência de soluções tecnicamente eficazes e economicamente competitivas, tem conduzido à ampla aplicação de estruturas de solo reforçado na estabilização de taludes. Entre os diversos métodos disponíveis, o uso de geogrelhas como elementos de reforço tem-se destacado pela sua versatilidade, facilidade de instalação, durabilidade e desempenho mecânico.

A compreensão dos fundamentos que regem o comportamento dos taludes e a forma como o reforço atua na sua estabilização é essencial para o correto dimensionamento e aplicação desta solução. Este capítulo inicia-se com a apresentação dos conceitos fundamentais associados aos mecanismos de instabilidade dos taludes, ao funcionamento das estruturas de solo reforçado e ao papel específico das geogrelhas na melhoria do seu desempenho estrutural. Seguidamente, são descritas as características e os tipos de geossintéticos utilizados, com ênfase nas propriedades específicas das geogrelhas e na sua interação com o solo. São ainda apresentadas as metodologias de dimensionamento, referindo o seu enquadramento normativo, os critérios de seleção de materiais, as práticas construtivas correntes e os aspetos relacionados com a ação sísmica.

2.1. Conceitos de estabilidade de taludes de solo reforçado

A engenharia geotécnica e civil, bem como a geomorfologia, dependem fortemente dos muros e, por conseguinte, o estudo e a prática deste fenómeno estão centrados nessas estruturas. Incluem-se as formas de relevo naturais, como encostas, paredes de vale e falésias, e os muros de engenharia; aterros, cortes de estradas e minas a céu aberto. A forma e a composição destas superfícies inclinadas são as razões por detrás da sua inclinação e, por conseguinte, afetam a estabilidade; compreender os taludes/muros é essencial para avaliar os riscos de movimentos de massa e para conceber infraestruturas seguras.

Neste âmbito, a estabilidade de taludes/muros assume particular relevância em projetos de infraestruturas localizados em zonas com topografia acentuada, onde os desníveis naturais exigem soluções de reforço e contenção adequadas. A ciência dos taludes analisa a sua formação, a sua evolução e os efeitos de processos naturais e antrópicos, permitindo compreender não só os mecanismos de instabilidade, mas também os impactos resultantes da ação humana.

Uma abordagem básica na conceção concetual começa com a compreensão de que um talude é qualquer superfície cujo ângulo difere da horizontal. A altura (distância vertical entre a crista e o dedo do pé), o ângulo do declive (inclinação em relação à horizontal) e o material são os parâmetros habituais na descrição de um declive. Os processos geológicos a longo prazo, como o levantamento tectónico, a atividade vulcânica, a erosão e a meteorização (Haneberg, 2007), dão geralmente origem a taludes naturais. As atividades de construção criam taludes artificiais, por exemplo, o corte de uma encosta para construir uma estrada ou caminho de ferro, ou a colocação de material de enchimento para construir um aterro. O jogo destas forças depende da estabilidade e do comportamento dos taludes, independentemente de se tratar de um solo ou de uma rocha, e resulta das forças gravitacionais que tentam mover o material para baixo e das forças de resistência que podem ser encontradas no solo, sujeitas às condições de resistência, estrutura e drenagem do solo ou da rocha (Peck et al., 2008).

Na prática, os taludes podem ter formas muito mais complexas, mas são frequentemente descritos por uma descrição bastante simples com alguns termos padrão. O limite superior é designado por crista, a porção inclinada principal é a face e o topo é o ponto de transição na base entre taludes ou na base, onde o talude encontra um terreno mais plano. Tanto nas análises geotécnicas como nas observações de campo, as três componentes acima mencionadas são de importância vital. A história geológica local e os processos de erosão, meteorização e deposição atualmente em curso refletem-se frequentemente numa forma côncava, convexa, plana ou numa combinação de formas de taludes (Kirkby & Carson, 2009). Tal como acontece com muitos outros processos, como os movimentos de massa, os engenheiros e geólogos baseiam-se frequentemente em esquemas de classificação (alguns qualitativos, outros quantitativos) para os descrever (e nos nomes criados para os descrever), especialmente quando correlacionam a forma do talude com a ocorrência de movimentos de massa.

Para estudar os fundamentos, sabemos que o equilíbrio das forças que tendem a provocar um potencial movimento descendente aumenta com o aumento da altura e do ângulo do declive. Por outro lado, a resistência do talude está relacionada com a resistência ao cisalhamento do solo e com as discontinuidades da rocha. A resistência do solo ao cisalhamento depende da tensão efetiva, da coesão e do ângulo de atrito interno (Knappett & Craig, 2019). Por outro lado, os declives rochosos são atingidos quando as fraturas, as juntas, os planos de assentamento e outras discontinuidades enfraquecem o maciço global. As forças motrizes associadas à precipitação, as incertezas nas flutuações das águas subterrâneas e a subsidência superficial induzida pela infiltração podem, por vezes, ultrapassar as forças de resistência e provocar a rotura do talude (Hungry et al., 2014).

A investigação efetuada por Wettayavigromrat (2022), indica que as ruturas de taludes em terrenos montanhosos estão consideravelmente relacionadas com a precipitação intensa que cria um aumento das pressões da água dos poros nas camadas próximas da superfície. As condições em que a resistência ao cisalhamento pode ser drasticamente reduzida nos solos causam uma maior probabilidade de deslizamentos de terras. Em locais de regiões mais secas, o material dos taludes pode ser enfraquecido pela meteorização e por abalos sísmicos. Devido ao facto de as atividades humanas (desflorestação, alteração da drenagem, carga excessiva no cume dos taludes, subcotação na base) serem muito significativas na causa da instabilidade dos taludes em muitas partes do mundo (Gabriele et al., 2009). A compreensão destas interações está na base da conceção de medidas de atenuação, que podem consistir no controlo da erosão, no reforço dos taludes, na melhoria da drenagem ou em estruturas de proteção, como barreiras contra a queda de rochas e muros de contenção. As características morfológicas, bem como os processos que provocam a formação de um talude, devem ser identificados na prática de engenharia. Além disso, devem ser tidas em conta as propriedades mecânicas específicas dos materiais. A resposta de um talude a diferentes cargas depende de combinações de solo ou rocha em geral, do grau de meteorização, da orientação das juntas ou dos planos de assentamento e dos níveis de água subterrânea. Por conseguinte, grande parte da análise geotécnica baseia-se no princípio da tensão efetiva (Terzaghi, 1956), segundo o qual a resistência dos materiais granulares é controlada pelas tensões entre partículas depois de a pressão da água dos poros ter sido tida em conta. Na análise da estabilidade de taludes, este princípio torna-se altamente relevante, considerando o facto de que o aumento da pressão da água nos poros diminui a tensão efetiva e, conseqüentemente, a resistência ao corte do solo.

As suas próprias complexidades residem nos taludes projetados. Por exemplo, a escavação de um talude de corte remove o material estabilizador e, assim, pode reduzir a resistência passiva no topo ou expor camadas mais fracas. O solo recém-colocado num talude de enchimento tem de ser cuidadosamente compactado e drenado, sob pena de se verificar o assentamento de solventes, a infiltração de água e, eventualmente, o deslizamento do talude (Popescu, 1986). Nas práticas de construção modernas, as investigações no local são geralmente efetuadas através de medições *in situ* das propriedades do solo, de ensaios laboratoriais para obter parâmetros geotécnicos como a coesão e o ângulo de atrito e de modelação numérica (por exemplo, métodos de elementos finitos ou de equilíbrio limite) para analisar a estabilidade do talude em situações ambientais e de carga previstas (Di et al., 2019). Embora os métodos possam ser sofisticados, dependem de uma boa caracterização do material e de condições de fronteira realistas para produzir previsões fiáveis.

O conceito de talude também é moldado por dimensões ambientais e ecológicas, para além de considerações mais mecânicas. A vegetação natural pode reforçar a zona radicular junto

à superfície e reduzir as pressões da água dos poros através da evapotranspiração, pelo que a vegetação pode contribuir para a estabilidade dos taludes. No entanto, outra classe de sistemas radiculares tem consequências negativas que resultariam em fissuras ou na concentração de vias de fluxo de água (Wettayavigromrat, 2022). Finalmente, tal como acontece com o estado do solo, as condições climáticas que controlam a frequência e a intensidade da precipitação também determinam a rapidez ou a lentidão com que um talude se ajusta às perturbações. Os processos de deformação são também exacerbados pelos ciclos sazonais de congelamento e descongelamento, especialmente nas regiões mais frias (Draebing & Krautblatter, 2019). Ao mesmo tempo, a utilização humana do solo - urbanização, desflorestação para agricultura, exploração mineira e desenvolvimento de infra-estruturas, tem uma pegada cada vez maior que se associa aos processos naturais de declive. Através de uma série de potenciais respostas de declive que acabam por ocorrer, a rede de drenagem antropogénica, a distribuição de cargas e as alterações da camada vegetal alteram substancialmente estas entradas.

Uma abordagem amplamente utilizada para examinar as condições do talude é o fator de segurança (FOS), que é o rácio das forças ou momentos de resistência que resistem às forças ou momentos de condução (Craig, 1992). A estabilidade do talude com os valores assumidos dos parâmetros de entrada deve ocorrer acima de um fator de segurança de 1,0. Se os valores forem inferiores a 1,0, indicam que estão pendentes ou estão de facto a falhar. Invariavelmente, os engenheiros precisam de aplicar fatores de segurança maiores (por exemplo, 1,3, 1,5, por vezes até 1,8, dependendo da especificação do projeto, bem como das potenciais consequências da falha), a fim de ter em conta a incerteza das condições geológicas e das propriedades dos materiais. A abordagem FOS é simples, no entanto, métodos numéricos mais avançados, por exemplo, o método dos elementos finitos (MEF) ou o método dos elementos discretos (DEM), podem dar uma visão mais aprofundada da distribuição das tensões e deformações e dos possíveis mecanismos de rotura (Potts & Zdravkovic, 2001). No entanto, a utilização destes métodos avançados também exige dados de entrada de elevada qualidade e conhecimentos sobre o talude.

Além disso, as dimensões ambientais e ecológicas influenciam o conceito de talude, para além das considerações mecânicas. A evapotranspiração também pode diminuir as pressões da água dos poros e fá-lo através do reforço da zona radicular existente perto da superfície, aumentando assim a estabilidade do talude. No entanto, alguns sistemas radiculares podem mesmo ter consequências negativas devido a fissuras ou a um trajeto excessivo do fluxo de água (Wettayavigromrat, 2022). Tal como acontece com a taxa de ajustamento do talude às perturbações, as condições climáticas, ou seja, a frequência e a intensidade dos fenómenos de precipitação, controlam a rapidez ou a lentidão com que o talude perturbado se ajusta. Os materiais superficiais finos e os ciclos sazonais de congelamento e descongelamento

(particularmente nas regiões frias) facilitam os processos de fluência (Draebing & Krautblatter, 2019). Ao mesmo tempo, a utilização humana do solo, principalmente a expansão urbana, a desflorestação para fins agrícolas, a exploração mineira e a construção de infra-estruturas, sempre aumentou a sua pegada nos sistemas naturais de declives. Os resultados destas atividades antropogénicas incluem a alteração das redes de drenagem, a distribuição de cargas, a cobertura vegetal e as possíveis respostas associadas aos taludes. O fator de segurança (FOS) é uma das abordagens mais utilizadas para a avaliação da estabilidade de taludes, uma vez que é o rácio entre as forças ou momentos de resistência e as forças ou momentos de impulsão (Craig, 1992).

Isto significa que o talude, sob os pressupostos do modelo, deverá ser estável se o fator de segurança tiver um valor superior a 1,0. Se o valor do fator de segurança for inferior a 1,0, implica uma falha iminente ou em evolução. Geralmente, os engenheiros utilizam um fator de segurança maior (por exemplo, 1,3, 1,5 ou mesmo 1,8, de acordo com as especificações do projeto ou as consequências da falha) para compensar as condições geológicas/ambientais e as incertezas das propriedades dos materiais. No entanto, o método dos elementos finitos (MEF) ou o método dos elementos discretos (DEM) fornecem uma imagem mais elaborada da distribuição tensão-deformação e dos possíveis mecanismos de rotura (Potts & Zdravkovic, 2001). No entanto, todos estes métodos avançados processam dados de entrada de elevada qualidade e requerem um certo grau de compreensão concetual do que constitui um talude.

Cada vez com mais frequência, os regulamentos ambientais e algumas questões de sustentabilidade ditam a forma como os taludes são geridos. Em muitas jurisdições, o planeamento da utilização do solo é necessário para lidar com o perigo de deslizamento de terras e pode exigir a elaboração de mapas de perigos que identifiquem as áreas de maior risco. Em vez disso, esses mapas utilizam dados de deteção remota (por exemplo, LiDAR), levantamentos geológicos e validação no terreno (Guzzetti et al., 1999). Estas ferramentas podem dizer-nos se houve cicatrizes de deslizamentos de terras no passado ou fornecer-nos anomalias morfológicas que podem assinalar futuras falhas. A gestão proactiva de taludes tem sido considerada mais importante para salvaguardar as comunidades e as infra-estruturas (Haneberg, 2007) em relação às projeções de alterações climáticas que aumentam a frequência de precipitações extremas ou modificam os ciclos de gelo-degelo. Além disso, há um interesse crescente na utilização de soluções baseadas na natureza para a estabilização de taludes na literatura científica. Os métodos que incluem a bioengenharia empregam materiais naturais e sintéticos e as plantas vivas de combinações de materiais naturais e sintéticos para estabilizar os taludes, minimizar a erosão e aumentar o valor ecológico (Gray & Sotir, 2008). Uma vez que estes métodos podem ser particularmente benéficos em ambientes onde a construção de grandes estruturas de engenharia seria

visualmente intrusiva, dispendiosa e prejudicial para o ambiente, estes métodos podem desempenhar um papel importante também nestas situações. No entanto, para que as soluções de bioengenharia possam ser concebidas, será necessário compreender a interação planta-solo, o reforço das raízes e as condições climáticas locais, e poderão não ser adequadas para todos os tipos de taludes, em especial os muito íngremes ou elevados sob cargas fortes. Na figura 2.1 pode-se ver a representação esquemática dos vários mecanismos de rotura de taludes:

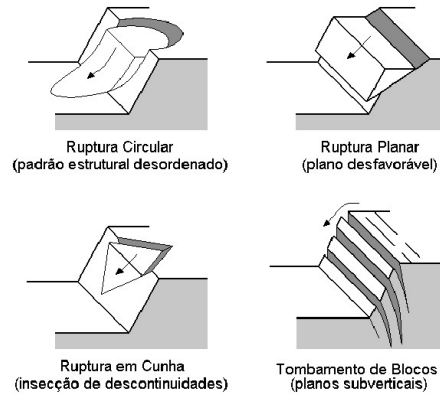


Figura 2.1-Tipos de roturas de taludes (fonte: (Pinotti & Carneiro, 2015).)

Outra consideração relevante é a escala do processo temporal que opera os processos de declive. De facto, alguns taludes permanecem estáveis durante décadas, mesmo séculos, e depois falham rapidamente após eventos extremos que os desencadeiam. Nalguns casos, o talude tem estado a deslizar lentamente durante longos períodos de tempo antes de falhar (Zangerl et al., 2010). Os primeiros sinais do movimento do talude podem ser detetados por instrumentação e monitorização através de inclinómetros, piezómetros, extensómetros ou sistemas de satélite. A técnica de radar interferométrico de abertura sintética (InSAR), uma tecnologia moderna de deteção remota, demonstrou ser muito eficaz na estimativa da deformação do solo numa grande área (Colesanti & Wasowski, 2006). Através da medição dos deslocamentos de taludes ao longo do tempo, os engenheiros e geólogos podem determinar tendências e até mesmo prever grandes falhas e, assim, ter tempo para implantar sistemas de alerta ou de remediação.

A partir da integração das perspetivas geológica, geotécnica, hidrológica e ecológica, estabelece-se uma tal compreensão dos taludes. A investigação sobre esta disciplina tem sido objeto de numerosos artigos em revistas como *Engineering Geology*, *Landslides*, *Geotechnical and Geological Engineering*. Os trabalhos mais recentes discutem desenvolvimentos computacionais na análise da estabilidade, aplicações de deteção remota para cartografia de perigos, bioengenharia de solos e o desenvolvimento de sistemas de monitorização em tempo real que se enquadram numa estrutura de alerta precoce. Assim,

uma vez que cada avaliação ou projeto de taludes se baseia na prática, é necessário que seja específico do local e tenha em conta a estrutura geológica, o regime hidrológico, as propriedades do solo ou das rochas, o padrão climático, o coberto vegetal e a natureza da utilização do solo existente ou prevista.

Por último, os princípios básicos dos taludes consistem em compreender os seus processos geométricos, químicos e de formação, bem como as forças que atuam sobre eles. Estas forças resistivas e motrizes são influenciadas pela altura do declive, pelo ângulo e pelas propriedades do material, que são todos parâmetros-chave do equilíbrio. O equilíbrio pode alterar-se de tempos a tempos, devido a processos naturais ou humanos, e pode resultar em falhas nos taludes. A maior parte dos engenheiros descreve a estabilidade de um talude em termos de um fator de segurança, uma medida da estabilidade desse talude, e dispõe de um conjunto de métodos de análise: desde uma simples análise de equilíbrio limite até simulações numéricas complexas para prever o comportamento de um talude em diferentes condições. Estas avaliações têm em conta uma quantidade crescente de fatores ambientais e ecológicos, uma vez que a gestão sustentável e resiliente dos taludes é agora considerada um meio essencial para proteger as comunidades, as infra-estruturas e os ecossistemas (Evdokimov, 1980). Dado que os processos dos taludes ainda não são bem compreendidos e continuam a ser uma solução ilusória, os esforços de investigação continuam a ser dirigidos para aperfeiçoar a nossa compreensão, desenvolver uma tecnologia de monitorização melhorada e apresentar técnicas de estabilização novas e inovadoras que funcionem com o ambiente natural.

2.1.1. Estabilidade de taludes e fatores condicionantes

A estabilidade de um talude depende do trabalho conjunto de fatores geológicos, geotécnicos e ambientais para determinar se um talude é estável ou se irá falhar. A estabilidade é geralmente definida em termos de um equilíbrio entre as forças motrizes da gravidade ou outras cargas e as forças do local resistidas pela resistência interna de um solo ou massa rochosa. Existem vários fatores condicionantes que podem alterar este equilíbrio, quer para aumentar a vulnerabilidade à rutura, quer para aumentar a resiliência. Por exemplo, segundo os investigadores Cruden (2013), embora os fatores desencadeantes, como a precipitação ou os sismos, sejam normalmente as razões mais simples para explicar um deslizamento de terras, os fatores predisponentes profundos de um talude são igualmente cruciais: por vezes, podem fazer com que um talude falhe tão rapidamente que a presença de um fator desencadeante externo é suficiente para o provocar (Cruden, 2013).

A geologia, incluindo a estratigrafia inerente, a resistência dos materiais e as estruturas (por exemplo, juntas e falhas) é um dos principais fatores condicionantes. Assume-se que propriedades importantes como a coesão (c), o ângulo de atrito interno (φ) e o peso unitário (γ), que determinam a resposta do solo a tensões de cisalhamento (Knappett & Craig, 2019), são conhecidas nos solos propostos. As discontinuidades, tais como planos de assentamento, juntas e falhas, desenvolvem-se como planos de fraqueza que são propícios ao deslizamento de blocos, falhas em cunha ou tombamento em encostas rochosas. Estes maciços rochosos estão sujeitos à meteorização que os transforma sucessivamente em material semelhante ao solo ao longo do tempo até sofrerem alterações nas suas características mecânicas (Matula, 1973). Os processos geológicos controlam a composição do material e o arranjo estrutural que determinam a propagação de fraturas e a forma como as transferências de carga estabelecem uma linha de base para a estabilidade dos taludes. Outro fator condicionante crítico são as condições das águas subterrâneas. A água presente num talude afeta a pressão da água dos poros e, conseqüentemente, a tensão efetiva. A diminuição da resistência ao corte sem qualquer alteração do seu valor resulta da pressão elevada da água nos poros, reduzindo o fator de segurança (Wettayavigromrat, 2022). A infiltração de água pode ocorrer sazonalmente em padrões de precipitação, ou derretimento de neve, ou é fornecida através de irrigação, que pode acumular-se em camadas permeáveis para minar a estabilidade. Os aumentos súbitos da pressão da água dos poros, que podem exceder as pressões da água dos poros devidas a eventos como a precipitação excessiva em regiões propensas a deslizamentos de terras, também podem causar falhas catastróficas. A longo prazo, podem ocorrer processos de degradação do material do talude, tais como a erosão por infiltração do dedo do pé ou a erosão interna ao longo de trajetórias de fluxo preferenciais. Este é um apelo para que as medidas de drenagem, tanto superficiais como subsuperficiais, acompanhem as técnicas de estabilização de taludes, uma vez que o impacto das águas subterrâneas realça a sua necessidade (Popescu, 1986).

Em segundo lugar, a geometria do talude, medida em altura e em declive, é um fator mais simples mas igualmente importante. Quanto mais alto e íngreme for o declive, maior será a componente da força gravitacional que atua paralelamente a ele. A margem de segurança diminui radicalmente à medida que os ângulos de inclinação se aproximam do ângulo natural de repouso do material. Isto também se aplica particularmente em situações em que os taludes de corte ou aterro podem ter de ser inclinados para reduzir a ocupação do solo ou o custo de construção, mas com risco de instabilidade. Por conseguinte, uma conceção adequada determina as restrições económicas e espaciais e contraria a necessidade de configurações estáveis utilizando algumas estruturas estabilizadoras, como muros de contenção, pregos no solo ou sistemas de ancoragem para atingir o equilíbrio (Meng et al., 2021).

Deve também ter em conta a atividade sísmica, especialmente se em regiões sísmicamente ativas. As cargas dinâmicas resultantes dos sismos podem induzir aumentos temporários das tensões de corte nos taludes e diminuições transitórias da resistência ao corte devido à liquefação ou a outro processo de amolecimento das deformações. Idriss (1982) afirma que, durante fortes abalos do solo, uma rápida perda de resistência durante a liquefação de solos arenosos ou siltosos saturados provoca grandes deslocamentos. Os abalos repetidos podem danificar o solo mesmo que não ocorra liquefação; as estruturas degradam o solo com abalos repetidos, causando danos cumulativos que conduzem à rotura do talude. Os estudos de fenómenos sísmicos passados em rocha envolvem normalmente a observação de grupos de deslizamentos de terras em linhas de falha ou em terrenos íngremes, o que mostra que o efeito das forças sísmicas pode ser grave. (Idriss, 1982).

Os taludes são frequentemente modificados por atividades humanas como a desflorestação, a escavação na base, o carregamento na crista e a alteração da drenagem natural. A obstrução da vegetação reduz o reforço das raízes e aumenta a erosão superficial, e uma construção mal gerida pode resultar em cargas inadequadas no solo. Normalmente, a rápida expansão urbana não inclui a rede complexa para o escoamento e, finalmente, uma maior infiltração ou concentração de água fluiria na área de declive não concebida para tal (Gabriele et al., 2009). As minas extraídas a esta escala requerem uma alteração significativa da topografia e, por vezes, estas alterações topográficas podem resultar em ruturas de taludes em grande escala se o plano de extração não tiver em conta a avaliação geotécnica. Um caso bem conhecido é o de Aberfan, no País de Gales, onde, em 1966, uma forte precipitação provocou o deslizamento de uma escombreira de carvão colina abaixo e mostra como estes taludes gerados pelo homem podem ser perigosamente instáveis.

Isto surge como uma visão sinérgica da estabilidade dos taludes: a falha é o produto tanto de fatores imediatos - chuvas intensas, um sismo e outros fatores - como de condições predisponentes subjacentes de materiais fracos, estruturas geológicas adversas, utilização inadequada do solo, etc. No entanto, mantém-se um quadro comum em engenharia para a abordagem do fator de segurança, embora os métodos numéricos e os dados de campo tenham aumentado a capacidade de analisar e prever o comportamento dos taludes em diferentes cenários (Potts & Zdravkovic, 2001). Os inclinómetros, os extensómetros e a interferometria baseada em satélites (InSAR) fornecem dados importantes sobre as taxas de movimento e as alterações da pressão da água dos poros. Podem conduzir a sinais de alerta precoce quando um talude está prestes a falhar (Zangerl et al., 2010). Os sistemas de monitorização em tempo real, associados a quadros baseados no risco, foram adaptados em alguns países, o que os levou a passar de uma gestão reativa para uma gestão proactiva dos taludes.

Os desafios futuros para a estabilidade de taludes incluem o ajuste de medidas com base nos efeitos das alterações climáticas que podem alterar os padrões de precipitação, aumentar a frequência de fenómenos meteorológicos extremos e alterar os regimes hidrológicos. Se as intensidades da precipitação aumentarem, as áreas historicamente com uma atividade mínima de deslizamento de terras podem tornar-se novos riscos de deslizamento de terras. Além disso, o degelo do permafrost em regiões de latitude ou altitude elevadas pode desestabilizar materiais anteriormente congelados, provocando, de forma semelhante, o colapso maciço de taludes. Por conseguinte, as soluções de engenharia implicarão a resiliência a um conjunto mais vasto de cenários hidrometeorológicos e alterações de temperatura (Huggel et al., 2012). No entanto, estes métodos são cada vez mais reconhecidos ao mesmo tempo, de acordo com os seus potenciais benefícios, ao trazerem abordagens baseadas na natureza ou híbridas que combinam métodos geotécnicos com reforço ecológico. Os taludes artificiais utilizados como corredores ecológicos ou a inclusão de vegetação, para além de estabilizarem o solo, também promovem a biodiversidade (Gray & Sotir, 2008). Estas abordagens são promissoras, mas, em situações extremas, o seu desempenho deve ser cuidadosamente investigado.

A estabilidade dos taludes, em termos gerais, é abrangida por uma vasta gama de fatores condicionantes, como as estruturas geológicas, as propriedades geotécnicas, a geologia hidráulica, as cargas sísmicas e as cargas antropogénicas. A compreensão da forma como todos os factores influenciam o equilíbrio global permite aos engenheiros e projetistas conceberem taludes mais fiáveis e com menor probabilidade de colapso de colorações catastróficas. Esta base de conhecimento é continuamente enriquecida através de estudos de investigadores, incluindo os realizados para compreender o comportamento micromecânica dos solos com variações no seu grau de saturação, as consequências das alterações climáticas no desempenho a longo prazo dos taludes, e técnicas de monitorização melhoradas que incorporam observações terrestres e de deteção remota. Ao resumir estes esforços, fica claro que a estabilidade dos taludes é um domínio dinâmico e, por isso, tem de ser sempre reavaliada para salvaguardar vidas humanas e investimentos em infra-estruturas (Evdokimov, 1980). Tendo em conta a revisão feita, apresenta-se no quadro 1.1 os principais fatores condicionantes dos taludes e as medidas típicas para a sua mitigação.

Tabela 2-1: Fatores condicionantes, influência na talude e medidas de mitigação comuns

Fator Condicionante	Influência no Talude	Medidas de Mitigação Comuns
Estrutura geológica (camadas fracas, juntas, falhas)	Cria potenciais superfícies de deslizamento e concentrações de tensões	Reforço com tirantes ou ancoragens, aplanamento do talude, betão projetado (shotcrete)
Propriedades do material (coesão, ângulo de atrito)	Determina a resistência ao corte e a capacidade de resistência à rotura	Melhoramento do solo (p. ex. compactação, injeção), definição de ângulos de talude adequados
Nível freático e pressão de poros	Reduz a tensão efetiva e a resistência ao corte	Sistemas de drenagem, poços de desidratação, gestão de águas superficiais
Geometria do talude (altura, inclinação)	Afeta a magnitude das forças atuantes (gravidade)	Reduzir o ângulo do talude, criar patamares, estruturas de contenção
Ação sísmica ou cargas dinâmicas	Aumenta as tensões e pode desencadear a liquefação	Disposições de projeto sísmico, reforço do talude, chaves de corte (shear keys)
Atividades humanas (desflorestação, sobrecarga no coroamento, escavação no pé)	Altera o equilíbrio natural e os padrões de drenagem	Escavação controlada, reflorestação/replantação, muros de contenção

2.1.2. Caracterização geotécnica dos solos

Etapa fundamental da caracterização geotécnica dos solos para a compreensão do comportamento dos taludes e para a conceção de medidas que garantam a estabilidade. Os engenheiros e geólogos utilizam as propriedades físicas e mecânicas do solo para modelar a resposta de um talude às alterações de carga, teor de humidade, etc. São efetuados estudos de laboratório e de campo para caracterizar o solo que o constitui, sendo os parâmetros mais importantes a distribuição granulométrica, os limites de Atterberg, as propriedades de compactação e a resistência ao cisalhamento (Knappett & Craig, 2019). Muitos destes parâmetros são depois introduzidos em métodos analíticos, simulações numéricas e critérios de conceção que são utilizados para tomar decisões sobre a geometria dos taludes e as medidas de correção.

Geralmente, as investigações no local começam com a revisão dos dados geológicos e topográficos existentes e, em seguida, são efetuadas visitas de reconhecimento no terreno para observar exposições de solos, afloramentos ou falhas de taludes existentes. As amostras não perturbadas ou perturbadas são retiradas de furos de sondagem ou de poços de ensaio, em muitos casos perfurados ou escavados, e testadas em laboratório (Popescu, 1986). O teor

de humidade, a análise granulométrica e os ensaios de plasticidade são os ensaios padrão que indicam como um solo se comporta em diferentes condições de humidade. Por exemplo, a plasticidade comporta-se em solos elevados, que podem inchar significativamente quando húmidos e encolher quando secos, o que influencia as alterações de volume, bem como a estabilidade dos taludes em regiões com alterações sazonais (Craig, 1992).

Um aspeto importante da caracterização do solo é a definição das características de compactação. O ensaio proctor (Standard ou Modificado) mede a densidade seca máxima que pode ser atingida sob determinados esforços de compactação e o teor de água ótimo associado. É uma informação importante para o projeto de taludes de enchimento ou aterros em que o solo é colocado e compactado em camadas para atingir a capacidade de suporte e a estabilidade necessárias (Cernica, 1995). O assentamento diferencial e a resistência ao cisalhamento enfraquecida podem ocorrer quando a compactação é inadequada ou quando os níveis de humidade estão fora do intervalo ideal.

A análise da estabilidade de taludes baseia-se em parâmetros de resistência ao cisalhamento que são geralmente determinados através de ensaios laboratoriais, como o ensaio de cisalhamento direto, o ensaio de compressão triaxial ou o ensaio de compressão não confinada. Normalmente, é utilizado o critério de rotura de Mohr Coulomb, em que a resistência ao cisalhamento é dada pela coesão (c) e pelo ângulo de atrito (φ). Normalmente, o ensaio depende do tipo de solo, se o equipamento está disponível e da precisão necessária. Verificou-se que os ensaios triaxiais são mais abrangentes, uma vez que as condições de drenagem (ensaios CU, UU, CD) e o comportamento tensão-deformação foram controlados (Lambe, 1979). Por outro lado, os ensaios de cisalhamento direto são relativamente mais fáceis, mas podem não reproduzir inteiramente as trajetórias de tensão *in situ*, especialmente para solos coesivos.

Outros ensaios de campo refinam ainda mais as caracterizações. Ensaio de cisalhamento com palhetas (para argilas moles); Ensaio de Penetração Padrão (SPT) ou Ensaio de Penetração em Cone (CPT) ou ensaios com medidores de pressão podem ser utilizados para medir a resistência e a rigidez do solo *in situ*. Em todo o mundo, o SPT é amplamente utilizado, mas tem limitações principalmente em solos de cascalho ou argilas muito moles (Bowles, 1996). Embora seja possível obter um perfil contínuo da resistência da ponta e do atrito da manga (CPT), este pode ser associado à classificação do solo e à estimativa da resistência ao cisalhamento. Os resultados fornecem alguns dos possíveis métodos de mitigação da variabilidade espacial do solo em taludes naturais e aterros feitos de material heterogéneo, que estes ensaios de campo mostram ser significativos.

Os engenheiros geotécnicos avaliam a estabilidade dos taludes quando têm as propriedades corretas, como a coesão, o ângulo de atrito, o peso unitário e a permeabilidade, e utilizam métodos de equilíbrio limite ou modelação numérica. O método de equilíbrio limite

pressupõe a separação das fatias do talude, o cálculo das forças que atuam em cada fatia e a verificação do fator de segurança em relação a qualquer uma das potenciais superfícies de deslizamento (Evdokimov, 1980). Embora amplamente utilizado (por exemplo, o método de Bishop e o método de Janbu), este método evoluiu ao longo de décadas e continua a funcionar sob o pressuposto de forças entre fatias, bem como em formulações iterativas. As soluções para o problema mecânico podem ser dadas por alguns métodos numéricos, como o método dos elementos finitos (MEF) ou o método das diferenças finitas, que permitem uma representação mais pormenorizada das tensões e deformações, incluindo mecanismos de rotura progressiva ou algumas zonas localizadas de plasticidade (Potts & Zdravkovic, 2001). No entanto, requerem dados de entrada de maior qualidade e calibração.

Para além das propriedades mecânicas, é necessário caracterizar as propriedades hidráulicas. A distribuição da pressão da água nos poros é regida pela permeabilidade, ou seja, pela forma como a água flui através do solo. As estimativas da taxa de drenagem da água de ou para os materiais do talude, no campo ou no laboratório, podem ser obtidas através de ensaios de queda, de cabeça constante ou de bombagem. A tensão efetiva e a estabilidade do talude podem variar muito em função dos níveis de água subterrânea, que podem flutuar devido a flutuações sazonais e de eventos (grandes precipitações) (Wettayavigromrat, 2022). As análises geotécnicas que envolvem a conceção de sistemas de drenagem ou a análise do comportamento transitório dos taludes à infiltração da chuva (Iverson, 2000) são por vezes acompanhadas por modelos hidrogeológicos numéricos. Este modelo simula vários cenários - chuva intensa prolongada, derretimento da neve, alteração da utilização do solo - em que, naturalmente, a utilização do solo pode alterar os padrões de infiltração.

O conhecimento das características de consolidação é igualmente importante para os solos coesivos. Assim, as argilas podem assentar devido ao assentamento dependente do tempo causado pela dissipação do excesso de pressão dos poros (Peck et al., 2008). Embora a consolidação atue sob cargas verticais, tem um efeito nas deformações laterais e na estabilidade global da própria fundação quando estão presentes depósitos espessos de argila sob a infraestrutura. O coeficiente de consolidação e compressão dos ensaios de índice de edómetro em laboratório determina a forma como o solo irá reagir ao longo do tempo devido a uma alteração das cargas ou das condições das águas subterrâneas. O atraso na consolidação dos taludes pode introduzir movimentos de fluência nos taludes, que devem ser monitorizados continuamente, podendo ser necessária uma construção faseada para permitir que os assentamentos ocorram de forma gradual.

A outra dimensão da caracterização geotécnica implica a compreensão das interações da estrutura do solo, como no caso de fendas, fissuras e zonas de densidade variável. As estruturas relíquias podem ser naturais e estar presentes em solos naturais de episódios

geológicos ou climáticos anteriores. Por exemplo, a fissura de dessecação de argilas de elevada plasticidade ajuda a criar um caminho de fluxo preferencial para a água, aumentando assim a infiltração e enfraquecendo a camada mais profunda (Fredlund & Rahardjo, 1993). A meteorização *in situ* pode resultar em solos residuais, incluindo tecido rochoso, que podem afetar a estabilidade do talude se o alinhamento do tecido rochoso em relação ao perfil de meteorização for favorável ao deslizamento. Quanto a estas nuances, é frequente caracterizarem-nas de forma característica e integrando abordagens como levantamentos geofísicos (tomografia de conventos elétricos, refração sísmica, radar de penetração no solo) e análises petrográficas ou mineralógicas detalhadas. Embora estes métodos sejam especializados, podem ser muito úteis no caso de locais complexos, se não estiverem completamente cobertos por furos de sondagem ou ensaios laboratoriais.

A mecânica dos solos não saturados tem sido considerada como um corpo de investigação crescente, porque as pressões negativas dos poros (sucção matricial) aumentam a resistência ao cisalhamento em muitas das encostas acima do lençol freático. Esta última é particularmente importante em climas áridos ou semiáridos, uma vez que este aumento pode ser bastante significativo. No entanto, podem reduzir ou remover a sucção matricial ao ponto de a infiltração da chuva poder desencadear falhas nos taludes após um evento de precipitação aparentemente moderado (Fredlund Delwyn, 2006). Utilizados quantitativamente, os parâmetros do solo não saturado podem, no entanto, ser obtidos a partir de ensaios laboratoriais avançados (como ensaios triaxiais controlados por sucção ou ensaios de cisalhamento direto), bem como de instrumentos de campo (como tensiómetros). A introdução de uma parte do comportamento do solo não saturado nas análises de estabilidade permite obter estimativas mais precisas do comportamento dos taludes quando sujeitos a alterações sazonais de humidade ou a precipitações extremas.

Depois de os dados terem sido caracterizados geotecnicamente, os engenheiros sintetizam-nos em relatórios geotécnicos que constituem a base sobre a qual podem ser feitas recomendações de projeto ou investigações adicionais. Dependendo dos problemas que precisam de ser resolvidos, estas recomendações podem incluir o ajuste dos ângulos de inclinação ou a especificação de formas de reforço utilizando paredes de terra mecanicamente estabilizada (MSE); pregagem do solo ou a instalação de geossintéticos (Koerner, 2012). Uma vez caracterizado, o planeamento do uso do solo na zona de risco para taludes naturais pode ser orientado pelos resultados, delinear zonas de risco e ajudar a informar os sistemas de alerta precoce. Os solos fracos podem ser melhorados com técnicas de melhoramento do solo, como cal, cimento ou outro tipo de estabilização, para aumentar a capacidade de suporte e resistir a alterações de volume. As avaliações do potencial de liquefação em áreas suscetíveis a sismos podem ser efetuadas através da combinação de

dados SPT, CPT e/ou de velocidade de onda de cisalhamento com um estudo de risco sísmico específico do local (Idriss, 1982).

A caracterização geotécnica na prática moderna da engenharia torna-se cada vez mais iterativa e baseada no risco. Uma parte é constituída por investigações iniciais para fornecer uma base de referência e, depois, à medida que o projeto se desenvolve, ou à medida que se realizam ensaios de construção, é possível alterar um pouco o modelo do solo. Isto permite que essas incertezas e heterogeneidades sejam reconhecidas e, ao mesmo tempo, garante que as margens de segurança permaneçam mais robustas e que o orçamento seja controlado. A colaboração adequada entre peritos geotécnicos, geológicos, hidrológicos e ambientais é conseguida através de uma forma de interdisciplinaridade que é típica da estabilidade de taludes (Deshvena & Deshpande, 2024).

A caracterização geotécnica exaustiva, quando combinada com uma análise adequada e métodos de construção bem selecionados, tem o potencial de diminuir grandemente a ocorrência de falhas de taludes capazes de pôr em perigo a vida humana, perturbar as infraestruturas e causar estragos no ambiente.

As melhorias tecnológicas tornam-se cada vez mais refinadas nas investigações do subsolo. A detecção distribuída por fibra ótica pode medir as alterações de tensão nos taludes em tempo real e as técnicas de detecção remota estão a melhorar em termos de precisão e frequência. Em contrapartida, os modelos numéricos têm em conta as leis constitutivas mais sofisticadas, que incluem o amolecimento por deformação, a fluência ou o comportamento anisotrópico das propriedades do solo (Di et al., 2019). Estes desenvolvimentos não substituem um programa de caracterização geotécnica bem concebido que revele como o solo se irá comportar sob as forças e condições a que está sujeito. A formação desta base com um julgamento prático de engenharia significa que os projetos modernos de taludes e as estratégias de estabilização são fiáveis e eficazes em termos de custos (Fell et al., 2008).

No entanto, a coisa mais importante a fazer, acima de tudo, é reconhecer que os solos são materiais naturais com variabilidade inerente. Nenhuma investigação geotécnica rigorosa pode eliminar toda a incerteza. Assim, foi adotada uma conceção conservadora e uma monitorização robusta, juntamente com a caracterização geotécnica. A verificação através da monitorização assegura que as condições in situ estão de acordo com os pressupostos do projeto e avisa atempadamente se forem encontrados desvios. No que diz respeito às lições aprendidas com os fracassos do passado ou com a investigação atual no que se refere à caracterização geotécnica e ao desenvolvimento contínuo e paralelo de técnicas de construção e análise cuidadosa para gerir os riscos associados aos taludes num mundo em mudança, defendemos que, para gerir os riscos dos taludes, não há pedra sobre pedra com uma melhoria contínua, e que a lição do passado é não deixar de o fazer.

2.2. Os Geossintéticos como Solução de Reforço

A engenharia geotécnica moderna é essencialmente avançada devido à utilização de geossintéticos que são componentes versáteis para reforçar o solo, atuar como filtração, drenagem ou contenção. As origens do seu aparecimento podem ser atribuídas aos desenvolvimentos na ciência dos polímeros e nos processos de fabrico, que possibilitam a produção de materiais com elevada resistência, durabilidade e compatibilidade com o solo deste tipo de projetos (Koerner, 2012). A primeira parte do conceito fundamental da utilização de geossintéticos no reforço de solos é que os geossintéticos são empregues para aumentar as propriedades mecânicas e a estabilidade das massas de solo sujeitas a cargas estáticas e dinâmicas. Por exemplo, na construção de aterros ou na estabilização de taludes, os geossintéticos ajudam a aumentar o fator de segurança e a diminuir o risco de falha, proporcionando resistência à tração contra movimentos laterais do solo (Ehrlich & Becker, 2010). Os geossintéticos são responsáveis por estes benefícios, que incluem a distribuição uniforme de cargas, a minimização de potenciais deformações e planos de falha de cisalhamento lateral em estruturas de solo.

Tipicamente feitos de polímeros sintéticos, como poliéster, polipropileno ou polietileno, os geossintéticos também são normalmente referidos como fibras orgânicas não tecidas. A razão para a escolha destes materiais reside no facto de terem uma elevada resistência à tração, à degradação química e biológica e de manterem a integridade estrutural sob vários estados de tensão (Mandal, 1995). Uma vez que o solo é inerentemente fraco em tensão, a presença de geossintéticos leva à criação de um sistema compósito em que a massa combinada de solo e geossintético é melhorada no que respeita à capacidade de suporte e à estabilidade. Os geossintéticos, quando colocados em camadas no solo, atuam como membranas tensionadas para conter a expansão do solo na direção lateral. Como resultado, o efeito de confinamento assegura que o solo tem menos probabilidades de sofrer falhas locais ou globais devido a cargas gravitacionais ou externas aplicadas (Popescu, 1986).

A estabilização mecânica de solos ativos com recurso a geossintéticos é apenas uma das vantagens dos geossintéticos como solução de reforço, existindo outras vantagens práticas. Os geossintéticos são utilizados em aplicações ambientais porque são usados como revestimentos para contenção de resíduos ou como camadas de drenagem e filtração em aterros sanitários. É amplamente reconhecida a sua capacidade de prevenir a contaminação das águas subterrâneas através da migração controlada de fluidos (Kalore & Sivakumar Babu, 2023). Além disso, existe o potencial de reduzir drasticamente as despesas de construção, uma vez que o volume de material de enchimento necessário pode ser

grandemente reduzido e os solos marginais e, por conseguinte, “indesejáveis” podem ser empregues em vez dos solos do local. Esta redução das necessidades de material e de transporte implica uma poupança de custos e práticas mais respeitadoras do ambiente (Balakrishnan & Viswanadham, 2016).

Há estudos recentes que exploram diferentes tipos de materiais e técnicas de fabrico para melhorar as funcionalidades dos geossintéticos. Os investigadores também estudaram fibras de alto módulo, como a aramida ou o carbono, que supostamente têm uma elevada resistência à tração, tornando as fibras rígidas, mas mantendo a flexibilidade. Além disso, foram introduzidas técnicas como a tecelagem avançada ou o padrão de tricotagem para criar geossintéticos com fricção de interface entre o solo e o polímero de superfície. Este último tipo de produto inclui tecnologias de revestimento para proporcionar uma durabilidade adicional em condições ambientais extremas, como temperaturas elevadas ou águas subterrâneas quimicamente agressivas (Koerner, 2012). Os restantes estudos envolvem avaliações contínuas do desempenho do ciclo de vida e o papel crítico da monitorização a longo prazo para verificar se as estruturas reforçadas proporcionam uma capacidade de serviço adequada ao longo do tempo. Os engenheiros e os fabricantes estão continuamente a aperfeiçoar as suas linhas de produtos em resposta aos organismos reguladores de todo o mundo que estão atualmente a incorporar normas de conceção e de materiais. Na foto 1 pode-se observar um talude estabilizado com um geossintético:



Figura 2.2-Talude estabilizado com geossintéticos

(fonte: <https://pt.linkedin.com/pulse/estabilidade-de-taludes-com-geossint%C3%A9ticos-uj2of>)

O desempenho satisfatório dos geossintéticos no reforço do solo depende da sua interação com o material do solo. Uma vez que os sistemas solo-geossintéticos são incorporados em regiões sísmicamente ativas, é necessário conceber sistemas solo-geossintéticos capazes de suportar cargas estáticas, bem como cargas cíclicas e dinâmicas. Os resultados dos estudos

de Perkins (1999) indicam que os pavimentos reforçados com geossintéticos apresentam uma deformação permanente reduzida em caso de cargas repetidas, o que resulta numa vida útil mais longa do pavimento. Da mesma forma, os geossintéticos podem proporcionar um confinamento que reduz consideravelmente as pressões laterais da terra em aplicações de muros de contenção. Os geossintéticos estão a tornar-se cada vez mais rentáveis, substituindo os elementos estruturais convencionais e atuando como eles. Além disso, reduzem o tempo de construção e melhoram o perfil de desempenho (Perkins, 1999).

Estas vantagens estão sujeitas a potenciais armadilhas, tais como danos durante a instalação, degradação ao longo do tempo devido à exposição aos raios UV se não forem cobertos, e o resultado indesejado de uma ancoragem insuficiente nos limites. Os desafios podem ser atenuados se se tiver cuidado com os parâmetros de conceção, a especificação dos materiais e a metodologia de construção. Para verificar o desempenho dos geossintéticos, são normalmente utilizados ensaios laboratoriais, ensaios de campo e monitorização in situ. Além disso, as diretrizes de projeto, tal como recomendadas nas especificações LRFD da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) e nos manuais da FHWA (Federal Highway Administration), orientam os profissionais na escolha do produto e da técnica geossintéticos adequados.

Ultimamente, tem-se discutido a pegada ecológica dos polímeros utilizados na produção de geossintéticos, tendo em conta o aumento da sustentabilidade. Embora estes produtos tenham de ser fabricados a partir de polímeros de base biológica ou reciclados e, no entanto, cumpram requisitos mecânicos e de durabilidade rigorosos para garantir a fiabilidade (Pisini et al., 2022), algumas empresas estão a desenvolver produtos com o estilo de vida resultante, reduzindo as emissões de carbono e a dependência de combustíveis fósseis. Além disso, os geossintéticos permitem a reciclagem de materiais de construção antigos, por exemplo, betão britado ou solos marginais, desde que sejam suficientemente reforçados para serem reutilizados, conservando os agregados naturais e diminuindo a produção de resíduos em aterros. Este facto também se enquadra bem nas tendências mais amplas das infra-estruturas verdes e da conceção resiliente, o que demonstra o papel emergente dos geossintéticos na obtenção dos resultados desejados segundo os padrões modernos de sustentabilidade.

Por conseguinte, a integração de geossintéticos em projetos de infra-estruturas críticas em todo o mundo é considerada um indicador-chave da importância dos geossintéticos na engenharia geotécnica. Os geossintéticos são agora quase indispensáveis como meio de obter um melhor desempenho e segurança, reduzindo simultaneamente os custos, desde aterros de autoestradas e subleitos ferroviários a revestimentos de aterros e defesas contra a erosão costeira. Em projetos de construção em terrenos com declive acentuado ou em grandes projetos de recuperação de terras, o reforço geossintético pode ser mais facilmente

utilizado do que os métodos convencionais (Koerner, 2012). A adoção de geossintéticos no futuro irá provavelmente englobar uma inovação tecnológica contínua, mais esforços a nível mundial em matéria de construção sustentável e um desenvolvimento contínuo dos tipos de condições do solo que têm de ser abordadas, em resultado da expansão urbana e da degradação ambiental.

Por último, ficou demonstrado que os geossintéticos são soluções boas, duradouras e económicas para o reforço do solo em várias aplicações geotécnicas e geoambientais. Os engenheiros podem conceber estruturas mais seguras com um desempenho melhor e mais otimizador a longo prazo através da incorporação das suas propriedades de tração, resistência química e capacidade de trabalhar com uma grande variedade de tipos de solo utilizando o material, explorando ao máximo essas propriedades. No entanto, a investigação em curso, a melhoria das normas e os processos de fabrico associados garantirão que os geossintéticos continuarão a desenvolver-se como a principal tecnologia de reforço do solo e darão um apoio fundamental aos projetos de infra-estruturas e de gestão ambiental que terão lugar a nível mundial (Mandal, 1995) (Koerner, 2012).

2.2.1. Tipos de geossintéticos e suas aplicações

A partir do termo geossintéticos, uma variedade de materiais à base de polímeros destina-se a ser utilizada em aplicações geotécnicas. Estes materiais podem ser compostos, fabricados e desempenhar funções diferentes, mas todos partilham o objetivo comum de melhorar o comportamento do solo. As categorias mais reconhecidas de geossintéticos incluem geotêxteis, geogrelhas, geomembranas, geocompósitos, geonets e geofoam, cada um oferecendo vantagens em determinadas condições e requisitos de projeto (Koerner, 2012). É crucial escolher o tipo certo para uma determinada aplicação, de modo a otimizar o desempenho e a relação custo-eficácia. Por exemplo, os geotêxteis são tecidos flexíveis de poliéster ou de fibras de polipropileno. Podem ser tecidos, não tecidos ou tricotados e são utilizados para fins de separação, filtragem e reforço. Os geotêxteis são normalmente colocados entre os materiais da camada de subleito e da camada de base na construção de estradas para inibir a contaminação das camadas granulares por solos mais finos (Popescu, 1986). A manutenção da integridade estrutural da camada de base através de geotêxteis adequados evita o tratamento da estrada mais cedo e reduz a necessidade de manutenção e reabilitação, diminuindo assim o custo. Como os geotêxteis possuem normalmente uma elevada permissividade, a drenagem do excesso de água pode por vezes ser conseguida através de geotêxteis não tecidos, enquanto as partículas finas são impedidas de migrar para as camadas mais grosseiras.

Os materiais utilizados para formar geomembranas são o polietileno de alta densidade (HDPE) ou o cloreto de polivinilo (PVC), que são folhas impermeáveis. A maior parte delas é utilizada como revestimento para conter instalações de eliminação de resíduos, reservatórios ou sistemas de canais. As geomembranas colocadas sob locais de resíduos perigosos tornam-se barreiras que impedem que o lixiviado contamine as águas subterrâneas (Kalore & Sivakumar Babu, 2023). As geomembranas são utilizadas em almofadas de lixiviação em minas para reter soluções de processo que permitam a extração segura e eficiente de minerais. Se as costuras das geomembranas não forem soldadas corretamente, a contenção geral pode falhar, pelo que o controlo de qualidade é cada vez mais importante para otimizar o padrão de soldadura das costuras. A instalação de sistemas de deteção de fugas, normalmente colocados por baixo ou entre as camadas de geomembranas, permite a deteção de potenciais violações que podem proteger o ambiente contra fugas de resíduos perigosos.

Os geocompósitos são produtos compostos que consistem em dois ou mais materiais geossintéticos para produzir um produto composto que melhora o desempenho ou fornece múltiplas funções em simultâneo. Um exemplo é um compósito típico de geotêxtil-geonet que é utilizado em aplicações de drenagem. O núcleo da geonet é um caminho de fluxo eficiente para a água, e as camadas de geotêxtil num ou em ambos os lados são camadas de filtragem para evitar que os finos do solo bloqueiem os canais de fluxo (Koerner, 2012). Uma vez que controlam o fluxo de fluidos potencialmente contaminados, estas conceções são particularmente úteis em sistemas de recolha de lixiviados de aterros sanitários. O segundo geocomposto, amplamente utilizado, é um geotêxtil ligado a uma geomembrana para contenção e filtragem ou separação numa só camada. Graças a esta integração, a instalação será mais fácil e o tempo total de construção poderá ser menor.

Elevada transmissividade no plano As geomembranas são concebidas para serem normalmente formadas por fios de polímero que se intersectam. Esta é uma aplicação em que são excelentes na remoção rápida de água. No entanto, a sua estrutura aberta torna-as inadequadas quando utilizadas isoladamente, ao passo que podem ser utilizadas eficazmente em conjunto com geotêxteis. No entanto, os produtos de geofoam são blocos ou painéis leves feitos de poliestireno expandido (EPS) ou poliestireno extrudido (XPS). Devido às suas propriedades únicas, são adequados para aplicações em que é necessária uma redução de peso adicional. Como a geofoam reduz o assentamento e diminui o risco de instabilidade em comparação com o enchimento pesado, pode substituí-lo na construção de aterros rodoviários sobre solos moles (Vaslestad et al., 2019). Embora não seja um material de suporte de carga, a geo-espuma impõe tão pouco peso às camadas fracas subjacentes que constitui uma opção alternativa quando a sua utilização é considerada. Na figura 2.3 pode-se ver os vários materiais geossintéticos:



Figura 2.3-Exemplos de materiais geossintéticos(fonte: <https://engenharia360.com/geossinteticos/>)

Entre os vários geossintéticos, as geogrelhas ocupam uma posição de destaque nas aplicações de reforço, nomeadamente na estabilização de taludes e na construção de muros de contenção. O seu padrão característico de aberturas, em forma de grelha, permite que o solo se encaixe nas aberturas, reforçando a ação de composição entre as barras ou nervuras de polímero e o solo adjacente (Perkins, 1999). A conceção estrutural das geogrelhas pode ser uniaxial, biaxial ou triaxial, referindo-se cada uma delas à direção em que a geogrelha apresenta a sua resistência primária. As geogrelhas uniaxiais são excelentes para aplicações em que as cargas são predominantemente exercidas numa direção, como nos taludes reforçados e íngremes, ao passo que as geogrelhas biaxiais e triaxiais resistem melhor a estados de tensão multidirecionais, como na estabilização de solos sob estradas.

As aplicações das geogrelhas estendem-se ao reforço do leito das vias-férreas, onde ajudam a distribuir as cargas dinâmicas dos comboios e a reduzir as deformações das vias. No domínio da construção de aterros sanitários, as geogrelhas podem ser combinadas com geomembranas ou geotêxteis em sistemas de revestimento basal, proporcionando assim estabilidade contra o deslizamento potencial dos componentes do revestimento ao longo de um subleito inclinado (Mandal, 1995). As resinas poliméricas utilizadas na produção de geogrelhas, como o PEAD ou o poliéster, são frequentemente tratadas com estabilizadores e revestimentos protetores para aumentar a resistência à radiação ultravioleta e aos danos mecânicos. Este facto garante a longevidade, especialmente nos casos em que as geogrelhas podem ser deixadas temporariamente expostas durante a construção. Devido à sua elevada

rigidez à tração a baixas deformações, as geogrelhas podem mobilizar rapidamente a ação de reforço, o que as torna particularmente adequadas para aplicações em que mesmo as pequenas deformações constituem uma preocupação.

É necessário ter cuidado com as propriedades do material, as condições do local e o objetivo do projeto para cada tipo de geossintético. Os objetivos do projeto devem ser cumpridos com fatores como a resistência à tração, o alongamento na ruptura, a rigidez, etc., a compatibilidade química e a durabilidade sob tensões específicas do local (Koerner, 2012). Os geossintéticos formulados existem para resistir a um pH elevado ou a uma exposição química específica e são uma característica essencial em contextos industriais ou mineiros. Nos climas frios, os ciclos de congelação-degelo e a existência de lentes de gelo exigem materiais duráveis que possam resistir a múltiplas expansões e contrações sem danos substanciais nas propriedades mecânicas. Por vezes, porém, a interação entre os geossintéticos e os solos locais exige que os engenheiros realizem investigações no local e ensaios laboratoriais para confirmar que os geossintéticos selecionados terão a capacidade de reforço, filtração ou drenagem durante a vida útil prevista no projeto.

As soluções híbridas também podem ser justificadas pela combinação de geossintéticos com materiais de construção convencionais. Por exemplo, as geomembranas são protegidas contra danos por perfuração devidos a agregados angulares num sistema de camada de base com geotêxtil ou com geogrelha em combinação com geotêxtil para maior filtração e separação num único sistema (Popescu, 1986). Em cenários geotécnicos complexos, como nos revestimentos das margens e das torres, as disposições em várias camadas são especialmente importantes. Por conseguinte, os engenheiros consideram que o tipo de geossintético e a sua configuração dependem de um equilíbrio entre os seus requisitos, as preocupações ambientais e as questões económicas. Os projetistas tiram partido das propriedades especiais de cada material e desenvolvem soluções que melhor distribuem a carga, alcançam a estabilidade, o desempenho hidráulico e a durabilidade em projetos simples e sofisticados (Gowthaman et al., 2018).

2.2.2. Propriedades específicas das geogrelhas

Os geossintéticos não são particularmente resistentes, mas destacam-se relativamente entre o grupo pelo facto de serem geogrelhas, com uma configuração de grelha aberta distinta que facilita o encravamento com solos granulares para ajudar a melhorar a transferência de carga e a estabilidade. Estes materiais são geralmente filas ou nervuras de barras ou nervuras poliméricas numa grelha regular com aberturas definidas (Koerner, 2012). As aberturas têm propriedades cruciais no que diz respeito à interação entre o solo e a

geogrelha, uma vez que permitem a passagem de partículas de solo e geram uma resistência passiva sob as cargas aplicadas. Em particular, o mecanismo de interbloqueio é uma mais-valia nos casos em que o espalhamento lateral dos agregados da camada de base é limitado pelas geogrelhas, em que a elevação da base é melhorada, bem como a capacidade de suporte, e em que não se verifica a formação de cio à superfície. Estudos laboratoriais e de campo demonstraram que as geogrelhas são eficazes na redução da profundidade dos sulcos e no aumento da vida útil dos pavimentos sujeitos ao tráfego de camiões pesados (Perkins, 1999).

Os polímeros utilizados no fabrico de geogrelhas incluem o polietileno de alta densidade (PEAD) e o poliéster (PET), que apresentam vantagens. As geogrelhas fabricadas em PEAD apresentam uma excelente resistência química e a resistência à radiação ultravioleta é comum e desejável quando sujeitas a uma exposição química ou a uma curta exposição à luz solar. Por outro lado, as geogrelhas de poliéster têm uma elevada resistência à tração e um módulo de elasticidade a baixas tensões e, por conseguinte, são muito adequadas para aplicações em que a deformação é evitada, como é o caso dos taludes íngremes e dos muros reforçados com geogrelhas (Mandal, 1995). O revestimento polimérico ou betuminoso de algumas geogrelhas melhora a resistência aos danos mecânicos durante a instalação e aumenta a ligação com os materiais de aterro.

Os métodos típicos (ensaios de tração de grande largura) para determinar a rigidez e a resistência à tração das geogrelhas baseiam-se na norma ASTM D6637. As propriedades de tração são fundamentais para a função das geogrelhas, uma vez que as deformações das geogrelhas produzem um reforço quando a geogrelha se deforma devido ao movimento do solo. Por conseguinte, as geogrelhas devem ser suficientemente rígidas para se engatarem numa fase inicial do ciclo de carga, a fim de evitar tensões elevadas no solo. O engate precoce é especialmente importante nas aplicações em que é necessário um transporte rápido ou quase rápido da carga, por exemplo, nas aplicações que envolvem a construção rápida de aterros sobre solos moles. A geometria da abertura, incluindo parâmetros como a dimensão e a forma, é outra propriedade fundamental, uma vez que determina a forma como a geogrelha se fixa no solo circundante (Jia et al., 2024). As aberturas mais comuns são as quadradas ou retangulares e alguns fornecedores produzem geogrelhas triaxiais com uma configuração triangular mais complexa que, segundo se afirma, melhora a distribuição uniforme da carga.

O desempenho da geogrelha a longo prazo deve ser resistente a agentes químicos e biológicos. Embora os materiais poliméricos em geral não sejam inerentemente biodegradáveis, num ambiente ácido ou básico, podem sofrer hidrólise ou oxidação, o que resulta numa diminuição da resistência à tração. As geogrelhas de poliéster não protegidas podem ser sujeitas a uma degradação química acelerada em condições de pH elevado, como

as que se verificam habitualmente em alguns aterros de betão ou solos estabilizados. Estes riscos são reduzidos pelos fabricantes que utilizam poliésteres com elevado peso molecular e baixo grupo carboxílico final ou que utilizam revestimentos protetores. Poderão ocorrer danos mecânicos parciais nas geogrelhas durante a instalação, se forem colocados agregados de grandes dimensões ou angulosos sem o devido cuidado. Graças a técnicas corretas de manuseamento e de estratificação, as geogrelhas não são excessivamente perfuradas ou desgastadas.

As geogrelhas são ensaiadas num aparelho de tração à escala laboratorial em vários cenários de conceção para determinar o atrito da interface e a resistência da ligação entre a interface solo e a geogrelha. Os resultados destes ensaios informam sobre a tensão máxima que a geogrelha pode transmitir ao solo adjacente, até que ocorra o deslizamento (Popescu, 1986). Esta informação é necessária para a sua utilização em projetos fiáveis de taludes e muros de contenção com geogrelhas, onde o conhecimento da distribuição das forças de tração ao longo das camadas de geogrelha é crucial. Ao longo dos anos, os investigadores melhoraram os processos de ensaio e os modelos numéricos para se aproximarem mais do que acontece nos sistemas reforçados com geogrelhas. No entanto, a visualização e a quantificação do encravamento à escala da partícula têm sido difíceis e limitadas por técnicas avançadas como a correlação de imagens digitais e a modelação de elementos discretos; contudo, os novos conhecimentos adquiridos com o aumento gradual do nível de salpicos na conceção patenteada têm sido utilizados para orientar o desenvolvimento e a otimização do produto. Em última análise, as propriedades específicas das geogrelhas - resistência à tração, rigidez, configuração da abertura e durabilidade - determinam se as geogrelhas são adequadas para uma determinada aplicação de engenharia. As geogrelhas foram rigorosamente testadas, fabricadas com elevada qualidade e foi dada atenção às práticas de instalação no terreno para demonstrar a sua importância para as soluções geotécnicas modernas que exigem um reforço do solo fiável e económico (Koerner, 2012).

2.2.3. Interação solo-geogrelha

O êxito do reforço com geogrelhas depende do desempenho imediato e da estabilidade a longo prazo das estruturas geotécnicas, em que a interação entre a geogrelha e o solo constitui o elemento central determinante. Ao contrário dos materiais em folhas contínuas, as geogrelhas baseiam-se nas aberturas abertas para promover a interação mecânica com as partículas de solo adjacentes. As forças de firmeza são transferidas para a geogrelha a

partir do solo, através do atrito e da resistência passiva do grão de solo aos bordos das aberturas, à medida que os grãos de solo interagem entre si. Este mecanismo de transferência de carga permite que a massa de solo reforçado se comporte como um compósito, com uma maior resistência ao cisalhamento e uma deformação inferior à do solo individual. A ação do compósito é mais eficaz se os fatores, por exemplo, rigidez da geogrelha, dimensão da abertura, nível de tensão normal, gradação do solo e forma das partículas, forem cuidadosamente combinados.

Os estudos demonstraram que a interação mais forte entre a geogrelha e os solos ocorre normalmente com um perfil bem graduado e partículas angulares (Popescu, 1986). Existe uma correlação direta entre a aderência e a angularidade dos grãos e, uma vez que os grãos angulares e de tamanho variado preenchem melhor as aberturas, há cada vez mais pontos de contacto por fricção. Apesar de estes solos não apresentarem uma gradação ideal, uma geogrelha corretamente selecionada pode melhorar o desempenho global ao fornecer um esqueleto estrutural que mantém o solo em posição. Importa igualmente ter em conta que as condições de saturação ou quase saturação podem reduzir as tensões efetivas, alterar as características de atrito e as pressões resultantes da água dos poros. Nestes casos, as geogrelhas podem impedir a deslocação lateral, mas não resistem sozinhas à grande redução da resistência ao cisalhamento à medida que a pressão dos poros aumenta. O reforço com geogrelhas, bem como os sistemas de drenagem integrados e a gestão cuidadosa da água são frequentemente utilizados em combinação para manter condições estáveis.

O ensaio laboratorial mais comum para verificar a interação solo-geogrelha é o ensaio de arrancamento. Nestes ensaios, o provete de geogrelha é colocado numa caixa de solo e carregado sob tensão controlada. São utilizados sistemas mecânicos ou pneumáticos para manter a tensão normal no solo, simulando a sobrecarga no terreno. As medições do deslocamento e da carga aplicada fornecem a resistência máxima ao arrancamento, que se torna indicativa do pico de tensão de cisalhamento mobilizado na interface solo-geogrelha (Koerner, 2012). No entanto, são estes dados, frequentemente apresentados sob a forma de coeficiente de atrito aparente ou coeficiente de aderência, que são necessários para a conceção de muros reforçados, taludes e outras estruturas. Ao comparar as dimensões das aberturas das geogrelhas, os tipos de polímeros e as condições do solo, é possível obter algumas informações úteis para a conceção do reforço. Embora os ensaios de arrancamento simplifiquem as condições de fronteira observadas no terreno, os ensaios de arrancamento continuam a ser uma pedra angular na interpretação da mecânica que rege os sistemas solo-geogrelha.

Os resultados laboratoriais são corroborados por experiências à escala do terreno e por estudos de casos que demonstram os resultados laboratoriais sob cargas de construção e as condições ambientais desses terrenos. As deslocações laterais, os assentamentos verticais e

as deformações da camada de geogrelha são medidos a longo prazo nestes locais. Por outro lado, as estruturas de terra armada apresentam ligeiros movimentos, o que também prova que os sistemas de geogrelhas bem concebidos podem suportar a carga prevista (Mandal, 1995). As cargas sentidas no interior das armaduras são direta e diretamente monitorizadas por instrumentos avançados, que incluem extensómetros aderentes às nervuras das geogrelhas. Estes dados *in situ*, que constituem uma validação das abordagens de conceção baseadas no equilíbrio limite ou em simulações numéricas, ajudaram os engenheiros a alterar os fatores de segurança parciais e a reduzir as conceções demasiado conservadoras. O trabalho experimental é complementado numericamente através de simulações pormenorizadas da distribuição de tensões no compósito solo-geogrelha, como forma de complementar o trabalho experimental. No caso da geogrelha, as leis constitutivas da plasticidade do solo, do amolecimento das tensões e da rutura progressiva podem ser integradas em modelos de elementos finitos (MEF) ou em métodos de elementos discretos (DEM), de forma a incorporar as geogrelhas como elementos incorporados ou como elementos estruturais com propriedades de rigidez e de interação predefinidas (Jia et al., 2024). Estes modelos permitem aos projetistas investigar a influência da alteração da grelha da geogrelha, das configurações das camadas e das propriedades do solo em diferentes condições de carga. Estas ferramentas computacionais servem para gerar projetos baseados no desempenho, que têm em conta os erros de modelação da resposta do solo, as tolerâncias de construção e as possíveis variações das propriedades dos materiais. No entanto, é necessário que os resultados da modelação sejam calibrados e validados com base em dados empíricos para que os resultados da modelação sejam fiáveis.

No que se refere à interação solo-geogrelha, a instalação correta é muito importante. Uma tensão insuficiente sobre as geogrelhas ou um solo não apertado em torno das grelhas não permitirá desenvolver o interbloqueio e a transferência de carga desejados. O êxito global do sistema de reforço depende igualmente da sobreposição dos painéis de geogrelhas e da ancoragem dos bordos, bem como da compactação do sistema de reforço em camadas de compactação uniformes (Popescu, 1986). O tráfego excessivo de equipamento de construção sobre as geogrelhas soltas durante a instalação pode danificar a estrutura da geogrelha ou empurrá-la para fora de posição, o que pode comprometer a conceção prevista. Atualmente, muitas especificações de construção incluem diretrizes relativas à proteção física das geogrelhas e à sua retenção e tensionamento.

A longo prazo, a interação solo-geogrelha depende de fatores ambientais. As condições do lençol freático ou os ciclos de congelamento e descongelamento podem modificar a distribuição das tensões no solo e podem afrouxar o intertravamento. Em climas frios, as partículas de solo nas aberturas da geogrelha podem expandir-se e contrair-se repetidamente, provocando uma diminuição gradual da resistência da ligação. Da mesma

forma, as cargas cíclicas provocadas pelo tráfego ou por atividades sísmicas podem deteriorar a interface solo-geogrelha se forem escolhidos ou concebidos materiais que não se adaptem a essas tensões (Ehrlich & Becker, 2010). Os primeiros sinais de enfraquecimento da interface podem ser identificados através de inspeções regulares e de instrumentação, antes de causarem uma degradação grave da zona. Sempre que possível, as flutuações de humidade ou de temperatura podem ser atenuadas através de medidas de conceção que aumentem a capacidade de interbloqueio, tais como sistemas de drenagem integrados ou uma maior profundidade de incorporação das camadas de reforço.

A interação solo-geogrelha é, portanto, um fenómeno multifacetado que constitui o êxito dos sistemas de reforço com geogrelhas na engenharia geotécnica. O material compósito formado pelas geogrelhas e pelo solo, através de interligação mecânica e ligação por fricção, é mais forte e mais estável do que o solo isolado (Koerner, 2012). A interação entre o primeiro e o segundo é regida por uma compreensão pormenorizada da forma como evolui em condições de carga e ambiente exploradas por estudos laboratoriais controlados, ensaios à escala real e modelação computacional. Demonstra por que razão os ensinamentos práticos retirados salientam a necessidade de uma seleção cuidadosa do material, combinada com uma instalação precisa e informações sobre o controlo, a fim de assegurar um reforço adequado ao longo da vida útil da estrutura. Espera-se que a próxima geração de tecnologias de geogrelhas, que incorpora polímeros de maior resistência, um design de abertura melhorado e processos de fabrico sustentáveis, venha a ampliar as aplicações das geogrelhas para melhorar o comportamento do solo e proporcionar soluções de infra-estruturas seguras e económicas (Jia et al., 2024).

2.3. Normas e Boas Práticas na Conceção de Taludes Reforçados

Uma combinação de normas internacionais, códigos de prática nacionais e boas orientações rege o projeto de taludes reforçados para garantir a fiabilidade estrutural, a durabilidade e o respeito pelo ambiente. O Eurocódigo 7 (EN 1997-1:2004) é internacionalmente conhecido por tratar o projeto geotécnico de uma forma abrangente, incluindo a avaliação das propriedades do solo, a caracterização das cargas e a aplicação de fatores de segurança parciais, o que tem sido reconhecido (Bond & Harris, 2006). Este código é geralmente complementado por anexos locais ou adaptações dentro da União Europeia, como Portugal seguiu para isso, aplicando a NP EN 1997-1 (2010) para, por exemplo, refletir condições geotécnicas específicas, tradição climática e de construção do país (Cardoso & Fernandes, 2001). A BS 8006-1:2010 fornece um código de prática detalhado para o reforço do solo

usando reforços geossintéticos ou metálicos, que está em paralelo com a BS 8006-2: 2010 (Guo & Nguyen, 2023).

Nos Estados Unidos, as diretrizes da Federal Highway Administration (FHWA) (Elias et al., 1997) têm sido a orientação fundamental para a concepção de muros de terra estabilizada mecanicamente (MSE) e de taludes reforçados, em tópicos como a verificação da estabilidade externa e interna, a seleção do aterro e o controlo da qualidade da construção. Para além das fronteiras destas normas, surge um tema comum: estes taludes devem ser concebidos sob uma filosofia de estado limite de considerações finais e de capacidade de serviço, utilizando factores parciais de segurança que incorporam as propriedades do solo e as incertezas de resposta do material, bem como o potencial de variabilidade das cargas (Duncan et al., 2014).

É também uma boa prática, no projeto de taludes reforçados, proceder a uma investigação exaustiva do local e selecionar métodos de construção adequados que diminuam o risco e aumentem a vida útil. Koerner (2012) sublinha a necessidade de uma caracterização pormenorizada da estratigrafia do solo, das pressões da água dos poros e das propriedades mecânicas dos materiais naturais e manufacturados. Esta abordagem resulta numa base estável para a modelação numérica ou analítica, de modo que esta interação mais precisa entre as camadas de solo e os reforços incorporados seja captada (Rowe, 2001) (Koerner, 2012).

Muitos profissionais utilizam análises avançadas ou métodos baseados na fiabilidade para incorporar as incertezas dos parâmetros do solo ou das condições de carga, a fim de determinar um projeto mais racional e consistente com as exigências específicas do local (Wu, 2015). Estas medidas de precaução são tomadas com o objetivo final de mitigar quaisquer potenciais mecanismos de falha, quer externos, internos ou combinados, que a disposição das armaduras, o comprimento das ancoragens e as disposições de drenagem escolhidas devem mitigar adequadamente (Elias et al., 1997).

As normas contemporâneas também reconhecem o valor das qualidades de sustentabilidade e integração ambiental no projeto de taludes reforçados, juntamente com os objectivos estruturais e geotécnicos. Mais uma vez, Bifulco et al. (2016) referem a utilização crescente de geossintéticos de base biológica e reciclados em projetos portugueses de estabilização de taludes, o que é encorajado pela menor pegada de carbono e pela preservação dos habitats locais promovida pelas diretivas europeias (Bifulco et al., 2014).

Do mesmo modo, Yao et al. (2024) sugerem que as avaliações do ciclo de vida fazem parte das fases iniciais do projeto e podem ser realizadas para vários sistemas de reforço, de modo que a diferença de custo e desempenho entre diferentes sistemas de reforço possa ser comparada utilizando informação adicional, ou seja, o impacto ambiental (Yao et al., 2024). Se possível, as soluções vegetativas são favorecidas pela sua melhoria da estética dos

taludes, pelo aumento da biodiversidade e pela sua capacidade de reduzir a erosão superficial (Rowe, 2001). Estas ideias são concretizadas na norma BS 8006-1:2010, que enfatiza a necessidade de drenagem e controlo da infiltração de água subterrânea para evitar falhas progressivas ou a acumulação de pressão nos poros (Jewell, 1996).

Atualmente, a intersecção entre o rigor técnico e a gestão ambiental defendida por esta tese está em sintonia com a atual regulamentação portuguesa, que inclui os taludes reforçados como parte de estratégias mais amplas de uso do solo destinadas a salvar a paisagem natural em áreas muito suscetíveis, como as regiões costeiras ou montanhosas (Cardoso & Fernandes, 2001). Através da adesão a estas normas e melhores práticas reconhecidas, os projetos de estabilização de taludes tornam-se, em última análise, mais seguros, mais duradouros e mais harmoniosos, evidenciando a quase maturidade da disciplina e a importância crítica de uma disciplina que englobe imperativos de sustentabilidade e requisitos de desempenho a longo prazo.

2.3.1. Critérios de Estabilidade

Os critérios de estabilidade para taludes reforçados estão ancorados no requisito de evitar a probabilidade de falha durante a vida útil prevista no projeto e nas condições de carga relevantes, estáticas, hidrostáticas e sísmicas. A avaliação da estabilidade utilizando métodos clássicos como o de Bishop, Janbu ou Morgenstern-Price baseia-se numa abordagem de equilíbrio limite e divide as superfícies de deslizamento potencial em fatias, calculando depois os fatores de segurança através do equilíbrio das forças de condução e de resistência (Duncan et al., 2014). A prática moderna pode utilizar modelação numérica, como técnicas de elementos finitos ou de diferenças finitas, para aperfeiçoar o comportamento tensão-deformação e a simulação de padrões de deformação em estratigrafia complexa ou sob condições de carga irregulares (Rowe, 2001). No entanto, sempre que se decide avaliar a estabilidade, normas como o Eurocódigo 7 (EN 1997-1:2004) e a BS 8006-1:2010 insistem na necessidade de considerar fatores de segurança parciais, por exemplo, um fator de incerteza na resistência do solo, um fator de incerteza no desempenho do reforço, um fator de incerteza na qualidade da construção e, finalmente, um fator de incerteza na alteração da pressão da água dos poros (Bond & Harris, 2006). Nos taludes reforçados, os critérios de estabilidade vão além da consideração da estabilidade global ou global, que testa se podem ocorrer grandes falhas rotacionais ou translacionais em todo o talude (Jewell, 1996), para examinar a estabilidade interna das camadas de reforço na zona reforçada como a capacidade potencial das camadas para

resistir à rutura ou ao arrancamento dentro das suas zonas. Esta abordagem dupla ajuda a garantir que os colapsos progressivos ou súbitos são evitados devido a mecanismos de macroescala e microescala. Além disso, as diretrizes da FHWA (Elias et al., 1997) também incluem verificações adicionais para a estabilidade composta, onde a superfície de deslizamento pode intersectar parte da zona reforçada, bem como o solo não reforçado, o que requer uma análise bastante complicada que incorpora a interação entre o solo e o reforço. De acordo com a NP EN 1997-1 (2010), adaptada para Portugal, os engenheiros geotécnicos devem também ter em conta os fatores locais, como pode ser o caso da presença de argilas expansivas, solos colapsíveis ou potencial atividade sísmica, que podem ter um grande impacto na estabilidade e podem exigir valores diferentes para o comprimento de cravação, espaçamento das armaduras ou disposições de drenagem (Cardoso & Fernandes, 2001).

As pessoas consideram que as margens de segurança aceitáveis, o julgamento de engenharia e as avaliações de risco específicas do projeto são fundamentais para determinar o que é. Os projetistas que consideram que as consequências de uma falha são elevadas, ou seja, perto de zonas urbanas, autoestradas ou infra-estruturas críticas, podem adotar parâmetros mais conservadores ou efetuar análises probabilísticas para quantificar a probabilidade de modos de falha (Wu, 2015). Ao associar técnicas baseadas na fiabilidade, a variabilidade do solo é explicitamente tida em conta (Gao et al., 2025). Consequentemente, essas abordagens acabam muitas vezes por resultar em conceções mais complexas, mas talvez mais sofisticadas e menos “exóticas”, que podem exigir materiais de maior qualidade, espaçamentos de reforço mais pequenos, mas mais próximos, ou infraestruturas de segurança adicionais, como drenagem robusta, instrumentação e monitorização contínua. De acordo com Koerner (2012), a observação contínua ao longo da construção, bem como após a conclusão, é um contributo importante, uma vez que a leitura de inclinómetros, piezómetros ou extensómetros nas camadas de reforço confirmará os pressupostos do projeto e também alertará precocemente para anomalias no desempenho.

As considerações relativas à capacidade de serviço, ou seja, as deformações ou deslocamentos admissíveis, que não põem em perigo a função ou a estética do talude, também estão incluídas nos critérios de estabilidade (Peck et al., 2008). Os limites de deformação estipulados para o talude devem ser estabelecidos de acordo com a natureza da estrutura, as instalações adjacentes ao talude e para a fissuração ou abaulamento na face do talude, de acordo com a BS 8006-1:2010 e o Eurocódigo 7 (EN 1997-1:2004). Em Portugal, Ferreira et al. (2016) referem que a consideração da proteção contra a infiltração de água continua a ser da maior importância, porque, devido a eventos de precipitação intensa, as pressões dos poros podem aumentar rapidamente, a resistência ao cisalhamento do solo pode diminuir e os reforços tornar-se-ão ineficientes. (Ferreira et al., 2016) Assim, no projeto, as camadas

de drenagem, as coberturas impermeáveis ou os sistemas de recolha de águas superficiais são habitualmente utilizados para cumprir os critérios finais e de utilização. De um modo geral, as principais normas e diretrizes podem ser mapeadas para uma estratégia multidimensional para garantir a estabilidade dos taludes reforçados, fundindo a análise geotécnica clássica com ferramentas computacionais modernas e a gestão de riscos, e a verificação no terreno para um desempenho a longo prazo e a segurança pública.

2.3.2. Requisitos Técnicos e Ambientais

A conceção de taludes reforçados inclui requisitos técnicos e ambientais que abrangem uma vasta gama de fatores para além da mera estabilidade. Do ponto de vista técnico, um dos primeiros requisitos diz respeito à seleção dos materiais e à verificação do seu desempenho nas condições de carga, climáticas e químicas previstas (Koerner, 2012). A resistência à tração, a rigidez e a durabilidade do reforço, quer se trate de uma geogrelha sintética, de um geotêxtil, de tiras metálicas de união ou de outro sistema patenteado, são então especificadas para utilização em conjunto com os solos, a fim de gerar resistências ao cisalhamento e limitações às deformações.

Existem diretrizes, como a BS 8006-1:2010 e as diretrizes da FHWA (Elias et al., 1997), com procedimentos pormenorizados relativos ao ensaio de produtos de reforço que devem avaliar a forma como se degradam por mecanismos como o desgaste mecânico, a exposição aos raios UV e o ataque químico por solos corrosivos ou águas subterrâneas. Em Portugal, estes requisitos são retomados pela NP EN 1997-1 (2010) e, mais uma vez, devem ser tidas em conta as condições geoquímicas locais e o potencial de ataque por sulfatos em certas regiões, bem como outros aspetos específicos do local que possam afetar as propriedades a longo prazo dos materiais de reforço (Cardoso & Fernandes, 2001).

Um requisito técnico importante em termos de projeto e implementação são as medidas de drenagem adequadas necessárias para alcançar baixas pressões de água nos poros, uma vez que, mais uma vez, isso é crucial para manter a resistência ao cisalhamento na massa do solo e evitar falhas repentinas ou progressivas (Rowe, 2001). Isto é possível através da utilização de camadas de drenagem interna, tubos perfurados ou aterros de drenagem livre, de modo que qualquer água que possa penetrar no talude seja rapidamente transportada para fora da zona reforçada.

Uma segunda prioridade técnica é a especificação pormenorizada da interface entre o talude reforçado e as estruturas adjacentes ou os solos não reforçados. A transição deficiente ou a alteração abrupta da rigidez pode localizar tensões e provocar movimentos diferenciais e deve ser evitada, segundo Guo & Nguyen (2023) e sublinham que o traçado reforçado

(especialmente a sobreposição ou o interbloqueio com os depósitos de solo existentes) deve ser corretamente concebido (Guo & Nguyen, 2023). Um dos aspetos básicos nesta atividade é o controlo da qualidade da construção, uma vez que um talude bem concebido pode falhar se a instalação não for feita de acordo com as especificações. Tal como referido por Koerner (2012), os níveis de compactação do aterro devem ser controlados de forma que a compactação seja uniforme em todas as camadas de solo e a camada de reforço seja colocada à cota e tensão corretas (Koerner, 2012). Isto é confirmado através de inspeção visual, testes de campo e monitorização contínua durante a construção (Elias et al., 1997). O que foi mencionado acima é o facto de que, uma vez que o talude é colocado em serviço, a manutenção e a inspeção periódicas têm de ser realizadas para detetar sinais de erosão, assentamento localizado ou danos nos elementos de proteção da superfície, de modo que os esforços de correção possam ser adotados prontamente.

Do ponto de vista ambiental, os objectivos de segurança e ambientais têm de encontrar um equilíbrio para proteger a segurança e os ecossistemas circundantes. E embora o termo normalmente afaste os pensamentos de encostas de montanha imaculadas e repletas de biodiversidade, a engenharia de taludes - se feita com sensibilidade - é agora considerada uma tendência internacional que pode, de facto, promover a biodiversidade e a revegetação natural.

Bifulco et al. (2016) referem que, em muitas encostas portuguesas expostas à instabilidade, a aplicação de revestimentos vegetados ou de tapetes biodegradáveis de controlo da erosão, para além de evitarem as lavagens superficiais, promovem também a reprodução natural de espécies que estabilizam a camada superficial do solo e proporcionam habitats para a fauna local (Bifulco et al., 2014). Não é raro ver projetistas que reúnem componentes mecânicos e biológicos que constituem o que se designa por solução de bioengenharia em zonas íngremes ou visualmente salientes do terreno, onde se pretende obter uma continuidade ecológica com menor impacto visual.

O Eurocódigo 7 (EN 1997-1:2004) também defende esta abordagem integrada nos seus requisitos de que as considerações de projeto devem ter em conta os potenciais efeitos sobre os cursos de água e habitats próximos e sobre a paisagem em geral nas regiões abrangidas pela legislação europeia de conservação. Tanto a BS 8006-1:2010 como (Jewell, 1996) estão conscientes de que as boas práticas de reforço de taludes devem ter em conta sensibilidades estéticas e ambientais que podem influenciar o tipo de reforço a utilizar, a geometria do talude e os tratamentos de acabamento desde uma fase inicial do projeto (Jewell, 1996).

As políticas nacionais em Portugal conduzem a considerações ambientais adicionais devido à proteção das zonas costeiras e dos terrenos montanhosos, que são ambos afetados pela erosão, degradação dos solos e fragmentação dos habitats como riscos (Ferreira et al., 2016). Nestes locais sensíveis, as encostas reforçadas são frequentemente rodeadas de uma

avaliação abrangente do impacto ambiental e de uma colaboração sustentada com as autoridades ambientais competentes para chegar a uma área estabilizada amiga do ambiente que satisfaça os planos mais amplos de utilização dos solos. De acordo com Yao et al. (2024), este quadro pode ser utilizado pelas partes interessadas para realizar uma avaliação do ciclo de vida (ACV) de projetos de taludes reforçados, a fim de avaliar as pegadas de carbono, o consumo de recursos e os requisitos de manutenção a longo prazo, em simultâneo com os objectivos de desempenho geotécnico (Yao et al., 2024). Com esta abordagem, é possível descobrir oportunidades de inserção de materiais reciclados/primas e de redução da utilização de energia aquando da instalação do edifício e desenvolver planos para um acabamento responsável dos materiais sintéticos. A combinação destas preocupações ambientais com os requisitos técnicos rigorosos estabelecidos pelas normas internacionais e pelos regulamentos regionais torna possível fornecer projetos de taludes reforçados com compatibilidade entre a fiabilidade do desempenho e a gestão ecológica. De acordo com Rowe (2001), a monitorização contínua (através de instrumentação, inspeções visuais e levantamentos da vegetação) ajuda a manter os pressupostos do projeto e, de um modo mais geral, as bases para a recuperação ambiental, bem como os dados para o aperfeiçoamento futuro do projeto (Rowe, 2001). No final, ao impor ao rigor técnico uma verdadeira dedicação ao bem-estar ambiental, os profissionais podem produzir taludes reforçados que são estáveis sob restrições rigorosas e, acima de tudo, contribuem para a sustentabilidade e a resiliência das paisagens construídas.

2.4. Síntese do Capítulo

A prevenção de movimentos de massa, uma componente importante da engenharia geotécnica, é referida como estabilidade de taludes e é o processo de compreensão e mitigação dos riscos para a estabilidade de tais movimentos de massa que põem em risco vidas e infra-estruturas. Um talude é estável quando existe uma interação entre as forças motrizes (normalmente a gravidade e as cargas externas) e a oposição resistente derivada da resistência ao cisalhamento inerente e de quaisquer sistemas de reforço, conforme descrito, que tendem a induzir a rotura e a opor-se a ela. No entanto, o equilíbrio entre essa perda e a taxa de soterramento pode ser modificado por fatores como a geometria do talude, a estratigrafia dos solos, as pressões da água dos poros e a atividade sísmica, pelo que a investigação e a caracterização do local devem ser exaustivas.

Parâmetros como a coesão, o ângulo de atrito e a rigidez são estabelecidos durante ensaios laboratoriais e de campo para utilização na análise de estabilidade; a sua utilização permite uma avaliação mais realista da estabilidade. Esses estudos também determinam as

condições das águas subterrâneas, que são críticas para as falhas de taludes, uma vez que a pressão dos poros aumenta devido às chuvas ou à drenagem insuficiente, a resistência ao cisalhamento do solo diminui e pode tornar-se instável. Devido a estas sensibilidades, é da maior importância que os projetistas identifiquem as potenciais alterações do equilíbrio do talude resultantes da escavação, construção ou eventos climáticos.

Os materiais geossintéticos constituem um meio versátil e económico de fornecer reforço para aumentar a capacidade de tração quando necessário e melhorar o desempenho do solo. Na vasta classe de geossintéticos, os geotêxteis e as geogrelhas teriam sido utilizados na estabilização de taludes. Os geotêxteis proporcionam a filtragem e a separação do solo e conferem também alguma resistência à tração (a geogrelha, com a sua estrutura aberta, é, no entanto, muito boa a permitir a ligação de parte de cada uma das partículas do solo, aumentando assim a transferência de relações e diminuindo a deformação da ripa). As geogrelhas são fabricadas com diferentes resistências à tração, rigidezes e tamanhos de abertura, a partir de diferentes processos de fabrico, todos destinados a satisfazer determinadas exigências do local e condições do solo.

As geogrelhas fixam-se mecanicamente aos agregados de aterro e aumentam progressivamente as ligações mecânicas e de fricção, o que, em conjunto, melhora a estabilidade dos taludes. O êxito deste tipo de reforço depende de boas instalações, como uma boa colocação, uma compactação uniforme e um sistema de ancoragem comercialmente aceitável. Os benefícios teóricos do reforço podem ser prejudicados por qualquer negligência no controlo da qualidade da construção, pelo que é essencial uma supervisão adequada no local.

Os muros reforçados são projetados de acordo com as normas e códigos de prática que dão orientações sobre métodos analíticos, requisitos de materiais e considerações de segurança. A maioria destas normas utiliza conceitos de conceção de estado limite com estados limite últimos (que visam evitar o colapso total) e estados limite de utilização (que dizem respeito às deformações permitidas ao longo do tempo).

Na prática, os engenheiros podem recorrer a abordagens de equilíbrio limite, como o método de Bishop ou Janbu, ou a modelação numérica avançada para calcular as superfícies de deslizamento críticas e os factores de segurança. As incertezas nas propriedades do solo, no desempenho do reforço, nos processos de construção, são tratadas em termos de factores de segurança parciais que representam magnitudes de margem de erro no projeto. É possível aperfeiçoar ainda mais a nossa compreensão utilizando análises probabilísticas se houver níveis de risco elevados ou se as condições sísmicas exigirem um maior nível de compreensão devido à variabilidade dos parâmetros-chave. Após critérios rigorosos de estabilidade, as boas práticas consistem também em integrar medidas de drenagem robustas para o controlo da infiltração de água, uma vez que o aumento da pressão dos poros

pode reduzir drasticamente a margem de segurança. A durabilidade e o impacto ambiental são igualmente importantes.

Os materiais de reforço com os quais a corrosão ou a deterioração biológica da resistência a cargas flutuantes ou durante as condições climáticas, mesmo a taxas específicas do local de resistência CIP durante a vida útil prevista no projeto. No que respeita à sustentabilidade, as soluções geossintéticas que envolvem a utilização de polímeros reciclados ou de menor impacto ou de revestimentos vegetais que melhoram a estética do muro, reduzem a erosão superficial e apoiam o ecossistema local, têm estado em destaque. Atualmente, o papel tecnológico com consciência ecológica torna-se cada vez mais comum e pode ser visto como parte de uma mudança cada vez mais comum na engenharia de tecnologias mais sustentáveis e mais resistentes. Quando os engenheiros seguem os procedimentos tradicionais de conceção, selecionam cuidadosamente os materiais da atualidade e avaliam cuidadosamente o local antes do desenvolvimento, podem ser construídos muros reforçados que funcionam adequadamente durante décadas - se não mais.

2.5. Metodologia para a revisão da literatura

A revisão da literatura foi conduzida de forma sistemática e estruturada, garantindo a rastreabilidade dos resultados e a sua replicação por outros investigadores. Para tal, foram seguidas as seguintes etapas:

1.º-Definição do problema e formulação das questões de investigação

Foram identificadas como lacunas centrais de conhecimento a influência da granulometria do agregado na interação com geogrelhas e a eficiência do reforço de taludes com recurso a geossintéticos. Com base nisto, formularam-se questões orientadoras, tais como: “De que forma a composição granulométrica dos agregados afeta a interação com geogrelhas?” e “Quais os mecanismos de reforço mais relevantes em muros e taludes de solo reforçado?”.

2.º-Estratégia de pesquisa bibliográfica

A pesquisa foi realizada em bases de dados científicas de referência (Scopus, Web of Science, ScienceDirect) e complementada com a plataforma Consensus, a qual permitiu identificar rapidamente artigos recentes, revisões sistemáticas e meta-análises relacionadas com o tema.

Foram utilizadas combinações de palavras-chave em inglês e português, incluindo operadores booleanos, tais como:

- “reinforced soil walls” AND “geogrids”
- -“soil-geogrid interaction” OR “soil-reinforcement interface”
- -“geosynthetics” AND “slope stability”

- -“granulometry” AND “geogrid performance”
- -“mechanical interlock” AND “aggregate size”
- -“muros de solo reforçado” AND “geogrelhas”
- -“taludes” AND “geossintéticos” AND “estabilidade”

Na plataforma Consensus, foram feitas pesquisas direcionadas como: “Does aggregate size influence geogrid reinforcement?” ou “Best practices for reinforced soil slopes with geosynthetics”, que retornaram artigos sumarizados com base em evidência científica.

3.º-Critérios de seleção

Os resultados foram filtrados com base em:

- Tipo de documento: artigos científicos indexados, teses, normas (EN ISO, BS8006, Eurocódigos) e livros de referência (Koerner, Palmeira, Zornberg, Lopes et al.);
- Relevância temática: foco em taludes, muros de solo reforçado e interação agregado–geogrelha;
- Qualidade científica: revistas Q1/Q2 e conferências internacionais de geotecnia e geossintéticos;
- Idioma: inglês, português e espanhol.

4.º-Organização e análise

Os artigos foram organizados segundo os tópicos centrais da investigação:

- Fundamentos teóricos da estabilidade de taludes;
- Tipos e funções dos geossintéticos, com ênfase nas geogrelhas;
- Ensaios laboratoriais e numéricos de interação agregado–geogrelha;
- Estudos de caso e aplicações recentes em Portugal e Espanha.

5.º-Ferramentas de apoio

A gestão das referências foi feita em Mendeley, enquanto a análise qualitativa e quantitativa contou com apoio de Excel para organização de tabelas comparativas e estatísticas descritivas.

Da análise resultou uma síntese integradora, destacando tendências, convergências e divergências entre os autores, bem como lacunas que justificam o estudo de caso desenvolvido nesta dissertação.

Capítulo 3

3. Dimensionamento de muros de solo reforçado

Este capítulo tem como objetivo aplicar e consolidar os conhecimentos teóricos e metodológicos apresentados anteriormente, através da análise crítica de casos de estudo e metodologias de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geogrelhas. Pretende-se avaliar a aplicabilidade prática dos conceitos estudados, ligando a investigação bibliográfica à realidade do projeto geotécnico.

Numa primeira fase, analisa-se o estudo “Lições Aprendidas a partir de Três Falhas num Talude Alto e Íngreme Reforçado com Geogrelhas”, que documenta falhas sucessivas num talude reforçado em Taiwan, permitindo compreender mecanismos de instabilidade e limitações de conceção e execução. Seguidamente, exploram-se metodologias numéricas aplicadas a aterros reforçados, identificando parâmetros críticos como comprimento e espaçamento dos reforços, geometria do talude e interação solo–geogrelha. Por fim, discute-se o comportamento sísmico destas estruturas e as principais lacunas normativas, com especial relevância para contextos ibéricos, este capítulo constitui um elo fundamental entre teoria e prática, fornecendo a base para as verificações e dimensionamentos apresentados nos capítulos seguintes, ao mesmo tempo que destaca boas práticas e oportunidades de evolução técnica e normativa.

3.1. Estudo de Três Falhas em Taludes Altos Reforçados com Geogrelhas

O artigo descreve três falhas sucessivas em que um talude reforçado com geogrelhas de poliéster (PET) de 10 a 40 metros de altura, construído para estabilizar um grande corte próximo à Universidade Chi-Nan, em Nantou (Taiwan). Embora os sistemas de solo reforçado venham sendo adotados com sucesso em todo o mundo, poucos trabalhos relatam em detalhe estudos de caso com falhas recorrentes. Por isso, o objetivo central do artigo é analisar as causas das rupturas, identificar deficiências de projeto/exploração do solo e apresentar lições aprendidas que contribuam para aprimorar projetos futuros de taludes reforçados.

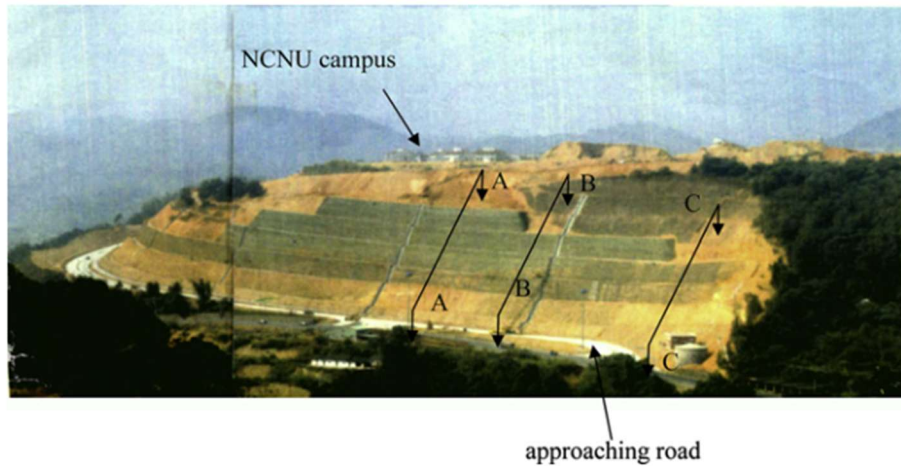


Figura 3.1-Visão geral do talude reforçado concluído (Liu et al., 2012)

3.1.1. Desenho e Construção do Talude Reforçado

O talude em estudo foi erguido à margem de uma autoestrada de acesso ao campus universitário, num relevo originalmente pouco inclinado, de cerca de 28° (Liu et al., 2012). Para viabilizar a ocupação do terreno em desnível, projetou-se uma estrutura de solo reforçado cuja porção reforçada variava entre 10 e 40 metros de altura, escalonada em múltiplos patamares. Na seção de maior porte (A-A), havia quatro níveis (“tiers”) de 10 m cada, totalizando 40 m de altura e resultando em uma inclinação global em torno de 63° (1H:2V) (Liu et al., 2012).

Tabela 3-1:Ficha Técnica do Solo

Características Geométricas	
L (m)	40
H (m)	10-40
β ($^\circ$)	70
λ ($^\circ$)	Não Especificado
Tipo de Solo Fundação	
Solo	Camada Argilosa (Não Identificada inicialmente)
γ_{min} (kN/m ³)	17-18 (Argilas moles)
γ_{max} (kN/m ³)	19-20
ϕ' ($^\circ$)	16-20 (Resistencia reduzida)
c' (kN/m ²)	10-15
Tipo de Solo Existente	
Solo	Depósitos lateríticos e coluvionares
γ_{min} (kN/m ³)	18-19
γ_{max} (kN/m ³)	20-21
ϕ' ($^\circ$)	28-32
c' (kN/m ²)	o (Solo granular/cluvionar pouco coesivo)
Tipo de Solo para Aterro	
Solo	Solo granular compactado (silto-arenoso, local)
γ_{min} (kN/m ³)	18-19
γ_{max} (kN/m ³)	20-21
ϕ' ($^\circ$)	32-35
c' (kN/m ²)	o (aterro arenoso compactado sem coesão)
Drenagem	
Tipo	Inexistente ou insuficiente
Nível Freático	
Existe	Sim
Cota	Variável

O processo construtivo, iniciado em 1994 e concluído em 1996, envolveu a escavação do solo natural para formar o primeiro patamar, colocação e compactação do aterro em camadas

de 1 m (com a instalação intercalada das geogrelhas) e acabamento superficial. Embora essa solução tenha possibilitado a construção de um talude alto em espaço restrito, a ausência de investigações geotécnicas detalhadas sobre a camada argilosa subjacente, bem como a falta de subdrenagem interna, manifestou-se como fator decisivo diante de eventos climáticos extremos e abalos sísmicos (Liu et al., 2012).

3.1.2. Descrição das 3 falhas

Ao longo de um período de dez anos, o talude reforçado sofreu três rupturas distintas, cujas circunstâncias e causas se mostraram significativamente diferentes, embora ligadas pela presença de uma camada argilosa pouco permeável e pela ausência de subdrenagem interna (Liu et al., 2012).

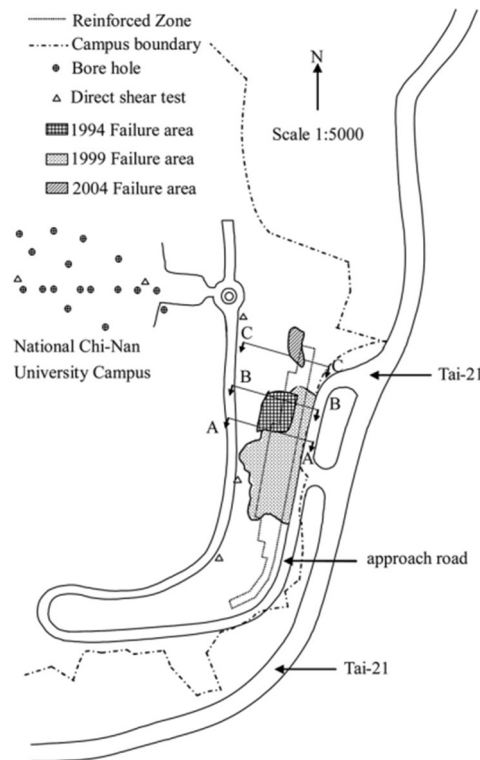


Figura 3.2-Vista plana das três falhas em taludes reforçados (Liu et al., 2012)

3.1.2.1. Falha de 1994 (durante a construção)

A primeira falha ocorreu em novembro de 1994, ainda na fase construtiva. Um período prolongado de chuvas com registro de mais de 630 mm em apenas um mês (julho de 1994) causou uma considerável infiltração de água, levando a uma ruptura planar ao longo da interface entre o cascalho laterítico e a camada argilosa subjacente (Liu et al., 2012). Este

plano de ruptura situava-se aproximadamente a metade da encosta, de modo que a porção inferior do talude reforçado se manteve praticamente intacta, enquanto o bloco superior (envolvendo o solo de reaterro e parte do solo natural acima) se deslocou em conjunto.

- Fatores determinantes:
 - camada argilosa, não identificada nos relatórios de sondagem específicos do talude, reduziu drasticamente a estabilidade quando saturada.
 - O encharcamento e perda de coesão aparente do solo, decorrentes do alto nível de precipitação.
 - Ausência de mecanismos de drenagem provisória durante a construção, o que permitiu a formação de uma superfície crítica justamente na transição para a argila.

A falha ocasionou a interrupção dos trabalhos por mais de um ano, pois foi necessário redefinir partes do projeto e resolver questões de responsabilidade entre os envolvidos (Liu et al., 2012).

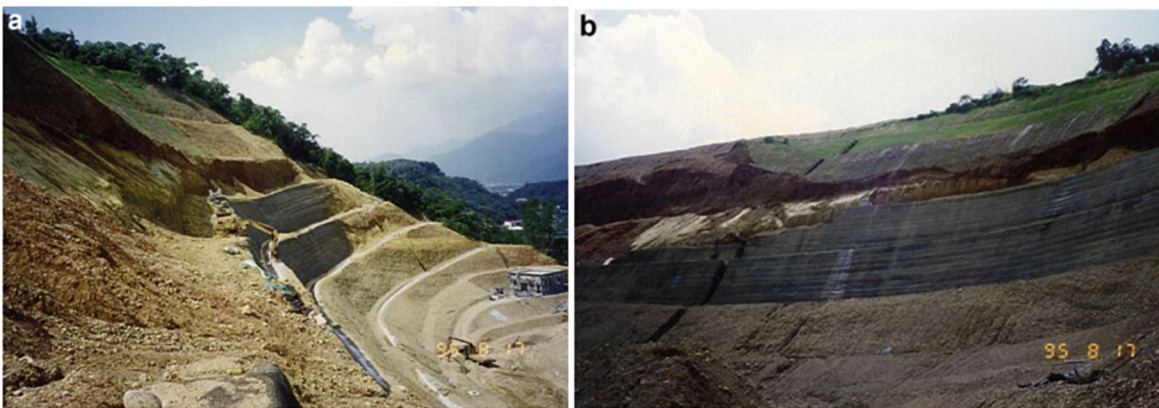


Figura 3.3-Falha do talude reforçado na Secção A-A durante a construção em 1994:

(a) vista lateral; (b) vista frontal (Liu et al., 2012).

3.1.2.2. Falha de 1999 (Terremoto de Chi-Chi)

A segunda falha ocorreu no dia 21 de setembro de 1999, durante o sismo de magnitude 7,3 conhecido como terremoto de Chi-Chi, cujo epicentro localizava-se a apenas 20 km do local do talude (Liu et al., 2012)). Os registos apontam acelerações ao nível do solo muito superiores às adotadas em projeto (picos de até 603 gal, contra aproximadamente 230 gal especificados na época). Como consequência, uma extensa porção de 180 m de comprimento por cerca de 70 m de altura escorregou, atingindo praticamente toda a área de 40 m de talude reforçado.

- Observações de campo:
 - As geogrelhas permaneceram íntegras, mas foram deslocadas e inclinadas, sugerindo que a falha não ocorreu por ruptura do reforço em si, mas por um colapso global do maciço.
 - Formou-se uma grande escarpa próxima ao topo, onde o solo natural também perdeu estabilidade.
 - A interface argilosa actuou novamente como plano de fraqueza, facilitando a propagação da ruptura além da zona reforçada.
- Causas-chave(Liu et al., 2012):
 - Aceleração sísmica severa, bem acima do valor regulamentar considerado no projeto.
 - Falta de análise de estabilidade global abrangente, que considerasse a transição entre o solo reforçado (incluindo as geogrelhas) e o solo natural acima (onde a camada argilosa exercia papel crítico).

A instabilidade resultante levou a grandes movimentações de massa, obrigando a interrupções no tráfego local e a um processo de reabilitação complexo concluído apenas em 2004 (Liu et al., 2012).



Figura 3.4-Falha do talude reforçado na Secção A-A devido ao sismo de Chi-Chi em 1999:

(a) vista geral; (b) vista aproximada (Liu et al., 2012).

3.1.2.3. Falha de 2004 (Tempestade Extrema)

A terceira falha deu-se em julho de 2004, após a passagem de um tufão que produziu 503 mm de chuva em um único dia (Liu et al., 2012). Desta vez, o escorregamento envolveu uma seção mais baixa do talude (cerca de 20 m), de modo bastante similar à falha inicial de 1994:

- Plano de ruptura: Novamente, a ruptura ocorreu na interface argilosa, deixando a camada inferior do reforço intacta.

- Água presa: Foi constatada a formação de um “reservatório” de água entre o solo de reaterro, pouco permeável (alta fração de finos), e a camada argilosa subjacente, igualmente de baixa permeabilidade. Essa condição gerou sobrepressões internas e reduziu a estabilidade global (Liu et al., 2012).
- Causas-chave (Liu et al., 2012):
 - Ausência de subdrenagem interna que permitisse o escoamento da água infiltrada;
 - Saturação da argila, com consequente queda de resistência;
 - Maciça infiltração decorrente do volume de precipitação anômalo.

Após esta falha, procedeu-se a nova intervenção de estabilização, incluindo melhoramentos na drenagem e reforços adicionais, uma vez que o método original (baseado unicamente em canaletas superficiais) não se mostrava suficiente para chuvas de grande intensidade (Liu et al., 2012).



Figura 3.5-Falha do talude reforçado na Seção C-C devido a chuvas intensas induzidas por tufão em 2004:

(a) vista geral; (b) vista aproximada; (c) camada de argila observada ao longo do plano de deslizamento da falha (Liu et al., 2012).

3.2. Análises de Estabilidade de Aterros Reforçados com Geossintéticos

A dissertação centra-se no estudo de aterros de solo reforçado com geossintéticos e no impacto de diversos fatores sobre o seu desempenho e estabilidade. A motivação advém das vantagens que estes materiais (geotêxteis, geogrelhas etc.) oferecem em relação a soluções tradicionais, nomeadamente custos competitivos, prazos de construção mais curtos, confiabilidade técnica e menor consumo de inertes naturais. O trabalho foca-se na modelação numérica com recurso ao software de elementos finitos PLAXIS, visando avaliar quais os parâmetros que mais influenciam as deformações (laterais e verticais) e os esforços na armadura (geossintético). Estudar o efeito de variações na geometria do reforço

(comprimento, rigidez, ângulo de atrito solo-reforço etc.) sobre a estabilidade global. Verificar o comportamento de um aterro real, construído na autoestrada A32, e identificar as implicações de alterações no solo de fundação ou de sobrecargas adicionais (Vieria, 2014).

A dissertação subdivide-se em seis capítulos, iniciando com uma revisão das características dos geossintéticos, suas funções e propriedades, prosseguindo com a apresentação de casos de estudo modelados numericamente.



Figura 3.6-Fotografia do local do aterro da autoestrada A32 (Vieria, 2014)

3.2.1. Desempenho e Vantagens das Soluções de Reforço

A utilização de geossintéticos em obras de engenharia civil, particularmente em aterros, tem vindo a crescer significativamente nas últimas décadas, em grande parte devido às vantagens que proporcionam quando comparados com métodos e materiais tradicionais. Desde o aumento da rapidez de construção até à flexibilidade para adaptação a diferentes configurações de terreno, estes materiais revelam-se essenciais em inúmeros contextos de melhoria ou reforço de solos (Koerner, 2005).

No que respeita às vantagens do reforço de aterros com geossintéticos, destacam-se vários pontos fundamentais. Em primeiro lugar, a rapidez de construção, resultante da menor necessidade de estruturas de contenção maciças (como muros de betão), possibilita uma redução global de custos e prazos de execução (IGS, 2002). Em segundo lugar, a flexibilidade, a presença de geogrelhas, geotêxteis ou geocompósitos permite a conceção de taludes com inclinações mais elevadas, sem comprometer a estabilidade do maciço, visto que a interação solo-reforço aumenta a resistência ao corte interna e, em paralelo, confina as partículas de solo (Paula, 2012). Em consequência, surgem benefícios no aproveitamento

de solos de menor qualidade, já que a armadura compensa eventuais déficits de resistência do solo local, evitando a importação de grandes quantidades de material granular (Shukla & Yin, 2006). Este aspeto conduz, por sua vez, a uma redução de custos e a um menor consumo de inertes, respondendo também a preocupações ambientais.

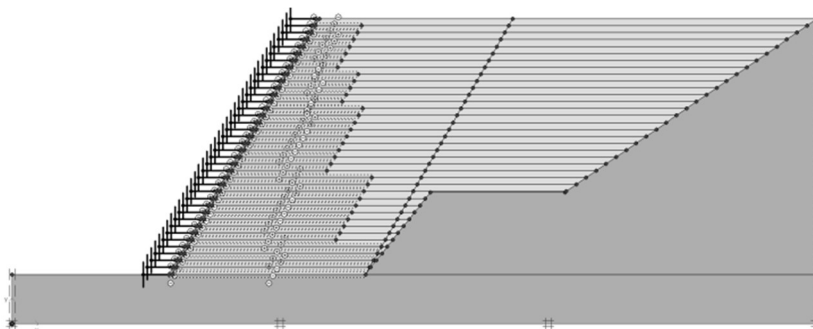


Figura 3.7-Geometria referente ao aterro da autoestrada A32 (Vieira, 2014).

No contexto dos estudos numéricos, a dissertação apresenta diversos modelos desenvolvidos em software baseado no método dos elementos finitos (PLAXIS), onde se analisou como parâmetros específicos influenciam a resposta global do aterro. Entre esses fatores, sobressaem:

- Comprimento do reforço: quando se aumenta progressivamente o comprimento dos geossintéticos, registam-se reduções notáveis nos deslocamentos horizontais e verticais, até se alcançar um valor de reforço a partir do qual os benefícios adicionais deixam de ser significativos(Vieira, 2008).
- Rigidez do reforço: valores mais elevados de rigidez conduzem a deslocamentos menores e reduzem esforços móveis nas camadas de geossintético, fortalecendo a estabilidade global. Contudo, acima de determinado limiar, o ganho adicional começa a ser menos expressivo (Paula, 2012).
- Resistência da interface solo-reforço: o ângulo de atrito nessa interface tem impacto direto nos esforços de tração mobilizados; ainda que a variação desse ângulo não afete tanto as deslocações, pode ser decisiva na determinação de tensões máximas em determinadas faixas de reforço, especialmente nos primeiros estágios de carregamento (Vieira, 2008).

Em termos de caso de estudo, a dissertação descreve a análise de um aterro na autoestrada A32, construído com recurso a geogrelhas em diferentes níveis. A modelação contemplou:

- A introdução de uma sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do aterro.
- O aumento dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) do solo de fundação.

- A supressão de parte do terreno natural adjacente, alterando a geometria de implantação.

Os resultados indicaram que a sobrecarga adicional não gerou incrementos significativos de deslocamentos, mas pequenas variações na geometria (como remover parte do talude natural) produziram picos de esforços em níveis de reforço mais curtos. Esse facto reforça a necessidade de um estudo aprofundado do comprimento ótimo dos geossintéticos e da geometria do aterro para cada situação. Ainda assim, o fator de segurança global manteve-se em níveis satisfatórios, validando a adequação do reforço (Vieria, 2014). Em suma, a dissertação mostra que a aplicação de geossintéticos em aterros não apenas otimiza a estabilidade das estruturas, como também pode reduzir custos e promover a sustentabilidade, pois minimiza o consumo de materiais convencionais. Contudo, sublinha-se a importância de uma calibração rigorosa dos modelos numéricos e de um estudo paramétrico amplo (incluindo a variação de inclinações de talude, alturas de aterro e espaçamento vertical dos reforços). O texto conclui que há espaço para investigação futura envolvendo ensaios de campo e comparação entre diferentes softwares de cálculo, validando os parâmetros usados em projeto e obtendo soluções cada vez mais eficientes (Vieria, 2014).

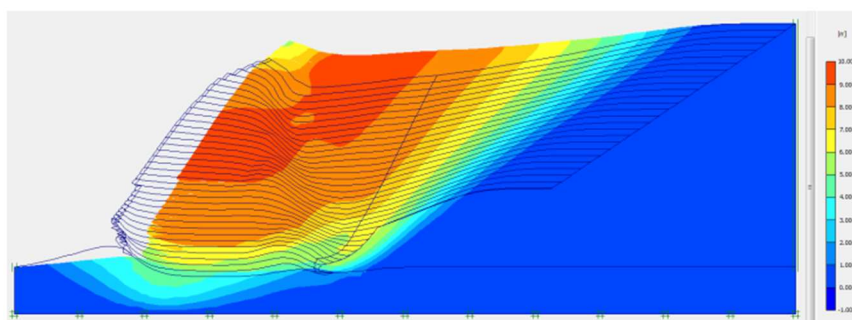


Figura 3.8-Deslocamentos totais na análise do fator de segurança (factor de ampliação= 0,5) (Vieria, 2014)

3.2.2. Lacunas e Potencialidades de Investigação Futura

A dissertação aborda o estudo detalhado da modelagem numérica de aterros de solo reforçados com geossintéticos, evidenciando como essa solução construtiva pode melhorar o desempenho global da estrutura, aumentar o fator de segurança e reduzir deformações em diferentes cenários. A investigação tem como base principal o software PLAXIS e foca-se, sobretudo, na avaliação de três pontos; parâmetros de reforço (como comprimento e rigidez); propriedades de interface solo-reforço e variações na fundação ou no terreno natural.

No texto, sublinha-se que os geossintéticos (geotêxteis, geogrelhas, georredes, geocélulas e geocompósitos) apresentam um amplo conjunto de vantagens, como a rápida instalação, o custo competitivo, a resistência à corrosão e aos processos de degradação e a possibilidade de usar solos de menor qualidade (Vieria, 2014). Em particular, a aplicação de geogrelhas permite aumentar significativamente a segurança de taludes mais inclinados (Koerner, 2005).

A modelagem numérica, conduzida em duas fases; (1) calibração do PLAXIS e (2) estudo de casos específicos, evidenciou que a presença de geossintéticos no aterro promove:

- Maior estabilidade global, pois a tensão de tração mobilizada no reforço ajuda a resistir às potenciais roturas circulares ou em cunha, reduzindo ainda o deslocamento horizontal da face do aterro.
- Redução de custos e prazos de construção, pois se pode recorrer a solos locais menos resistentes, compensados pelo reforço, e dispensar obras de suporte convencionais (Vieria, 2014).
- Flexibilidade no projeto, já que é viável ajustar o espaçamento vertical, o comprimento e a rigidez das faixas de reforço de acordo com a altura pretendida para o aterro, a geometria da face e a resistência do solo de fundação (Vieira, 2008).

Apesar dos resultados promissores, observaram-se algumas dificuldades na análise:

- Problemas de convergência no PLAXIS, sobretudo em modelos com solos de coesão muito baixa ($c=0$), que exigiram atribuir valores mínimos (e.g., 1 kPa) para viabilizar o cálculo (Paula, 2012).
- Picos de esforços localizados em certos níveis de reforço, resultantes de reduções abruptas do comprimento das faixas ou de particularidades da interação solo-geossintético, sem explicação total apenas com base nas variações de parâmetros da fundação ou do aterro (Vieira, 2008).
- Instabilidade na determinação do fator de segurança, uma vez que o algoritmo de controlo automático de incrementos, ao se aproximar da rotura, pode travar precocemente a análise ou criar dificuldades de convergência (Plaxis, 2002).

Como potenciais linhas de pesquisa e lacunas identificadas, recomenda-se comparar diferentes programas (ex., GeoSlope, Slide) para avaliar se surgem discrepâncias nos critérios de convergência e nas distribuições de esforços (Vieira, 2008). Realizar estudos paramétricos mais amplos, investigando inclinações de talude diferentes, variações de altura do aterro e espaçamentos distintos entre geogrelhas para perceber o limite ótimo de cada parâmetro (Paula, 2012).

Desenvolver modelos experimentais em laboratório ou em obra real, medindo deslocamentos, tensões e pressões intersticiais para calibrar as previsões numéricas (Koerner, 2005). Explorar a influência do tipo de reforço, avaliando geogrelhas biaxiais,

geotêxteis tecidos ou geocompósitos, além de estudar o efeito do empolamento do solo durante as fases iniciais de construção (Shukla & Yin, 2006).

A dissertação confirma que a utilização de geossintéticos em aterros possibilita reduções significativas de deslocamento, melhor distribuição de tensões na armadura e manutenção de fatores de segurança elevados. Apesar de certos obstáculos no processo de modelagem (principalmente no PLAXIS) e de efeitos localizados ainda não inteiramente explicados, as análises mostram que é fundamental selecionar adequadamente o comprimento e a rigidez do reforço, bem como simular corretamente a interação solo-reforço, a fim de otimizar o desempenho estrutural. Por outro lado, a instrumentação de obras reais e a comparação dos resultados da modelagem com ensaios ou protótipos podem fornecer dados essenciais para ajustar parâmetros de projeto e refinar a aplicação deste tipo de soluções.

Tabela 3-2: Ficha Técnica do Solo

Características Geométricas	
L (m)	20;15;10;7,5 e 5
H (m)	25,9
β (°)	60
λ (°)	0,3
Tipo de Solo Fundação	
Solo	Fundação Rígida (N/Especificada)
γ_{\min} (kN/m ³)	20,0
γ_{\max} (kN/m ³)	20,0
ϕ' (°)	35
c' (kN/m ²)	10
Tipo de Solo Existente	
Solo	Igual à Fundação
γ_{\min} (kN/m ³)	20,0
γ_{\max} (kN/m ³)	20,0
ϕ' (°)	35
c' (kN/m ²)	10
Tipo de Solo para Aterro	
Solo	Granular (simulado como friccional)
γ_{\min} (kN/m ³)	22
γ_{\max} (kN/m ³)	22
ϕ' (°)	36
c' (kN/m ²)	5
Drenagem	
Tipo	N/Especificado
Nível Freático	
Existe	Não Considerado
Cota	Não Indicada

3.3. Muros e Taludes de Solo Reforçado com Geossintéticos. Comportamento Sísmico e Metodologias de Dimensionamento.

O solo reforçado com geossintéticos é uma técnica amplamente empregue na engenharia civil contemporânea, especialmente devido às suas vantagens estruturais e económicas. Este método tem ganho relevância crescente em projetos de engenharia geotécnica, particularmente pela capacidade de melhorar significativamente o desempenho estrutural sob condições adversas, como terremotos e outras ações dinâmicas. A dissertação intitulada "Muros e Taludes de Solo Reforçado com Geossintéticos: Comportamento Sísmico e Metodologias de Dimensionamento" (Vieira, 2008) procura fornecer uma compreensão mais profunda das características determinantes que afetam a estabilidade e o desempenho de muros e taludes construídos com esta tecnologia inovadora.

A investigação apresentada na dissertação visa especialmente avaliar o comportamento destas estruturas sob ações sísmicas, contribuindo com informações detalhadas para melhorar as metodologias existentes para dimensionamento estrutural. O estudo foi desenvolvido com base em análises bibliográficas exaustivas, simulações numéricas avançadas, e ensaios laboratoriais específicos. Desta forma, pretendeu-se identificar as principais variáveis que influenciam a performance estrutural destas soluções em contexto sísmico e propor melhorias significativas para o dimensionamento destas estruturas.



Figura 3.9-Construção de um aterro de solo reforçado com geossintéticos (Vieira, 2008).

3.3.1. Lacunas Identificadas

Apesar das vantagens destacadas na utilização de estruturas reforçadas com geossintéticos, a investigação também identificou lacunas significativas, principalmente em termos regulamentares e metodológicos. A ausência de uma regulamentação específica em Portugal e na União Europeia para o dimensionamento destas estruturas é uma das maiores

limitações. Esta situação conduz frequentemente à utilização de diferentes metodologias, muitas vezes conservadoras, resultando em custos adicionais e impedindo a plena otimização técnica e económica das soluções adotadas (Vieira, 2008).

Outra limitação identificada pela autora refere-se à insuficiente validação empírica direta. Grande parte das validações realizadas baseia-se em dados já existentes e não em monitorizações em tempo real e em escala real especificamente dirigidas para validar os resultados obtidos por meio das simulações numéricas e laboratoriais propostas. Esta limitação torna-se particularmente crítica em regiões sísmicas, onde a instrumentação detalhada e contínua das estruturas seria fundamental para confirmar a aplicabilidade das metodologias apresentadas (Vieira, 2008).

Finalmente, a autora enfatiza uma limitação frequentemente ignorada, relacionada ao comportamento de longo prazo dos geossintéticos sob carregamentos cíclicos, nomeadamente a fluência dos materiais. Esta limitação indica uma necessidade clara de desenvolvimento de modelos constitutivos específicos e detalhados que considerem estes efeitos dinâmicos na análise estrutural, permitindo um dimensionamento mais realista e menos conservador das estruturas (Vieira, 2008).

Tabela 3-3:Ficha Técnica do Solo

Características Geométricas	
L (m)	12,8
H (m)	19,6
β (°)	60
λ (°)	80
Tipo de Solo Fundação	
Solo	Solo Granítico Compacto, Reforçado com Pedrapleno
γ_{min} (kN/m ³)	N/Especificado
γ_{max} (kN/m ³)	N/Especificado
ϕ' (°)	35-40
c' (kN/m ²)	0-40
Tipo de Solo Existente	
Solo	N/Especificado
γ_{min} (kN/m ³)	N/Especificado
γ_{max} (kN/m ³)	N/Especificado
ϕ' (°)	34-40
c' (kN/m ²)	0-40
Tipo de Solo para Aterro	
Solo	Aterro granular selecionado, compactado \geq 98% PM
γ_{min} (kN/m ³)	20
γ_{max} (kN/m ³)	20
ϕ' (°)	28
c' (kN/m ²)	jan/00
Drenagem	
Tipo	Camada drenante na base + prolongamento na encosta; face envolvida por biotapete e malha de aço para controlo da erosão
Nível Freático	
Existe	Não Considerado
Cota	Não Indicada

Capítulo 4

4. Estudo de caso em encosta

Este capítulo 4 apresenta o estudo de um muro de solo reforçado com geogrelhas, para um desenvolvimento habitacional de encosta localizado na região de Estepona, Espanha. Inicialmente é descrita a solução implementada, apresentando os parâmetros geométricos e os dados de base, incluindo características dos materiais e condições de fundação. Seguidamente é feita uma avaliação crítica à luz dos critérios introduzidos na segunda geração do Eurocódigo 7 (EN 1997-3), cuja publicação oficial está prevista até 30 de março de 2026.

4.1. Enquadramento do projeto

A obra em análise localiza-se em Estepona, município da província de Málaga, sul de Espanha. É uma zona de interesse crescente no setor imobiliário, tanto para investimentos residenciais quanto comerciais. A cidade é conhecida pelas suas belas paisagens, proximidade com o mar e infraestrutura em desenvolvimento, tornando-se um local atraente para novos empreendimentos e regeneração urbana, com foco na melhoria da qualidade de vida dos seus habitantes. Um exemplo disso é o novo edifício da Câmara Municipal, que foi projetado para ser um modelo sustentável, promovendo um ambiente habitável e saudável.

Situada na região da Cordilheira Bética, apresenta um relevo complexo e variado, com zonas costeiras planas e zonas interiores acidentadas, caracterizado por formações de grande interesse geológico, sendo um dos maiores maciços de peridotitos do mundo. A área de intervenção insere-se num contexto de meia montanha, parte das Zonas Externas da Cordilheira Bética Ocidental, onde se encontram dobras e falhas curvas formadas por carbonatos marinhos do Jurássico e margas do Cretáceo ao Paleoceno (Pedrera et al., 2012). A morfologia do local, como se pode observar na Figura 4.1, tem uma topografia acentuada, influenciada por processos tectónicos que resultaram em dobras e falhas associadas a rampas frontais e falhas de transferência laterais (Pedrera et al., 2012). No local de implantação do muro (Figura 4.2), o terreno apresenta um declive médio de aproximadamente 34% (cerca de 19°), com inclinação descendente no sentido nordeste-sudoeste, sendo constituído por um substrato rochoso parcialmente coberto por solo vegetal, o que justifica a adoção de soluções de contenção e reforço para estabilização de taludes e aproveitamento de terrenos inclinados. De acordo com o relatório geotécnico, o nível freático situa-se a grande profundidade em relação à cota de fundação do muro, não

representando um fator condicionante para o comportamento estrutural ou para o dimensionamento do sistema de drenagem, sendo apenas necessário o controlo da água superficial proveniente da encosta. Adicionalmente, a zona apresenta uma sismicidade moderada, o que reforça a necessidade de considerar ações sísmicas no dimensionamento das estruturas.

Neste enquadramento geológico e topográfico, o uso de muros verdes ou muros ecológicos, tem ganho relevância, pois concilia estabilização do solo, otimização do espaço disponível, mitigação de impactos visuais, benefícios ecológicos e valorização das propriedades.

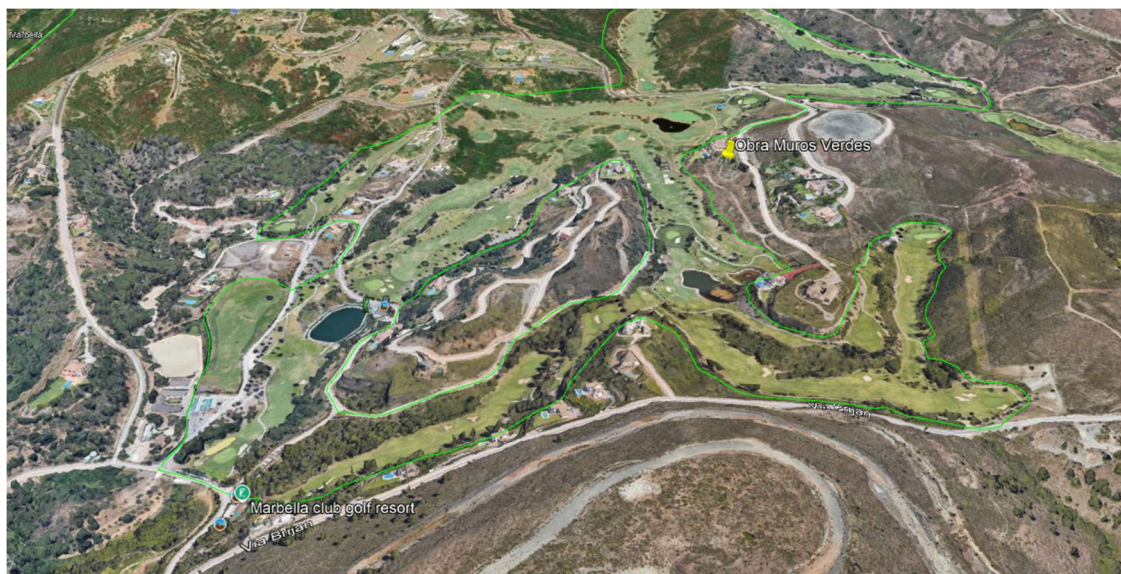


Figura 4.1-Enquadramento geomorfológico do local da obra (fonte: google earth)



Figura 4.2-Local de implantação do muro (fonte: google earth)

O projeto de execução desses muros passa, primeiramente, pela elaboração de um estudo geotécnico que analisa a topografia, a composição do solo e a drenagem local, permitindo dimensionar as estruturas de contenção e definir o sistema de drenagem mais adequado. Tais aspectos são cruciais para garantir a viabilidade e a durabilidade dos muros verdes, bem como para minimizar o risco de deslizamentos e enxurradas nos períodos de chuva mais intensa. A vegetação selecionada costuma priorizar espécies autóctones e resilientes às condições climáticas locais, como as de porte arbustivo mediterrânico, gramíneas robustas e espécies suculentas.

4.2. Descrição do muro verde

O projeto de desenvolvimento de encosta consiste na construção de uma moradia de luxo com três pisos e uma área de construção de 1 089,50 m², com fundações independentes conseguidas por intermédio de mico-estacas, e criação de uma plataforma plana com cerca de 4 000,00 m² de área, recorrendo a uma solução de solo reforçado com geossintéticos. Para o efeito, foi construído um muro de solo reforçado com geogrelhas, com uma extensão total de aproximadamente 130 m, apresentando um desenvolvimento curvilíneo retangular que acompanha o limite da propriedade, ajustando-se ao perfil natural do terreno. Inicia-se com uma altura de cerca de 9,5 m na zona inferior da encosta, a qual vai diminuindo gradualmente em direção ao topo da plataforma, como mostra a Figura 4.3.



Figura 4.3-Vista parcial do muro concluído com aplicação da vegetação

A primeira fase de construção do muro correspondeu à preparação do terreno e da fundação (Figura 4.4), em conformidade com o projeto de execução e de acordo com as especificações da EN 14475:2006. Foi executada uma plataforma de fundação no nível recomendado pelo estudo geotécnico, devidamente compactada com um grau de compactação Proctor mínimo de 98%, e procedeu-se ao talhe e regularização da encosta de forma a remover todo o tipo de material impróprio e garantir a correta integração do muro na morfologia do terreno. As verificações em obra permitiram confirmar a adequação do solo de fundação às especificações do projeto, dispensando correções significativas.

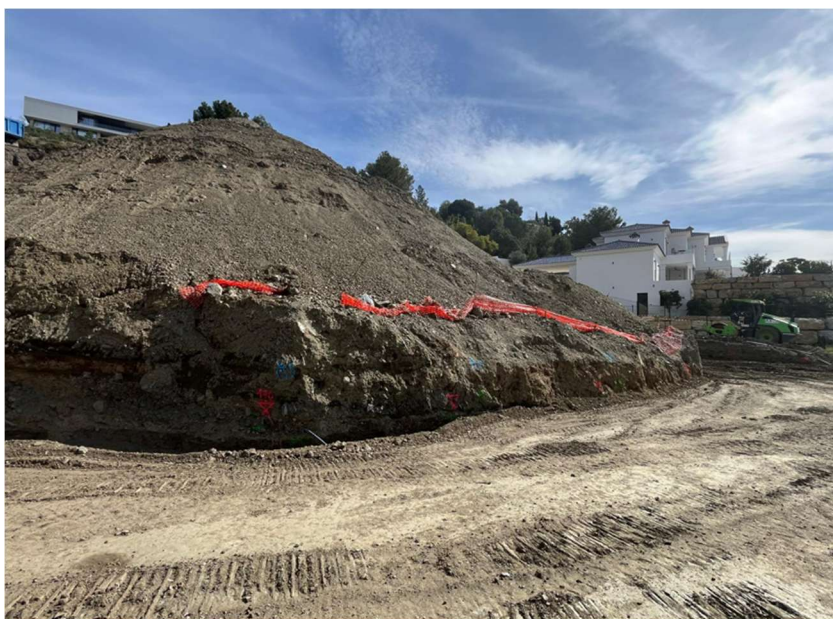


Figura 4.4-Preparação do terreno e execução da fundação do muro verde

Durante esta fase, foi ainda executado o sistema de drenagem de base e tardo do muro, destinado a controlar a acumulação de água junto à estrutura de solo reforçado. Este sistema incluiu um dreno longitudinal na fundação (Figura 4.5-a), colocado com declive para pontos de descarga definidos, e um dreno vertical ou camada drenante no tardo, constituída por material granular envolto em geotêxtil filtrante.. É indispensável um sistema de drenagem eficaz para eliminar as águas superficiais e evitar a acumulação de água junto à estrutura de solo reforçado.

O muro de solo reforçado foi executado em camadas de espessura média final de 75 cm e a compactação do solo selecionado foi realizada da face para o interior, paralelamente à face do muro, como se pode observar na Figura 4.5-b). Cada camada foi espalhada uniformemente sobre as geogrelhas e compactada até atingir um grau de compactação de pelo menos 98% do ensaio Proctor Modificado. A compactação é fundamental para garantir estabilidade e durabilidade do produto acabado. As geogrelhas foram colocadas horizontalmente na direção perpendicular à face do muro, com uma ligeira pendente de 4%

para o tardo do muro, devidamente estendidas, tensionadas manualmente e ancoradas na zona estável do terreno. Procedeu-se à execução de escalonamento entre o terreno existente e o novo aterro, fazendo com que exista sobreposições das geogrelhas com o terreno natural, melhorando a aderência e a integração estrutural entre ambos.



Figura 4.5-a) Camada de drenagem e disposição horizontal das geogrelhas; b) Vista da execução de uma camada do muro verde

A face visível do muro foi executada com inclinação próxima de 80° , utilizando-se terra vegetal adequada para garantir condições ideais ao desenvolvimento de vegetação. Esta face deve proporcionar estabilidade e capacidade de sustentação à vegetação plantada. Para garantir a devida inclinação utilizou-se uma armadura em varão de aço (Figura 4.6-a), que permite amarrar a malha de rede verde que tem como função reter a camada superficial de terra vegetal (Figura 4.6-b), para posterior plantação de vegetação do tipo invasora. A plantação de vegetação adequada neste tipo de estrutura é muito importante, pois passado o tempo de vida útil dos materiais de construção usados serão as raízes da vegetação a garantir a forma e a estabilidade dos muros de solo reforçado.



Figura 4.6-a) Pormenor da colocação dos painéis de malha de aço; b) Amarração da malha de rede verde

Na Figura 4.7 encontra-se esquematizado o perfil transversal do muro de solo reforçado considerado no estudo de caso. Trata-se de uma estrutura de categoria geotécnica 2, sendo dimensionada para assegurar um tempo de vida útil de 120 anos. O Quadro 4.1 sumariza as principais características do terreno natural e do solo utilizado na construção do muro.

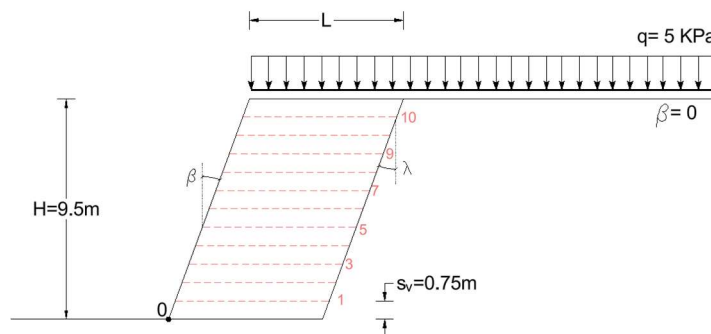


Figura 4.7-Configuração do muro de solo reforçado analisado.

Tabela 4-1:Caraterísticas do solo natural e de aterro.

	Descrição	Denominação	$\gamma_{min,k}$ (kN/m ³)	$\gamma_{máx,k}$ (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kN/m ²)
Solo de aterro	Material granular selecionado	1	20,0	21,5	28,0	0
Solo natural	Peridotito muito alterado	2	21,6	21,6	21,4	30,0

De acordo com a documentação técnica do projeto, as geogrelhas utilizadas no muro de solo reforçado correspondem à gama Fortrac® T (Huesker), fabricadas em poliéster (PET) e revestidas com polímero protetor. Apresentam resistências características à tração entre 55 e 110 kN/m, deformação máxima de 10 %, coeficiente de interação solo–geogrelha de 0,90, e durabilidade superior a 100 anos em solos naturais com $4 \leq \text{pH} \leq 9$ e temperatura ambiente inferior 25 °C. Trata-se de um tipo de geogrelha flexível de alta resistência, biaxial, com aberturas de malha quadrada de cerca de 25 mm. O Quadro 4.2 sintetiza os parâmetros de interação solo-geogrelha e fatores de redução da resistência das geogrelhas certificadas relevantes para o dimensionamento, considerando uma temperatura de projeto de 20°C, ambos disponibilizados na ficha técnica do produto.

Tabela 4-2:Parâmetros de interação solo-geogrelha e fatores de redução da resistência das geogrelhas.

Denominação	T_k (kN/m)	Parâmetros de interação		Fatores de redução da resistência			
		f_b	f_{ds}	η_{cr}	η_{dmg}	η_w	η_{ch}
55T	55	0,288	0,969	1,52	1,20	1,12	1,03
65T	65	0,315	0,966	1,52	1,20	1,12	1,03
80T	80	0,315	0,966	1,52	1,15	1,12	1,03
110T	110	0,341	0,963	1,52	1,10	1,12	1,03

4.3. Avaliação do projeto do muro

A avaliação do projeto do muro de solo reforçado com geogrelhas foi realizada com base em critérios técnicos e documentais, sem recurso a dados de desempenho observado. Esta abordagem permite verificar a robustez e a adequação da solução adotada face às exigências normativas, com especial atenção à transição para a segunda geração do Eurocódigo 7. Abrange: (i) situações de projeto e ações consideradas; (ii) verificação da estabilidade externa (derrube, deslizamento, capacidade de carga); (iii) verificação da estabilidade interna (rotura do reforço, arrancamento, deslizamento na interface e ligações); (iv) estado limite de utilização; e (v) aspetos de execução, inspeção e registo.

Base normativa:

- EN 1997-3 (2.^a geração), Cláusula 9 – Estruturas de solo reforçado (regras de verificação interna, fatores parciais de segurança, ligações/paramento, estabilidade global, capacidade de carga e equilíbrio).
- EN 14475 – Execução de obras geotécnicas especiais: Aterros reforçados (execução, supervisão, ensaios, registos, requisitos de obra).
- EN 1998 (EC8) – Ação sísmica (abordagem pseudo-estática para muros).

4.3.1. Situações de projeto e ações consideradas

Foram consideradas as ações permanentes e variáveis atuantes, nomeadamente o peso próprio das terras e do muro, uma sobrecarga de utilização de 5 kPa aplicada na plataforma superior, e as ações sísmicas correspondentes aos cenários de cálculo definido de acordo com a norma EN 1998-5. No Quadro 4.3 indicam-se as quatro combinações de ações consideradas.

Tabela 4-3: Ações e fatores de combinação de ações.

		Combinação I	Combinação II	Combinação III	Combinação IV
Ações permanentes	Peso próprio do muro	$\gamma_{1,máx,k}$	$\gamma_{1,min,k}$	$\gamma_{1,máx,k}$	$\gamma_{1,máx,k}$
		γ_G desf.	γ_G fav.	-	γ_G desf.
	Impulso devido ao peso próprio das terras	$\gamma_{2,máx,k}$	$\gamma_{2,máx,k}$	$\gamma_{2,máx,k}$	$\gamma_{2,máx,k}$
		γ_G desf.	γ_G desf.	-	γ_G desf.
Ações variáveis	Sobrecarga no muro	γ_Q desf.	$\gamma_Q = 0$	-	-
	Impulso devido à sobrecarga	γ_Q desf.	γ_Q desf.	-	γ_G desf.

A combinação I realça as ações verticais, tomando-se os pesos volúmicos máximos, conduzindo a tensões verticais elevadas. Esta combinação deve condicionar a verificação da capacidade de carga da fundação e a verificação da resistência à tração das geogrelhas.

A combinação II considera como principais as ações horizontais, tomando-se o peso volúmico mínimo do material de aterro e o peso volúmico máximo do terreno no tardo do muro, devendo condicionar a segurança ao deslizamento pela base e a verificação à aderência das geogrelhas.

A combinação III serve para verificar os assentamentos, considerando as ações sem majoração e, por fim, a combinação IV acumula os efeitos desfavoráveis da ação sísmica.

Nos muros de solo reforçado com paramento sub-vertical e terrapleno horizontal, o impulso ativo é calculado recorrendo à Teoria de Coulomb, isto é, determinando o coeficiente de impulso ativo, K_a , através da Equação 4.1:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \times \cos(\delta + \lambda) \times \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \times \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \times \cos(\delta + \lambda)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad (Eq. 4.1)$$

sendo ϕ' o ângulo de atrito do terreno suportado, em tensões efetivas, λ a inclinação do paramento em relação à vertical ($\lambda = 10^\circ$), β a inclinação do terrapleno em relação à horizontal ($\beta = 0^\circ$) e δ o ângulo de atrito na interface do tardo do muro (considerado $0,8 \phi'$ e ϕ' igual ao menor valor entre os valores $\phi'_{1,k}$ e $\phi'_{2,k}$). Portanto, o impulso ativo depende apenas da resistência por atrito do terreno suportado ($\phi'_{2,k}$), desprezando a coesão para efeitos de cálculo ($c'_{2,k} = 0$). Tomam-se os valores de cálculo do parâmetro de resistência do terreno suportado, obtidos através da Equação 4.2:

$$\tan \phi'_{2,d} = \frac{\tan \phi'_{2,k}}{\gamma_{\tan \phi}} \quad (Eq. 4.2)$$

Para efeitos da análise da estabilidade externa, o maciço reforçado considera-se como um bloco de faces laterais paralelas.

4.3.2. Verificação ao derrube

O derrube verifica-se avaliando se o momento provocado pelas componentes horizontais dos impulsos das terras (I_a) e da sobrecarga de utilização (I_q) é inferior ao momento estabilizador assegurado pelo peso próprio da estrutura de solo reforçado (W), determinados de acordo com o apresentado na Figura 4.8. No Quadro 4.4 apresentam-se os valores de cálculo das ações, considerando os coeficientes parciais de segurança para a abordagem de cálculo DA1, combinação 1 e combinação 2, para a combinação de ações II, conforme a Equação 4.3.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \times \cos(\delta + \lambda) \times \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \times \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \times \cos(\delta + \lambda)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad (Eq. 4.3)$$

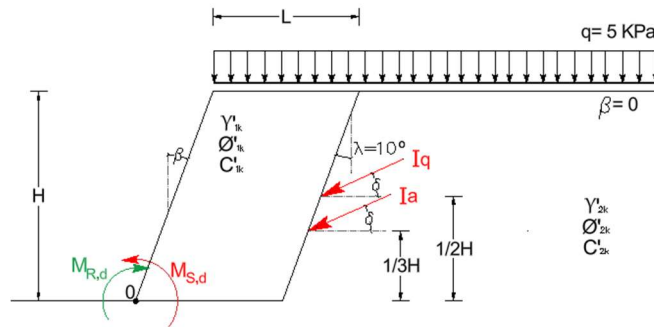


Figura 4.8-Geometria e forças para a verificação ao derrube.

Tabela 4-4:Valores de cálculo das ações ao nível da base do muro com L = 10,5 m, combinação II.

		Esforços (kN/m)		braço em relação a O (m)	Momentos (kNm/m)	
		combinação 1	combinação 2		combinação 1	combinação 2
Ações permanentes $\gamma_g S_{G,k}$	Peso próprio do muro	1995,0	1995,0	5,25	10473,8	10473,8
	Impulso devido ao peso próprio das terras	$I_{av} = 126,6$	$I_{av} = 68,9$	-	-	-
		$I_{ah} = 628,6$	$I_{ah} = 530,7$	10,5	1329,0	723,1
Ações variáveis $\gamma_q S_{Q,k}$	Sobrecarga no muro	0	0	-	-	-
	Impulso devido à sobrecarga	34,8	33,9	-	-	-
		$I_{qv} = 6,9$	$I_{qv} = 4,4$	10,5	72,0	45,9
	$I_{qh} = 34,1$	$I_{qh} = 33,6$	4,75	161,8	159,8	

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{g,i} S_{G,ik} + \gamma_q \left(S_{Q,1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Q,jk} \right) \quad (Eq. 4.4)$$

Desta forma, o coeficiente de segurança em relação ao derrube (FS_{der}) determina-se dividindo o momento estabilizador (10473,8 + 1329,0) pelo momento derrubador (1990,4 + 161,8), obtendo-se $FS_{der} = 5,48$, o qual é superior a 3,0.

4.3.3. Verificação ao deslizamento pela base

Nesta verificação analisa-se a possibilidade de a estrutura deslizar pela base devido à ação dos impulsos das terras (I_a) e da sobrecarga de utilização (I_q). O valor de cálculo da força horizontal ($T_{s,d}$) é obtido a partir da combinação de ações II, combinação 2 (530,7 + 33,4). A estabilidade em relação ao deslizamento pela base é assegurada através da força resistente ao deslizamento (T_R), como representado na Figura 4.9, a qual é governada pela menor resistência por atrito ao nível da base do muro.

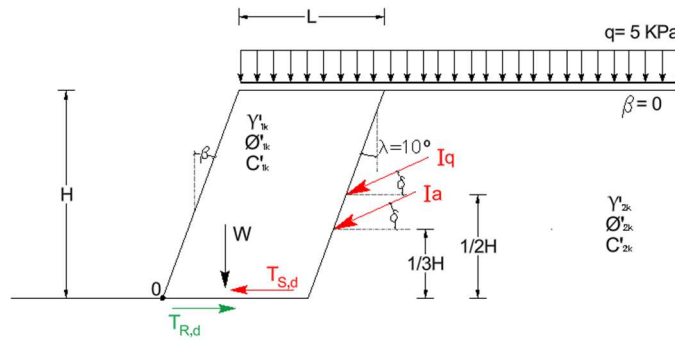


Figura 4.9-Geometria e forças para a verificação ao deslizamento pela base.

A resistência mobilizada é determinada com base na Teoria de Mohr-Coulomb, cujo modelo está representado na Figura 4.10, assumindo que o deslizamento ocorre na interface mais desfavorável, sobre a primeira camada de reforço. O valor da força resistente é calculado através da Equação 4.4, desprezando a componente coesiva:

$$T_{R,d} = N_{S,d} \times \tan \delta_b \quad (Eq. 4.5)$$

onde $N_{S,d}$ corresponde à resultante das ações verticais (1995,0 + 68,9) e δ_b é o ângulo de atrito na interface solo-geogrelha, dado por $f_{ds} \tan \phi'_{1,d}$. O coeficiente de corte direto, f_{ds} , é dado no Quadro 4.2.

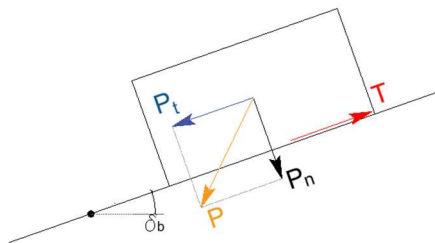


Figura 4.10-Modelo do bloco apoiado num plano inclinado.

A condição de estabilidade é satisfeita quando $T_{S,d} \left(564,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) < T_{R,d} (845,4 \text{ kN/m})$, verificando o valor mínimo do coeficiente de segurança em relação ao deslizamento pela base, $FS_e = 1,150$.

4.3.4. Verificação da capacidade de carga

Esta verificação assegura que a resistência mobilizada no solo de fundação excede o valor de cálculo da tensão uniforme normal à base de largura efetiva $B' = L - 2e$, sendo e a excentricidade da resultante ao nível da base do muro de solo reforçado. No Quadro 4.5 apresentam-se os valores de cálculo das ações, considerando os coeficientes parciais de

segurança para a abordagem de cálculo DA1, combinação 1 e combinação 2, para a combinação de ações I, combinações fundamentais (Equação 4.3).

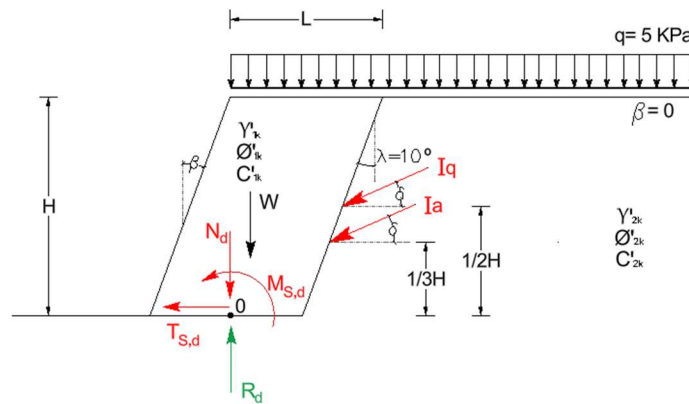


Figura 4.11-Geometria e forças para a verificação da capacidade de carga

Tabela 4-5:Valores de cálculo das ações ao nível da base do muro com L = 10,5 m, combinação I.

		Esforços (kN/m)		braço em relação a O (m)	Momentos (kNm/m)	
		combinação 1	combinação 2		combinação 1	combinação 2
Ações permanentes $\gamma_g S_{G,k}$	Peso próprio do muro	2895,2	2144,63	0	0	0
	Impulso devido ao peso próprio das terras	$I_{av} = 126,6$	$I_{av} = 68,9$	5,25	644,5	361,6
		$I_{ah} = 628,6$	$I_{ah} = 530,7$	3,2	1990,4	1680,4
Ações variáveis $\gamma_q S_{Q,k}$	Sobrecarga no muro	78,8	68,3	0	0	0
	Impulso devido à sobrecarga	34,8	33,9	-	-	-
		$I_{qv} = 6,9$	$I_{qv} = 4,4$	5,25	36,0	22,9
	$I_{qh} = 34,1$	$I_{qh} = 33,6$	4,75	161,8	159,8	

O esforço normal ao nível da base resulta da soma das ações verticais ($N_{s,d} = 2286,1$ kN/m). De igual forma para a ação resultante horizontal ($T_{s,d} = 564,3$ kN/m) e para o momento resultante ($M_{s,d} = 1455,8$ kNm/m). A excentricidade da resultante ao nível da base é de 0,64 m verificando a regra do terço central ($e < L/6 = 1,75$ m).

A capacidade resistente do solo de fundação é calculada através da Teoria de Meyerhof (Equação 4.5), após as necessárias adequações ao problema:

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot [s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot f_c] + q \cdot N_q \cdot [s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot f_q] + \frac{1}{2} \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot [s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot f_\gamma] \quad (Eq. 4.6)$$

onde c' toma o seu valor de cálculo (c'_d) e os fatores da capacidade de carga são determinados em função do $\phi'_{2,d}$. Atendendo às condições do problema, a Equação 4.5 é simplificada na Equação 4.6:

$$q_{ult} = c'_d \cdot N_c \cdot [i_c] + \frac{1}{2} \gamma_{2,k} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot [i_\gamma] \quad (Eq. 4.7)$$

sendo $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'_d$; $N_q = (e^{\pi \cdot \tan \phi'_{2,d}}) \times \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_{2,d}}{2} \right) \right)^2$ e

$N_\gamma = \left(e^{\frac{1}{6}(\pi + 3\pi \cdot \tan \phi')} \right) \times (\tan \phi')^{\frac{2\pi}{5}}$; i_c e i_γ são fatores corretivos do tipo de carregamento, o qual tem uma componente paralela à base do muro de solo reforçado,

$$\begin{cases} i_\gamma = \left(1 - \frac{T_{s,d}}{N_{s,d} + (1.0 \times L') \times c_a \times \cot \phi'_{2,d}} \right)^3 \\ i_q = \left(1 - \frac{T_{s,d}}{N_{s,d} + (1.0 \times L') \times c_a \times \cot \phi'_{2,d}} \right)^2 \\ i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \tan \phi'_{2,d}} \end{cases}, \text{ com } c_a = 0,8 c'_{2,d}$$

O coeficiente de segurança em relação à capacidade resistente do solo de fundação, $FS_c = 1,18 < 2,0$, sendo necessário aumentar a largura do muro até que seja atingido o valor mínimo do FS_c .

4.3.5. Verificação ao Sismo

A estabilidade do muro de solo reforçado sob ação sísmica é avaliada com base no Eurocódigo 8 (EN 1998) e no Eurocódigo 7 (EN 1997-3, Cl. 9.6), aplicando o método pseudo-estático de Mononobe–Okabe (M–O). Este método incorpora a ação sísmica através de coeficientes de aceleração sísmica horizontal e vertical que modificam o impulso ativo no tardoz do muro.

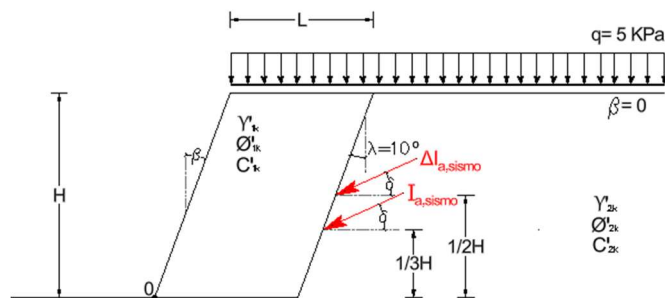


Figura 4.12-Secção Tipo para Verificação ao Sismo

A verificação ao sismo considera dois cenários distintos, de acordo com a classificação sísmica do Eurocódigo 8:

Tipo 1 – Sismo de grande magnitude, associado à placa euroasiática, com grande distância focal.

Tipo 2 – Sismo de menor magnitude e curta distância focal, associado à placa Ibérica.

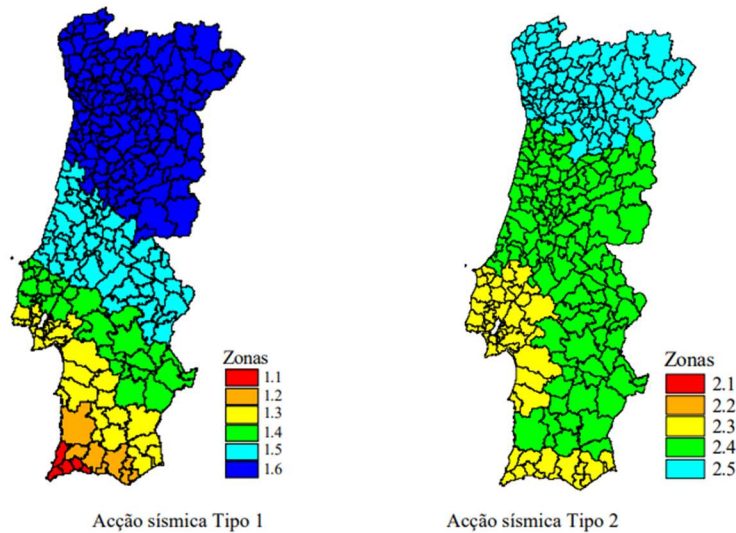


Figura 4.13-Zonamento sísmico em Portugal Continental, Eurocódigo 8.

Devido a não ter acesso à documentação equivalente em Espanha, e tratando-se de um trabalho académico, a região Portuguesa mais semelhante com a região Espanhola de Marbella é o Algarve, junto à fronteira com Espanha. Pelo que em termos de valores para o cálculo será considerada essa região.

Tabela 4-6:Quadro 3.1 classes e coeficientes de importância de muros de suporte, Eurocódigo 8

Quadro 3.1 – Tipos de terreno

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor em água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Aplicar coeficientes corretivos para terreno tipo C

A aceleração de cálculo no terreno é determinada por:

$$a_g = a_{g,R} \cdot \gamma_I$$

γ_I – Classe de importância

$$\begin{cases} \text{Ação Sísmica Tipo 1} - \gamma_I = 1.45 \\ \text{Ação Sísmica Tipo 2} - \gamma_I = 1.25 \end{cases}$$

Coefficientes Sísmicos

$$k_h = \frac{a_g}{g} \cdot \frac{S_{max}}{r}$$

onde r é o fator de comportamento (muros de gravidade livres: $r \approx 2.0$).

O coeficiente vertical depende da relação a_{vg}/a_g :

$$\begin{cases} k_v = \pm 0.5 \cdot k_h & \text{se } \frac{a_{vg}}{a_g} > 0.6 \\ k_v = \pm \frac{k_h}{3} & \text{se } \frac{a_{vg}}{a_g} \leq 0.6 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Ação Sísmica Tipo 1} - 1.3 \rightarrow a_{g,R} = 1.5 \rightarrow a_g = 2.18 \text{ m/s}^2 \rightarrow \frac{a_{vg}}{a_g} = 0.75 \\ \text{Ação Sísmica Tipo 2} - 2.3 \rightarrow a_{g,R} = 1.7 \rightarrow a_g = 2.13 \text{ m/s}^2 \rightarrow \frac{a_{vg}}{a_g} = 0.95 \end{cases}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

$$\begin{cases} g = 9.81 \text{ m/s}^2 \\ r = 2.0 - \text{Muros gravidade livres ... com deslocamentos admissíveis } d_r = 300a_g S/g \text{ (mm)} \\ S_{max} \rightarrow \text{Terreno tipo C} \rightarrow 1.6 \\ S_{max} - S = S_{max} - \left[\frac{(S_{max} - 1)(a_g - 1)}{3} \right] = \frac{1.37(\text{tipo 1})}{1.38(\text{tipo 2})} \end{cases}$$

O ângulo sísmico, que ajusta a direção do impulso ativo no método M-O, é dado por:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 + k_v} \right) \rightarrow \text{em geotecnia sempre se assume apenas a parte positiva de } k_v$$

$$I = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma' \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 \rightarrow \text{aplicado a meia altura do muro}$$

$$\Delta I_a = I - I_a$$

O coeficiente de empuxo sísmico ativo (K_a) é obtido por:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \times \cos(\delta + \lambda + \theta) \times \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \times \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \times \cos(\delta + \lambda + \theta)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

Após a determinação dos novos parâmetros de cálculo, procede-se à repetição das verificações descritas nos subcapítulos anteriores, de modo a avaliar o desempenho do muro de terra reforçada sob a ação sísmica. Assim, são reavaliadas as condições de estabilidade externa – derrube, deslizamento e capacidade de carga – considerando os efeitos adicionais resultantes da ação pseudo-estática.

No Quadro seguinte apresenta-se o resumo comparativo das verificações de estabilidade externa realizadas com e sem a consideração da ação sísmica, permitindo quantificar a influência do sismo no comportamento global da estrutura.

Tabela 4-7: Resultados da verificação externa Global

SEM SISMO			SEM SISMO		
Derrube		Verifica	Derrube		Verifica
$M_{s,d}$ (Kn/m)	$M_{r,d}$ (Kn/m)		$M_{s,d}$ (Kn/m)	$M_{r,d}$ (Kn/m)	
1 840,23	11 196,86			3 595,56	
Deslizamento pela Base		Verifica	Deslizamento pela Base		Verifica
$T_{s,d}$ (Kn/m)	$T_{r,d}$ (Kn/m)		$T_{s,d}$ (Kn/m)	$T_{r,d}$ (Kn/m)	
564,30	845,42		766,22	846,59	
Capacidade de Carga		Verifica	Capacidade de Carga		Verifica
$N_{s,d}$ (Kn/m)	R_d (Kn/m)		$N_{s,d}$ (Kn/m)	R_d (Kn/m)	
2 286,11	2 687,56		2 021,61	3 008,53	

4.4. Verificação da Estabilidade Interna

4.4.1. Dados extraídos dos Capítulos anteriores.

-Ações laterais:

$$I_{a,h} = 510,63 \text{ Kn/m} \text{ e } I_{q,h} = 32,38 \text{ Kn/m}$$

-Combinação:

$$\gamma_G = 1.00; \gamma_Q = 1.30$$

-Momento solicitante:

$$M_{s,d}^0 = \gamma_g \left(\frac{1}{3} H \times I_{a,h} \right) + \gamma_q \left(\frac{1}{2} H \times I_{q,h} \right) = 1.665,18 \text{ (Kn/m)}$$

-Espaçamento vertical das camadas:

$$s_v = 0.80 \text{ m}$$

-Inclinações:

$$\lambda = 10^\circ; \beta = 0^\circ; \delta = \frac{2}{3} \phi'; \phi' = \phi'_{2,d}$$

-Sistemas normativos:

mecanismos de rotura em fundações superficiais descritos por Terzaghi e Meyerhof, sendo também referido no Anexo C do Eurocódigo 7 (EN 1997-1) para a determinação da capacidade de carga. Este ângulo representa uma situação típica de rotura profunda, permitindo uma avaliação conservadora da estabilidade. Por outro lado, o plano com $\theta=40^\circ$ é introduzido como um caso adicional para explorar uma possível trajetória de rotura menos inclinada, que pode revelar-se mais desfavorável dependendo das características geométricas da estrutura e das propriedades do solo. A análise de ambos os planos assegura que são considerados mecanismos de rotura alternativos, em conformidade com as recomendações do Eurocódigo 7 (9.7), que exigem a investigação de diferentes superfícies potenciais para identificar a situação mais crítica.

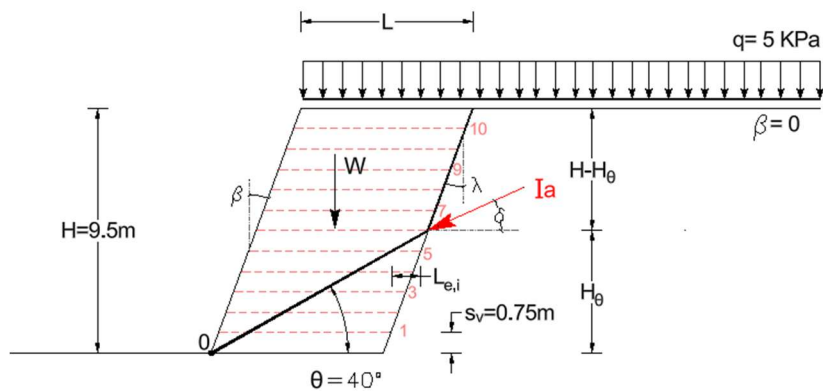


Figura 4.16-Plano $\theta=40^\circ$ Caso 1

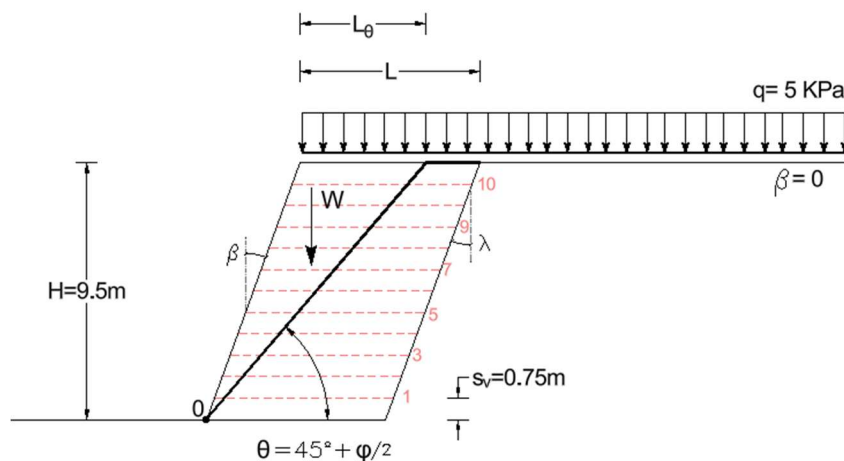


Figura 4.17-Plano $\theta=45^\circ + \varphi/2$ Caso 2

4.4.2. Geometria efetiva

A partir de $M_{s,d}$ acima (Eq. 4.6), e dos $I_{a,h}, I_{q,h}$ medidos:

$$M_{s,d} = \left(\frac{H}{3}\right) I_{a,h} + \left(\frac{H}{2}\right) \gamma Q I_{q,h} \Rightarrow H \approx \frac{1.665,18}{\frac{1}{3} \cdot 510,63 + \frac{1}{2} \cdot 1,30 \cdot 32,38} \approx 8,71m$$

Logo o equilíbrio $\int_0^H K_a \gamma z dz = I_{a,h}$, obtêm-se:

$$K_a \gamma = \frac{2I_{a,h}}{H^2} \approx 13,47 \frac{Kn}{m^3}, \quad \sigma_q = \frac{I_{q,h}}{H} \approx 3,72 \text{ kPa}$$

Isto permite escrever a tensão horizontal característica a uma cota z :

$$\sigma_h(z) = (K_a \gamma)z + \sigma_q \approx 13,47z + 3,72$$

4.4.3. Esforço de tração solicitante em cada camada,

a expressão:

$$T_{d,la}(z_i) = [(K_a \gamma)z_i + \sigma_q] s_v + \frac{\sigma_q}{s_v}$$

ou variantes dela, vem da aplicação das ações horizontais de impulso ao longo da altura.

- O EC7 (EN 1997-1) 9.5.2.1 fala em determinar as ações horizontais e verticais e em verificar a resistência dos reforços no Estado Limite Último, mas não fornece esta equação diretamente.
- A fórmula usada é a prática corrente derivada do EBGE0, que fornece relações explícitas para $T_{d,Ed}(z)$ em função da profundidade e espaçamento vertical.

Foram adoptadas 3 classes representativas de reforço (compatíveis com a gama corrente em obra), para ilustrar a verificação camada-a-camada; ajusta-se depois às tuas fichas técnicas:

- Topo (camadas 1–3): $T_k=55 \text{ kN/m}$
- Meio (4–7): $T_k=80 \text{ kN/m}$
- Base (8–10): $T_k=110 \text{ kN/m}$

Reduções e parciais (EBGE0/EC7, caso-base): fluência $A_1=1,50$, dano instalação $A_2=1,05$, ligações $A_3=1,00$, ambiente $A_4=1,00$, dinâmicas $A_5=1,00$; parcial do material $\gamma_M=1,30$.

$$T_{d,Rd} = \frac{T_k}{A_1 A_2 A_3 A_4 A_5 \gamma_M} = \frac{T_k}{2,0475}$$

$$T_k = 55 \rightarrow T_{d,Rd} = 26,86 \text{ Kn/m};$$

$$T_k = 80 \rightarrow T_{d,Rd} = 39,07 \text{ Kn/m};$$

$$T_k = 110 \rightarrow T_{d,Rd} = 53,72 \text{ Kn/m}$$

- O EC7 define no 2.4.8 e 9.5.2.2 os princípios para resistências de materiais, aplicação de coeficientes parciais, etc.

- No entanto, os fatores A1, A2, A3, A4, A5, e os valores típicos de T_k são do EBGEO, capítulo 11. O EC7 não fornece estes fatores nem distingue topo/meio/base de forma normativa.

4.4.4. Verificação à rutura do reforço

Tabela 4-8: Tabela de verificação à rutura do reforço-1.^a Simulação

Camadas	z	$\sigma_h(z)$ kPa	$T_{d,Ed}$ Kn/m	$T_{d,Rd}$ Kn/m	$F_s = \frac{T_{d,Rd}}{T_{d,Ed}}$	$F_s \geq 1,0$
1	0,00	3,72	8,53	26,86	3,15	Verifica
2	0,79	14,36	16,94	26,86	1,59	Verifica
3	1,58	25,00	25,34	26,86	1,06	Verifica
4	2,37	35,64	33,75	39,07	1,16	Verifica
5	3,16	46,29	42,16	39,07	0,93	Não Verifica
6	3,95	56,93	50,56	39,07	0,77	Não Verifica
7	4,74	67,57	58,97	39,07	0,66	Não Verifica
8	5,53	78,21	67,38	53,72	0,80	Não Verifica
9	6,32	88,85	75,78	53,72	0,71	Não Verifica
10	7,11	99,49	84,19	53,72	0,64	Não Verifica
11	7,90	110,13	92,60	53,72	0,58	Não Verifica
12	8,69	120,77	101,00	53,72	0,53	Não Verifica
13	9,48	131,42	109,41	53,72	0,49	Não Verifica

Conclusão (rutura do reforço):

– Camadas superficiais verificam; a partir de $z < 2,37\text{m}$; a partir de $z \geq 2,37\text{m}$ não verifica com os T_k exemplificativos.

– Para cumprir $F_s \geq 1,0$ em ULS com os parciais adotados, o T_k requerido seria, p.ex., na base (cam. 7/13):

$$T_{k,req} = T_{d,Ed} \times 2,0475 \approx 120,74 / 224,02 \text{ kN/m (ou reduzir espaçamento).}$$

Então:

$$T_k = 55 \rightarrow T_{d,Rd} = 26,86 \text{ Kn/m};$$

$$T_k = 120 \rightarrow T_{d,Rd} = 58,97 \text{ Kn/m};$$

$$T_k = 224 \rightarrow T_{d,Rd} = 109,41 \text{ Kn/m}$$

Tabela 4-9: Tabela de verificação à rotura do reforço-2.^a Simulação

Camadas	z	$\sigma_h(z)$ kPa	$T_{d,Ed}$ Kn/m	$T_{d,Rd}$ Kn/m	$F_s = \frac{T_{d,Rd}}{T_{d,Ed}}$	$F_s \geq 1,0$
1	0,00	3,72	8,53	26,86	3,15	Verifica
2	0,79	14,36	16,94	26,86	1,59	Verifica
3	1,58	25,00	25,34	26,86	1,06	Verifica
4	2,37	35,64	33,75	58,97	1,75	Verifica
5	3,16	46,29	42,16	58,97	1,40	Verifica
6	3,95	56,93	50,56	58,97	1,17	Verifica
7	4,74	67,57	58,97	58,97	1,00	Verifica
8	5,53	78,21	67,38	109,41	1,62	Verifica
9	6,32	88,85	75,78	109,41	1,44	Verifica
10	7,11	99,49	84,19	109,41	1,30	Verifica
11	7,90	110,13	92,60	109,41	1,18	Verifica
12	8,69	120,77	101,00	109,41	1,08	Verifica
13	9,48	131,42	109,41	109,41	1,00	Verifica

4.4.5. Verificação ao arrancamento (pull-out)

verificação conservadora (trás da superfície de rotura), com o comprimento ancorado L_e a montante da superfície e resistência por atrito/aderência f^* na interface:

$$F_{pull,Rk} = 2L_e s_v \sigma'_v(z) f^* \Rightarrow L_{e,req} \geq \frac{T_{d,Ed}(z)}{2s_v \sigma'_v(z) f^*}$$

$$\gamma' = 20 \text{Kn/m}^3; \sigma'_v(z) = \gamma' z; f^* = 0.50 (\approx 0,8 \tan \varphi' \text{ ou } \tan \delta; \text{ conservador, EC7/EBGEO})$$

Tabela 4-10: Comprimentos ancorado

Camadas	$L_{e,req}$ (m)
1,00	0,00
2,00	1,36
3,00	1,02
4,00	0,90
5,00	0,84
6,00	0,81
7,00	0,79
8,00	0,77
9,00	0,76
10,00	0,75
11,00	0,74
12,00	0,74
13,00	0,73

4.4.6. Caso $\theta = 40^\circ$

Para estruturas de aterro reforçado, o EC7-2G (EN 1997-3, Cl. 9) exige que a estabilidade interna seja verificada e admite métodos tipo “tie-back wedge / múltiplas cunhas / fatias”, limitando a força mobilizada pelo reforço à resistência de cálculo do próprio reforço e das interfaces (rotura do reforço, “pull-out”, corte direto e ligação ao paramento) – ver 9.5.2, 9.6.2 e Anexo F.

Geometria do plano $\theta=40^\circ$, partindo do pé: a interseção com a camada a cota z (medida a partir do topo) encontra-se:

$$x_{plano}(z) = (H - z) \cot \theta, \quad x_{face}(z) = (H - z) \tan \lambda$$

logo o avanço do plano face-dentro é:

$$x(z) = (H - z)(\cot \theta - \tan \lambda)$$

O comprimento ancorado disponível a montante é:

$$L_{av}(z) = L_r - x(z)$$

Comprimento de projeto do reforço. Adota-se provisoriamente $L_r=0,7H=6,65$ m (valor de prática consolidada em guias técnicos; o EC7 não fixa mínimo—o comprimento deve sair do cálculo de arrancamento e da estabilidade composta). Substituir por L_r definitivo.

Cálculo camada-a-camada:

Tabela seguinte mostra, para cada nível i : profundidade z , esforço T_d, Ed , ancoragem mínima $L_{e,req}$ ancoragem disponível L_{av} e resultado (para $\theta=40^\circ$, $\lambda=10^\circ$, $L_r=0,7H$).

Tabela 4-11: Verificação à superfície de Rotura – Caso $\theta=40^\circ$

Camadas	z	$z_i = (i - 0,5) * z$	$\sigma_H(z)$ kPa	$T_{d,Ed}$ Kn/m	$L_{e,req}$ m	$x(z)(H - z)(\cot \theta \tan \lambda)$	$L_{av}(z) = L_r - x(z)$	$L_{av} \geq L_{e,req}$
1	0,79	0,395	9,04	7,14	1,144	9,245	-2,595	Não Verifica
2	1,58	1,185	19,68	15,55	0,830	8,443	-1,793	Não Verifica
3	2,37	1,975	30,32	23,96	0,768	7,641	-0,991	Não Verifica
4	3,16	2,765	40,96	32,36	0,741	6,839	-0,189	Não Verifica
5	3,95	3,555	51,61	40,77	0,726	6,037	0,613	Não Verifica
6	4,74	4,345	62,25	49,18	0,716	5,235	1,415	Verifica
7	5,53	5,135	72,89	57,58	0,710	4,432	2,218	Verifica
8	6,32	5,925	83,53	65,99	0,705	3,630	3,020	Verifica
9	7,11	6,715	94,17	74,40	0,701	2,828	3,822	Verifica
10	7,90	7,505	104,81	82,80	0,698	2,026	4,624	Verifica
11	8,69	8,295	115,45	91,21	0,696	1,224	5,426	Verifica
12	9,48	9,085	126,09	99,62	0,694	0,421	6,229	Verifica

Conclusão ($\theta=40^\circ$). Com $L_r=0,7H$, as camadas 6 a 12 satisfazem o arrancamento; as camadas 1–4 não intersectam o plano (sem ancoragem útil para este mecanismo) e a camada 5 intersecta mas não tem L_{av} suficiente (défice $\approx 0,11$ m). Existem duas soluções:

(i) aumentar L_r (p.ex., para $\approx 0,8H$ ou superior] ou (ii) reforçar a zona superior (mais níveis / maior resistência / reduzir s) até que $L_{av}(5) \geq L_{e,req}(5)$

Nota: Estas verificações cumprem o EC7-2G 9.6.2 (limitação de forças aos R_d das interfaces) e o modelo por cunha é explicitamente aceite em 9.5.2 e Anexo F.

Atravé de interações efetuadas no modelo excel, chegamos a $L_r=1.1H$.

Tabela 4-12: Verificação à superfície de Rotura – Caso $\theta=40^\circ$

Camadas	z	$z_i = (i - 0,5) * z$	$\sigma_h(z)$ kPa	$T_{d,Ed}$ Kn/m	$L_{e,req}$ m	$x(z)(H - z)(\cot \theta \tan \lambda)$	$L_{av}(z) = L_r - x(z)$	$L_{av} \geq L_{e,req}$
1	0,79	0,395	9,04	7,14	1,144	9,245	1,205	Verifica
2	1,58	1,185	19,68	15,55	0,830	8,443	2,007	Verifica
3	2,37	1,975	30,32	23,96	0,768	7,641	2,809	Verifica
4	3,16	2,765	40,96	32,36	0,741	6,839	3,611	Verifica
5	3,95	3,555	51,61	40,77	0,726	6,037	4,413	Verifica
6	4,74	4,345	62,25	49,18	0,716	5,235	5,215	Verifica
7	5,53	5,135	72,89	57,58	0,710	4,432	6,018	Verifica
8	6,32	5,925	83,53	65,99	0,705	3,630	6,820	Verifica
9	7,11	6,715	94,17	74,40	0,701	2,828	7,622	Verifica
10	7,90	7,505	104,81	82,80	0,698	2,026	8,424	Verifica
11	8,69	8,295	115,45	91,21	0,696	1,224	9,226	Verifica
12	9,48	9,085	126,09	99,62	0,694	0,421	10,029	Verifica

4.4.7. Caso $\theta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$

Com $\phi' = 17,4^\circ$ (4.1), resulta $\theta = 45^\circ + \phi'/2 \approx 53,7^\circ$. Este plano representa uma trajetória “clássica” de rotura profunda (Terzaghi/Meyerhof), recomendando-se a sua verificação como alternativa crítica.

Passos e resultados (mesma metodologia):

$$x(z) = (H - z)(\cot \theta - \tan \lambda)$$

O comprimento ancorado disponível a montante é:

$$L_{av}(z) = L_r - x(z)$$

Comprimento de projeto do reforço. Adota-se provisoriamente $L_r = 0,7H = 6,65$ m (valor de prática consolidada em guias técnicos; o EC7 não fixa mínimo—o comprimento deve sair do cálculo de arrancamento e da estabilidade composta). Substituir por L_r definitivo.

Cálculo camada-a-camada:

Tabela seguinte mostra, para cada nível i : profundidade z , esforço $T_{d,Ed}$, ancoragem mínima $L_{e,req}$ ancoragem disponível L_{av} e resultado (para $\theta = 53,7^\circ$, $\lambda = 10^\circ$, $L_r = 0,7H$).

Tabela 4-13: Verificação à superfície de Rotura – Caso $\theta=45^\circ$

Camadas	z	$z_i = (i - 0,5) * z$	$\sigma_h(z)$ kPa	$T_{d,Ed}$ Kn/m	$L_{e,req}$ m	$x(z)(H - z)(\cot \theta \tan \lambda)$	$L_{av}(z) = L_r - x(z)$	$L_{av} \geq L_{e,req}$
1	0,79	0,395	9,04	7,14	1,144	5,083	1,567	Verifica
2	1,58	1,185	19,68	15,55	0,830	4,642	2,008	Verifica
3	2,37	1,975	30,32	23,96	0,768	4,201	2,449	Verifica
4	3,16	2,765	40,96	32,36	0,741	3,760	2,890	Verifica
5	3,95	3,555	51,61	40,77	0,726	3,319	3,331	Verifica
6	4,74	4,345	62,25	49,18	0,716	2,878	3,772	Verifica
7	5,53	5,135	72,89	57,58	0,710	2,437	4,213	Verifica
8	6,32	5,925	83,53	65,99	0,705	1,996	4,654	Verifica
9	7,11	6,715	94,17	74,40	0,701	1,555	5,095	Verifica
10	7,90	7,505	104,81	82,80	0,698	1,114	5,536	Verifica
11	8,69	8,295	115,45	91,21	0,696	0,673	5,977	Verifica
12	9,48	9,085	126,09	99,62	0,694	0,232	6,418	Verifica

Parciais e ensaios de interface. As resistências de interface e de “pull-out” são de calcular como valores de cálculo Rd com os parciais da Tabela 9.3 (NDP), a partir de valores representativos obtidos por EN 13738 (pull-out) e EN ISO 12957 (cisalhamento interface). Foram mantidos os valores de f^* .

Comprimento L_r O EC7 não impõe valor mínimo; o $0,7H$ é prática (EBGEO/BS 8006) e foi assumido aqui só para fechar os números. É recomendado fixar L_r definitivo com base no quadro de arrancamento do caso crítico ($\theta=40^\circ$) e na verificação composta/global (Cl.4/5/7). (Lopes et al., 2020)

4.4.8. Ligação ao paramento ($R_{d,con}$)

O EC7-2G (EN 1997-3, Cl. 9) exige verificar a rotura das ligações entre o reforço e o paramento:

$$Ed \leq \min(R_{t,d}, e_{l,Rd}, p_o, R_{d,ds}, R_{d,con})$$

-A resistência de cálculo da ligação é:

$$R_{d,con} = \frac{R_{rep,con}}{\gamma_{R,con}}$$

com $R_{rep,con}$ obtida por ensaio da ligação específica ou por cálculo (9.5.6). Para geossintéticos:

$$R_{rep,con} = \eta_{el,con} T_{rep}, \quad \eta_{el,con} = \eta_{gs} \eta_{con,c}$$

(durabilidade e efeitos locais na ligação).

-Fatores parciais (RFA):

para “rotura das ligações ao paramento” com geossintéticos, $\gamma_{R,con}=1,35$ (Tabela 9.3 do pr-EN 1997-3 (Cl. 9)).

Normalização de ensaios: resistência da ligação deve ser avaliada com norma apropriada ao tipo de conector; a interação e “pull-out” segundo EN 13738 e o corte direto segundo EN ISO 12957.

Execução e requisitos do sistema de face/ligação devem cumprir a EN 14475 (materiais, tolerâncias e desempenho do conjunto face-ligação).

4.4.8.1. Esforço de cálculo a transmitir na ligação

Para cada nível i (centro a $z_i=(i-1/2)s$), o esforço mobilizador na ligação toma-se igual ao esforço de tração de cálculo na faixa junto à face (obtenção feita nas Secs. 4.4.2–4.4.6):

$$E_{d,face}(z_i) = T_{d,Ed}(z_i) = (13.47z_i + 3,72)s \quad (Kn/m)$$

(onde $s=0.79m$; unidades em $kPA.m \rightarrow Kn/m$).

Se o sistema de face for deformável, pode adotar-se a abordagem EBGEO de calibração (redução da força ligada em função da rigidez do paramento), devidamente justificada no Anexo de cálculo: ver fatores de Tabela 7.2 (EBGEO) – opcional e informativo face ao EC7.

4.4.8.2. Resistência de Calculo

O fornecedor Huesker propões a aplicação de geomallas certificadas tipo Fortrac T de Poliéster, con recubrimiento polimérico distinto a PCV, de resistencias nominais 55 kN/m, 80 kN/m, 110 kN/m y 150 kN/m.

Desta forma segundo o “EC7-3” para obter $R_{rep,con}$ para esta malha Fortrac-T (muro ecológico com “wrap-around”):

- O Eurocódigo (pr-EN 1997-3) define:
 - (Eq. 4.xx) Para geossintéticos, T_{rep} é a resistência representativa do elemento de reforço. O valor de projeto é $R_{d,con} = R_{rep,con} / \gamma_{R,con}$, com $\gamma_{R,con} = 1,35$ (situações persistentes/transitórias).
- Nesta obra a ligação ao paramento é por dobragem do próprio geossintético (wrap-around), sem conector mecânico . Na falta de ensaio específico de ligação, toma-se conservadoramente $\eta_{con,c} \approx 1,0$ (a ligação não é o ponto fraco; a durabilidade já entra em η_{gs}/T_{rep}).
- O Certificado BBA emitido para as geogrelhas Fortrac (marca da HUESKER) T: $T_{rep} \approx TCR = T_k / RFCR$. Para vida útil de 120 anos e 20 °C, $RFCR = 1,52$. Os T_k por classe são 55/80/110/150 kN/m.

Aplicar o parcial $\gamma_{R,con}=1,35$ para obter:

$$R_{d,con}(z_i) = \frac{\eta_{el,con} T_{rep}}{\gamma_{R,con}}$$

ou, diretamente de ensaio:

$$R_{d,con} = \frac{R_{rep,con}}{\gamma_{R,con}}$$

Assumindo $\eta_{con,c}=1.0$ e $T_{rep}=TCR=T_k/1.52$:

- Fortrac T 55 $\rightarrow R_{rep,con} \approx 36,18 \text{ kN/m}$; $\Rightarrow R_{d,con} \approx 26,80 \text{ kN/m}$.
- Fortrac T 80 $\rightarrow R_{rep,con} \approx 52,63 \text{ kN/m}$; $\Rightarrow R_{d,con} \approx 38,99 \text{ kN/m}$.
- Fortrac T 110 $\rightarrow R_{rep,con} \approx 72,37 \text{ kN/m}$; $\Rightarrow R_{d,con} \approx 53,61 \text{ kN/m}$.
- Fortrac T 150 $\rightarrow R_{rep,con} \approx 98,68 \text{ kN/m}$; $\Rightarrow R_{d,con} \approx 73,10 \text{ kN/m}$.

4.4.8.3. Verificação

Para cada nível z_i :

$$E_{d,face}(z_i) = T_{d,Ed} \leq R_{d,con}(z_i)$$

Tabela 4-14: Tabela de verificação da Geomalha

Camadas	z	$z_i = (i - 0,5) * z$	$\sigma_h(z)$ kPa	$T_{d,Ed}$ Kn/m	Fortrac T	T_k Kn/m	$TCR = \frac{T_k}{1,52}$ Kn/m	$R_{d,con}$ Kn/m	$E_{d,face} \leq R_{d,con}$
1	0,79	0,395	9,04	7,14	55T	55,00	36,18	26,803	Verifica
2	1,58	1,185	19,68	15,55	55T	55,00	36,18	26,803	Verifica
3	2,37	1,975	30,32	23,96	55T	55,00	36,18	26,803	Verifica
4	3,16	2,765	40,96	32,36	80T	80,00	52,63	38,986	Verifica
5	3,95	3,555	51,61	40,77	110T	110,00	72,37	53,606	Verifica
6	4,74	4,345	62,25	49,18	110T	110,00	72,37	53,606	Verifica
7	5,53	5,135	72,89	57,58	150T	150,00	98,68	73,099	Verifica
8	6,32	5,925	83,53	65,99	150T	150,00	98,68	73,099	Verifica
9	7,11	6,715	94,17	74,40	150T	150,00	98,68	73,099	Não Verifica
10	7,90	7,505	104,81	82,80	150T	150,00	98,68	73,099	Não Verifica
11	8,69	8,295	115,45	91,21	150T	150,00	98,68	73,099	Não Verifica
12	9,48	9,085	126,09	99,62	150T	150,00	98,68	73,099	Não Verifica

Se $E_{d,face} > R_{d,con}$, adotar uma (ou combinação) das medidas:

- aumentar a classe/coeficiente de ligação (conector/face compatível),
- reduzir s localmente (mais camadas \Rightarrow menor $T_{d,Ed}$ por faixa),
- elevar T_{rep} (reforço mais resistente) ou usar dupla ligação por nível,
- aplicar calibração EBGEO (quando aplicável e justificado) com face deformável.

Nete caso basta aplicar uma geomalha Fortract 200MDT \rightarrow 200Kn/m e Fortract 300MDT \rightarrow 300Kn/m na ultima camada.

Tabela 4-15: Tabela de verificação da Geomalha

Capitulo 4

Camadas	z	$z_i = (i - 0,5) * z$	$\sigma_h(z)$ kPa	$T_{d.Ed}$ Kn/m	FortracT	T_k Kn/m	$TCR = \frac{T_k}{1,52}$ Kn/m	$R_{d.con}$ Kn/m	$E_{d,face} \leq R_{d.con}$
1	0,79	0,395	9,04	7,14	55T	55,00	36,18	26,803	Verifica
2	1,58	1,185	19,68	15,55	55T	55,00	36,18	26,803	Verifica
3	2,37	1,975	30,32	23,96	55T	55,00	36,18	26,803	Verifica
4	3,16	2,765	40,96	32,36	80T	80,00	52,63	38,986	Verifica
5	3,95	3,555	51,61	40,77	110T	110,00	72,37	53,606	Verifica
6	4,74	4,345	62,25	49,18	110T	110,00	72,37	53,606	Verifica
7	5,53	5,135	72,89	57,58	150T	150,00	98,68	73,099	Verifica
8	6,32	5,925	83,53	65,99	150T	150,00	98,68	73,099	Verifica
9	7,11	6,715	94,17	74,40	200T	200,00	131,58	97,466	Verifica
10	7,90	7,505	104,81	82,80	200T	200,00	131,58	97,466	Verifica
11	8,69	8,295	115,45	91,21	200T	200,00	131,58	97,466	Verifica
12	9,48	9,085	126,09	99,62	300T	300,00	197,37	146,199	Verifica

5. Conclusão

5.1. Conclusões gerais da dissertação

Como evidenciado ao longo da dissertação, os muros de solo reforçado com geogrelhas são estruturas essenciais e amplamente utilizadas na prática de Engenharia Civil. Contudo, a experiência direta na gestão de uma obra onde foi adotada esta solução técnica revelou a importância de compreender os fundamentos técnicos e normativos que sustentam este tipo de estruturas, não apenas para garantir a sua correta execução, mas também para promover uma atuação mais informada e eficaz por parte dos profissionais envolvidos. Procurou-se articular de forma coerente e sistemática as várias dimensões que compõem o projeto deste tipo de estruturas, integrando os princípios normativos europeus mais recentes, as recomendações internacionais especializadas e a prática consolidada no domínio da Geotecnia. Esta abordagem visou a consolidação de um processo de conceção e verificação conforme com o estado da arte, tecnicamente fundamentado e compatível com o atual enquadramento regulamentar.

A análise efetuada permitiu constatar que os muros de solo reforçado com geogrelhas representam uma solução técnica consolidada, correspondendo a uma evolução significativa em relação às técnicas tradicionais de contenção de terras. A conjugação entre solo e geossintético conduz à formação de um material compósito cujas propriedades mecânicas são superiores às de cada componente isoladamente. O reforço introduzido pelas geogrelhas permite a mobilização de resistências internas adicionais, garantindo a estabilidade de estruturas de geometria mais arrojada, frequentemente com taludes muito inclinados ou muros verticais, possibilitando soluções economicamente mais vantajosas e ambientalmente mais sustentáveis. A versatilidade construtiva, a facilidade de adaptação às condições geotécnicas locais, a possibilidade de utilizar materiais de aterro provenientes da própria obra e a leveza dos elementos de reforço conferem a estas estruturas um conjunto de vantagens que justificam a sua crescente utilização, não apenas em obras de infraestruturas rodoviárias e ferroviárias, mas também em projetos de urbanização, contenção de encostas e reabilitação de taludes instáveis.

No entanto, estas vantagens só se concretizam plenamente quando o processo de projeto é desenvolvido com base em metodologias adequadas e em conformidade com as normas em vigor. A análise desenvolvida nesta dissertação baseou-se em documentos de referência fundamentais, entre os quais se destacam a EN 14475:2006, que estabelece as condições de execução de aterros e muros reforçados, as Recomendações EBGEO, que definem métodos

de dimensionamento e verificação largamente aceites na prática europeia, e a proposta de segunda geração do Eurocódigo 7 (prEN 1997-3), que vem colmatar a lacuna normativa existente no domínio do dimensionamento destas estruturas a nível europeu. A conjugação entre estas fontes normativas e a aplicação prática dos métodos de cálculo permitiu realizar um estudo técnico sólido e alinhado com a evolução mais recente da engenharia geotécnica europeia.

A dissertação centrou-se num caso prático de um muro de solo reforçado implantado numa encosta real, o que possibilitou aplicar de forma direta os conceitos teóricos e as metodologias regulamentares. Iniciou-se com uma caracterização geotécnica detalhada do terreno e dos materiais utilizados, com particular atenção aos parâmetros de resistência ao corte do solo de aterro e à identificação de eventuais condicionantes geomorfológicas que pudessem influenciar a estabilidade global da estrutura. Esta etapa revelou-se determinante, uma vez que a fiabilidade dos cálculos depende em larga medida da precisão com que se caracterizam os materiais e as condições do local.

Na fase de conceção estrutural foi definida a geometria da solução, incluindo a altura do muro, a inclinação dos paramentos, os elementos de face e o sistema de drenagem, aspetos que influenciam diretamente os mecanismos de rotura e o dimensionamento dos reforços. Posteriormente, procedeu-se ao dimensionamento propriamente dito, que incluiu as verificações externas e internas de estabilidade. As verificações externas englobaram a análise da estabilidade global da estrutura e do maciço envolvente, a verificação ao deslizamento na base e a capacidade de carga da fundação, assegurando que o conjunto apresenta fatores de segurança adequados face aos estados limites últimos definidos pelos Eurocódigos. Estas análises foram realizadas considerando os coeficientes parciais de segurança e os fatores de ponderação indicados nas normas, garantindo a coerência com o enquadramento regulamentar atual.

As verificações internas incidiram sobre a resistência à tração de cálculo das geogrelhas, a verificação ao arrancamento e a identificação dos planos de rotura mais desfavoráveis. Neste ponto, a análise seguiu os princípios preconizados pelo EBGEO e pela cláusula 9 da proposta de segunda geração do Eurocódigo 7, considerando vários tipos de superfícies potenciais de rotura, nomeadamente as que envolvem totalmente as camadas de reforço e as que as intersectam ou tangenciam. A análise destes diferentes cenários permitiu identificar de forma robusta os mecanismos críticos e dimensionar os reforços com base em critérios de segurança adequados, assegurando o equilíbrio interno da estrutura e a compatibilidade entre as forças mobilizadas e a capacidade resistente dos geossintéticos.

Verificou-se que a correta definição do comprimento mínimo dos reforços, do espaçamento vertical entre as camadas e da resistência de cálculo das geogrelhas é determinante para garantir o bom desempenho estrutural. A utilização de fatores parciais de segurança, em

conformidade com o método dos estados limites, permite introduzir margens de segurança coerentes e objetivas, reduzindo a dependência de critérios empíricos e aproximando o projeto da realidade física dos mecanismos de interação solo–reforço. Esta abordagem representa um avanço considerável relativamente às práticas anteriores, em que muitas vezes eram utilizados métodos simplificados ou adaptações de normas estrangeiras sem plena integração no contexto normativo português.

Do ponto de vista regulamentar, este trabalho evidencia a importância estratégica da integração progressiva do quadro normativo europeu na prática nacional. A EN 14475 estabelece requisitos de execução e controlo de qualidade que asseguram a correta colocação dos reforços, a compactação adequada do enchimento e a implementação de sistemas de drenagem eficientes, aspetos que têm impacto direto no desempenho a longo prazo. O EBGEO, por sua vez, constitui uma referência técnica detalhada para o dimensionamento, incorporando décadas de experiência acumulada e de investigação aplicada em estruturas de solo reforçado. A proposta de segunda geração do Eurocódigo 7 representa um passo decisivo na harmonização europeia, ao introduzir regras de dimensionamento para estruturas de enchimento reforçado no corpo do código, garantindo maior uniformidade e clareza metodológica a nível europeu.

Os resultados obtidos no estudo de caso confirmam a aplicabilidade prática destas metodologias no contexto geotécnico português, evidenciando que é possível conceber soluções estáveis e otimizadas quando se conjugam corretamente as informações de campo, os parâmetros de projeto e as metodologias normativas. A análise revelou ainda que aspetos como a drenagem interna, o controlo de deformações, a qualidade do enchimento e a execução faseada têm um impacto significativo na segurança e durabilidade da estrutura, sublinhando a importância de uma abordagem integrada entre projeto, execução e controlo. Para além dos resultados imediatos, esta dissertação representa um contributo relevante para a prática profissional e académica, numa fase em que a engenharia geotécnica europeia atravessa um momento de transição normativa com a entrada em vigor dos novos Eurocódigos. O domínio das metodologias de dimensionamento harmonizadas, aliado à compreensão profunda dos mecanismos de interação solo–geossintético, permitirá aos projetistas e engenheiros portugueses conceber soluções mais seguras, eficientes e sustentáveis, alinhadas com as melhores práticas internacionais.

No futuro, será essencial aprofundar a caracterização laboratorial das interfaces solo–geossintético, nomeadamente através de ensaios de corte direto monotónicos e cíclicos, que permitam determinar com maior precisão os parâmetros de aderência em condições reais. A utilização de modelações numéricas avançadas, com recurso a elementos finitos ou diferenças finitas, poderá fornecer uma representação mais fiel do comportamento destas estruturas, permitindo estudar efeitos de segunda ordem, deformações diferenciais,

comportamento sísmico e fenómenos de longo prazo como fluência ou degradação dos materiais. Adicionalmente, a instrumentação e monitorização de obras reais constituem ferramentas fundamentais para validar modelos de cálculo, identificar desvios em relação ao comportamento esperado e melhorar continuamente as metodologias de dimensionamento.

A integração de critérios de sustentabilidade e de análise de ciclo de vida deverá também ganhar maior importância, tendo em conta as políticas europeias para a transição ecológica do setor da construção. As estruturas de solo reforçado, pela sua natureza, apresentam já vantagens ambientais significativas, nomeadamente a redução do consumo de materiais betuminosos ou de betão, a menor necessidade de transporte de terras e a possibilidade de integração paisagística. O aprofundamento destas dimensões poderá reforçar ainda mais o papel destas soluções no desenvolvimento de infraestruturas resilientes e sustentáveis.

Em síntese, a presente dissertação demonstra que os muros de solo reforçado com geogrelhas constituem uma solução técnica moderna, versátil e sustentável, cuja eficácia depende de uma conceção, dimensionamento e execução rigorosos, em conformidade com as normas e recomendações técnicas mais atuais. A consolidação do quadro regulamentar europeu, aliada ao aprofundamento do conhecimento técnico e científico, fornece uma base sólida para a expansão segura e responsável desta tecnologia em Portugal, quer em obras de grande escala, quer em projetos de reabilitação e proteção de taludes, contribuindo assim para uma prática de engenharia mais alinhada com os desafios técnicos, ambientais e regulamentares do século XXI.

5.2. Desenvolvimentos futuros

Com base nos desafios identificados e nas necessidades evidenciadas pela aplicação prática dos muros verdes, sugere-se a investigação e desenvolvimento dos seguintes aspetos adicionais, que poderão enriquecer futuras abordagens nesta área.

Em primeiro lugar, destaca-se a necessidade urgente de desenvolver listas de verificação periódica específicas para este tipo de construções. Estas listas permitirão assegurar a conformidade contínua com as especificações técnicas e garantirão que todas as etapas construtivas sejam realizadas adequadamente, mitigando eventuais erros ou desvios que possam comprometer a segurança e a durabilidade da estrutura. Além disso, é fundamental aprofundar estudos sobre os cuidados necessários com a geração e gestão dos resíduos durante a construção dos muros verdes. Estes estudos devem identificar práticas eficientes

para minimizar a produção de resíduos e implementar metodologias eficazes de reciclagem e reutilização, promovendo um processo construtivo mais sustentável e ambientalmente responsável.

Aplicação a outros estudos de caso para complementar a análise do caso de estudo, incluindo encontros de viaduto, de forma a retirar conclusões adicionais. A título de exemplo poder-se-iam analisar diferentes condições do maciço e do terreno.

Finalmente, é recomendável investigar de forma detalhada a influência deste tipo de construção nas bacias hidrográficas locais. Este tema reveste-se de particular importância devido à necessidade de compreender os efeitos potenciais sobre a dinâmica hídrica e erosiva, assegurando que os muros verdes não comprometam negativamente os sistemas hidrográficos adjacentes. Tal investigação deverá considerar tanto a fase de construção quanto a operação ao longo do tempo. Estas recomendações têm como objetivo assegurar não apenas a eficácia e segurança técnica dos muros verdes, mas também reforçar a sustentabilidade ambiental e a integração harmoniosa com os ecossistemas locais.

Bibliografia

- Balakrishnan, S., & Viswanadham, B. V. S. (2016). Performance evaluation of geogrid reinforced soil walls with marginal backfills through centrifuge model tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(1), 95–108. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.06.002>
- Bifulco, C., Pereira, A., & Rego, F. (2014). *Slope stabilization and landscape integration at Malveira junction, using soil bioengineering research results; A21 highway, Portugal*. <https://doi.org/10.13140/2.1.3416.5440>
- Bond, A., & Harris, A. (2006). *Decoding Eurocode 7*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781482265873>
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design* (McGraw-Hill, Ed.; 5a ed.). Irwin/McGraw-Hill.
- Cardoso, A. S., & Fernandes, M. M. (2001). Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7. *Géotechnique*, 51(6), 519–531. <https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.6.519>
- Cernica, J. N. (1995). Geotechnical engineering: Soil mechanics. *John Wiley & Sons*.
- Colesanti, C., & Wasowski, J. (2006). Investigating landslides with space-borne Synthetic Aperture Radar (SAR) interferometry. *Engineering Geology*, 88(3–4), 173–199. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.09.013>
- Craig, R. F. (1992). Basic Characteristics of Soils. In *Soil Mechanics* (pp. 1–5). Springer US. https://doi.org/10.1007/978-1-4899-3772-8_1
- Cruden, D. (2013). *Landslide Types* (pp. 615–618). https://doi.org/10.1007/978-1-4020-4399-4_344
- Deshvena, Y. N., & Deshpande, S. M. (2024). *Geotechnical and Geological Engineering: Interdisciplinary Approaches to Sustainable Infrastructure*. <https://doi.org/10.37628/IJGGE>
- Di, S., Zhang, Y., Zhou, H., Li, H., & Huang, P. (2019). Stability analysis of unsaturated soil slope under rainfall and seepage conditions. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 371(3), 032072. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/371/3/032072>
- Draebing, D., & Krautblatter, M. (2019). The Efficacy of Frost Weathering Processes in Alpine Rockwalls. *Geophysical Research Letters*, 46(12), 6516–6524. <https://doi.org/10.1029/2019GL081981>
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.
- Ehrlich, M., & Becker, L. (2010). *Reinforced Soil Wall and Slopes: Design and Construction*. https://www.researchgate.net/publication/357203197_Reinforced_Soil_Wall_and_Slopes_Design_and_Construction
- Elias, V., Christopher, B., United States. Federal Highway Administration, & Earth Engineering & Sciences, Inc. (Eds.) & E. E. & S. Inc. (Eds.). (1997). *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines: FHWA demonstration project 82, Reinforced soil structures MSEW and RSS*. <http://www.vulcanhammer.org>
- Evdokimov, P. D. (1980). *CALCULATION OF FOUNDATIONS AND EARTH DAMS*. <https://doi.org/10.1007/bf02305285>
- Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E., & Savage, W. Z. (2008). Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land-use planning. *Engineering Geology*, 102(3–4), 99–111. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.03.014>
- Ferreira, F. B., Topa Gomes, A., Vieira, C. S., & Lopes, M. L. (2016). Reliability analysis of geosynthetic-reinforced steep slopes. *Geosynthetics International*, 23(4), 301–315. <https://doi.org/10.1680/jgein.15.00057>
- Fredlund, D., & Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. *John Wiley & Sons, Inc.*, xxiv. <https://doi.org/10.1002/9780470172759>
- Fredlund Delwyn, G. (2006). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3), 286–321. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:3\(286\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:3(286))
- Gabriele, S., D’acquila, G., & Chiaravalloti, F. (2009). A Distributed Real-Time Monitoring System for Landslide Hazard and Risk Assessment. In R. De Amicis, R. Stojanovic, & G. Conti (Eds.), *GeoSpatial Visual Analytics* (pp. 387–394). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-90-481-2899-0_31
- Gao, Q.-F., Wu, X.-Y., Zeng, L., Yu, H.-C., & Shi, X.-K. (2025). Reliability analysis of soil slope stability considering spatial variability of desiccation cracks. *Computers and Geotechnics*, 179, 106977. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.106977>
- Gowthaman, S., Nakashima, K., & Kawasaki, S. (2018). A State-of-the-Art Review on Soil Reinforcement Technology Using Natural Plant Fiber Materials: Past Findings, Present Trends and Future Directions. *Materials*, 11(4). <https://doi.org/10.3390/ma11040553>
- Gray, D. H., & Sotir, R. (2008). *Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilization: A Practical Guide for Erosion Control* (I. J. Wiley & Sons, Ed.). Wiley & Sons, Incorporated, John. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:108595120>
- Guo, W., & Nguyen, T. T. (2023). Recent Advancements in Geosynthetic Engineering for Sustainable Construction. *Sustainability*, 15(15). <https://doi.org/10.3390/su151511884>
- Guzzetti, F., Carrara, A., Cardinali, M., & Reichenbach, P. (1999). Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy. *Geomorphology*, 31(1), 181–216. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0169-555X\(99\)00078-1](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0169-555X(99)00078-1)
- Haneberg, W. C. (2007). Landslides: Processes, Prediction, and Land Use. *Environmental & Engineering Geoscience*, 13(1), 90–91. <https://doi.org/10.2113/gsegeosci.13.1.90>

- Huggel, C., Clague, J. J., & Korup, O. (2012). Is climate change responsible for changing landslide activity in high mountains? *Earth Surface Processes and Landforms*, 37(1), 77–91. <https://doi.org/10.1002/esp.2223>
- Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. In *Landslides* (Vol. 11, Issue 2, pp. 167–194). Springer Verlag. <https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y>
- Idriss, I. M. (1982). *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes* (Earthquake Engineering Research Institute., Ed.). <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:127517600>
- IGS. (2002). *Funções dos Geossintéticos*. www.GeosyntheticSociety.org
- Jewell, R. A. (1996). *Soil reinforcement with geotextiles* (CIRIA and Thomas Telford, Ed.). CIRIA and Thomas Telford.
- Jia, Y., Zornberg, J. G., Zhang, J., Zheng, J.-J., & Zheng, Y. (2024). DEM evaluation of the mobilization of mechanisms governing the geogrid-aggregate interaction. *Computers and Geotechnics*, 176, 106742. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.106742>
- Kalore, S., & Sivakumar Babu, G. L. (2023). Recent developments in design criteria for granular and geotextile filters. *E3S Web of Conferences*, 368. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202336802015>
- Kirkby, M. J., & Carson, M. A. (2009). *Hillslope Form and Process* (Cambridge University Press, Ed.).
- Knappett, J., & Craig, R. F. (2019). *Craig's Soil Mechanics*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/97811351052740>
- Koerner, R. M. (2005). *Designing with geosynthetics* (U. S. R. New Jersey, Ed.; I). PEARSON EDUCATION.
- Koerner, R. M. (2012). *Designing with Geosynthetics* (Xlibris, Ed.; 6th Edition, Vol. Vol2). Xlibris.
- Lambe, T. W. (1979). *Soil Mechanics, SI Version* (Wiley, Ed.). Wiley.
- Liu, C. N., Yang, K. H., Ho, Y. H., & Chang, C. M. (2012). Lessons learned from three failures on a high steep geogrid-reinforced slope. *Geotextiles and Geomembranes*, 34, 131–143. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2012.05.003>
- Lopes, M. da G., Barroso, M., & Neves, J. (2020). *igspt-geossinteticos-livro*.
- Mandal, J. N. (1995). *Geosynthetics World* (John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, Ed.). John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd.
- Matula, M. (1973). Engineering geological mapping. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 8(1), 64–64. <https://doi.org/10.1007/BF02634605>
- Meng, J., Mattsson, H., & Laue, J. (2021). Three-dimensional slope stability predictions using artificial neural networks. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 45(13), 1988–2000. <https://doi.org/10.1002/nag.3252>
- Paula, A. M. V. (2012). *Estudo dos Coeficientes de Segurança por Danificação Durante a Instalação e por Fluência em Estruturas Reforçadas com Geossintéticos*. <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/72667>
- Peck, R. B., Terzaghi, K., & Mesri, G. (2008). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (I. J. Wiley & Sons, Ed.). Wiley & Sons, Incorporated, John.
- Pedraza, A., Marín-Lechado, C., Martos-Rosillo, S., & Roldán, F. J. (2012). Curved fold-and-thrust accretion during the extrusion of a synorogenic viscous allochthonous sheet: The Estepa Range (External Zones, Western Betic Cordillera, Spain). *Tectonics*, 31(4). <https://doi.org/10.1029/2012TC003119>
- Perkins, S. W. (1999). Mechanical Response of Geosynthetic-Reinforced Flexible Pavements. *Geosynthetics International*, 6(5), 347–382. <https://doi.org/10.1680/gein.6.0157>
- Pinotti, A. M., & Carneiro, C. D. R. (2015). Geologia estrutural na previsão e contenção de queda de blocos em encostas: aplicação no Granito Santos, SP. *Terrae Didactica*, 9(2), 132. <https://doi.org/10.20396/td.v9i2.8637402>
- Pisini, S., Thammadi, S., & Shukla, S. (2022). *Sustainability Study on Geosynthetic Reinforced Retaining Wall Construction* (Springer Singapore, Ed.; pp. 765–773). https://doi.org/10.1007/978-981-16-1831-4_68
- Plaxis, B. V. (2002). *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses* (Vol. 82).
- Popescu, M. E. (1986). An Introduction to Geotechnical Engineering. *Engineering Geology*, 22(4), 377. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(86\)90005-0](https://doi.org/10.1016/0013-7952(86)90005-0)
- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (2001). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application* (Thomas Telford Ltd, Ed.). Thomas Telford Ltd.
- Rowe, R. K. (2001). *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook* (Springer US, Ed.). Springer US.
- Shukla, S. K., & Yin, J.-H. (2006). *Fundamentals-of-Geosynthetic-Engineering-Shukla-Yin-2006*. <https://istasazeh-co.com/wp-content/uploads/2022/05/Fundamentals-of-Geosynthetic-Engineering-Shukla-Yin-2006.pdf>
- Terzaghi, K. (1956). *Theoretical Soil Mechanics* (Wiley, Ed.). Wiley.
- Vaslestad, J., Bartlett, S. F., Aabøe, R., Burkart, H., Ahmed, T., & Arellano, D. (2019). Bridge Foundations Supported by EPS Geofoam Embankments on Soft Soil. In *5th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications* (pp. 281–294). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-319-78981-1_23
- Vieira, C. S. (2008). *Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos: comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento*. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:141605175>
- Vieria, S. A. S. (2014). *ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE ATERROS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS*. <http://www.fe.up.pt>
- Wettayavigromrat, T. (2022). EFFECT OF LAND USE ON SLOPE STABILITY. *International Journal of GEOMATE*, 23(100). <https://doi.org/10.21660/2022.100.3619>

Bibliografia

- Wu, T. H. (2015). Risk and reliability in geotechnical engineering. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 9(3), 218–219. <https://doi.org/10.1080/17499518.2015.1070784>
- Yao, Y., Xu, P., Li, J., Hu, H., & Qi, Q. (2024). Advancements and Applications of Life Cycle Assessment in Slope Treatment: A Comprehensive Review. *Sustainability*, 16(1), 398. <https://doi.org/10.3390/su16010398>
- Zangerl, C., Eberhardt, E., & Perzmaier, S. (2010). Kinematic behaviour and velocity characteristics of a complex deep-seated crystalline rockslide system in relation to its interaction with a dam reservoir. *Engineering Geology*, 112(1–4), 53–67. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.01.001>

