



UNIVERSIDADE
LUSÓFONA

CENTRO UNIVERSITÁRIO DE LISBOA
FACULDADE DE ENGENHARIA
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**REFORÇO DE SOLO-CIMENTO COM FIBRA DE
CÂNHAMO PARA CAMADAS DE BASE E SUB-BASE
DE PAVIMENTOS RODOVIARIOS**

Dissertação apresentada a provas públicas para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, orientada por Prof. Doutor Vítor Filipe Silva Antunes e Doutor João Miguel Lopes Crucho

Filipe Alexandre Fernandes Martins, n.º 22110873

2023

www.ulusofona.pt



UNIVERSIDADE
LUSÓFONA

CENTRO UNIVERSITÁRIO DE LISBOA
FACULDADE DE ENGENHARIA
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**REFORÇO DE SOLO-CIMENTO COM FIBRA DE
CÂNHAMO PARA CAMADAS DE BASE E SUB-BASE
DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**
VERSÃO FINAL

Dissertação defendida em provas públicas na
Universidade Lusófona, Centro Universitário de Lisboa
no dia 22/03/2024, perante o júri, nomeado pelo
Despacho de Nomeação n.º: 656/2024, de 30 de janeiro
de 2024, com a seguinte composição:

Presidente: Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo
Vogais: Prof. Doutor José Manuel Coelho das Neves
(Arguente)
Orientador: Prof. Doutor Vítor Filipe Silva Antunes

Este trabalho também foi orientado por Doutor João
Miguel Lopes Crucho

Filipe Alexandre Fernandes Martins, n.º 22110873

2023

Agradecimentos

Esta dissertação é não apenas um reflexo do meu esforço, mas também do apoio e inspiração que recebi ao longo do caminho, que contribuíram para o meu crescimento, tanto pessoal quanto profissional.

Primeiramente, aos meus pais e irmã, cujo sacrifício e apoio inabalável são as colunas fundamentais da minha vida.

À minha amada namorada, Ana, cuja presença na minha vida tem sido uma fonte de conforto e inspiração. A compreensão e paciência foram fundamentais nos vastos momentos de dúvida e stress, com a confiança que depositou nas minhas capacidades e com o incondicional que foram essenciais para a realização deste trabalho.

Um agradecimento muito especial ao meu orientador, professor Vítor Antunes, cuja orientação e disposição em ajudar, em qualquer dia e a qualquer hora, foram cruciais em todos os momentos desta dissertação.

Também gostaria de expressar minha gratidão ao professor João Crucho, cujo conhecimentos e sugestões enriqueceram significativamente este trabalho.

Por fim, agradeço a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a minha jornada. Cada conversa, cada palavra de encorajamento e cada gesto de apoio que claramente desempenharam um papel vital na conclusão desta dissertação.

Resumo

A construção das camadas inferiores de pavimentos rodoviários frequentemente implica custos substanciais, tanto do ponto de vista económico e ambiental. Neste contexto, foi desenvolvida uma investigação laboratorial sobre a estabilização de uma areia argilosa com elevada plasticidade utilizando cimento e reforço através de fibras de cânhamo, visando reduzir tais custos.

Foram produzidos provetes de solo estabilizado com cimento e reforçados com fibras de cânhamo, com teores de 0,1% e 0,2%, para avaliar o desempenho mecânico. Ensaios de compressão uniaxial e compressão diametral foram realizados após 1, 7 e 28 dias de cura, juntamente com ensaios de *California Bearing Ratio* (CBR), com e sem embebição.

Os resultados indicam que a adição de fibras de cânhamo resultou numa melhoria nas propriedades mecânicas do solo em comparativamente ao o solo estabilizado apenas com cimento. Houve aumentos na resistência à compressão e tração indireta. Quanto aos ensaios de CBR, de modo geral, observou-se um aumento no desempenho.

Desta forma conclui-se que a aplicação de fibras pode ser uma vantagem, tanto ao nível da engenharia como ao nível do desenvolvimento sustentável, sendo a mesma uma alternativa viável e mais ecológica para a execução das camadas de base e sub-base de pavimentos.

Palavras chave: Desempenho mecânico; Estabilização de solo; Fibras de cânhamo; Pavimentos rodoviários; Sustentabilidade.

Abstract

The construction of road pavements often involves substantial costs, both from an economic and environmental point of view. In this context, laboratory research was carried out into the stabilization of clayey sand with high plasticity using cement and reinforcement with hemp fibres, with the aim of reducing these costs.

Soil specimens stabilised with cement and reinforced with hemp fibre, at 0,1% and 0,2% ratios, were designed to evaluate their mechanical performance. Uniaxial compression and diametrical compression tests were carried out after 1, 7 and 28 days of curing, along with California Bearing Ratio (CBR) tests, with and without soaking.

The results show that the addition of hemp fibre resulted in an improvement in the soil's mechanical properties compared to soil stabilised only with cement. There were increases in compressive strength and indirect tensile strength. As for the CBR tests, in general, there was an increase in performance.

In this way, it can be concluded that the application of fibre can be an advantage, both in terms of engineering and sustainable development, as it is a viable and more environmentally friendly alternative for the execution of the base and sub-base courses of pavements.

Keywords: Hemp fibres; Soil stabilisation; Sustainability; Road pavements; Mechanical performance.

Abreviaturas, siglas e símbolos

AASHTO	- American Association of State Highway and Transportation Officials
A_c	- Área da secção do provete
ASTM	- American Society for Testing and Materials
CBR	- California Bearing Ratio
CBR _i	- California Bearing Ratio Imediato
CC	- Coeficiente de curvatura
CEM II/B	- Cimento Portland de pozolana constituído por clínquer e pozolana natural
CL	- Solo argiloso
CU	- Coeficiente de uniformidade
D	- Diâmetro do provete
EPS	- Poliestireno Expandido
F	- Força de compressão à rotura do provete
f	- é fator determinado pela equação
F	- Força de compressão à rotura do provete
H	- Altura do provete antes da imersão
H	- Comprimento do provete
IP	- Índice de Plasticidade
L_f	- Leitura do defletómetro no fim do período de imersão
L_i	- Leitura do defletómetro no início do período de imersão
LL	- Limite de Liquidez
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LP	- Limite de Plasticidade
LS	- Índice de retração linear
R_c	- Resistência à compressão
R_i	- Resistência à tração indireta
SANS	- South African National Standard
THC	- Tetrahydrocarbinol
TMH	- Technical methods for highways
w_{opt}	- Teor em água ótimo
x	- Corresponde a uma dada penetração no provete de solo
y	- Força correspondente à mesma penetração num provete normalizado
γ_{dmax}	- Peso específico aparente seco máximo

Índice Geral

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento e Motivação	2
1.2	Objetivos e Metodologia.....	2
1.3	Organização do trabalho:	3
2	Revisão da Literatura	5
2.1	Estrutura de um Pavimento	5
2.2	Camada de Base e Sub-base de um Pavimento	7
2.3	Estabilização de Solos.....	7
2.3.1	Estabilização mecânica.....	8
2.3.2	Estabilização Física	9
2.3.3	Estabilização Química	10
2.4	Reforço de solos com adição de fibras	12
2.5	Tipos de Fibras Utilizadas	13
2.5.1	Fibras Sintéticas e Minerais.....	13
2.5.2	Fibras Vegetais	16
2.5.3	Tratamento aplicados às fibras naturais.....	23
2.6	Interação Solo-fibra	24
2.6.1	Comprimento e Diâmetro da Fibra.....	26
2.6.2	Teor em fibra	27
3	Materiais e Metodologias de Ensaio	29
3.1	Materiais	29
3.1.1	Solo.....	29
3.1.2	Fibras	31
3.1.3	Cimento	35
3.2	Metodologia de ensaios	36
3.2.1	Análise granulométrica.....	36
3.2.2	Limites de Atterberg.....	36
3.2.3	Índice de Retração Linear.....	37
3.2.4	Compactação <i>Proctor</i>	38
3.2.5	Preparação dos provetes	39
3.2.6	<i>California Bearing Ratio</i> – CBR.....	42

3.2.7	Compressão uniaxial	44
3.2.8	Compressão diametral	45
4	Resultados e Discussão	47
4.1	Classificação do solo em estudo	47
4.2	Determinação do teor em água ótimo	50
4.3	Ensaio de compressão uniaxial	51
4.4	Ensaio de tração indireta	53
4.5	<i>California Bearing Ratio</i>	56
4.6	<i>California Bearing Ratio</i> imediato	61
5	Considerações finais	69
5.1	Conclusões	69
5.2	Trabalhos futuros	70

Índice de Quadros

Quadro 2.1 - Propriedades das fibras de coco	17
Quadro 2.2 - Propriedades das fibras de sisal.....	19
Quadro 2.3 – Propriedades das fibras de juta	21
Quadro 3.1 – Propriedades das fibras de cânhamo (Manaia et al., 2019; Shahzad, 2012).....	32
Quadro 4.1 – Propriedades da curva granulométrica	47
Quadro 4.2 – Limite de liquidez e plasticidade e índice de plasticidade.....	48
Quadro 4.3 – Limites de consistência do solo modificado.....	49
Quadro 4.4 - Teor em água ótimo e peso volúmico aparente seco máximo.....	51
Quadro 4.5 – Resistência média à compressão uniaxial (R_c).....	52
Quadro 4.6 – Resistência média à tração indireta (R_{it}).....	55
Quadro 4.7 – <i>California Bearing Ratio</i> : Mistura Solo + 3% Cimento - Dados penetração/força	57
Quadro 4.8 – <i>California Bearing Ratio</i> : Mistura Solo + 3% Cimento - Dados penetração/força	59
Quadro 4.9 – <i>California Bearing Ratio</i> : Mistura Solo + 3% Cimento - Dados penetração/força	60
Quadro 4.10 – CBRi: Solo sem estabilização e sem reforço - Dados penetração/força.....	61
Quadro 4.11 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento - Dados penetração/força.....	63
Quadro 4.12 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,1% Fibras - Dados penetração/força .	65
Quadro 4.13 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,2% Fibras - Dados penetração/força .	65

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Representação esquemática: a) pavimento flexível b) pavimento rígido c) pavimento semirrígido.....	6
Figura 2.2 - Processos de estabilização de solos (adaptado de Hejazi et al., 2012)	8
Figura 2.3 – Exemplos de cilindros compactadores: a) cilindro com pés de carneiro b) cilindro de rasto liso (Gross & Adaska, 2020).....	9
Figura 2.4 – Estabilização de solo através da mistura com cimento (CAT, 2023)	10
Figura 2.5 – Estabilização de solo através de cal (Obinna, 2022).....	11
Figura 2.6 – Fibras de borracha de pneu (Silva et al., 2018).....	14
Figura 2.7 – Fibras de vidro (Rabab’ah et al., 2021).....	16
Figura 2.8 – Aspeto geral das fibras de coco (Crucho et al., 2022)	17
Figura 2.9 – Mecanismo de interação entre as fibras e as partículas de solo	24
Figura 2.10 – Interação solo-fibra adaptado de (Liu et al., 2020)	25
Figura 2.11 - Representações esquemáticas de solo reforçado (a) contínuo e alinhado, (b) descontínuo e alinhado, e (c) solo reforçado com fibras descontínuas e de orientação aleatória. (Callister, 2002).....	26
Figura 3.1 - a) Solo no estado original b) Solo destorroado e peneirado	30
Figura 3.2 – a) equipamento utilizado no processo de destorroamento do solo base b) Fração retida a ser respondida no processo	30
Figura 3.3 –Planta de cânhamo (Kaiser et al., 2015).....	31
Figura 3.4 – Fibras do caule da planta de cânhamo	31
Figura 3.5 – Estado original do ramo da planta de cânhamo	32
Figura 3.6 – Processo de submersão dos ramos da planta de cânhamo.....	33
Figura 3.7 – Exemplo de caule com as fibras extraídas do mesmo.....	33
Figura 3.8 – Fibras após extração do caule	33
Figura 3.9 – Secagem das fibras: a) temperatura ambiente (24h) b) 50° em estufa (24h) c) 100°C em estufa (24h)	34
Figura 3.10 – Separação das fibras após secagem.....	35
Figura 3.11 – Fibras secas, separadas e cortadas com aproximadamente 10 cm	35
Figura 3.12 – Representação curva de compactação Proctor	39
Figura 3.13 - Pesagem dos agregados e cimento.....	40
Figura 3.14 – Processo de mistura dos agregados, cimento, água e fibras.....	40

Figura 3.15 – Processo de compactação dos provetes.....	41
Figura 3.16 – Processo de cura dos provetes em ambiente controlado	41
Figura 3.17 – Processo de desmoldagem dos provetes	42
Figura 3.18 – Esquema do ensaio de CBR, adaptado de Rahayu, 2019.....	43
Figura 3.19 - Representação do ensaio de compressão uniaxial	44
Figura 3.20 - Representação do ensaio de compressão diametral	45
Figura 4.1 – Curva granulométrica pela especificação LNEC E 196 da fração argilosa do solo	47
Figura 4.2 – Calha com material após secagem	48
Figura 4.3 – Fuso granulométrico do solo modificado segundo especificação LNEC E 196 e E 239	49
Figura 4.4 – Resultados ensaios de compactação: Curva de compactação do solo estabilizado com cimento	50
Figura 4.5 – Resultados ensaios de compactação: Curva de compactação do solo estabilizado com cimento e reforçado com fibras de cânhamo	50
Figura 4.6 – a) Provete antes do ensaio à compressão uniaxial b) Provete após o ensaio à compressão uniaxial	51
Figura 4.7 - Média da resistência à compressão uniaxial.....	53
Figura 4.8 - Média da resistência à tração indireta.....	54
Figura 4.9 – a) provete antes do ensaio à tração indireta b) provete após o ensaio à tração indireta	54
Figura 4.10 – Provete sem reforço com fibras, após o ensaio à tração indireta	56
Figura 4.11 – Provete submergido com as placas de carga e tripé com defletómetro.....	56
Figura 4.12 – Realização de ensaio de determinação do índice de <i>California Bearing Ratio</i> .	57
Figura 4.13 – <i>California Bearing Ratio</i> : Mistura Solo + 3% Cimento – Curva de penetração/força.....	58
Figura 4.14 – Aspeto geral do provete após o ensaio de determinação do índice de <i>California Bearing Ratio</i> e respetiva desmoldagem	58
Figura 4.15 – <i>California Bearing Ratio</i> : Mistura Solo + 3% Cimento + 0,1% Fibras - Curva de penetração/força.....	59
Figura 4.16 – <i>California Bearing Ratio</i> : Mistura Solo + 3% Cimento + 0,2% Fibras - Curva de penetração/força.....	60
Figura 4.17 – Comparativo: Resultados <i>California Bearing Ratio</i>	61

Figura 4.18 – CBRi: Solo sem estabilização e sem reforço – Curva de penetração	62
Figura 4.19 – Aspeto geral do provete após o ensaio de determinação do índice de <i>California Bearing Ratio</i> imediato e respetiva desmoldagem	63
Figura 4.20 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento – Curva de penetração	64
Figura 4.21 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,1% Fibras – Curva de penetração	66
Figura 4.22 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,1% Fibras – Curva de penetração	66
Figura 4.23 – Comparativo Resultados CBRi	67

1 Introdução

A crescente procura por infraestruturas rodoviárias de alta qualidade impõe desafios significativos à engenharia civil, especialmente no que diz respeito ao comportamento de solos com características menos favoráveis ao bom desempenho nas camadas de base e sub-base destas mesmas infraestruturas.

Neste contexto, a procura por soluções inovadoras e sustentáveis torna-se imperativa para garantir a durabilidade e a eficiência destas estruturas. Esta dissertação propõe uma abordagem, que abrange o uso de fibras de cânhamo e a estabilização química do solo, através da adição de cimento como ligante hidráulico, como estratégia para o melhoramento de solos com plasticidade elevada, visando otimizar as propriedades mecânicas dessas camadas essenciais para a estabilidade e desempenho de pavimentos.

A fibra de cânhamo, derivada da planta *Cannabis Sativa*, têm se destacado como um material promissor em diversas aplicações no ramo da engenharia civil devido às suas propriedades mecânicas e à sua natureza sustentável. Ao ser incorporada no solo, a fibra de cânhamo poderá atuar como agente de reforço, contribuindo em larga escala, para aumentar a resistência à tração, compressão e a coesão do solo. Combinada com técnicas de estabilização química, que envolvem a estabilização do solo com a aplicação de ligantes hidráulicos para modificar as propriedades do solo, esta abordagem tenta criar uma base robusta, duradoura, economicamente viável e uma pegada ambiental reduzida comparativamente aos métodos tradicionais, para pavimentos rodoviários em solos com plasticidade elevada.

Ao longo desta dissertação, serão explorados os fundamentos teóricos que baseiam a escolha da fibra de cânhamo e a estabilização química como soluções integradas para o melhoramento de solos. Além disso, serão apresentados resultados do estudo laboratorial do caso específico que evidenciam a eficácia e a viabilidade desta abordagem em condições específicas. A compreensão aprofundada destes métodos é essencial para promover avanços significativos na busca por soluções mais sustentáveis e eficientes no contexto de projeto e de execução construtiva de pavimentos rodoviários.

1.1 Enquadramento e Motivação

A infraestrutura rodoviária é fundamental para o desenvolvimento económico e social de uma nação. A eficiência e a durabilidade dos pavimentos rodoviários desempenham um papel crucial na garantia da mobilidade e na redução dos custos de manutenção ao longo do tempo. A melhoria constante das técnicas de construção de pavimentos é essencial para garantir a durabilidade e a resistência adequada, especialmente em áreas com solos de plasticidade elevada.

Solos com plasticidade elevada apresentam desafios significativos para a construção de pavimentos rodoviários, uma vez que são suscetíveis a deformações excessivas e a instabilidade estrutural. Neste cenário, o uso de fibras naturais, como as provenientes do cânhamo, emerge como uma alternativa promissora para melhorar as propriedades mecânicas e de estabilização deste tipo de solo.

A procura por soluções sustentáveis e economicamente viáveis para o melhoramento de solos em pavimentos rodoviários motivou a investigação do uso de fibras de cânhamo aliadas ao uso de estabilização química, através de ligantes hidráulicos que já tem provas dadas na sua eficácia na alteração das propriedades dos solos, proporcionando ganhos consideráveis de resistência e durabilidade.

1.2 Objetivos e Metodologia

O presente trabalho tem como principal foco a avaliação do impacto e eficácia das fibras de cânhamo aliada a um tratamento com ligantes hidráulicos no comportamento mecânico de solos com plasticidade elevada, com a finalidade de serem utilizados em camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários.

São procuradas em simultâneo, diretrizes práticas para uma incorporação bem-sucedida de fibras de cânhamo e técnicas de estabilização química em projetos de pavimentação rodoviária.

O estudo utilizará uma abordagem experimental, envolvendo a caracterização de solos com plasticidade elevada, ensaios laboratoriais para avaliar o efeito das fibras de cânhamo, e a aplicação de técnicas de estabilização química, sendo que os ensaios laboratoriais foram realizados exclusivamente no laboratório de Engenharia Civil da Universidade Lusófona com os equipamentos disponíveis no mesmo.

1.3 Organização do trabalho:

A dissertação em questão está estruturada em cinco capítulos distintos. O primeiro deles corresponde à presente introdução.

No segundo capítulo, é conduzida uma revisão bibliográfica abrangente, abordando os aspectos mais pertinentes relacionados ao tema em questão.

No terceiro capítulo, são delineados os materiais e as metodologias de ensaio desenvolvidos durante as atividades laboratoriais, detalhando as normas adotadas, com foco especial nos ensaios de resistência à compressão uniaxial e tração indireta, bem como nos ensaios para determinação do *California Bearing Ratio* (CBR) e *California Bearing Ratio* imediato (CBRi).

No quarto capítulo são apresentados os principais resultados dos ensaios realizados para caracterização do solo assim como a classificação do mesmo segundo as diferentes normas e especificações. Adicionalmente, são apresentados os resultados dos ensaios realizados sobre os solos estabilizados com e sem reforço das fibras de cânhamo. Por fim é ainda apresentada uma análise comparativa entre as soluções reforçadas e não reforçadas com fibras.

No quinto capítulo, uma conclusão final da dissertação é oferecida, acompanhada da sugestão de possíveis direções para trabalhos futuros, explorando a aplicação de fibras de cânhamo em camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários.

2 Revisão da Literatura

As infraestruturas de transporte são ativos fundamentais para o desenvolvimento socioeconómico dos países, permitindo a deslocação de pessoas e mercadorias de uma forma cómoda, rápida e segura. A infraestrutura rodoviária é aquela que permite maior flexibilidade e proximidade dadas as suas características e as características dos veículos que a utilizam, desta forma esta apresenta uma elevada expressividade quando comparadas com outras infraestruturas. Dada a importância destas infraestruturas e considerando o custo por quilómetro de estrada construída.

2.1 Estrutura de um Pavimento

O pavimento tem como função suportar os carregamentos impostos pelo tráfego, distribuindo essas tensões ao longo das suas camadas, desde a camada de desgaste (superior) às camadas de base e sub-base (quando existe), até à fundação. Estes pavimentos podem ser classificados, de acordo com a sua estrutura ilustradas esquematicamente na Figura 2.1, em três tipos: pavimento flexível, pavimento rígido e pavimento semirrígido (Picado-Santos et al., 2006)

Um pavimento rodoviário flexível é concebido com camadas superiores (desgaste, ligação e regularização) em mistura betuminosa assentes sobre uma camada de base e possivelmente uma camada de sub-base, sendo estas camadas de material granular e/ou igualmente em mistura betuminosa, dependendo do nível de solicitações a que é sujeita a estrutura do pavimento. Este tipo de pavimento tem como característica a resistência ao desgaste e deformação, no entanto, poderá ser mais suscetível a sofrer danos, sendo a necessidade de manutenção mais célere que nos restantes tipos de pavimento, mas que por sua vez será o tipo de pavimento em que a manutenção será mais simples e económica.

Dentro das camadas de misturas betuminosas incluem-se uma camada de base, uma camada de regularização, uma camada de ligação e sobre as camadas anteriores, uma camada de desgaste. As camadas de base e sub-base são constituídas normalmente por material granular ou solo estabilizado com ligantes, assentando a última, quando existe, sobre o solo de fundação.

Os pavimentos rodoviários rígidos são pavimentos onde a camada de desgaste constituída por betão de cimento, podendo utilizar armaduras de aço na mesma, sobre o leito de pavimento com ou sem a utilização de camadas de base e sub-base, sendo que no caso da

sua utilização composta por agregados britados ou solos tratados com ligantes hidráulicos. O custo deste tipo de pavimento é superior ao do pavimento flexível, porém a sua durabilidade tende a ser superior e os seus custos de manutenção menores. Como característica diferenciadora em relação aos restantes tipos de pavimento realça-se a forma como distribui as cargas impostas pelo tráfego, que devido ao seu comportamento rígido, é mais uniforme que nos pavimentos flexíveis.

Os pavimentos semirrígidos consistem num sistema onde a camada ou camadas superiores serão constituídas por misturas betuminosas e a camada ou camadas entre a camada de desgaste e o leito do pavimento serão constituídas por materiais granulares, solos ou agregados, tratados com ligantes hidráulicos (Papagiannakis et al., 2008).

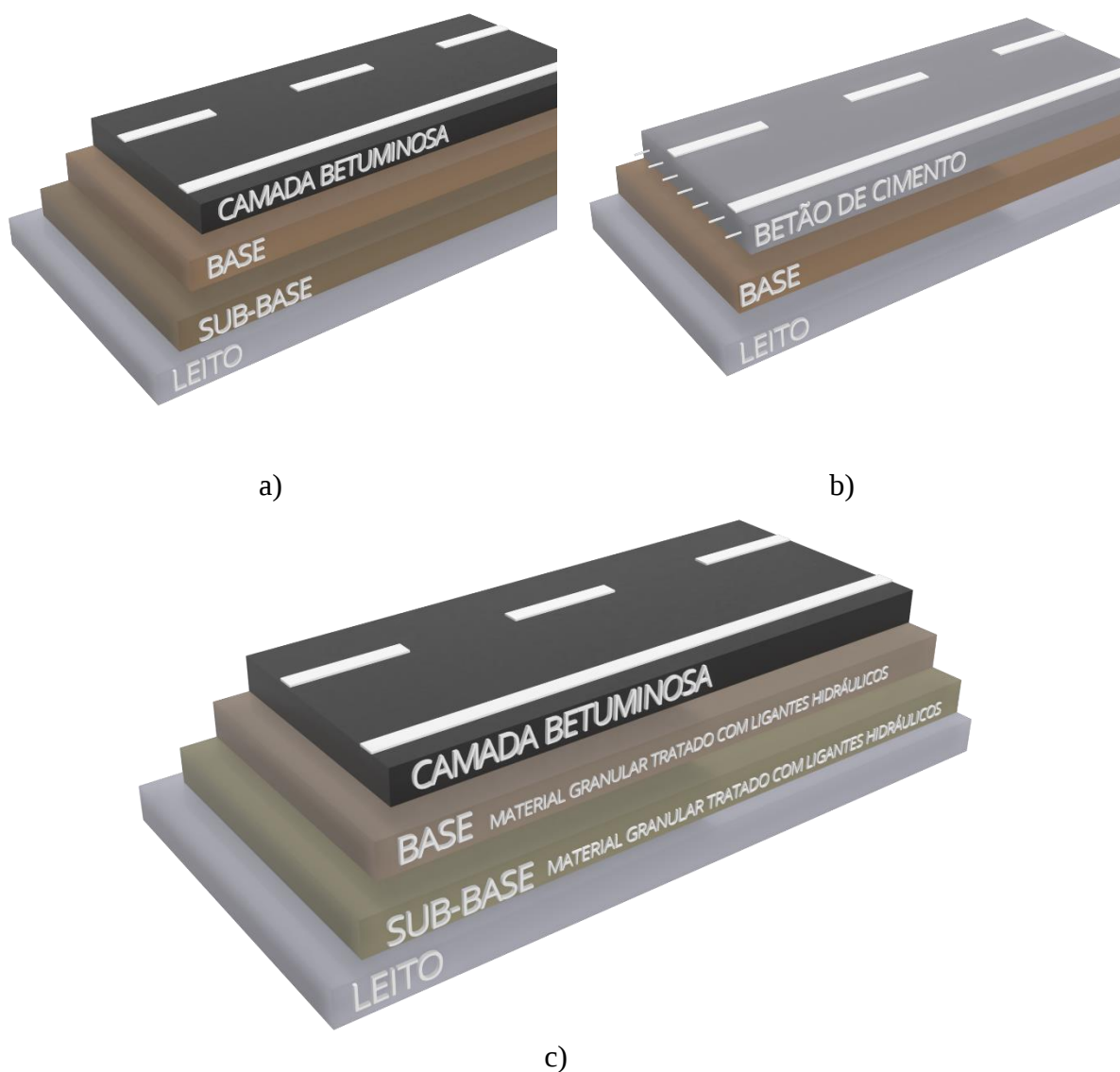


Figura 2.1 - Representação esquemática: a) pavimento flexível b) pavimento rígido c) pavimento semirrígido

2.2 Camada de Base e Sub-base de um Pavimento

A base e a sub-base de um pavimento rodoviário são componentes estruturais de grande importância na estrutura de um pavimento sendo que estas fornecem o suporte necessário às camadas superiores, da mesma estrutura, tendo como função a degradação das tensões impostas pelo tráfego.

Ambas as camadas permitem absorver o as cargas do tráfego pesado e protegem a estrada dos danos causados pela água e pelos ciclos de gelo-degelo.

A camada base tal como a camada de sub-base é definida como uma camada de função estrutural do pavimento normalmente constituída por materiais granulares compactados, que devem fornecer uma camada com características resistentes, suporte das camadas superiores, tendo como principal função a distribuição das cargas originárias das camadas superiores, resultantes da passagem dos rodados dos veículos, transmitindo as mesmas às camadas inferiores com forças compatíveis com as resistências das mesmas.

A sub-base, localizada abaixo da base é definida como uma camada de função estrutural, com menor resistência do que a camada base, situando-se esta entre o solo de fundação e a camada base. Esta camada tem como função a drenagem interna do pavimento e a proteção relativamente à subida de água por capilaridade com o objetivo de proteger as camadas superiores do pavimento, concedendo resistência à erosão e proteção à fundação durante a fase construtiva do pavimento.

Em suma, a base e a sub-base do pavimento rodoviário desempenham um papel crucial na garantia da durabilidade, estabilidade e longevidade da estrada (Pereira, 1995).

2.3 Estabilização de Solos

Os solos existentes serão considerados os materiais de construção mais comuns e com maior abundância no globo terrestre. Considerando a sua utilização na execução de pavimentos, a maioria destes terá de sofrer um processo de melhoramento com a finalidade de os capacitar de propriedades físicas e mecânicas superiores às do solo original.

A classificação relativa à estabilização de solos pode qualificar-se em dois grupos, estabilização sem aditivos e com a complementação ao solo com aditivos. Dentro das soluções existentes e dos grupos de classificação para o melhoramento e estabilização de solos com vista à sua aplicação na construção de pavimentos rodoviários, individualizam-se três naturezas de

melhoramento das propriedades físicas e mecânicas de solos: a estabilização mecânica, estabilização física, e a estabilização química, sendo frequentemente utilizada uma combinação entre as várias técnicas. A Figura 2.2 apresenta um resumo das principais técnicas utilizadas para a estabilização de solos.

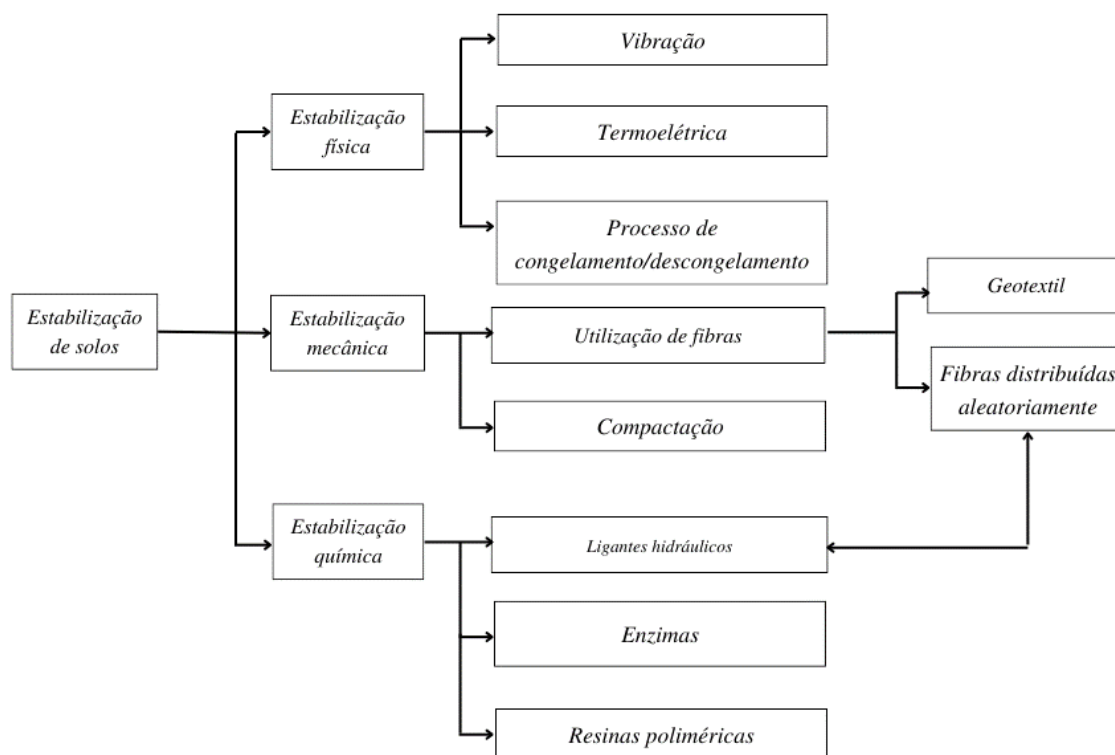


Figura 2.2 - Processos de estabilização de solos (adaptado de Hejazi et al., 2012)

2.3.1 Estabilização mecânica

A estabilização mecânica de solos é o método mais antigo e mais utilizado para a construção de estruturas de engenharia civil, nomeadamente pavimentos rodoviários, esta tipologia de estabilização procura essencialmente a redução da quantidade de vazios de um determinado solo com vista à melhoria da sua resistência, permeabilidade, compressibilidade, absorção de água e estabilidade (Afrin, 2017).

Como referido a compactação aumenta a resistência e a capacidade de suporte do solo e reduz a compressibilidade e a permeabilidade. É a técnica mais antiga utilizada na construção de bases e sub-bases de pavimentos, sendo que, mesmo quando não existia um conhecimento aprofundado da área da engenharia relacionada com a mecânica de solos, era do conhecimento geral que a compactação dos solos criaria pavimentos mais duráveis e de melhor qualidade.

Hoje em dia este tipo de estabilização de solos, continua a ser uma das principais etapas no processo construtivo de um novo pavimento. Com o desenvolvimento do Ensaio de *Proctor* assim como o ensaio de *California Bearing Ratio* (CBR), esta etapa construtiva tornou-se quantificável.

Existem atualmente diversos géneros de compactação que são utilizados relativamente às necessidades e especificações necessárias do projeto.

Destacam-se a utilização de rolos vibratórios, exemplificados na Figura 2.3, onde é criada uma carga dinâmica aumentando assim a densidade do solo e logo, melhorando a sua resistência mecânica, é uma técnica eficiente e usada em solos granulares e coesivos. É utilizada habitualmente também em solos coesivos a compactação através de rolos com pés-de-carneiro, onde é aplicada uma carga estática no solo. Em casos muito específicos cujo a complexidade se prende com a dificuldade de acesso é habitualmente utilizada uma placa vibratória, que reduz o número de vazios, aumentando assim a densidade do solo.



Figura 2.3 – Exemplos de cilindros compactadores: a) cilindro com pés de carneiro b) cilindro de rasto liso
(Gross & Adaska, 2020)

2.3.2 Estabilização Física

A estabilização física de solos suporta-se na alteração das propriedades físicas de um solo, pode ser realizado, através da adição, ou substituição parcial, do solo localizado *in-situ* com um outro solo com características diferentes. Esta técnica resulta, assim, de uma combinação de dois ou mais solos de forma a alterar as suas propriedades físicas, nomeadamente, granulometria, argilosidade, teor em água, entre outras. Identicamente à estabilização mecânica, a estabilização física procura essencialmente, a redução de vazios com o objetivo de melhorar a sua resistência (Archibong et al., 2020).

2.3.3 Estabilização Química

A estabilização química de solos sustenta-se na adição e mistura de um elemento que altera as propriedades intrínsecas do solo, sendo geralmente utilizada quando a estabilização mecânica e a substituição integral do solo não são opções viáveis. Esta estabilização ocorre em geral com a utilização de ligantes hidráulicos, como o cimento e a cal, cinzas volantes ou materiais betuminosos, a escolha do ligante a utilizar depende do tipo de solo, da solicitação a que será imposta à camada, da sua vida útil, dos custos e das condicionantes ambientais (Ken & O, 2012).

A adição de cimento como agente estabilizador de solos, ilustrada na Figura 2.4, visa aumentar significativamente a resistência e durabilidade da camada onde esta solução é aplicada, sendo esta solução amplamente utilizada. A influência nas propriedades do solo varia consoante as características do solo, o teor de cimento adicionado e quantidade de água usada na mistura (Pongsivasathit et al., 2019).



Figura 2.4 – Estabilização de solo através da mistura com cimento (CAT, 2023)

Tal como a adição de cimento, a adição de cal, como representado na Figura 2.5, também apresenta uma utilização bastante vasta. Esta é normalmente utilizada em solos argilosos, de forma a reduzir a sua argilosidade, e em solos com elevados teores em água para diminuir a quantidade de água presente no mesmo, uma vez que este material apresenta uma elevada superfície específica, necessitando de elevadas quantidades de água para a sua hidratação. Adicionalmente, durante a hidratação ocorre reações exotérmicas, libertando calor, o que promove uma redução adicional do teor em água natural do solo. Esta técnica, tal como

no caso da adição de cimento, influência as propriedades do solo tratado, ao nível da resistência em relação à influência da água na camada estabilizada. Quando comparada com a técnica da adição de cimento, a tendência é que adição de cal seja uma alternativa com custos relativamente inferiores (Luciana et al., 2017).



Figura 2.5 – Estabilização de solo através de cal (Obinna, 2022)

As cinzas volantes foram consideradas como um resíduo industrial das centrais termoelétricas à base de carvão, até que, a sua incorporação na produção de cimento se tornou uma opção vantajosa, dadas as suas propriedades pozolânicas. Hoje em dia, também é possível incorporar estas cinzas com o objetivo de obter uma estabilização de solo, sendo já do conhecimento científico, que estas cinzas aumentam significativamente a resistência do solo e reduzem a sua plasticidade, podendo ainda este aditivo ser misturado com cimento para serem alcançados melhores desempenhos (Ghais & Ahmed, 2014).

Com a adição de materiais betuminosos ao solo é pretendido o efeito coesivo entre os grãos do solo, com este efeito coesivo é possível alcançar um solo essencialmente mais impermeável com maior resistência à tensão de corte, é também comum a utilização deste tipo de materiais em cooperação com o primeiro aditivo referido, o cimento (Gbenga & Paul, 2018).

2.4 Reforço de solos com adição de fibras

A melhoria das camadas inferiores de um pavimento rodoviário com base no solo já presente no local, para reduzir a necessidade de solos de empréstimo e os encargos financeiros e ambientais, tem sido largamente investigada. Dadas as limitações da estabilização química de solos, nomeadamente devido ao fendilhamento por retração durante o processo de cura dos ligantes hidráulicos e os custos associados aos mesmos, leva a que sejam estudadas novas opções, sendo uma destas a utilização de fibras. A introdução das fibras nos solos, estabilizados ou não quimicamente, permitem conceber uma malha, cuja função será a melhoria das características mecânicas do solo.

Existem diversos tipos de fibras que poderão ser utilizadas no reforço de solos, mais especificamente para utilização nas camadas de base e sub-base de um pavimento podendo estas ser de origem natural ou sintética.

As fibras naturais que resultam, ou não, de subprodutos de outras indústrias, são utilizadas para o melhoramento de solos desde os tempos ancestrais com o uso de feno e palha na produção de blocos construtivos primitivos habitualmente denominados como adobes, referem-se ainda utilizações destas mesmas fibras nas civilizações antigas, a Egípcia e a Inca, a título de exemplo, empregando já estas técnicas de estabilização e reforço de solos, tanto na estabilização de taludes como na incorporação de fibras de força a reforçar os solos na base das estradas construídas na época (Hejazi et al., 2012).

Na atualidade, onde existe uma crescente preocupação com os impactos ambientais das soluções aplicadas, que é demonstrada pelos dezassete objetivos de crescimento sustentável para 2030 definidos pelas Nações Unidas, a utilização de soluções que reduzam as necessidades de utilização de novos materiais ou de elevadas distâncias de transporte apresentam um elevado interesse científico.

Tendo em consideração estes desafios e o retomar crescente da produção de plantas com elevadas quantidades de fibras naturais, sendo algumas de estas, não utilizadas pela indústria de transformação, como é o caso do cânhamo, a utilização destas fibras podem constituir uma aplicação válida para este subproduto. As utilizações destes subprodutos permitem a redução de emissões poluentes associadas à utilização de outras tipologias de reforço de solos e às emissões resultantes da queima destes produtos, uma vez que estes não são facilmente compostáveis. Assim esta solução constitui uma opção ecologicamente correta e de baixo custo (Bhatt et al., 2017)

2.5 Tipos de Fibras Utilizadas

O estudo relativo à utilização de fibras em estabilização de solos tem sido vasto relativamente ao universo de tipos de fibras que existem, quer de origem sintética ou natural, podendo-se dividir estas últimas em fibras de rocha e em fibras de origem vegetal.

Estas, de uma forma geral, têm apresentado resultados promissores relativamente ao aumento das resistências mecânicas nas soluções a utilizar nas camadas de base e sub-base de um pavimento rodoviário. São também de realçar os progressos em estudos direccionados para a sua utilização em estradas não pavimentadas.

2.5.1 Fibras Sintéticas e Minerais

No grupo das fibras sintéticas, realçam-se algumas fibras provenientes da reciclagem de resíduos, mas deve ser tido em conta que estas fibras irão estar em contato direto com o meio ambiente e devem ser tomadas medidas para que as mesmas não o prejudiquem, ainda assim têm vindo a ser desenvolvidas algumas análises para a utilização das mesmas ou a utilização destas em conjunto com fibras naturais.

Fibras minerais, derivadas de recursos naturais, têm também despertado um crescente interesse da comunidade científica, devido às suas propriedades e potencial para melhorar a resistência e estabilidade de solos. Estas fibras, provenientes de fontes minerais como basalto, vidro, ou outros minerais fibrosos, oferecem uma alternativa para amplificar as características mecânicas do solo.

Fibras provenientes de pneus em fim de vida

O crescente problema ambiental, associado aos pneus em fim de vida, leva que estes sejam objeto de pesquisa para que possam ser reutilizados nas mais diversas áreas. Com este pressuposto, foram conduzidas pesquisas de forma a incorporar as fibras provenientes de pneus em fim de vida de forma a reforçar solos.

No estudo de Bekhiti et al., (2019), foi utilizada uma percentagem de cimento do tipo CEM II/B, com percentagens de 5,0%, 7,5% e 10% e fazendo variar a percentagem de fibra proveniente da borracha de pneu, apresentada na Figura 2.6, entre 0% e 2%, com incrementos de 0,5%, tendo estas fibras de 3 a 10 mm de comprimento, sendo que a média do comprimento é de aproximadamente 8 mm, num solo do tipo argila bentonita. Foram realizados diferentes tipos de ensaios laboratoriais nos quais se destacam ensaios de resistência à compressão uniaxial, onde se verificou um acréscimo de 2,5 vezes de resistência à compressão uniaxial,

com a utilização de uma percentagem de 7,5% de cimento e a adição de uma percentagem de 2% de fibras de borracha de pneu à mistura.



Figura 2.6 – Fibras de borracha de pneu (Silva et al., 2018)

Com uma abordagem diferente, Abbaspour et al., (2019), utilizou as fibras têxteis existentes em pneus em fim de vida. O estudo consistia na utilização das fibras referidas em dois tipos de solo distintos, uma areia e uma argila, as fibras utilizadas tinham comprimentos entre os 20 e os 40 mm, com teores de 0,5%, 1%, 2%, 3% e 4%. Foram executados ensaios de resistência à compressão uniaxial e de resistência à tração indireta, assim como foi determinado o índice de CBR dos provetes produzidos. Relativamente aos ensaios de resistência à compressão uniaxial e de resistência à tração indireta, é notória a melhoria no comportamento em ambos os solos, sendo que os resultados mais benéficos foram os que utilizaram o teor de 4% de fibras, é de salientar ainda que relativamente ao solo argiloso sem adição de fibras existe uma queda abrupta na resistência o que evidencia a eficácia das fibras. Quanto aos ensaios de determinação do índice de CBR, o comportamento para todos os teores foi idêntico, no solo arenoso, expeto para o teor de 0.5% de fibras que teve apenas uma ligeira subida relativamente ao solo sem adição de fibras, relativamente ao solo argiloso, os resultados não se traduzem de forma positiva já que o solo sem adição de fibras tem um melhor desempenho.

Tafti, (2016), também com a perspetiva de solucionar a questão ambiental relativa aos resíduos existentes, utiliza nas suas experiências laboratoriais, fibras provenientes de pneus em fim de vida com teores compreendidos entre os 0% e os 3% com vista a melhorar as características mecânicas de quatro solos, duas argilas e duas areias. De forma a validar a sua hipótese, realizou ensaios de resistência à compressão uniaxial e resistência à tração indireta apenas nos solos argilosos, onde os resultados obtidos, foram superiores para os dois solos com a adição de 1,5% de fibras, sendo o crescimento da resistência na ordem dos 40%, relativamente

à resistência à compressão indireta é de assinalar que o teor onde os resultados foram mais favoráveis também é de 1,5% de fibras. Relativamente aos ensaios de determinação do índice de CBR, realizados nos quatro solos, o teor mais favorável nos solos argilosos continua a ser de 1,5% de fibras, com resultados 4,8% e 3% superiores aos do solo virgem, já nos solos arenosos o teor de fibras mais vantajoso, foi de 1% onde o índice de CBR, subiu 6,6% e 5,3%.

Fibras de polipropileno

Numa perspectiva diferente, fora do contexto dos resíduos existentes, foram utilizadas fibras disponíveis comercialmente denominadas de Fibromac-24, que consistem em fibras de polipropileno com comprimento de 24 mm, um diâmetro de 18 μm e área de superfície específica de 244 m^2/kg . Neste estudo em particular foi utilizado um solo argiloso e o mesmo sofreu também uma estabilização química simultaneamente com o reforço através das fibras, com cimento Portland de alta resistência inicial. Foram realizados ensaios de determinação do índice de CBR, utilizando unicamente o reforço com fibras, com percentagens de 0,5% e 1,0% de fibras, e ensaios utilizando uma percentagem de 2,0% de cimento e 0,5% e 1,0% de fibras. Comparativamente aos resultados do solo sem qualquer reforço ou estabilização houve um acréscimo significativo em todas as hipóteses analisadas, destacando-se o reforço com 2% de cimento e 1,0% de fibras, sendo o acréscimo de 19,1% de valor de CBR sem reforço nem estabilização para 147,2%, destaca-se ainda a subida de CBR apenas com 1,0% de fibras para um valor de CBR de 30,6%. Foram ainda assim detetados potenciais problemas nos provetes de ensaio, já que os mesmos formaram camadas distintas durante a compactação o que poderá originar patologias relacionadas com o descolamento das mesmas (Buganem et al., 2017).

Fibras de carbono

De forma a investigar um reforço através de fibras num solo siltoso, foram utilizadas fibras de carbono comercialmente disponíveis de 6 mm de comprimento com um diâmetro de 8 μm . Foram elaboradas hipóteses de estudo com percentagens de fibra entre 0,00% 1,00% com incrementos de 0,25%. Foram realizados ensaios de forma a demonstrar a resistência à compressão dos mesmos onde foram notórias as melhorias em todas as hipóteses sendo o valor de resistência com a utilização de 0,75% de fibras, superior aos restantes o que indica a sua percentagem ótima (Gul et al., 2023).

Fibras de vidro

No campo das fibras minerais, as fibras de vidro, ilustradas na Figura 2.7, foram utilizadas, por, Rabab'ah et al., (2021), em ensaios efetuados com o intuito de compreender os seus efeitos numa argila expansiva relativamente ao seu valor de CBR, resistência à compressão e resistência à tração. Foram introduzidos quatro teores de fibra de vidro, entre 0,25% e 1,00%, sendo o seu teor ótimo relativamente à resistência à compressão e tração de 0,75%, sendo que o CBR se revelou mais elevado com a mistura de um teor de 1,00% de fibras. Foram ainda realizadas simulações, pelos autores, através de software dedicado, as principais patologias em pavimentos, como os cavados de rodeira, irregularidade longitudinal e a fissuração do tipo pele de crocodilo, num determinado pavimento com a vida útil de 20 anos, onde com o a utilização de 0,75% de fibras, levaria a uma melhor performance e a diminuição relativa da espessura das camadas de misturas betuminosas.



Figura 2.7 – Fibras de vidro (Rabab'ah et al., 2021)

Fibras de nylon

Tahmid et al., (2022), elaborou uma análise de forma a validar o uso de fibras de nylon como reforço num solo argiloso. As fibras utilizadas tinham 30 mm de comprimento, e foram utilizados teores de fibras de 0,5%, 1,0% e 1,5%, sendo que relativamente aos ensaios realizados, concluiu-se que o teor ótimo para o solo em estudo será de 1,0%, com uma resistência à compressão aproximadamente 3 vezes superior ao do solo sem reforço.

2.5.2 Fibras Vegetais

As fibras vegetais podem ser incorporadas ao solo de várias formas, dependendo do tipo de solo, das condições do local e dos objetivos específicos na utilização das mesmas.

Existem algumas utilizações no contexto rodoviário, de diferentes tipos de fibra, estas fibras resultam, maioritariamente, de subprodutos das indústrias agroalimentares, sendo outras resultantes da extração direta de plantas.

Fibra de coco

A indústria envolvida na produção e transformação de cocos, enfrenta um sério desafio ambiental decorrente dos resíduos diretos gerados por essa atividade, desta forma têm sido idealizadas funções a oferecer ao bio-resíduo, as fibras de coco, a pesquisa científica tem-se vindo a dedicar à avaliação da viabilidade das fibras de coco como reforço para solos utilizados em camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários. Registra-se, a existência de resultados documentados provenientes das investigações conduzidas com esta utilização. No Quadro 2.1 são apresentadas algumas propriedades das fibras de coco, provenientes dos mesmos estudos.

Quadro 2.1 - Propriedades das fibras de coco

Comprimento	15 a 200 mm
Densidade	1,40
Extensão à rotura	30%
Diâmetro	0,1 a 0,5 mm

Como já mencionado, diversos estudos foram realizados utilizando as fibras de coco, sendo que as mesmas já foram utilizadas, com vista a determinar o seu benefício nas características mecânicas de diversos tipos de solo.



Figura 2.8 – Aspeto geral das fibras de coco (Crucho et al., 2022)

Ayininuola & Oladotun, (2016), propõem a utilização de fibras de coco como reforço numa areia argilosa e numa areia mal graduada com argila. As fibras de coco foram utilizadas com teores que variam entre 0.1% e 1.5% e com um comprimento de 40 mm. Neste estudo foram essencialmente analisados os valores de coesão, o ângulo de atrito e o valor do índice de CBR. O teor ótimo de fibras a agregar ao solo foi de 1,2% para ambos os solos, sendo que o valor de CBR subiu aproximadamente de 30% para 60%.

Numa outra análise, as fibras de coco, em teores de 0,5%, 1% e 1,5%, com comprimentos na mesma mistura, entre 50 mm e 110 mm, foram empregues com o intuito de reforçar uma argila expansiva com estabilização química através de um teor de 5% de cal. Nesta análise, o índice de CBR, revelou aumentos para todos os teores de fibra, sendo que para os ensaios de resistência à compressão existem aumentos de resistência com teores de fibra de coco de 0,5% e 1%, sendo que com o teor de 1,5% existe um decréscimo relativamente ao solo sem reforço através das mesmas fibras, o que indica um teor ótimo de fibras entre 1% e 1,5% (Boobalan & Devi, 2022).

Com uma abordagem diferente, onde são misturados diferentes tipos de fibra e onde as mesmas sofreram um tratamento prévio, foram misturadas fibras de coco e fibras de palmeira-areca com um tratamento de betume com o objetivo de reforçar um solo do tipo laterite, foi concluído que com um teor de 3% de fibras e um comprimento de 30 mm, os valores de CBR relativamente aos do solo sem reforço sobem 23,71% (Paul & Sarkar, 2022).

Bhatt et al., (2017), contribuiu neste contexto de investigação com a adição de teores de fibra de coco entre 0% a 1,25%, com incrementos de 0,25%. As fibras utilizadas tinham um comprimento de 30 mm e o solo a reforçar seria uma argila de baixa plasticidade. Neste estudo, o valor de resistência à compressão teve um aumento de aproximadamente 3,5 vezes para um teor de 0,75%, comparativamente ao solo sem reforço.

Num estudo onde foi utilizado um solo argiloso do Bangladesh, Tahmid et al., (2022), utilizou fibras de coco com 30 mm de extensão nas percentagens de 0,50%, 1,00% e 1,50%. No presente estudo foram realizados de resistência à compressão, onde a mesma teve um acréscimo de aproximadamente 106% com 0,50% de fibras, 166% com 1,00% de fibras e 282% com 1,50% de fibras.

Praveen & Kurre, (2020), utilizaram, num tipo de abordagem com fibras de comprimentos menores, fibras de coco entre 2 e 5 mm. O solo aplicado era uma areia argilosa, e foram utilizados estabilizantes químicos, cimento e cinzas volantes, tendo o mesmo feito provetes com os estabilizantes separados e em conjunto, relata-se ainda que foram realizados ensaios com

diferentes teores de estabilizante, sem adição de fibras. Dos ensaios realizados de forma a validar a proposta dos autores, destaca-se o resultado do ensaio de resistência à compressão, cuja mistura incluía a adição ao solo de 2% de fibras, 3% de cimento e 10% de cinzas volantes, sendo que o valor da resistência subiu para aproximadamente o dobro do solo por si só.

Novamente num solo argiloso, foi equacionada a hipótese de um reforço através de fibras de coco, sendo que as hipóteses estudadas variaram com comprimentos de 20 e 30 mm de extensão e teores de 0,20%, 0,40% e 0,60%. Dentro dos comprimentos e teores foram ainda testados dois processos de inclusão das fibras de coco, mistura aleatória das fibras e através de camadas de fibras. Os resultados obtidos indicam que a mistura aleatória proporciona um desempenho superior à hipótese de composição do reforço através de camadas, sendo que para ambas as técnicas o teor ótimo revelado será de 0,40% e o comprimento de 20 mm, com um aumento de CBR relativamente ao solo sem reforço, de 8,15% para 17,7% nos ensaios realizados com a introdução aleatória de fibras (Munirwan et al., 2020).

Fibra de sisal

As fibras de sisal, extraídas das folhas da planta do sisal (*Agave sisalana*), utilizadas maioritariamente na indústria têxtil, tal como as fibras de coco também já têm alguns avanços científicos no que toca à sua introdução em solos com o intuito de os reforçar de forma a serem utilizados nas camadas inferiores de pavimentos. As propriedades mais relevantes das mesmas encontram-se enumeradas no Quadro 2.2 (Mishra et al., 2004).

Quadro 2.2 - Propriedades das fibras de sisal

Comprimento	15 a 20 cm
Densidade	1,45 g/cm ³
Extensão à rotura	3% a 7%
Diâmetro	0,05 a 0,20 mm
Modulo de rigidez	468 a 640 MPa
Módulo de elasticidade	9,4 a 22,0 GPa

Para validar a eficácia da introdução de fibras de sisal em solos num contexto de pavimentação rodoviária, foi elaborada uma análise, em que foram efetuados provetes com um solo argiloso (CL) e com teores de fibra, entre os 0,25% e 1,00% com incrementos de 0,25% e com comprimentos de 10 a 25 mm com incrementos de 5 mm.

Foram realizados ensaios de compressão triaxial onde o comprimento e teor ótimo determinado foi de 20 mm e 0.75%, respetivamente, pelo que os resultados dos ensaios de compressão triaxial foram aproximadamente duas a três vezes superiores, comparativamente aos do solo sem reforço através de fibras de sisal (Prabakar & Sridhar, 2002).

Novamente com a utilização de um solo argiloso (CL), e com a utilização de fibras de sisal com os mesmos teores e comprimentos do estudo anteriormente referido, a distinção mais relevante nos estudos encontra-se nas fibras de sisal, já que no estudo em questão, as mesmas foram subtidas a um tratamento prévio, em que as mesmas foram impermeabilizadas com EPS, foram, no entanto, realizados ensaios com fibras no seu estado natural, isto é, sem qualquer tratamento. A metodologia, no entanto, foi diferente já que o teor ótimo de fibras e o respetivo comprimento ótimo, foi determinado numa fase inicial através dos ensaios de compactação *Proctor*, em que o teor ótimo determinado foi de 0,50% e o comprimento ótimo determinado foi de 15 mm. Com o teor e comprimento referidos foi determinada a resistência à tração, onde a mesma acresce relativamente ao solo sem reforço em 57,34% com a utilização de fibras naturais e aumenta também relativamente ao solo em estado natural em 60,58% com a implementação de fibras com impermeabilização através de EPS, o que indica um aumento relativo muito idêntico com e sem tratamento das fibras de sisal (Santiago & Botaro, 2005).

Numa outra abordagem à introdução de fibras de sisal como ativo no reforço de solos, as mesmas foram subtidas a um tratamento alcalino de forma a minorar a sua biodegradação, e ainda foram utilizadas cinzas provenientes de processos de inceneração com uma função estabilizadora, cujo teor ótimo, também analisado no estudo, foi de 30%. As fibras utilizadas tinham 35 mm de comprimento, e foi utilizado teores entre 0,50% e 2,00% com incrementos de 0,50%. O teor ótimo determinado foi de 1,50%, onde os valores de resistência à compressão subiram de aproximadamente 230 kPa para 300 kPa, sendo que o solo sem estabilização através das cinzas de fundo tinha uma resistência à compressão inferior a 140 kPa (Sharma et al., 2019).

Fibra de juta

As fibras de juta, já são habitualmente usadas como reforço em compósitos. É considerada uma das fibras de menor valor. Têm origem mediterrânica, mas a sua produção em grande escala encontra-se no continente asiático e no Brasil. As suas plantas têm uma altura de crescimento estimada entre os 2 e os 3,5 metros de altura e as suas principais características encontram-se listadas no Quadro 2.3 (Singh et al., 2018).

Quadro 2.3 – Propriedades das fibras de juta

Comprimento	15 a 36 cm
Densidade	1.3 g/cm ³
Extensão à rotura	1,5% a 1,8%
Diâmetro	0,05 a 0,28 mm
Resistência à tração	400 a 800 MPa
Módulo de elasticidade	1,5 a 1,8 GPa

Relativamente aos progressos existentes sobre a aplicação da fibra de juta em solos com o objetivo de melhorar as suas características, dá-se o exemplo de uma análise feita com provetes de uma argila de baixa plasticidade com adição de fibras, misturadas aleatoriamente, com um comprimento de 20 mm, em teores de 0,5%, 1,0%, 1,5% e 2,0%, onde os resultados de determinação do índice de CBR subiram até ao teor de 1,0% e após este teor começaram em declínio, sendo então 1,0% o teor ótimo de fibras do estudo, com um CBR de 13,71% contra 6,75% dos provetes sem adição de fibras, (Qayoom et al., 2018).

Numa hipótese de reforçar os solos expansivos que existem em cerca de 20% do território da Índia, Kumar & Jagan, (2016), utilizaram pedaços de geotêxtil produzido com fibra de juta de forma a reforçar o solo em questão. Foram utilizados teores de 1,0%, 2,0% e 3%, e realizados ensaios para a determinação do índice de CBR, que revelou um crescimento de 15,18% para 18,09%, com um teor de 3% de geotêxtil de fibras de juta.

Num outro estudo com a utilização de geotêxtil produzido com fibra de juta, Lal et al., (2020), optaram por abordagem diferente dos autores anteriormente referidos, neste estudo foram executadas camadas com o geotêxtil, produzindo provetes com uma, duas e três camadas, e provetes sem geotêxtil. Foram realizados ensaios de forma a determinar a coesão do solo e com uma e três camadas as alterações são praticamente inexistentes relativamente ao solo por si só, enquanto que, com duas camadas a coesão tem um valor aproximadamente três vezes superior aos casos anteriormente referidos. De forma a determinar o índice de CBR foram efetuados ensaios apenas a provetes com duas camadas e sem adição do geotêxtil, de onde resultaram nos provetes reforçados com a fibra, valores de CBR 21% superiores.

Numa abordagem diferente relativamente às fibras, Aggarwal & Sharma, (2010), utilizaram fibras de juta com um tratamento superficial de betume asfáltico, neste estudo foram implementadas fibras com comprimentos entre 5 mm e 20 mm, com incrementos de 5 mm, e teores de 0,2% a 1,0%, com incrementos de 0,2%. Foram ensaios de determinação às diversas

misturas, em que o resultado mais favorável foi o da mistura com fibras de 10 mm de comprimento e 0,8% de teor, com um acréscimo de 1,82% (solo sem fibras) para 4,62%, adicionalmente o mesmo foi efetuado sem o tratamento com betume, o que levou a um CBR de 5,53%, o que indica que este tratamento pode não ser o mais indicado para as fibras.

Fibra de açaí

A palmeira *Euterpe oleracea Mart.*, vulgarmente conhecida como açaí, é uma planta tropical com origem no Brasil, é considerada de grande importância económica e devido à indústria de transformação da mesma, existe a disseminação de bio-resíduos associados à mesma, entre os quais as suas fibras.

De forma a mitigar estes resíduos do meio ambiente de uma forma sustentável foi analisada a sua implementação em solos de forma a amplificar as suas características mecânicas. Desta forma foram implementadas, fibras de açaí com um teor de 1,0% num solo argiloso, nos ensaios realizados destacam-se os ensaios de resistência ao corte, onde ocorreu aumento 250% relativamente ao solo sem qualquer reforço (Lopes & Casagrande, 2019).

Fibras de kenaf

As fibras de kenaf (*Hibiscus cannabinus, L.*), com uma planta de aparência similar à da planta do cânhamo, mas pertencentes a famílias diferentes, evidenciam melhorias no controlo de fissuração em pavimentos originadas nas suas camadas inferiores, sendo que se realça uma melhoria na resistência ao corte com um aumento de cerca de 15% relativamente à resistência sem reforço através da fibra (Shirvani et al., 2019).

Fibras de palha de milho

As fibras provenientes das espigas de milho, já utilizadas noutros contextos, podem também ser uma mais valia no campo da engenharia como um reforço em solos com vista à majoração das suas características mecânicas, com este ponto de partida, as mesmas foram aplicadas por, Tran et al., (2018), foi obtido laboratorialmente um acréscimo na resistência à compressão de cerca de 38% com um teor de fibras de 1,00% e comprimentos de fibra entre os 10 e os 30 mm. Relativamente à resistência à compressão diametral os resultados obtidos, com um teor de fibras de 2,00% e uma extensão de fibra de 50 mm, revelam uma subida de 200%, comparativamente ao solo sem adição de fibras de palha de milho.

Fibras de palma

Dentro das fibras naturais provenientes da indústria transformadora, que produz óleo de palma através do fruto da palmeira, foi elaborada uma análise onde foram utilizadas fibras das mesmas com comprimentos entre os 10 e 30 mm, onde o comprimento ótimo relatado foi de 30 mm, mas cujo autor indica que a curva de melhoria das características do solo ainda se encontraria em crescimento, que indicará um possível aumento do comprimento da fibra (Qu & Zhu, 2021).

Fibras de banana

As fibras provenientes da banana, provenientes da indústria transformadora deste fruto, foram também implementadas com o objetivo de determinar a sua eficácia para reforçar um solo argiloso, foram utilizadas percentagens entre 0,30% e 1,00%. Neste estudo foram utilizadas fibras que passaram pelo peneiro de abertura de 63µm, sendo esta uma abordagem distinta do comum devido à reduzida extensão e diâmetro das fibras. A percentagem ótima definida pelos ensaios de CBR foi de 0,50%, onde o índice de CBR subiu de aproximadamente 5% para 15%, o que se traduz numa melhoria significativa no aproveitamento deste tipo de bio-resíduo (Bawadi et al., 2020).

2.5.3 Tratamento aplicados às fibras naturais

Na utilização de fibras como reforço de solos podem surgir problemas em alguns tipos de fibra associados à sua decomposição ou quando é pretendido um melhoramento das suas características físicas/químicas, podendo assim serem realizados tratamentos às fibras.

De acordo com a revisão bibliográfica, verifica-se que um dos tratamentos realizados às fibras é a aplicação de um betume de baixa viscosidade de forma a torná-las mais duráveis e menos suscetíveis ao ambiente onde são aplicadas. Este processo implica a retirada da lignina e pectina através da imersão das fibras em hidróxido de sódio e o revestimento das fibras com betume (Paul & Sarkar, 2022). Este tratamento foi aplicado em fibras de coco e de palmeira-areca.

Num outro estudo, foi utilizado um tratamento que envolve o revestimento das fibras utilizadas, no caso, fibras de sisal, com EPS reciclado de forma a diminuir a absorção de água das fibras e a aumentar a sua vida útil (Santiago et al., 2007).

Deve, no entanto, ter-se em conta que estes tratamentos devem ser utilizados apenas quando estritamente necessários já que os mesmos podem trazer efeitos negativos ao meio ambiente envolvente.

2.6 Interação Solo-fibra

A técnica de reforço de solos com fibras enquadra-se na tecnologia dos materiais compósitos. Estes materiais são originados da combinação de dois ou mais materiais que, quando combinados, apresentam propriedades que não são encontradas nos materiais originais, quando avaliados separadamente.

As características mecânicas de um solo reforçado com fibras dependem não só das propriedades da fibra, mas também do grau em que uma carga aplicada é transmitida às fibras pelo solo. As tensões de tração no solo, mobilizam a resistência à tração nas fibras, que por sua vez confere maior resistência ao solo (Ghiassian H. et al, 2008). Desta forma, resultados de ensaios laboratoriais e de alguns ensaios in situ conduziram a conclusões encorajadoras que provam a utilização potencial de fibras para o reforço da massa do solo (Jewell A., & Wroth P., 1987; Palmeira M., & Milligan E. 1989).

As respostas mecânicas dependem de vários fatores nomeadamente, os comportamentos de tensão-deformação das fases da fibra e matriz, as frações de volume de fase, e, além disso, a direção em que a tensão ou carga é aplicada. O importante para a extensão desta transmissão de carga é a magnitude da ligação interfacial entre a fase da fibra e a fase da matriz de solo. Até uma certa tensão aplicada, a ligação entre a fibra e o solo cessa nas extremidades da fibra, produzindo um padrão de deformação do solo, por outras palavras, não há transmissão de carga do solo para as fibras nas extremidades (Medina-Martinez et al., 2022).

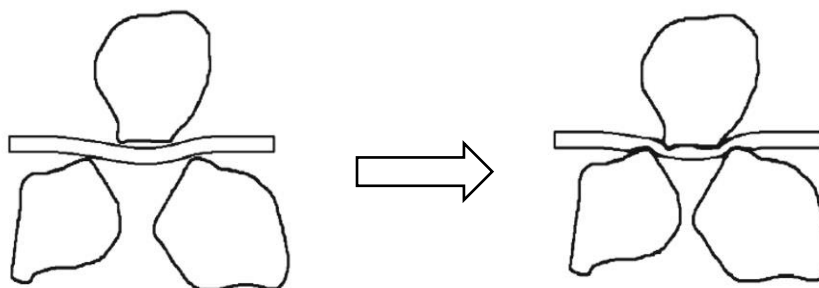


Figura 2.9 – Mecanismo de interação entre as fibras e as partículas de solo

A interação entre o solo e as fibras é um fator predominante, para um bom desempenho num reforço de solos com fibras. Ao adicionar de fibras ao solo, as mesmas interagem com o material circundante, nestas interações incluem-se aderência das fibras ao solo, a distribuição de tensões e transferências de carga.



Figura 2.10 – Interação solo-fibra adaptado de (Liu et al., 2020)

De forma simplificada estas interações definem-se pela capacidade das fibras se manterem ligadas ao solo após a adição das mesmas, esta interação será influenciada pelas propriedades da fibra e pelas propriedades do solo a reforçar.

As fibras ao serem adicionadas ao solo terão um efeito de confinamento sobre o mesmo, logo as mesmas terão uma ação na restrição das deformações do solo, aumentando sua resistência à compressão.

A distribuição de tensões determina a forma de como as cargas serão distribuídas ao longo das fibras e do solo. As fibras atuarão como corpo rígido ou semirrígido, distribuindo assim as tensões de uma forma mais uniforme, levando a uma redução da tensão localizada e aumentando a assim a resistência geral do solo.

A capacidade das fibras para transmitirem cargas impostas ao solo, é influenciada pelo tamanho, forma e orientação das fibras, esta capacidade de transmissão de cargas, que levará ao aumento da capacidade de carga do solo, conduzindo assim um aumento na resistência e estabilidade do mesmo. A Figura 2.11 apresenta uma representação esquemática de como as fibras se podem distribuir ao longo da matriz.

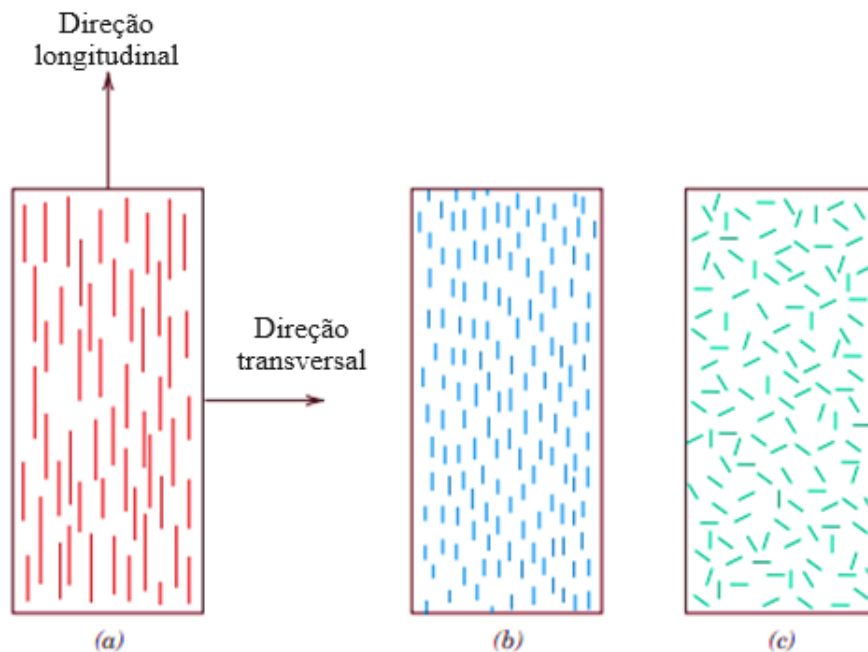


Figura 2.11 - Representações esquemáticas de solo reforçado (a) contínuo e alinhado, (b) descontínuo e alinhado, e (c) solo reforçado com fibras descontínuas e de orientação aleatória. (Callister, 2002)

2.6.1 Comprimento e Diâmetro da Fibra

O comprimento das fibras é um dos fatores que se afeta diretamente o desempenho do reforço de solos com fibras. Estas fibras de origem natural ou sintética são misturadas com o solo com o intuito de melhorar as suas características mecânicas, dentro das quais se destacam a melhoria da sua resistência à tração e compressão, reduzindo desta forma a fendilhação associada às cargas impostas ao pavimento e transmitidas às camadas inferiores.

É necessário algum comprimento crítico de fibra para um reforço e aumento de resistência significativo do material composto. Este comprimento crítico depende do diâmetro da fibra, da sua resistência máxima (ou de tração) e sobretudo da resistência de ligação fibra-matriz. Este comprimento terá de ser o suficiente para permitir uma “ancoragem” entre o solo e a fibra, mas com uma dimensão suficientemente reduzida para que não ocorra um entrelaçar entre as diferentes fibras incorporadas e as fibras e os equipamentos utilizados para a homogeneização destes materiais.

Heineck, (2002), concluiu que quanto maior o comprimento da fibra, maior é o ganho de resistência mecânica, até um certo limite assintótico; o aumento do comprimento da fibra provoca a redução do índice de fragilidade (Montardo et al., 2001); diminui a resistência de pico e aumenta a capacidade de absorção de energia (Maher & Ho, 1994). Embora a eficiência

de reforço seja menor para fibras descontínuas, solos com fibras descontínuas e alinhadas são igualmente importantes (exemplo serradura).

Em diversos estudos, foram distribuídas diferentes fibras, de diferentes comprimentos com o objetivo de encontrar um comprimento otimizado para a obtenção dos melhores resultados a nível de características mecânicas das camadas inferiores de um pavimento.

Em geral, fibras mais com maior comprimento tendem a fornecer um reforço mais eficaz. As fibras com maior extensão irão determinar o um aumento da área de influência das cargas impostas aos solos, onde com o aumento da resistência à tensão de corte. O aumento da resistência à tensão de corte irá conduzir a uma redução da fendilhação do pavimento. Por outro lado, fibras de menor extensão terão como vantagem a facilidade de mistura no solo e a potencialidade de se tornarem economicamente mais viáveis, no entanto, as mesmas não terão a mesma eficácia na redução do fendilhamento e na melhoria da resistência à compressão do solo.

2.6.2 Teor em fibra

O teor de fibras a utilizar num reforço de solos com vista à sua utilização nas camadas inferiores de um pavimento é um dos fatores a destacar no desempenho no reforço. Este efeito não é linear e têm variabilidade, que altera consoante o tipo de fibra e o tipo de solo. O aumento do teor tende a melhorar as características do solo até um determinado ponto, sendo este ultrapassado as melhorias diminuem chegando ao ponto em que ficam inferiores que do solo por si só.

Este decréscimo de rendimento ocorre devido maioritariamente devido à aglomeração excessiva de fibras e a diminuição da sua dispersão, o que leva a uma redução dos seus resultados.

Com isto, é relevante para cada tipo de solo e tipo de fibra, elaborar uma análise das suas características, do solo e das fibras e das suas condições ambientais externas.

3 Materiais e Metodologias de Ensaio

3.1 Materiais

3.1.1 Solo

De forma a obter-se um solo com fracas características do tipo argiloso e de forma a replicar o solo já estudado anteriormente (Antunes et al., 2017), foi realizada uma mistura com 50% de solo argiloso originário de escavações da zona de Lisboa, 40% de uma areia de rio lavada e graduada com frações com dimensões de 0/2 mm e 10% de uma areia de rio lavada e graduada com frações com dimensões de 2/4 mm.

O solo originalmente apresentava-se em forma de torrões, com blocos de diferentes dimensões, sendo alguns na ordem dos 50 cm, como apresentado na Figura 3.1a. De forma, a obter um solo livre de torrões, sem alterar as suas propriedades físicas e químicas, e considerando as quantidades necessárias para a realização do estudo, fez-se um destorroamento com recurso a uma betoneira.

Primeiramente, o solo foi colocado seco em estufa ventilada durante 24 horas e depois colocado na betoneira e fazendo o mesmo rodar no interior da betoneira durante cerca de 30 minutos (Figura 3.2a). Ao final deste tempo o solo desterrado foi passado num peneiro de abertura de malha de 2 mm (peneiro #10 da serie ASTM) de forma a garantir que os torrões maiores que essas dimensões voltassem para a betoneira de forma a serem desterrados, obtendo-se assim um solo homogéneo (Figura 3.1b).

Durante o processo foi validado o método, verificando-se se não existiam partículas de dimensões superiores que não fossem aglomerados de partículas mais pequenas (torrões), de forma a garantir que não se alterava as propriedades físicas do solo.

A utilização da betoneira garantiu que o destorroamento do solo ocorreu pelo contacto entre os aglomerados de solo, sem que tivesse sido introduzida uma energia adicional e/ou equipamento que promovesse o desgaste das partículas de solo. Considerou-se, portanto, que o desgaste provocado pela betoneira é negligenciável.



a)



b)

Figura 3.1 - a) Solo no estado original b) Solo destorroado e peneirado

Este processo envolvia o preencher da betoneira até cerca de um terço do seu volume útil, a abertura da betoneira era selada e o equipamento era posto em funcionamento durante cerca de 30 minutos a uma hora. O solo era seguidamente peneirado como exemplificado na Figura 3.2b) e as frações que ficassem retidas no peneiro seriam repostas no processo de destorroamento até que passassem no peneiro, ou que devido ao processo mecanizado se tornassem impraticáveis para a obtenção da granulometria pretendida. Para a produção de todos os provetes necessários no estudo foi destorroada e peneirada uma massa total de aproximadamente 170 kg de solo.



a)



b)

Figura 3.2 – a) equipamento utilizado no processo de destorroamento do solo base b) Fração retida a ser resposta no processo

3.1.2 Fibras

A fibra de cânhamo, ilustrada na Figura 3.3, é um tipo de fibra natural extraída da entrecasca da planta de cânhamo (*Cannabis sativa*), expostas na Figura 3.4, sendo o seu valor económico baixo ou na maioria das vezes nulo, já que é um resíduo da indústria que utiliza a planta com a finalidade da extração de outros componentes da planta, nomeadamente a flor, as folhas e as sementes. Esta planta é nativa do continente asiático, contudo encontra-se já disseminada por todo o mundo. Relativamente à sua produção atual, a produção mundial de cânhamo tem vindo a crescer, devido ao consentimento das entidades governamentais, relativamente às autorizações definidas para o cultivo da mesma. Na Europa está estabelecido um limite máximo de concentração de Tetrahydrocannabinol (THC) de 0,2% e no Canadá e Estados Unidos da América de 0,3%, que se justifica pela impraticabilidade da planta com estas concentrações para utilizações como narcótico (Manaia et al., 2019; Shahzad, 2012).



Figura 3.3 –Planta de cânhamo (Kaiser et al., 2015)

O cânhamo é uma produção que habitualmente está pronta para a colheita, dois a três meses após ser semeada. A planta na fase final de maturação terá uma altura entre 1 a 5 metros e um diâmetro entre 0,5 e 1 centímetro, sendo que, uma planta com 2 metros de altura e um diâmetro de 0,5 centímetros as características ideais para a extração de fibras da mesma (Baptista & Santos, 1999).



Figura 3.4 – Fibras do caule da planta de cânhamo

Quadro 3.1 – Propriedades das fibras de cânhamo (Manaia et al., 2019; Shahzad, 2012)

Propriedade	Unidade	-
Comprimento	mm	5 -55
Densidade	g/cm ³	1,4
Tensão de rotura	%	1,6
Resistência à tração	MPa	310-1110
Módulo de elasticidade	GPa	25-70
Teor de água	%	8
Extensão à rotura	%	1-4.2

As fibras de cânhamo foram obtidas através dos ramos, após ser retirada a flor, a folha e a semente, na sua condição natural, conforme apresentado na Figura 3.5.

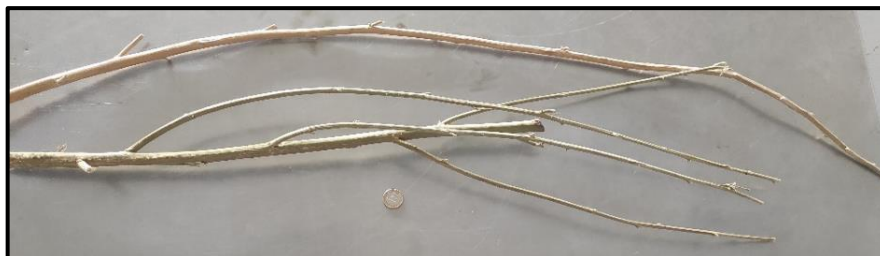


Figura 3.5 – Estado original do ramo da planta de cânhamo

A extração das fibras exteriores do caule foi realizada através de um processo manual, sendo para isso necessário colocar os ramos submersos em água durante 48 h, como documentado na Figura 3.6, de forma a facilitar a separação entre o caule e as fibras exteriores. Na Figura 3.7 e Figura 3.8, encontra-se exposto o aspeto do ramo após a extração das fibras, assim como das fibras obtidas, que apresentam, algumas delas, o comprimento total do ramo.



Figura 3.6 – Processo de submersão dos ramos da planta de cânhamo

Após a extração, as fibras foram separadas recorrendo igualmente a processos manuais baseados na utilização histórica das fibras de cânhamo. A necessidade de separação deve-se a que durante a extração apenas se obtém um conjunto de fibras aglomerado, em forma de capa ou casca, cobrindo esta o caule da planta.



Figura 3.7 – Exemplo de caule com as fibras extraídas do mesmo



Figura 3.8 – Fibras após extração do caule

Posteriormente ao processo de separação das fibras do caule da planta foram analisadas

3 hipóteses de secagem das mesmas, secagem à temperatura ambiente (cerca de 25 °C), a 50 °C e a 100 °C em estufa ventilada (Figura 3.9). Após a secagem das fibras foi concluído que o processo mais eficiente e que irá minimizar as necessidades energéticas consequentemente aumentando a sustentabilidade da solução será a secagem à temperatura ambiente dado que a secagem em estufa não proporcionou qualquer vantagem observável, sendo até que a secagem a 100°C tornou as fibras aparentemente mais frágeis.



Figura 3.9 – Secagem das fibras: a) temperatura ambiente (24h) b) 50° em estufa (24h) c) 100°C em estufa (24h)

Posteriormente aos processos anteriormente referidos, as fibras depois de secas foram separadas manualmente como se pode identificar na Figura 3.10, e após a separação das mesmas, cortadas com aproximadamente 10 cm de comprimento.

A seleção do comprimento da fibra e a quantidade de fibra a incorporar foram baseados em indicações da literatura (Crucho et al., 2022) e confirmados pela realização de provetes com diferentes taxas de incorporação de fibras e vários comprimentos de fibras.

Adotou-se um comprimento ótimo de 10 cm (Figura 3.11) e uma percentagem de incorporação de fibras de 0,1% e 0,2% por massa total do provete.



Figura 3.10 – Separação das fibras após secagem



Figura 3.11 – Fibras secas, separadas e cortadas com aproximadamente 10 cm

3.1.3 Cimento

A estabilização química do solo, formando assim um solo-cimento, foi efetuada utilizando ligante hidráulico do tipo cimento de Portland do tipo CEM II/B-L 42,5R utilizando-se uma percentagem de 3% por massa total do provete, sendo que a percentagem utilizada será igual à definida num estudo anterior para que os resultados possam ser comparáveis (Antunes et al., 2017).

3.2 Metodologia de ensaios

3.2.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica tem por objetivo definir a distribuição percentual em relação à dimensão das partículas de um solo. O ensaio é realizado através de uma serie normalizada de peneiros ASTM de malha quadrada. Através deste ensaio são obtidos os elementos para a formulação da curva granulométrica do solo analisado. No presente estudo é utilizada a especificação LNEC E 196, (LNEC, 1966a) e LNEC E 239, (LNEC, 1970).

$$IG = 0,2 \times a + 0,005 \times a \times c + 0,01 \times b \times d \quad 3.1$$

Onde:

IG é o índice de grupo;

$a = P_{200} - 35$, caso $P_{200} > 75$ implica que $a = 40$, se $P_{200} < 35$ implica que $a = 0$;

$b = P_{200} - 15$, caso $P_{200} > 55$ implica que $b = 40$, se $P_{200} < 15$ implica que $b = 0$;

$c = LL - 40$, caso $LL > 60$ implica que $c = 20$, se $LL < 40$ implica que $c = 0$;

$d = IP - 10$, caso $IP > 30$ implica que $d = 20$, se $IP < 10$ implica que $d = 0$;

P_{200} é o valor da percentagem do material que passa no peneiro de 0,074 (n.º200) ASTM;

LL é o valor do índice de plasticidade;

IP é o valor do limite de liquidez.

3.2.2 Limites de Atterberg

Os limites de *Atterberg* têm como objetivo a análise do comportamento da fração fina do solo quando sujeita à influência de água no solo. Consiste num ensaio empírico aplicável a solos com uma proporção de partículas finas, de dimensões inferiores a 0.05 mm, igual ou superior a 30%, através da análise dos dados obtidos através deste ensaio será possível obter o limite de liquidez e o limite de plasticidade do solo, obtendo se assim o índice de plasticidade do mesmo. No presente estudo é utilizada a Norma NP 143, (IPQ, 1969).

A determinação do limite de liquidez é aplicável a solos com uma percentagem igual ou superior a 30% de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm, sendo que os solos predominantemente arenosos, não terão resultados com significado neste ensaio, sendo que quando o ensaio não têm significado o solo classifica-se como não plástico. Entende-se como

limite de liquidez de uma determinada amostra de solo o teor em água correspondente a 25 pancadas, obtido através da interpolação numa curva que relaciona o número de pancadas para o qual um sulco aberto no provete se unem numa extensão de 1 cm, quando o ensaio é realizado numa concha de Casagrande.

A determinação do limite de plasticidade tal como no limite de liquidez, é aplicável apenas a solos com uma percentagem igual ou superior a 30% de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm, sendo que os solos predominantemente arenosos, não terão resultados com significado neste ensaio, sendo que quando o ensaio não têm significado o solo classifica-se como não plástico. Entende-se como limite de plasticidade de uma amostra de solo, o valor da média do teor em água das 4 amostras ensaiadas, sendo o valor do teor em água o que determina a passagem entre o estado plástico e o estado semissólido.

O índice de plasticidade resulta da diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, conforme apresentado na Equação 3.2.

$$IP = LL - LP \quad 3.2$$

Onde:

IP é o índice de plasticidade (%);

LL é o limite de liquidez (%);

LP é o limite de plasticidade (%).

3.2.3 Índice de Retração Linear

A retração linear expressa a redução de volume de um determinado solo, o seu efeito é mais notório em solos essencialmente argilosos o que faz com que exista uma predisposição superior aos restantes tipos de solo, para figurarem fissurações consideráveis. A retração linear é expressa em percentagem, através de um ensaio onde este índice é calculado. Para este mesmo ensaio e devido a não existir de momento normalização aplicável em Portugal, foi utilizada a normalização Sul-Africana, SANS 3001 – GR10 (SABS, 2013).

O valor do índice de retração linear é calculado pela Equação 3.3.

$$LS = \text{retração medida em mm} \times f \quad 3.3$$

Onde:

LS é o Índice de retração linear [%];

f é determinado pela equação 3.4;

$$f = \frac{100}{150} \times \frac{0,8}{1 - 0,008N} \quad 3.4$$

Onde:

N é o número de pancadas na concha de Casagrande.

3.2.4 Compactação *Proctor*

A realização dos ensaios *Proctor* para a determinação do teor de água ótimo e respetivo peso volúmico aparente seco máximo, que demarcam a máxima compactação do solo estabilizado com cimento e reforçado com fibras, foi utilizada uma massa total de 5400 g de uma mistura com solo, cimento, fibras e água, sendo que foram utilizadas diferentes percentagens de água. Foram realizados ensaios relativos aos diferentes teores de fibras aplicadas no estudo, 0,1% e 0,2%, originando assim duas curvas de compactação distintas. As curvas que são apresentadas num gráfico onde no eixo horizontal se apresenta o teor em água e no eixo vertical o peso volúmico seco ou a massa volúmica seca (Figura 3.12), permitem determinar o teor em água ótimo e o peso volúmico seco máximo ou massa volúmica seca máxima, condições para as quais ocorrem o nível máximo de compactação considerando a energia aplicada para a compactação *Proctor* pesada.

Os ensaios foram realizados considerando a compactação *Proctor* pesada em molde grande com base na especificação LNEC E 197 (LNEC, 1966b), variando apenas a altura final do provete, sendo que esta corresponde a uma altura de aproximadamente 127 mm que corresponde à altura preconizada na normalização Sul-Africana TMH 1 Method A7 (CSIR, 1986), dado que os resultados obtidos neste estudo serão comparados com resultados obtidos num estudo anterior (Antunes et al., 2017).

Os provetes para os ensaios de caracterização de desempenho foram igualmente produzidos com recurso à compactação pesada *Proctor* em molde grande, para o teor em água ótimo determinado. No processo de compactação foram definidas 5 camadas sendo o número

de pancadas, de 55 por camada.

A energia de compactação é calculada através da Equação 3.5.

$$E_c = \frac{P \times h \times N \times n}{V} \quad 3.5$$

Onde:

E_c é a energia de compactação (j/cm³);

P é o peso do pilão de compactação (kg);

h é a altura de queda do pilão (cm);

N é o número de pancadas por camada;

n é o número de camadas;

V é volume do molde (cm³).

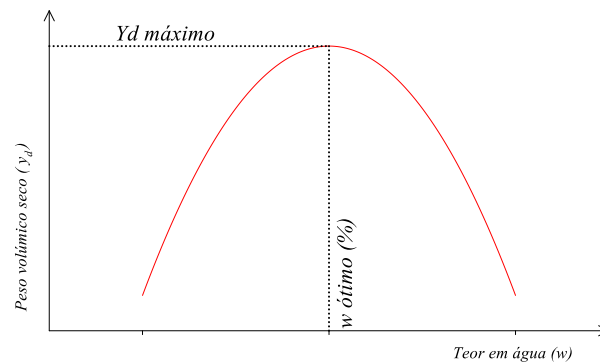


Figura 3.12 – Representação curva de compactação Proctor

3.2.5 Preparação dos provetes

Para a realização dos ensaios de compactação *Proctor*, ensaios de *Californian Bearing Ratio (CBR)* e *California Bearing Ratio Imediato (CBRi)* e os ensaios de determinação da resistência à compressão uniaxial e compressão à tração indireta, os provetes foram produzidos utilizando a compactação *Proctor*. Primeiramente realizaram-se as pesagens do solo, das areias das diferentes granulometrias, do cimento quando aplicável, das fibras (quando aplicáveis) e da água a adicionar (ver Figura 3.13).



Figura 3.13 - Pesagem dos agregados e cimento

Após as pesagens, procedeu-se à mistura, de forma manual com auxílio de uma colher e uma espátula metálica, do solo, das areias e do cimento (quando aplicável), de seguida eram espalhadas as fibras (quando aplicáveis) sobre a mistura anterior e progressivamente era adicionada a água, enquanto se misturava de forma a obter uma mistura o mais homogênea possível (Figura 3.14).



Figura 3.14 – Processo de mistura dos agregados, cimento, água e fibras

Após a mistura esta era dividida em 5 frações com aproximadamente o mesmo volume, dado a compactação dos provetes ser dividida em 5 camadas. Seguia-se então o processo de compactação com recurso à compactação pesada *Proctor* em molde grande, com 5 camadas sendo aplicadas 55 pancadas por camada, com recurso a um compactador automático (ver Figura 3.15).



Figura 3.15 – Processo de compactação dos provetes

Depois da finalização da compactação de cada provete, o mesmo era identificado e colocado em ambiente controlado para o respetivo processo de cura (quando aplicável), como é demonstrado na Figura 3.16. Este processo de cura era iniciado com o provete dentro do molde, durante 24h, após este tempo os mesmos eram desmoldados (Figura 3.17) e recolocados em ambiente controlado para prosseguirem o processo de cura.

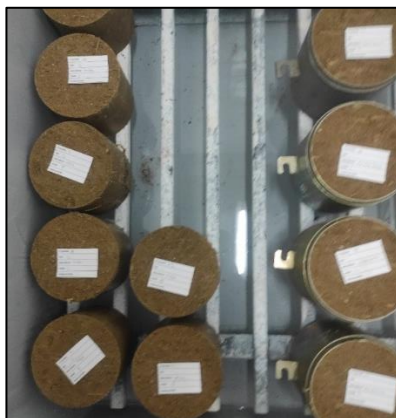


Figura 3.16 – Processo de cura dos provetes em ambiente controlado



Figura 3.17 – Processo de desmoldagem dos provetes

3.2.6 *California Bearing Ratio – CBR*

O ensaio de determinação do índice de CBR, ilustrado na Figura 3.18, consiste num ensaio para avaliar a resistência mecânica de um solo em comparação com um solo padronizado.

Após a compactação, e seguindo a especificação LNEC E 198(LNEC, 1967), os provetes foram submergidos durante 96 horas com as placas de carga e com o tripé com defletómetro, sendo efetuada a leitura no defletómetro inicialmente e ao longo do período de embebição, verificando-se a estabilidade das leituras nas últimas 24h. Após a embebição dos provetes, os mesmos foram submetidos ao ensaio de penetração com um pistão normalizado a uma velocidade de 1 mm/min, sendo feita a leitura às penetrações normalizadas.

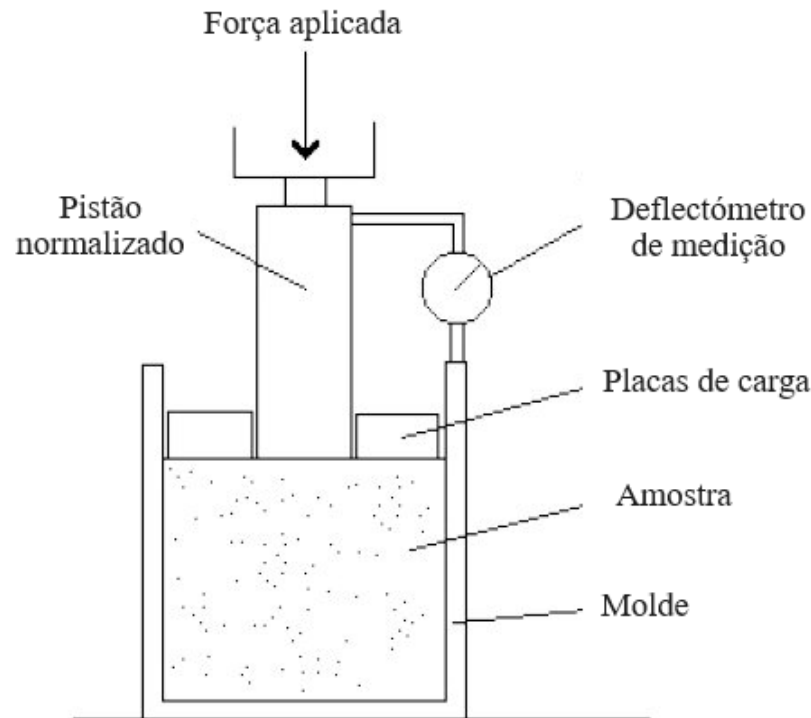


Figura 3.18 – Esquema do ensaio de CBR, adaptado de Rahayu, 2019

A determinação do *California Bearing Ratio* (CBR) foi realizada de acordo com a especificação LNEC E 198 (LNEC, 1967) tendo sido produzidos provetes de solo, solo estabilizado com 3% de cimento, solo estabilizado com 3% de cimento e reforçado com 0,1% de fibras e solo estabilizado com 3% de cimento e reforçado com 0,2% de fibras. O valor de CBR é calculado a partir da seguinte expressão:

$$CBR = 100 \times \frac{x}{y} \quad 3.6$$

Onde:

CBR é o *California Bearing Ratio* (%)

x corresponde a uma dada penetração no provete de solo (%)

y é a força correspondente à mesma penetração num provete normalizado (kgf)

A expansão relativa dos provetes, expressa em percentagem, é calculada a partir da Equação 3.7.

$$\frac{L_f - L_f}{H} \times 100 \quad 3.7$$

Onde:

L_f é a leitura do defletómetro no fim do período de imersão

L_i é a leitura do defletómetro no início do período de imersão

H é a altura do provete antes da imersão

3.2.7 Compressão uniaxial

O ensaio de resistência à compressão uniaxial determina a resistência à compressão de um solo, consiste num ensaio onde são utilizados provetes cilíndricos onde é aplicada uma força de compressão até à rotura do provete (Figura 3.19).

O valor da resistência à compressão é obtido pela relação da força de rotura e a área de secção do provete, como se indica na Equação 3.8.

$$R_c = \frac{F}{A_c} \quad 3.8$$

Onde:

R_c é a resistência à compressão (N/mm²)

F é a força de compressão à rotura do provete (N)

A_c é a área da secção do provete (mm²)

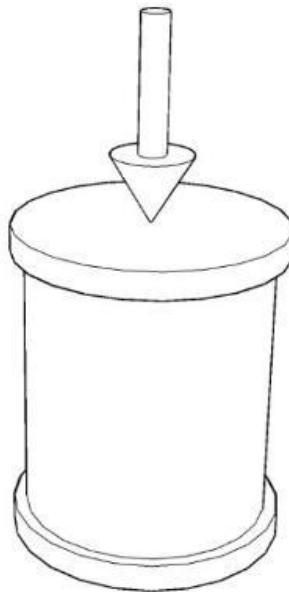


Figura 3.19 - Representação do ensaio de compressão uniaxial

3.2.8 Compressão diametral

O ensaio de resistência à compressão diametral determina o valor da resistência à tração indireta de solo, consiste num ensaio onde é aplicada uma carga de compressão num provete de forma cilíndrica que se encontra entre duas placas retangulares nos pontos de aplicação da carga (diametralmente opostos). O ensaio baseia-se na imposição da carga de compressão às peças localizadas nas duas geratrizes opostas, que irão reproduzir uma força de tração no provete. O valor da resistência à tração indireta é calculado a partir da Equação 3.9.

$$R_{it} = \frac{2F}{\pi \times H \times D} \quad 3.9$$

Onde:

R_{it} é a resistência à tração indireta (N/mm²)

F é a força de compressão à rotura do provete (N)

H é o comprimento do provete (mm)

D é o diâmetro do provete (mm)

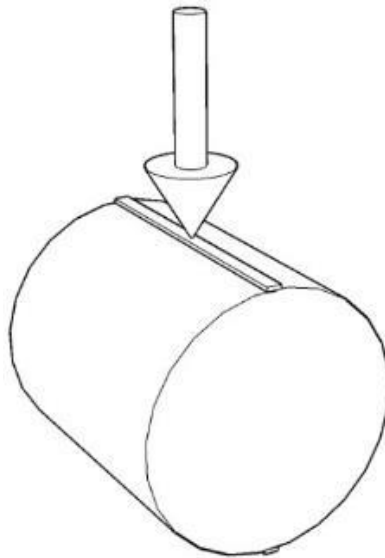


Figura 3.20 - Representação do ensaio de compressão diametral

4 Resultados e Discussão

4.1 Classificação do solo em estudo

Na Figura 4.1 apresenta-se a granulometria com sedimentação pela especificação LNEC E 196, (LNEC, 1966a), da fração argilosa utilizada para realizar a composição do solo, de forma a obter um solo igual ao utilizado num estudo anterior (Antunes et al., 2017). Este solo composto pretendia simular solos semelhantes aos encontrados em países de clima tropical.

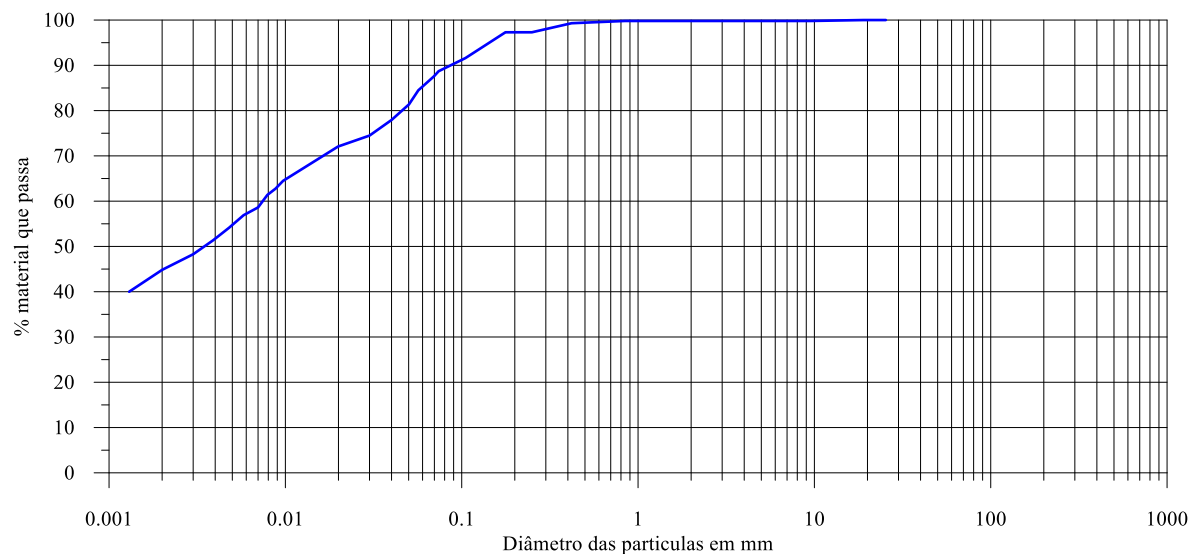


Figura 4.1 – Curva granulométrica pela especificação LNEC E 196 da fração argilosa do solo

Da curva granulométrica apresentada na Figura 4.1 é possível determinar as suas propriedades, coeficiente de curvatura (CC) e coeficiente de uniformidade (CU), sendo as mesmas apresentadas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Propriedades da curva granulométrica

CC	0,1
CU	7,5

Os valores dos limites de Atterberg segundo a norma NP 143, (IPQ, 1969), e os derivados encontram-se no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Limite de liquidez e plasticidade e índice de plasticidade

Limite de Liquidez (LL)	46,5%
Limite de Plasticidade (LP)	19,9%
Índice de Plasticidade (IP)	26,6%

Com base nos resultados obtidos o solo classifica-se como uma argila pouco plástica (CL).

Para a classificação rodoviária AASHTO, recorre-se aos mesmos valores de granulometria e de limites utilizados para a classificação unificada. O valor do índice de grupo (IG) calculado é igual a 25. Segundo esta classificação o solo é classificado como um solo A-7-6 devido ao valor do $IP > LL - 30$, definindo-se como um solo argiloso, com comportamento de fraco a pobre. O valor do índice de grupo é superior ao máximo permitido na classificação, apresentando-se este parâmetro como indicativo.

O ensaio da retração linear compreende a realização da secagem, em estufa, de uma calha cheia com material com um teor em água correspondente ao limite de liquidez. Sendo que o valor da retração linear corresponde à percentagem de redução no comprimento da barra de material na calha após a secagem.



Figura 4.2 – Calha com material após secagem

O valor do índice de retração para o solo em estudo é 10,4%. Com base no valor obtido para esta propriedade e do valor do índice de plasticidade (IP) permite aferir que o solo possui um elevado grau de plasticidade.

Como referido anteriormente dado se pretender simular um solo de países de climas tropicais e comparar os resultados com um estudo realizado anteriormente.

Para este solo não foi realizado a granulometria abaixo do peneiro #200 (0.074mm) devido à maioria dos finos se deverem à percentagem de solo incorporado.

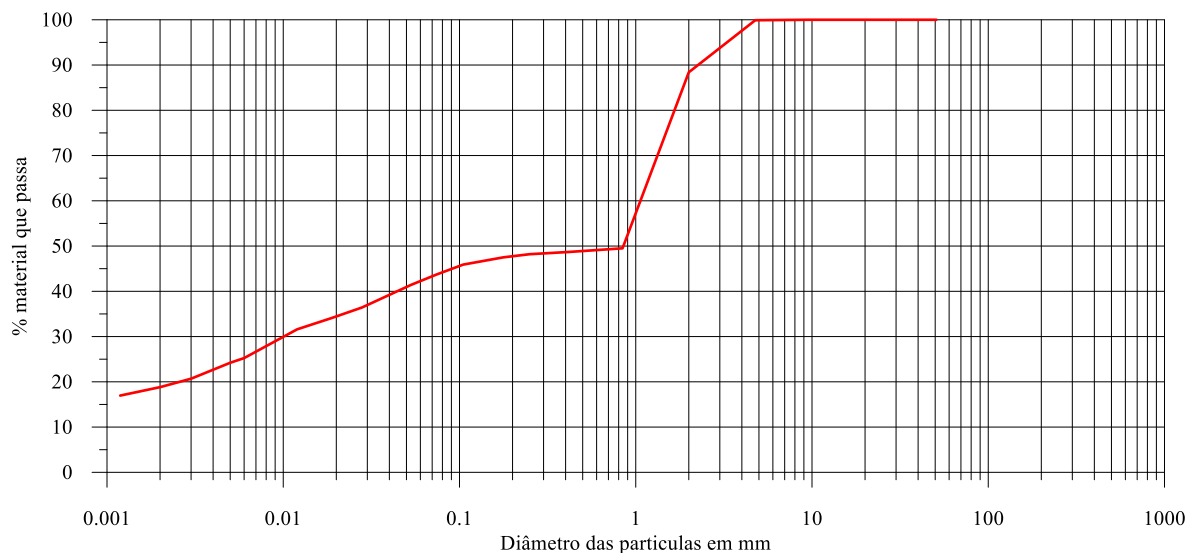


Figura 4.3 – Fusão granulométrica do solo modificado segundo especificação LNEC E 196 e E 239

Segundo especificação LNEC E 240, (LNEC, 1971), relativa à classificação de solos para fins rodoviários, o índice de grupo será de 4 (4,4), sendo assim a classificação para fins rodoviários do solo utilizado no estudo de A-6 (4).

No Quadro 4.3, encontram-se os valores dos limites de consistência do solo modificado. Apesar da maior fração fina (<#40) pertencer ao solo, os finos introduzidos com a percentagem de areia conduzem a uma redução do limite de liquidez e plasticidade, e a uma consequente diminuição do índice de plasticidade.

Quadro 4.3 – Limites de consistência do solo modificado

Limite de Liquidez (LL)	37,4%
Limite de Plasticidade (LP)	18,2%
Índice de Plasticidade (IP)	19,3%

4.2 Determinação do teor em água ótimo

Os ensaios de compactação Proctor foram realizados através de compactação pesada em molde grande, de forma a ser obtida uma curva de compactação fiável, foram realizados com a utilização de 5 teores de água diferentes.

Na Figura 4.5 é apresentada a curva de compactação do solo estabilizado com um teor 3% de cimento e reforçado com um teor de 0,1% fibras, a solução apresentou um teor em água ótimo (w_{opt}) de 11,2% e um peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) de 1,97 g/cm³, já a Figura 4.5 relativa à curva de compactação do solo estabilizado com um teor 3% de cimento e reforçado com um teor de 0,2% fibras, apresenta um teor em água ótimo (w_{opt}) de 10,2% e um peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) de 1,99 g/cm³.

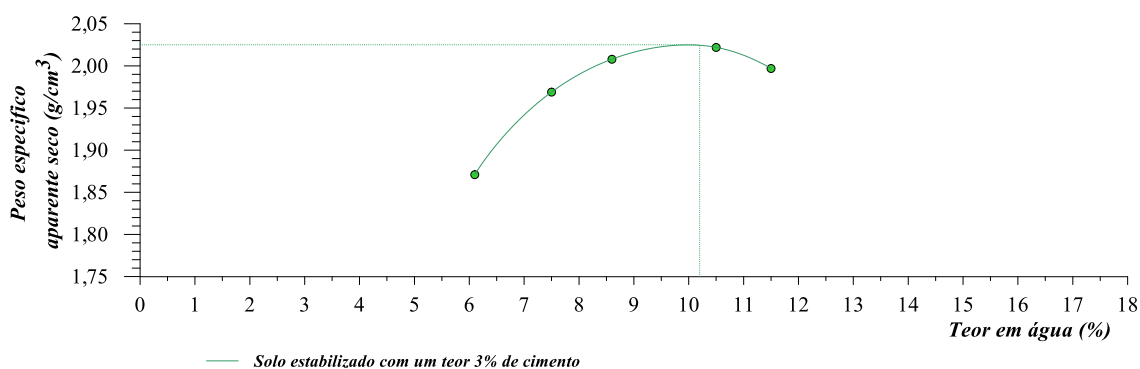


Figura 4.4 – Resultados ensaios de compactação: Curva de compactação do solo estabilizado com cimento

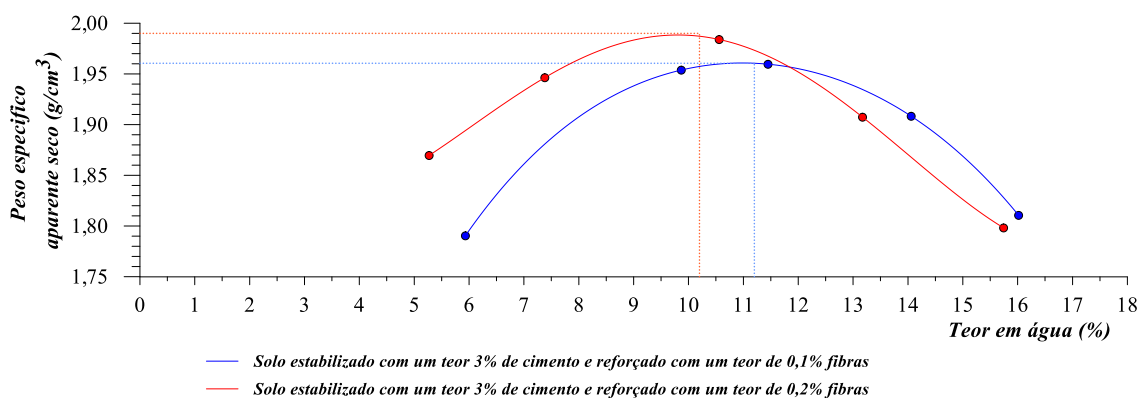


Figura 4.5 – Resultados ensaios de compactação: Curva de compactação do solo estabilizado com cimento e reforçado com fibras de cânhamo

Quadro 4.4 - Teor em água ótimo e peso volúmico aparente seco máximo

	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)	W _{opt} (%)
Solo	2,110	8,5
Solo + 3% de cimento	2,025	10,0
Solo + 3% de cimento + 0,1% fibras	1,970	11,2
Solo + 3% de cimento + 0,2% fibras	1,990	10,2

4.3 Ensaio de compressão uniaxial

Após a realização dos ensaios de compactação para a determinação do teor em água ótimo e o respetivo peso aparente seco, foram elaborados provetes para a determinação da resistência à compressão uniaxial.

Para a determinação da resistência uniaxial nos provetes com as misturas de solo com um teor 3% de cimento e com teores de 0,1% e 0,2% fibras (Figura 4.6), foram elaborados 3 provetes para o tempo de cura de 1 dia, 3 provetes para o tempo de cura de 7 dias e 4 provetes para o tempo de cura de 28 dias, num total de 20 provetes. Relativamente aos provetes de solo com teores de 0,1% e 0,2% sem estabilização química através do cimento, foram elaborados 2 provetes para cada tipo de mistura, num total de 6 provetes. Os valores apresentados resultam da média da resistência obtida em cada tipo de provete.

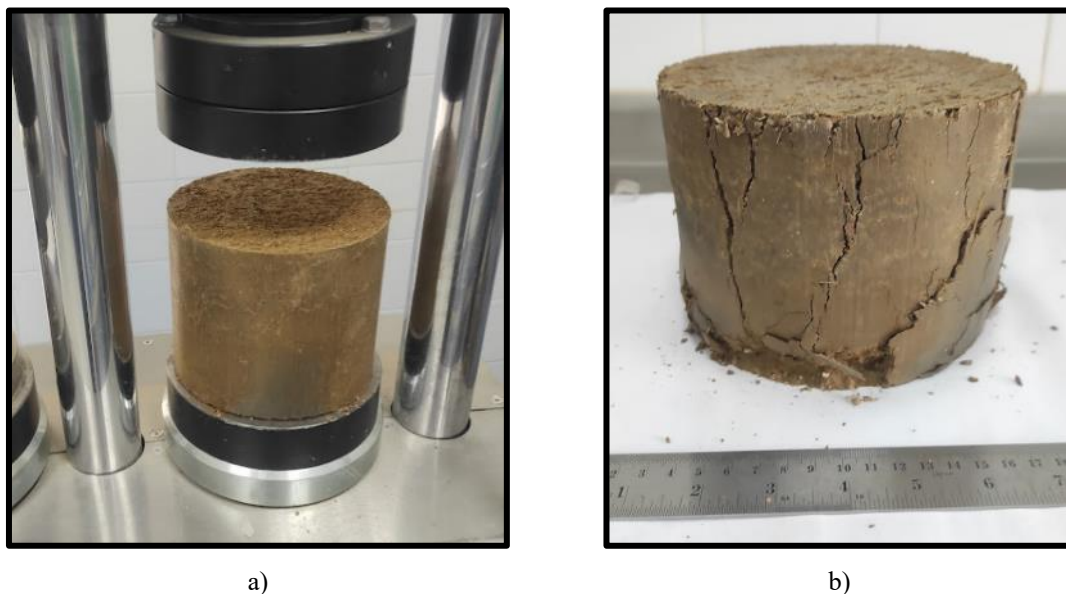


Figura 4.6 – a) Provete antes do ensaio à compressão uniaxial b) Provete após o ensaio à compressão uniaxial

Quadro 4.5 – Resistência média à compressão uniaxial (R_c)

R_c -MPa	Dias de cura		
	1	7	28
Solo + 3% de cimento	0,500	0,620	2,530
Solo + 3% de cimento + 0,1% fibras	2,550	2,902	3,689
Solo + 3% de cimento + 0,2% fibras	2,520	2,920	4,186
Solo	0,555		
Solo + 0,1% fibras	0,316		
Solo + 0,2% fibras	0,409		

Pela análise da Figura 4.7, pode verificar-se que os provetes estabilizados com um teor de 3% de cimento e reforçados com 0,1% de fibras, comparativamente aos provetes estabilizados com 3% de cimento, são ao primeiro dia de cura, um indicador positivo para o reforço com fibras, já que o valor médio obtido no ensaio à compressão uniaxial é aproximadamente 5 vezes superior nos provetes reforçados com fibras, sendo esta a diferença de maior visibilidade, contudo a introdução de 0,1% de fibras, tanto ao 7º como ao 28º dias de cura, levam a um aumento de resistência aos provetes de cerca de 14% e 58%, respetivamente.

Relativamente aos provetes reforçados com 0,2% de fibras a resistência média obtida nos ensaios de compressão uniaxial é novamente ao 1º dia de cura que se denotam as maiores diferenças de resistência, sendo esta aproximadamente 4 vezes superior à resistência dos provetes estabilizados com cimento, relativamente ao 7º e 28º dia de cura, ocorre um aumento de 15% e 65%.

Analisando sumariamente, a introdução dos dois teores de fibras (0,1% e 0,2%), apresenta resultados na mesma ordem de grandeza, os provetes reforçados com 0,2% de fibras relativamente aos reforçados com 0,1% de fibras, ao 1º dia de cura uma redução de 12%, sendo que ao 7º e 28º dias de cura, existe um aumento de 1% e de 4%, respetivamente.

Examinando então os provetes de solo sem qualquer tipo de estabilização química, mas com reforço através da introdução de fibras de cânhamo, os resultados indicam a uma redução da resistência, tanto para o reforço com 0,1 % de fibras, de 43 % como para o reforço com 0,2% de fibras com uma redução de 26%, quando comparados com o solo sem qualquer tipo de reforço ou estabilização, o que poderá indicar que as fibras não formam ancoragem suficiente às partículas do solo em estudo.

Será importante referir que tanto nos provetes da mistura solo estabilizado com 3% de cimento e reforçado com fibras (com os teores de 0,1% e 0,2%), o tipo de rotura e os resultados relativos aos respetivos dias de cura foram consistentes.

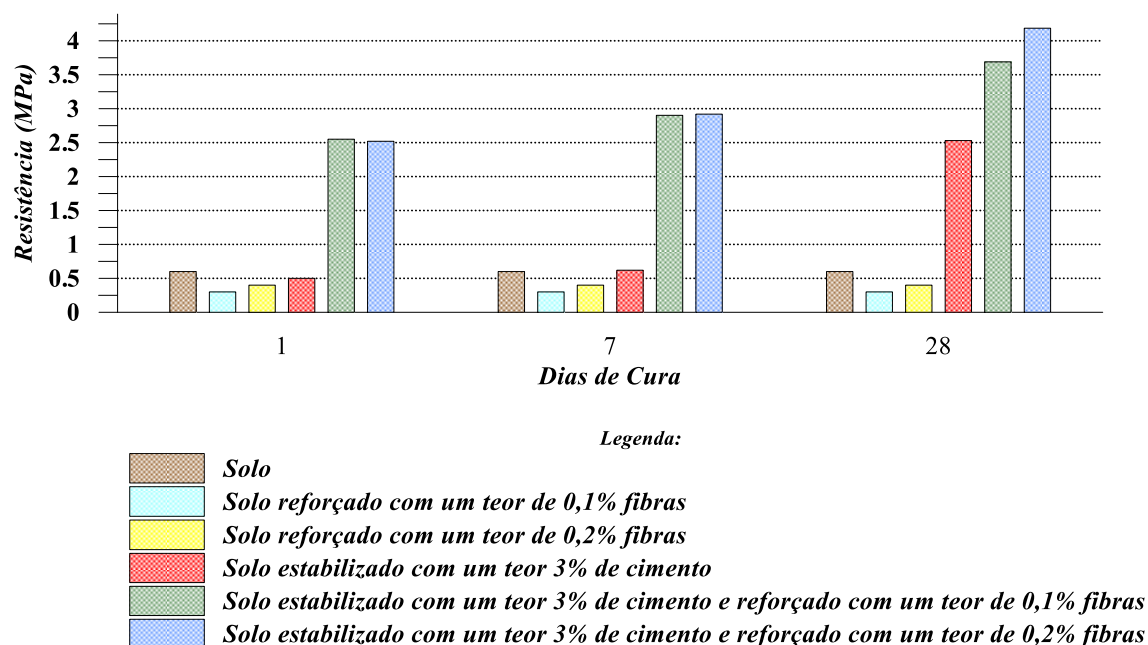


Figura 4.7 - Média da resistência à compressão uniaxial

4.4 Ensaio de tração indireta

Após a realização dos ensaios de compactação para a determinação do teor em água ótimo e o respetivo peso aparente seco, foram elaborados provetes para a determinação da resistência à tração indireta.

Tal como nos ensaios realizados para a determinação da resistência à compressão uniaxial, para a resistência à tração indireta foram elaborados provetes com as misturas de solo com um teor 3% de cimento e com teores de 0,1% e 0,2% fibras, foram elaborados 3 provetes para o tempo de cura de 1 dia, 3 provetes para o tempo de cura de 7 dias e 4 provetes para o tempo de cura de 28 dias, num total de 20 provetes.

Relativamente aos provetes de solo com teores de 0,1% e 0,2% e unicamente elaborados com solo, foram elaborados 2 provetes para cada tipo de mistura, num total de 6 provetes. Os valores apresentados na Figura 4.8 e no Quadro 2.1, resultam da média da resistência obtida em cada tipo de provete.

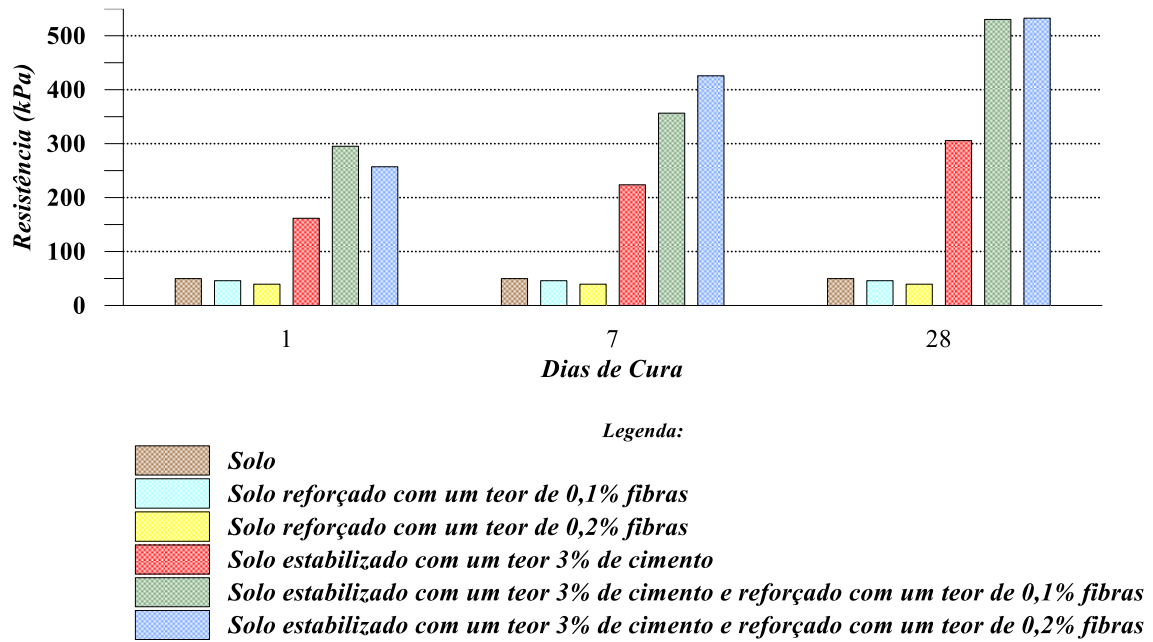


Figura 4.8 - Média da resistência à tração indireta



Figura 4.9 – a) provete antes do ensaio à tração indireta b) provete após o ensaio à tração indireta

Quadro 4.6 – Resistência média à tração indireta (R_{it})

Resistência à tração indireta kPa	Dias de cura		
	1	7	28
Solo + 3% de cimento + 0,1% fibras	295,21	356,56	530,30
Solo + 3% de cimento + 0,2% fibras	257,16	425,69	532,64
Solo + 3% de cimento	161,66	223,72	305,7
Solo		49,82	
Solo + 0,1% fibras		45,93	
Solo + 0,2% fibras		39,48	

Analisando os valores médios de resistência à tração indireta (Quadro 4.6 e Figura 4.8) relacionando os resultados dos provetes estabilizados com um teor de 3% de cimento e reforçados com 0,1% de fibras com os resultados dos provetes estabilizados com um teor de 3% de cimento, denota-se que os estabilizados com fibras têm um valor de resistência 83% superior aos unicamente estabilizados com cimento ao 1º dia de cura, sendo que esta diferença desce para 59% ao 7º dia de cura e subindo novamente ao 28º dia de cura para um valor de resistência 73% superior ao dos provetes sem reforço através de fibras. Utilizando o teor de 0,2% de fibras no reforço dos provetes, tal como nos ensaios de compressão uniaxial estes continuam a ser superiores aos dos provetes estabilizados com cimento, sendo o valor de resistência de tração indireta ao 1º dia de cura 56% superior nos provetes com reforço de fibras, e 80% e 75% superiores para o 7º e 28º dia de cura, igualmente nos provetes reforçados com fibras.

Comparado os resultados entre os dois teores de fibras aplicados, as diferenças não são muito relevantes, sendo o valor de resistência ao 1º dia de cura superior em 14% nos provetes com 0,1% de fibras, e ao 7º e 28º dia superior nos provetes com 0,2% de fibras, sendo a diferença de 13% e 1% respetivamente. Relativamente aos provetes reforçados com fibras e sem estabilização através de ligante hidráulico comparados com o solo, tal como nos ensaios de compressão uniaxial apresentam uma redução de resistência, de 16% para o teor de 0,1% e 27% para o teor de fibras de 0,2%.

Destaca-se também que nestes ensaios é bastante notória a ação das fibras, já que ao dar-se a rotura do provete o mesmo não se secciona em duas partes distintas tal como acontece nos provetes sem reforço através de fibras (Figura 4.10).



Figura 4.10 – Provete sem reforço com fibras, após o ensaio à tração indireta

4.5 *California Bearing Ratio*

Para a realização dos ensaios de determinação do *California Bearing Ratio* (CBR), os provetes foram submergidos com as placas de carga e com o tripé com defletômetro de forma a serem efetuadas as respectivas leituras no defletômetro e concluir-se no final das 96h de submersão a sua estabilidade de forma a proceder com o ensaio (Figura 4.11).



Figura 4.11 – Provete submerso com as placas de carga e tripé com defletômetro

Relativamente aos resultados dos ensaios de determinação do *California Bearing Ratio*, ilustrado na Figura 4.12, foram realizados ensaios com a mistura de solo estabilizada

com cimento e as misturas com reforço através de fibras de cânhamo, com teores de 0,1% e 0,2% e a respetiva estabilização com cimento, com teor de 3%.



Figura 4.12 – Realização de ensaio de determinação do índice de *California Bearing Ratio*

Analisando o Quadro 4.7 e a curva de força/penetração ilustrada na Figura 4.13, relativas à mistura de solo com estabilização através de um teor de 3% de cimento, é notória a ação do ligante hidráulico, com resultados de índice de CBR à penetração de 2,5 mm na ordem dos 321% e de 329% à penetração de 2,5 mm, é denotada ainda uma ligeira queda na curva aproximadamente à penetração de 8 mm, o que pode indicar o esmagamento de partículas, mas cuja curva de penetração volta a entrar em crescimento até ao final do ensaio.

Quadro 4.7 – *California Bearing Ratio*: Mistura Solo + 3% Cimento - Dados penetração/força

Penetração [mm]	Força [kgf]
0,0	0
0,5	1068
1,5	2879
2,0	3655
2,5	4353
3,0	4937
4,0	5919
5,0	6687
6,0	7507
7,0	8077
10,0	8236
12,5	9130

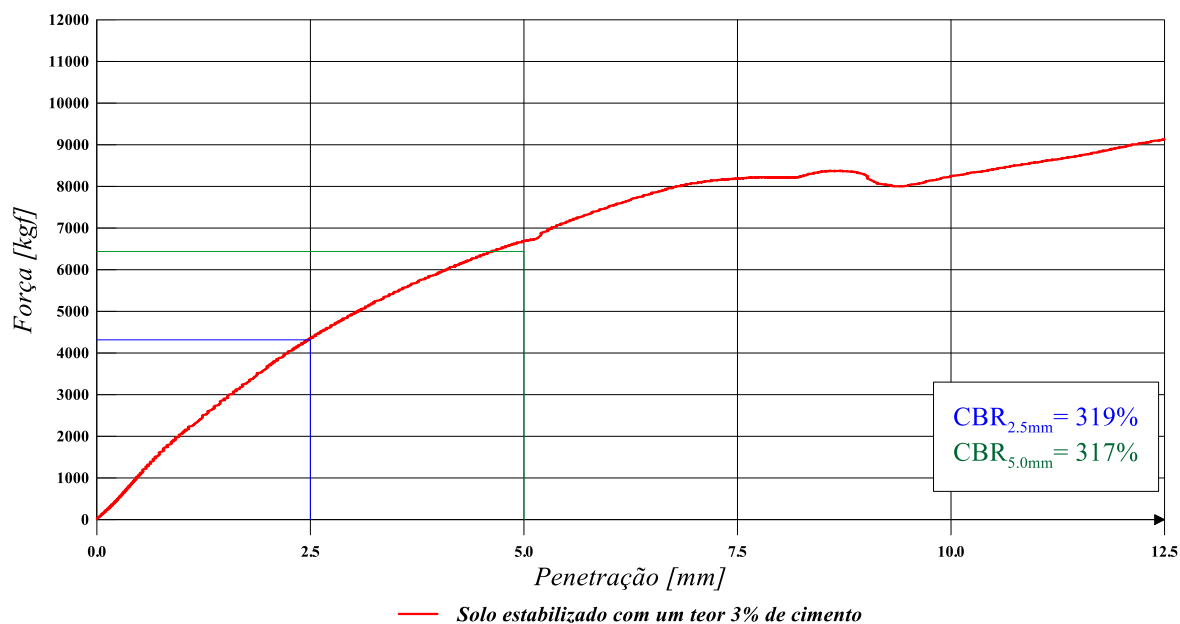


Figura 4.13 – *California Bearing Ratio*: Mistura Solo + 3% Cimento – Curva de penetração/força

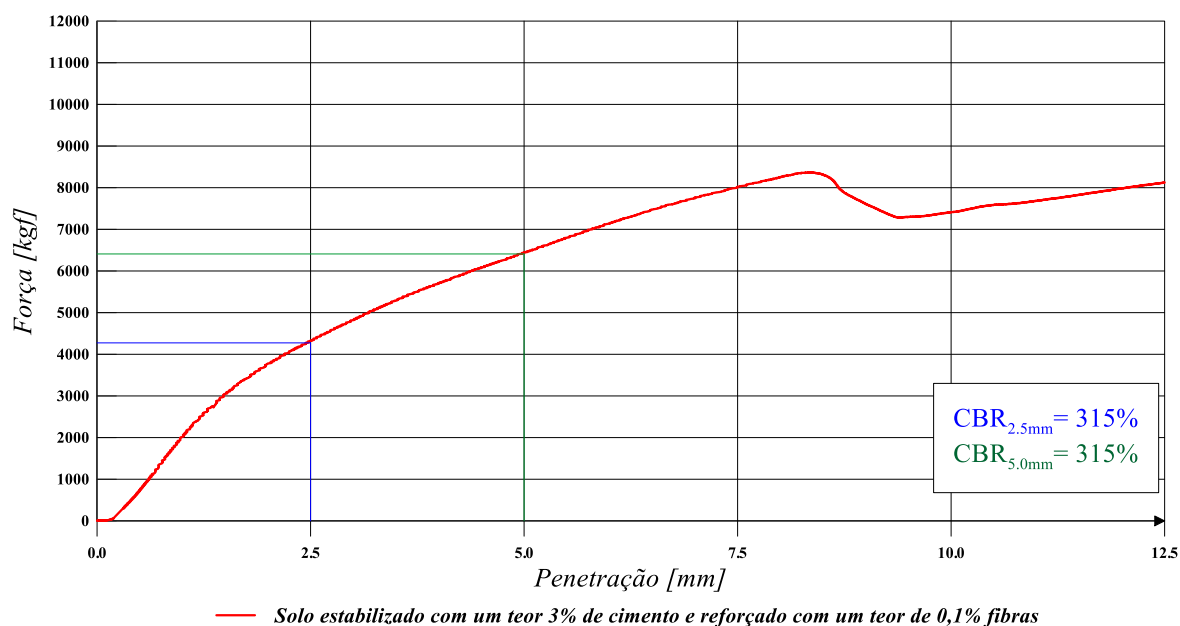
Relativamente aos ensaios de determinação do índice de CBR, cujo provete desmoldado se apresenta na Figura 4.14, para as misturas com solo estabilizado com ligante hidráulico e reforçadas com um teor de fibras de 0,1%, cuja curva de penetração se encontra apresentada na Figura 4.15, e os resultados listados no Quadro 4.8, é observável que os resultados são bastante similares aos do solo estabilizado com ligante hidráulico sem reforço com fibras, com um índice de CBR para a penetração de 2,5 mm e de 5,0 mm de 315%, é também, tal como no ensaio anterior denotada uma ligeira queda na curva de penetração, a mesma pode estar relacionada com o esmagamento de partículas, mas também com o facto de poder existir um arrastamento das fibras ao longo do pistão de ensaio.



Figura 4.14 – Aspeto geral do provete após o ensaio de determinação do índice de *California Bearing Ratio* e respetiva desmoldagem

Quadro 4.8 – *California Bearing Ratio*: Mistura Solo + 3% Cimento - Dados penetração/força

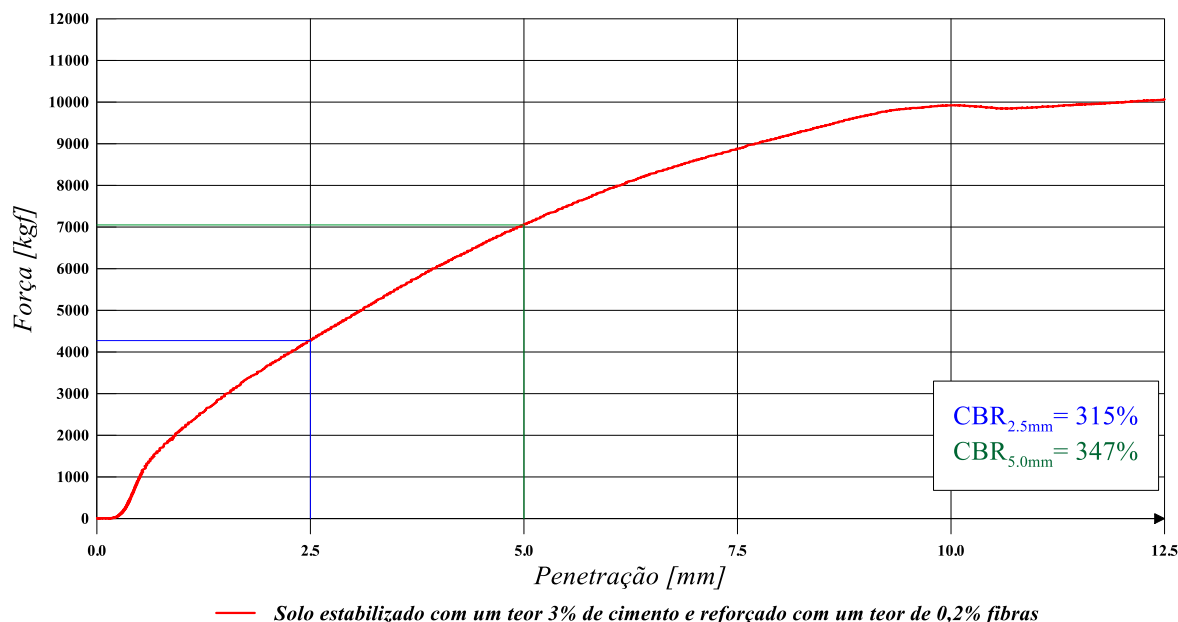
Penetração [mm]	Força [kgf]
0,0	0
0,5	723
1,5	3050
2,0	3779
2,5	4332
3,0	4820
4,0	5693
5,0	6438
6,0	7138
7,0	7759
10,0	7408
12,5	8123

Figura 4.15 – *California Bearing Ratio*: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,1% Fibras - Curva de penetração/força

Já nos ensaios de determinação do índice de CBR, com os provetes com solo estabilizado com um teor de 3% de cimento e reforçadas com um teor de fibras de 0,2%, a análise da curva de penetração, conforme representada na Figura 4.16, permite concluir os resultados, os quais detalhados no Quadro 4.9, permite concluir que o teor em fibras traz a maior vantagem, com um índice de CBR para a penetração de 2,5 mm de 315% e de 347% para a penetração de 5,0 mm.

Quadro 4.9 – *California Bearing Ratio*: Mistura Solo + 3% Cimento - Dados penetração/força

Penetração [mm]	Força [kgf]
0,0	0
0,5	995
1,5	2946
2,0	3679
2,5	4274
3,0	4892
4,0	6065
5,0	7051
6,0	7923
7,0	8599
10,0	9922
12,5	10064

Figura 4.16 – *California Bearing Ratio*: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,2% Fibras - Curva de penetração/força

Em suma, a introdução das fibras leva a um aumento do índice de vazios dos provetes, consequentemente este aumento poderá levar a uma diminuição do índice de CBR, uma vez que este índice é calculado para a penetração de um pistão a uma determinada profundidade, sendo que parte da penetração leva a um adensamento do material e não a uma solicitação da resistência por parte do material. Adicionalmente, durante a penetração do pistão nos provetes reforçados com fibras, como as fibras se encontram aleatoriamente distribuídas ao longo do material, pode ocorrer o surgimento de uma ou mais fibras perpendiculares ao sentido de

cravação do pistão o que levará a um arrastamento das mesmas, após a sua desancoragem, e consequentemente ao desenvolvimento de uma superfície de escorregamento reduzindo a força necessária para a cravação do pistão às profundidades normalizadas, assim se explica a redução relativa aos provetes ensaiados com o solo estabilizado com cimento e reforçado com um teor de 0,1% de fibras.

Em suma os resultados obtidos, ilustrados na Figura 4.17, encontram-se aproximadamente na mesma ordem de grandeza, em qualquer dos casos estudados, e é evidente que todos são muito superiores aos do solo sem estabilização química nem reforço através de fibras, com valores de índice de CBR de 8% para a penetração de 2,5 mm e de 9% para a penetração de 5 mm, sendo que existe um ligeiro destaque para a utilização de um teor de 0,2% de fibras de cânhamo.

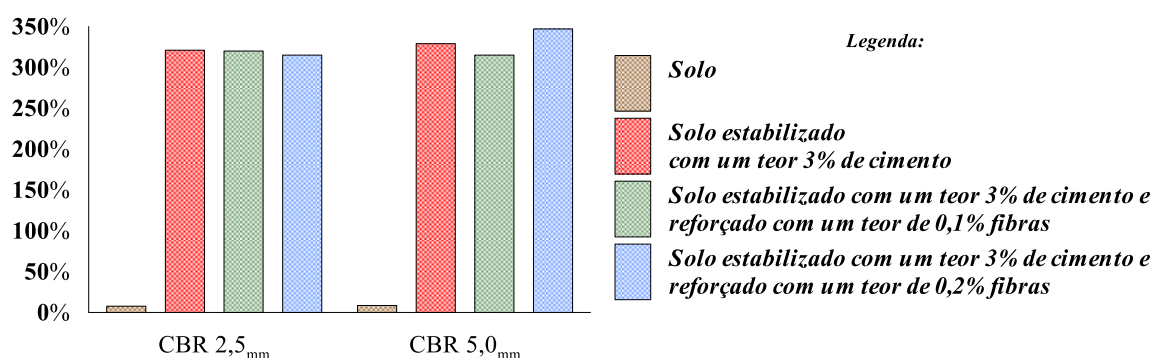


Figura 4.17 – Comparativo: Resultados *California Bearing Ratio*

4.6 *California Bearing Ratio* imediato

Este ensaio foi executado após a compactação dos provetes, consequentemente a cura dos provetes com estabilização através de ligantes hidráulicos estará num estágio inicial. Foram realizados ensaios às misturas de solo com 3% de teor de cimento, solo com 3% de cimento e teores de 0,1% e 0,2% de fibras, e ainda, ao solo sem estabilização ou reforço. A Figura 4.19, demonstra o aspeto geral do provete após o ensaio.

No Quadro 4.10, estão relatados os resultados às várias penetrações assim como se encontra representada a sua curva de penetração na Figura 4.18, como seria expectável os resultados são modestos, com um valor de CBRi máximo à penetração de 5 mm com um valor de 11%, bastante similares aos obtidos no ensaio de CBR.

Quadro 4.10 – CBRi: Solo sem estabilização e sem reforço - Dados penetração/força

Penetração [mm]	Força [kgf]
0,0	0
0,5	43
1,5	76
2,0	93
2,5	108
3,0	126
4,0	166
5,0	215
6,0	272
7,0	335
10,0	604
12,5	928

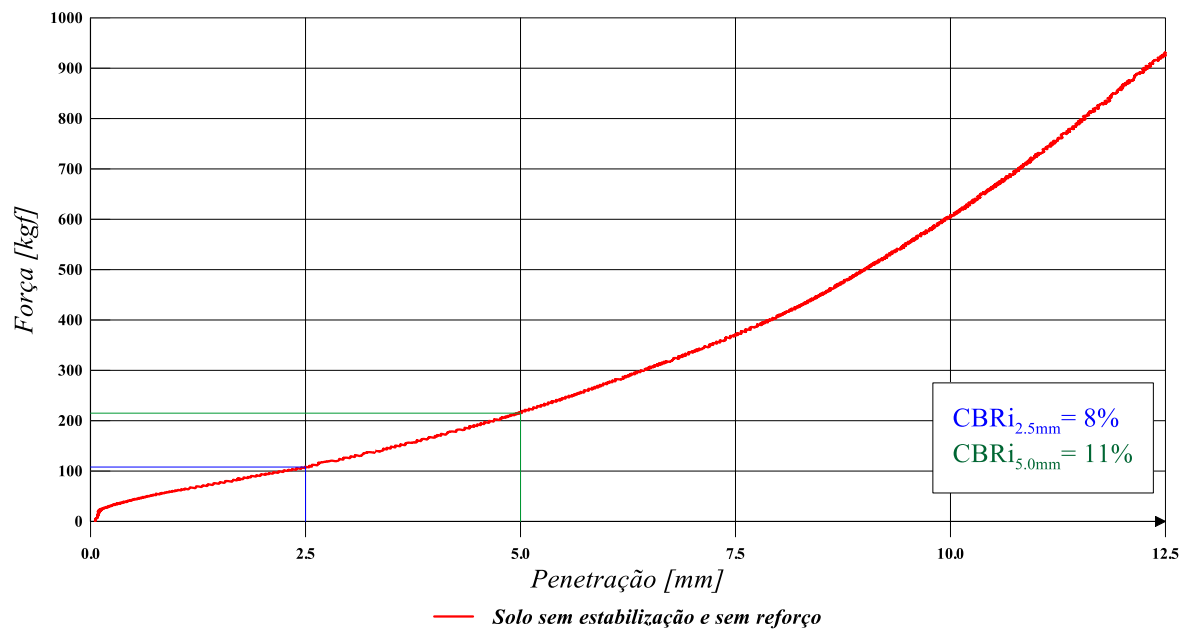


Figura 4.18 – CBRi: Solo sem estabilização e sem reforço – Curva de penetração



Figura 4.19 – Aspeto geral do provete após o ensaio de determinação do índice de *California Bearing Ratio* imediato e respetiva desmoldagem

Relativamente ao ensaio com provetes constituídos por solo estabilizado com ligante hidráulico, cujos resultados se encontram no Quadro 4.11 e a respetiva curva de penetração na Figura 4.20, é bastante notória a ação do ligante hidráulico, isto é, apesar do tempo de cura ser muito diminuto, o cimento têm uma ação quase imediata nos mesmos, já que a penetração aos 2,5 mm o CBRi têm um valor de 130% e aos 5mm de 143%, o que evidencia um valor aproximadamente 14 vezes superior ao do solo sem estabilização química.

Quadro 4.11 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento - Dados penetração/força

Penetração [mm]	Força [kgf]
0,0	0
0,5	87
1,5	980
2,0	1400
2,5	1762
3,0	2064
4,0	2563
5,0	2919
6,0	3241
7,0	3512
10,0	4200
12,5	4649

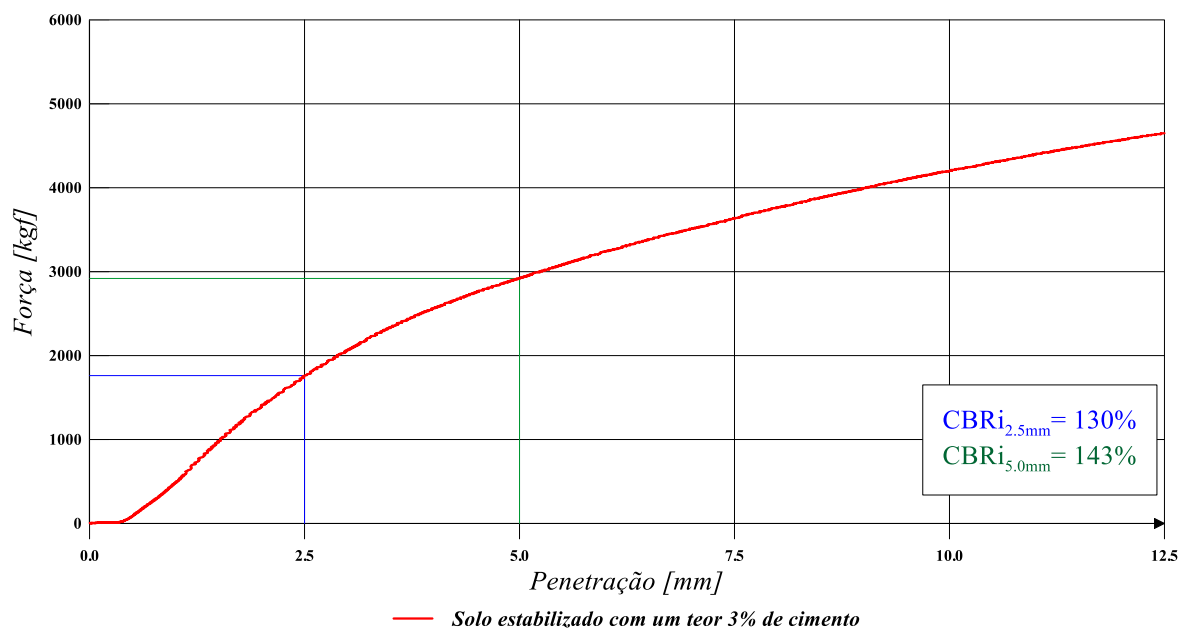


Figura 4.20 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento – Curva de penetração

Relativamente aos ensaios com provetes com adição de fibras de cânhamo e estabilização através de cimento, os resultados foram similares para ambos os teores adicionados, 0,1% e 0,2%, apresentados no Quadro 4.12 e Quadro 4.13, respetivamente, os resultados no entanto revelam um decréscimo, relativamente aos resultados apresentados anteriormente, relativos ao solo estabilizado com 3% de teor de cimento, o que indica que as fibras não estarão ainda a ter uma função ativa na melhoria das características mecânicas dos solos ensaiados, no entanto relativamente ao solo sem qualquer estabilização ou reforço, os resultados são majorados em aproximadamente 10 vezes, as curvas de penetração encontram-se ilustradas na Figura 4.21 e Figura 4.22, para os teores de fibra de cânhamo de 0,1% e 0,2%, respetivamente.

Quadro 4.12 – CBRI: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,1% Fibras - Dados penetração/força

Penetração [mm]	Força [kgf]
0,0	0
0,5	35
1,5	524
2,0	861
2,5	1174
3,0	1416
4,0	1834
5,0	2194
6,0	2474
7,0	2730
10,0	3365
12,5	3803

Quadro 4.13 – CBRI: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,2% Fibras - Dados penetração/força

Penetração [mm]	Força [kgf]
0,0	0
0,5	167
1,5	861
2,0	1128
2,5	1354
3,0	1553
4,0	1892
5,0	2164
6,0	2411
7,0	2648
10,0	3261
12,5	3701

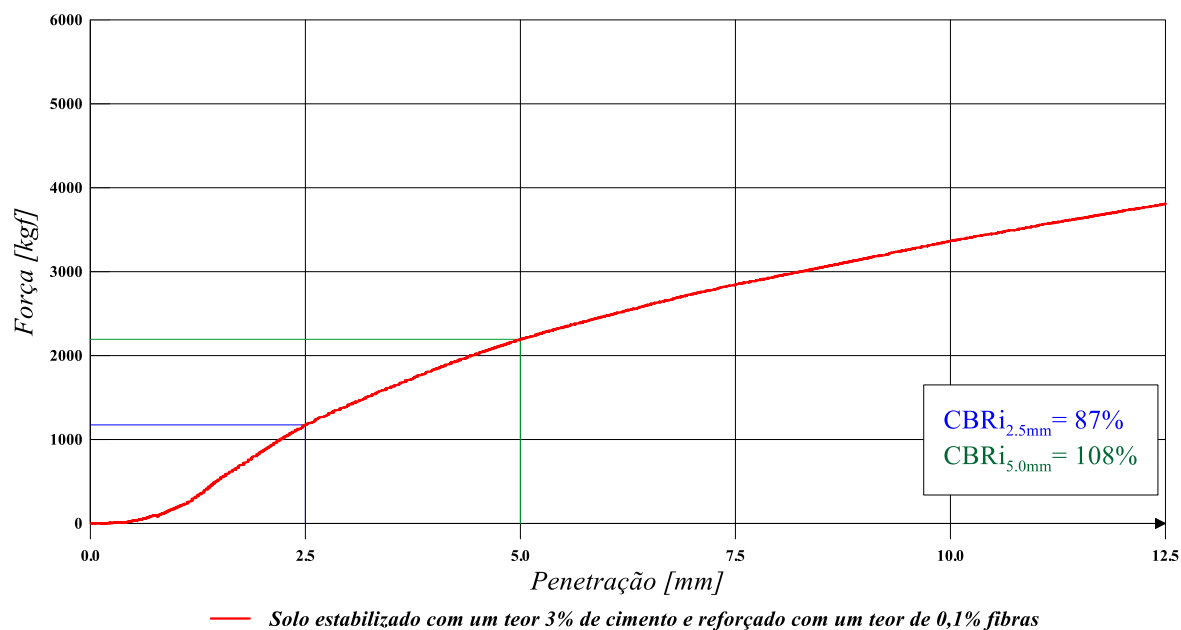


Figura 4.21 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,1% Fibras – Curva de penetração

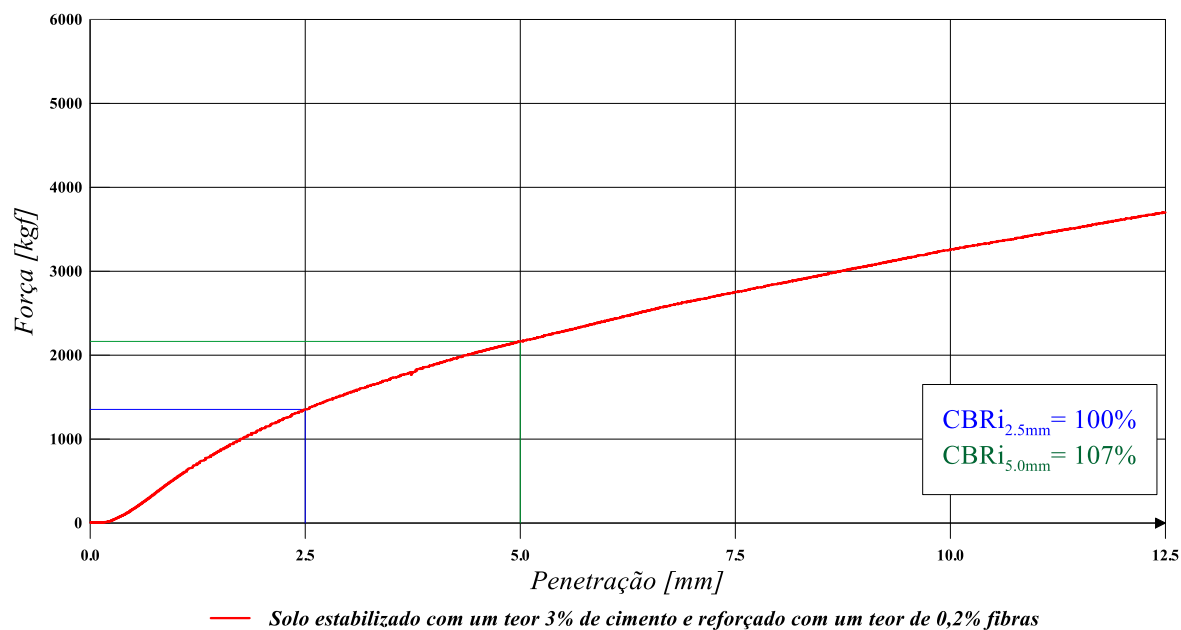


Figura 4.22 – CBRi: Mistura Solo + 3% Cimento + 0,2% Fibras – Curva de penetração

Estes resultados, observáveis comparativamente na Figura 4.23, presumivelmente serão afetados pela falta de cura do estabilizante químico, o cimento, já que o mesmo não teve

tempo suficiente para atingir a sua resistência total, prejudicando assim a adesão das fibras na mistura de solo-cimento com fibras.

Sendo os resultados das misturas com fibras inferiores aos do solo estabilizado com cimento sem reforço com fibras, importa realçar, que comparativamente ao solo sem qualquer reforço ou estabilização os resultados são muito superiores, sendo o solo estabilizado com cimento e reforçado com um teor de 0,1% de fibras de cânhamo têm um CBRi na ordem dos 107%, e o solo estabilizado com cimento e reforçado com um teor de 0,2% de fibras na ordem dos 106%, e o solo sem estabilização e sem reforço atingiu apenas 11% de valor de CBRi.

Ressalva-se ainda que os resultados com reforço através das fibras de cânhamo podem ser afetados pela aleatória com que são introduzidos na mistura, isto é, o pistão no ensaio pode ou não ser o mais fidedigno, já que o mesmo exerce a força no centro do provete, e as fibras estão aleatoriamente distribuídas pelo mesmo.

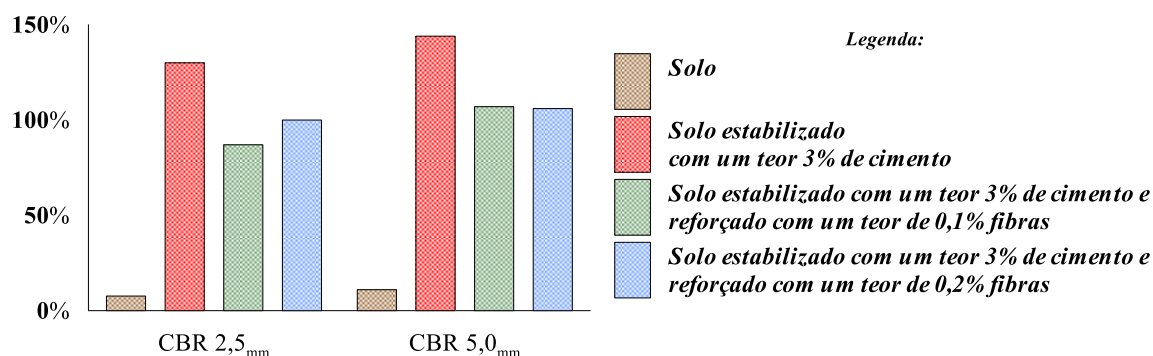


Figura 4.23 – Comparativo Resultados CBRi

5 Considerações finais

5.1 Conclusões

Os solos com plasticidade elevada apresentam frequentemente propriedades deficitárias para serem utilizados como material de construção, neste caso específico para as camadas base e sub-base de pavimentos.

Uma opção a ser considerada quando estes tipos de solos se encontram no local de implantação do pavimento será a sua estabilização e reforço com bio resíduos de forma a melhorar as suas características.

O presente estudo mostra notoriamente que as suas propriedades podem ser melhoradas utilizando um bio-resíduo, as fibras de cânhamo, aliado a uma estabilização química através de um ligante hidráulico (cimento Portland). A adição de fibras de cânhamo em solos estabilizados é uma forma de consumir este bio-resíduo, atualmente sem valor económico, reduzindo um potencial problema ambiental derivado do crescimento da indústria de produção de cânhamo. É de salientar que com a utilização dos solos existentes no local de implantação, as necessidades de saneamento de material são reduzidas, diminuindo assim a necessidade de transporte do mesmo.

Através dos ensaios foi possível verificar um aumento significativo de resistência mecânica nos provetes com fibras em relação aos resultados dos provetes sem fibras, com especial

É de salientar que mesmo após a rotura do provete os valores de resistência não reduzem imediatamente para zero, apresentando uma diminuição progressiva, o que indica que as fibras continuam a fornecer alguma resistência ao aumento da abertura das fendas e da sua propagação ao contrário dos provetes sem adição de fibras cuja rotura era total e perdendo toda a sua resistência.

Em suma os resultados experimentais evidenciam um incremento significativo na resistência mecânica do solo reforçado, comparativamente solo sem reforço. Destaca-se ainda, que o teor de 0,2% de fibras de cânhamo, apresentou a maior eficiência em termos de melhoria das propriedades mecânicas. De forma abrangente, a análise dos dados indica que a adição de fibras, independentemente do teor, contribui para o aumento das características mecânicas dos compósitos avaliados, o que pode levar a uma inovadora solução para este bio-resíduo e em

simultâneo para este tipo de solos, com características mecânicas diminutas que de outra forma serão maioritariamente conduzidos para aterro.

5.2 Trabalhos futuros

Relativamente aos trabalhos futuros poderão guiar-se por diversos assuntos, a título de exemplo será do interesse realizar uma avaliação da resistência à flexão com os mesmos pressupostos utilizados ao longo desta dissertação. Poderá também ser sugerida a investigação da real durabilidade das fibras de cânhamo em diferentes condições ambientais.

Poderá também ser investigada a utilização de diferentes tipos de solo, pois esta dissertação centra-se em solos de elevada plasticidade e a utilização de fibras noutros tipos de solo poderá ter efeitos diferentes no mesmo. Poderão ainda ser realizadas análises microestruturais para compreender melhor a interação entre as fibras de cânhamo e as partículas do solo.

E de outro ponto de vista poderão ser realizados estudos relativos à análise de custos e análise de custos e viabilidade económica, sendo que o principal foco será no processo de transformação das fibras e na sua aplicação.

De um ponto de vista experimental em larga escala poderá ser idealizado um trecho experimental de forma a validar a solução em condições reais e de forma a compreender o comportamento destas camadas inferiores ao longo do tempo.

Bibliografia

- Abbaspour, M., Aflaki, E., & Moghadas Nejad, F. (2019). Reuse of waste tire textile fibers as soil reinforcement. *Journal of Cleaner Production*, 207, 1059–1071. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.09.253>
- Afrin, H. (2017). A Review on Different Types Soil Stabilization Techniques. *International Journal of Transportation Engineering and Technology*, 3(2), 19. <https://doi.org/10.11648/j.ijtet.20170302.12>
- Aggarwal, P., & Sharma, B. (2010). *Application of Jute Fiber in the Improvement of Subgrade Characteristics*. www.jute.com. Acedido em 18 de dezembro de 2023
- Antunes, V., Simão, N., & Freire, A. C. (2017). A Soil-Cement Formulation for Road Pavement Base and Sub Base Layers : a Case Study. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1–16. <https://doi.org/10.1007/s40515-017-0043-9>
- Archibong, G., Sunday, E. U., Akudike, J., & Okeke, O. (2020). *A REVIEW OF THE PRINCIPLES AND METHODS OF SOIL STABILIZATION Characterization and improvement of engineering soils/rocks View project Louisiana View project*. <https://www.researchgate.net/publication/342448451>
- Ayininuola, G. M., & Oladotun, P. O. (2016). Geotechnical Properties of Coconut Coir Fiber Soil Mixture. *Journal of Civil Engineering Research*, 6(4), 79–85. <https://doi.org/10.5923/j.jce.20160604.01>
- Baptista, C., & Santos, N. F. (1999, January). Cânhamo - Aplicações Papeleiras. *Agroforum Revista Da Escola Superior Agrária N.14*, 14, 37–40.
- Bawadi, N. F., Alhamidi, M. A. A., Mansor, A. F., & Anuar, S. A. (2020). Influence of Banana Fiber on Shear Strength of Clay Soil. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 864(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/864/1/012099>
- Bhatt, H., Varshney, H., & Jauhari, N. (2017). Performance and Analysis of Coir Fibre as Soil Reinforcement. *SJ Impact Factor*: 6, 887. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.36230.40008>

- Boobalan, S. C., & Devi, M. S. (2022). Investigational study on the influence of lime and coir fiber in the stabilization of expansive soil. *Materials Today: Proceedings*, 60, 311–314. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.01.230>
- Buganem, H., Gonçalves, B., Heber, F., De Oliveira, L., Breno, J., Quariguasi, F., Fábio, M., & De Aguiar, P. (2017). *ESTUDO DE REFORÇO DE SOLO PARA PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS COM A UTILIZAÇÃO DE FIBRA DE POLIPROPILENO E CIMENTO*. <https://www.researchgate.net/publication/318421502>
- Callister, W. D. (2002). *Ciência e Engenharia de Materiais: Uma Introdução* (5ª Edição). LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora.
- CAT. (2023). *RM500B ROTARY MIXER*. <https://www.louisianacat.com/new/equipment/road-reclaimer/rm500b-rotary-mixer/>. Acedido em 20 de setembro de 2023
- Crucho, J., Picado-Santos, L., & Neves, J. (2022). Mechanical Performance of Cement Bound Granular Mixtures Using Recycled Aggregate and Coconut Fiber. *Applied Sciences*, 12(4), 1936. <https://doi.org/10.3390/app12041936>
- CSIR. (1986). *TMH1-A7:1986. Tests on soils and gravels. Method A7: The determination of the maximum dry density and optimum moisture content of gravel, soil and sand*.
- Gbenga, A. M., & Paul, A. S. (2018). Soil Stabilization Using Bitumen Emulsion and Cement Combination as Additive. *Journal of Earth Science and Engineering*, 8, 66–74. <https://doi.org/10.17265/2159-581X/2018.02.000>
- Ghais, A., & Ahmed, A. (2014). Fly Ash Utilization in Soil Stabilization. *International Conference on Civil, Biological and Environmental Engineering*, 76–78. <https://doi.org/10.15242/iicbe.c514601>
- Gross, J., & Adaska, W. (2020). *Guide to Cement-Stabilized Subgrade Soil* (Portland Cement Association & National Concrete Pavement Technology Center, Eds.).
- Gul, N., Mir, B. A., & Saquib Wani, K. M. N. (2023). Mechanical Behavior of Silty Soil Reinforced with Carbon Fibers. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 297, 307–315. https://doi.org/10.1007/978-981-19-6727-6_28

- Heineck, K. S. (2002). *Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras impermeáveis horizontais. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 251p.*
- Hejazi, S. M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S. M., & Zadhoush, A. (2012). A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers. In *Construction and Building Materials* (Vol. 30, pp. 100–116). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.11.045>
- IPQ. (1969). *NP 143 – Solos - Determinação do teor em água. Instituto Português da Qualidade. Caparica. Portugal*
- Kaiser, C., Cassady, C., & Ernst, M. (2015). *Industrial Hemp Production.*, University of Kentucky College of Agriculture, Food and Environment
- Ken, O. C., & O, O. F. (2012). a Comparative Review of Soil Modification Methods. *ARPN Journal of Earth Sciences*, 1(2), 36–41.
- Kumar, T. K., & Jagan, B. (2016). A Critical Review on Applications of Natural Jute Fibres A Case Study. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 7(3), 200–210. <http://www.iaeme.com/IJCIET/index.asp200http://www.iaeme.com/IJCIET/issues.asp?JType=IJCIET&VType=7&IType=3JournalImpactFactor>
- Lal, D., Reddy, P., Kumar, R. S., & Rao, V. G. (2020). Stabilization of Expansive Soil by using Jute Fiber. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 998(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/998/1/012045>
- Liu, J. long, Hou, T. shun, Luo, Y. sheng, & Cui, Y. xiang. (2020). Experimental Study on Unconsolidated Undrained Shear Strength Characteristics of Synthetic Cotton Fiber Reinforced Soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2), 1773–1783. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-01129-z>
- LNEC. (1966a). *E 196-1966. Solos. Análise granulométrica. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa Portugal*

- LNEC. (1966b). *E 197-1966. Solos: Ensaio de Compactação*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa Portugal
- LNEC. (1967). *E 198-1967. Determinação do CBR*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa Portugal
- LNEC. (1970). *E 239-1970 Solos. Análise granulométrica (peneiração)*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa Portugal
- LNEC. (1971). *E 240-1971 Solos: Classificação para fins rodoviários*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa Portugal
- Lopes, M. M., & Casagrande, M. D. T. (2019). *Estudo do Comportamento de um Solo Reforçado com Fibras de Açaí (Euterpe oleracea)*.
- Luciana, M., Melo, A. De, Batista, A. M., Santos, G. S., Silva, B. M., Celuta, M., & Viana, M. (2017). 530 2017. October 2019, 530–543. <https://doi.org/10.18677/EnciBio>
- Maher, M. H., & Ho, Y. C. (1994). *Mechanical properties of kaolinite / fiber soil composite. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.120, n.8, p.1381-1393*.
- Manaia, J. P., Manaia, A. T., & Rodrigues, L. (2019). Industrial Hemp Fibers: An Overview. *Fibers*, 7(12), 106. <https://doi.org/10.3390/fib7120106>
- Medina-Martinez, C. J., Sandoval-Herazo, L. C., Zamora-Castro, S. A., Vivar-Ocampo, R., & Reyes-Gonzalez, D. (2022). Natural Fibers: An Alternative for the Reinforcement of Expansive Soils. *Sustainability (Switzerland)*, 14(15). <https://doi.org/10.3390/su14159275>
- Mishra, S., Mohanty, A. K., Drzal, L. T., Misra, M., & Hinrichsen, G. (2004). A review on pineapple leaf fibers, sisal fibers and their biocomposites. In *Macromolecular Materials and Engineering* (Vol. 289, Issue 11, pp. 955–974). <https://doi.org/10.1002/mame.200400132>
- Montardo, J. P., Consoli, N. C., & Prietto, P. D. M. (2001). *Consoli, N. C.; Prietto, P. D. M. (2001) Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: efeito das propriedades dos materiais constituintes. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.24, n.3, p. 191–209*.

- Munirwan, R. P., Munirwansyah, Marwan, Ramadhansyah, P. J., & Kamchoom, V. (2020). Performance of Coir Fiber Addition for Clay as a Sub-Grade for Pavement Design. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 712(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/712/1/012009>
- Obinna, U. (2022, October 11). *Soil Stabilisation for Road Construction*. <https://structville.com/soil-stabilisation-for-road-construction>. Acedido em 15 de dezembro de 2023
- Papagiannakis, A. T., Masad, E. A. P. E., & Wiley, J. (2008). *Pavement Design and Materials*. <http://www.wiley.com/go/permissions>.
- Paul, S., & Sarkar, D. (2022). Performance evaluation of natural fiber reinforced Laterite soil for road pavement construction. *Materials Today: Proceedings*, 62, 1246–1251. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.04.534>
- Picado-Santos, L., Pereira, P., & Branco, F. (2006). *Pavimentos Rodoviários*. Edições Almedina.
- Pongsivasathit, S., Horpibulsuk, S., & Piyaphipat, S. (2019). Assessment of mechanical properties of cement stabilized soils. *Case Studies in Construction Materials*, 11, e00301. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2019.e00301>
- Prabakar, J., & Sridhar, R. S. (2002). Effect of random inclusion of sisal fibre on strength behaviour of soil. *Construction and Building Materials*, 16(2), 123–131. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(02\)00008-9](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(02)00008-9)
- Praveen, G. V., & Kurre, P. (2020). Influence of coir fiber reinforcement on shear strength parameters of cement modified marginal soil mixed with fly ash. *Materials Today: Proceedings*, 39, 504–507. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.08.238>
- Qayoom, N., Tariq, U., Salim, M., & Ameer-Ullah. (2018). *A Comparative Study on Dry Density and CBR Value on Soils Using Jute as a Reinforcing Material*. <https://www.researchgate.net/publication/344552486>

- Qu, J., & Zhu, H. (2021). Function of palm fiber in stabilization of alluvial clayey soil in Yangtze River Estuary. *Journal of Renewable Materials*, 9(4), 767–787. <https://doi.org/10.32604/jrm.2021.013816>
- Rabab'ah, S., Al Hattamleh, O., Aldeeky, H., & Abu Alfoul, B. (2021). Effect of glass fiber on the properties of expansive soil and its utilization as subgrade reinforcement in pavement applications. *Case Studies in Construction Materials*, 14. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00485>
- Rahayu, W. (2019). Stabilization of clay shale using propylene glycol and laterite on california bearing ratio. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 620(1), 012042. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/620/1/012042>
- SABS. (2013). *SANS 3001 – GR10: Determination of the one-point liquid limit, plastic limit, plasticity index and linear shrinkage*. Pretoria, South Africa.
- Santiago, G. A., & Botaro, V. R. (2005). Estabilização de um Solo com Fibras de Sisal Impermeabilizadas com EPS Reciclado. *9º Congresso Brasileiro de Polímeros*, 9 pg.
- Shahzad, A. (2012). Hemp fiber and its composites - A review. *Journal of Composite Materials*, 46(8), 973–986. <https://doi.org/10.1177/0021998311413623>
- Sharma, A. K., Prasannan, S., & Kolathayar, S. (2019). *Comparative Study of Sisal and PVA Fiber for Soil Improvement*. 298–304. <https://doi.org/10.1061/9780784482117.030>
- Silva, A. S., Silva, E. J., Fucale, S., & Ferreira, S. (2018). Comportamento Geomecânico de um Compósito Solo-fibra. *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia Geotécnica. 28 de Agosto a 01 de Setembro, Salvador, Bahia, Brasil*
- Singh, H., Inder, J., Singh, P., Singh, S., Dhawan, V., & Tiwari, S. K. (2018). A Brief Review of Jute Fibre and Its Composites. In *Materials Today: Proceedings* (Vol. 5). www.sciencedirect.comwww.materialstoday.com/proceedings2214-7853
- Tafti, M. (2016). *Impact of using recycled tire fibers on the mechanical properties of clayey and sandy soils*. <https://www.researchgate.net/publication/309767996>. Acedido em 10 de dezembro de 2023

Tahmid, A., Tarequl Islam, M., Jahidur Rahman, M., Atik Aziz, M., & Mohsin Ali, M. (2022).

Soil Stabilization by Using Coconut Fiber and Nylon Fiber. www.matjournals.com

Tran, K. Q., Satomi, T., & Takahashi, H. (2018). Improvement of mechanical behavior of cemented soil reinforced with waste cornsilk fibers. *Construction and Building Materials*, 178, 204–210. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.104>