



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MARLISSON LOPES DA SILVA

USO DE GEOSINTÉTICOS COMO REFORÇO EM OBRAS GEOTÉCNICAS

Caruaru

2023

MARLISSON LOPES DA SILVA

USO DE GEOSINTÉTICOS COMO REFORÇO EM OBRAS GEOTÉCNICAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Campus Agreste da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, na modalidade de artigo científico, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. DSc. José Moura Soares

Caruaru

2023

Uso de geossintéticos como reforço em obras geotécnicas

Use of geosynthetics as reinforcement in geotechnical works

Marlisson Lopes da Silva¹

RESUMO

As obras de engenharia civil são executadas sobre o solo, por este motivo é indispensável o conhecimento das características e comportamento do solo em cada obra em particular de modo a evitar retrabalhos e prejuízos. Os solos moles se destacam por serem um dos principais causadores de problemas, principalmente no que tange às questões de estabilidade e recalque. A engenharia geotécnica engloba uma ampla variedade de técnicas para lidar com diversas situações problemáticas que podem ocorrer com os solos de baixa capacidade de carga. Um problema em particular é o aterro sobre os solos moles, onde a principal preocupação nos projetos desse tipo de construção são a estabilidade e o recalque. Neste artigo, é apresentada uma situação hipotética em que um solo mole deve suportar uma estrada com duas vias, com uma das vias levando ao encontro de uma ponte. Para resolver o problema de instabilidade provocado pela carga dos aterros da estrada no solo mole, será empregado o uso de material geossintético. E para análise do recalque resultante da carga do aterro, dada a sua altura elevada, no encontro de ponte sobre o solo mole, será considerada a solução combinada do método construtivo de aterro em etapas com o uso de material geossintético. Este material atuará no contato entre o aterro e o solo visando gerar mais resistência à tração de forma a garantir a estabilidade.

Palavras-chave: geossintético; aterro; solo; recalque

ABSTRACT

Engineering civil works are carried out on the ground, which is why knowledge of the characteristics and behavior of the soil in each specific project is essential to avoid rework and losses. Soft soils stand out as one of the main causes of problems, especially regarding

¹ Graduando em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco. E-mail: marlisson.silva@ufpe.br

stability and settlement issues. Geotechnical engineering encompasses a wide range of techniques to address various problematic situations that may arise with low-bearing capacity soils. One particular problem is embankments on soft soils, where the primary concerns in such construction projects are stability and settlement. In this article, a hypothetical situation is presented in which soft soil must support a two-lane road, with one lane leading to a bridge. To address the instability issue caused by the load of the road embankments on the soft soil, geosynthetic materials will be employed. To manage the settlement resulting from the high embankment load, especially at the bridge abutment on the soft soil, a combined solution of phased embankment construction with the use of geosynthetic materials will be considered. This material will act at the interface between the embankment and the soil to increase tensile strength, ensuring stability.

Keywords: geosynthetic; embankment; soil; settlement

DATA DE APROVAÇÃO: 06 de outubro de 2023

1. INTRODUÇÃO

Geotecnia é uma disciplina da Engenharia Civil que se concentra no estudo do comportamento mecânico e das propriedades dos solos, rochas e materiais geotécnicos presentes na crosta terrestre, bem como na análise da interação desses materiais com estruturas construídas sobre eles (Das, B. M, 1985).

A Geotecnia abrange uma ampla variedade de situações e problemas comuns em obras, que incluem a investigação geotécnica, a mecânica dos solos, a mecânica das rochas, o projeto de fundações, o estudo da estabilidade de taludes, a estabilização de estruturas entre outras situações.

Para Massad (2009), os solos moles são, em geral, originados a partir de sedimentos de solos, na maioria das vezes saturados e predominantemente argilosos. Possuem baixa capacidade de suporte de carga, baixa permeabilidade e alta compressibilidade, que apesar de ser um solo problemático, é um dos assuntos mais interessantes, pois se tem um verdadeiro desafio geotécnico.

Um problema específico de engenharia é a construção de aterros sobre os solos moles, em que a variação de tensões efetivas devido ao aterro pode provocar grandes deformações nestes solos, como os recalques.

Esses recalques podem ocorrer em um longo período de tempo, considerando que estes materiais que compõem o solo mole possuem uma permeabilidade baixa fazendo com que a dissipação do excesso de poropressão gerada pelo carregamento seja lenta.

Além da deformação do solo por recalque, é necessário realizar as análises das condições de estabilidade interna (aterro), estabilidade externa (fundação) e estabilidade global do conjunto aterro-solo.

Para lidar com estas questões, diversas técnicas foram desenvolvidas e aperfeiçoadas com o intuito de eliminar ou minimizar os problemas gerados pela baixa permeabilidade e alta compressibilidade dos solos de baixa capacidade de carga.

Na análise de estabilidade global, por exemplo, uma opção de método construtivo é a utilização de bermas de equilíbrio. As bermas têm a função de compensar os momentos que causam instabilidade, gerando um aumento no fator de segurança (Sodré, 2021). A utilização do método de bermas de equilíbrio tem como limitações a utilização de grandes áreas laterais necessárias para sua instalação e grande quantidade de material de aterro.

Outro método construtivo muito utilizado é a construção de aterro sobre o solo reforçado com materiais geossintéticos. Os geossintéticos dos tipos geotêxtil e geogrelha podem ser inseridos na base do aterro e sua função é resistir aos esforços de tração gerados pelo aterro e aumentar o fator de segurança da estrutura.

Segundo Futai (2010), o comportamento de um solo reforçado é similar ao do concreto armado, em que a função do reforço do solo é combinar a resistência à compressão do solo com a resistência à tração do geossintético, criando um material compósito com propriedades melhoradas, concebendo uma estrutura capaz de suportar elevadas cargas sem sofrer deformação excessiva, da mesma forma que ocorre com o concreto e o aço.

Diante das questões e problemáticas envolvendo as dificuldades de estabilização e construção sobre solos moles, o presente artigo tem por objetivo encontrar uma solução para um caso hipotético de um aterro sobre um solo mole que irá suportar uma estrada com duas vias, sendo uma das vias com uma cota elevada no encontro de uma ponte, garantindo a integridade dessas estruturas.

Para alcançar este objetivo, será empregado o uso de materiais geossintéticos de forma a garantir a estabilidade causada pelo solo mole.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral consiste em encontrar uma solução de um problema hipotético que utiliza geossintéticos como material de reforço para a construção de aterros sobre um solo de baixa resistência. Estes aterros consistem em uma estrada com duas vias que se cruzam, com uma das vias tendo uma cota elevada no encontro de uma ponte. O material geossintético atuará na base dos aterros, isolando-o do contato direto com o solo mole e resistindo aos esforços de tração causados pelo aterro no solo mole. O propósito é assegurar a estabilidade e integridade dessas estruturas.

1.1.2 Objetivos Específicos

Têm-se como objetivos específicos:

- Cálculo da estabilidade de talude de aterros sobre solo mole com uso de planilhas eletrônicas de modo a realizar análises globais do conjunto aterro-solo.
- Analisar o melhor método construtivo entre dois modelos de construção de aterro em etapas;
- Calcular o esforço de tração máxima para definir o tipo de material geossintético que irá garantir a estabilidade dos aterros sobre o solo mole;

1.2 Estado da arte

1.2.1 Solos moles

Todas as obras de Engenharia Civil são realizadas sobre o solo, o que torna necessário o conhecimento das suas propriedades para se analisar o comportamento do mesmo em cada situação, visto que cada obra de engenharia poderá ter diversas análises e soluções.

Os solos moles são geralmente saturados e predominantemente argilosos. Possuem alta compressibilidade, baixa permeabilidade e baixa capacidade de suporte. Para Marques (2014), um solo é considerado mole quando a sua resistência não drenada é inferior a 25 kPa.

Para Pinto (2006), um solo pode ser considerado mole se seu índice de consistência, IC, for $< 0,5$. O índice de consistência pode ser obtido a partir dos limites de Atterberg pela Equação (1). A tabela da Figura 1 classifica as argilas quanto ao índice de consistência.

$$IC = \frac{LL-w}{LL-LP} \quad (1)$$

Sendo,

- LL: limite de liquidez;
- w: umidade;
- LP: limite de plasticidade.

Figura 1 – Classificação de solo pelo índice de consistência

IC	Classificação	Característica
IC < 0	Muito mole	Argilas no estado líquido, que escorrem com facilidade entre os dedos.
0 < IC < 0,50	Mole	No estado plástico, facilmente moldadas pelos dedos.
0,50 < IC < 0,75	Média	Também no estado plástico, mas apresentam mais resistência para serem moldadas.
0,75 < IC < 1,0	Rija	Ainda no estado plásticos, mas requerem muito esforço para serem moldadas.
IC > 1,0	Dura	Não podem ser moldadas, não apresentando comportamento plástico.

Fonte: Pinto (2006)

Também é possível definir um solo mole a partir de ensaios de sondagem à percussão. De acordo com a NBR 6484/2020, em que um solo muito mole tem $SPT \leq 2$ e para um solo apenas mole, o SPT está entre 3 e 5.

Se um solo com estas características é submetido a variações de tensão efetiva, este pode apresentar grandes deformações. Para Martins e Abreu (2002), grandes deformações correspondem a uma variação maior que 10% da espessura da camada de solo mole.

E devido à baixa permeabilidade dos solos argilosos, a dissipação do excesso de poropressão gerada pela variação de tensões efetivas tende a ser um processo lento, de modo que o recalque provocado pela variação de tensões dure longos períodos de tempo para se estabilizar.

1.2.2 Recalque por adensamento primário em solos moles

Para Almeida e Marques (2014), os recalques são geralmente divididos em recalques imediatos, recalques por adensamento primário e recalques por compressão secundária.

O recalque imediato decorre do carregamento instantâneo e sem variação do volume do solo mole. De modo geral, o recalque imediato é desprezível em comparação ao recalque por adensamento, principalmente na situação de aterros de grandes dimensões.

O recalque por adensamento primário no meio da camada do solo argiloso pode ser calculado a partir da Equação (2):

$$\Delta h = \frac{h_{arg}}{1+e_{v0}} \left[C_r \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (2)$$

Sendo:

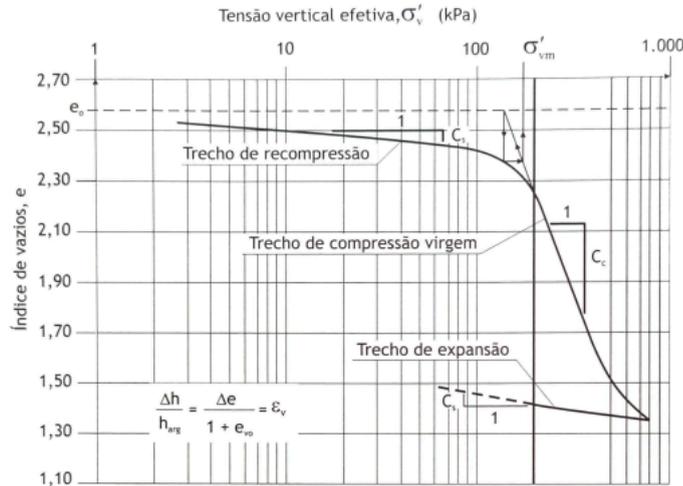
- h_{arg} – espessura da camada de solo mole;
- e_{v0} – índice de vazios inicial;
- C_r , C_c e C_s – parâmetros de compressibilidade;
- σ'_{vm} – tensão de pré-adensamento;
- σ'_{v0} – tensão efetiva inicial;
- $\Delta\sigma'_v$ – variação de tensão efetiva no solo.

A partir do método de Pacheco Silva (1970) apresentado na Figura 2, é possível obter os parâmetros de compressibilidade e tensão efetiva de pré-adensamento.

As tensões verticais são dispostas em escala logarítmica, fazendo-se destacar três trechos do gráfico de índice de vazios, e_v , sendo estes:

- Trecho de recompressão;
- Trecho de compressão virgem; e
- Trecho de expansão.

Figura 2 – Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão.



Fonte: Pacheco Silva (1970)

A tensão de pré-adensamento, σ'_{vm} , é o valor da tensão efetiva máxima que já foi empregada a um solo historicamente. Para tensões efetivas inferiores a σ'_{vm} , o solo estará sob o processo de recompressão e não haverá variações de volume permanentes no solo.

Para tensões efetivas superiores a σ'_{vm} , o solo estará sob o processo de compressão virgem com deformações permanentes no solo, como o recalque. O trecho de expansão caracteriza a remoção da carga.

Através do método de Pacheco Silva (1970), é possível obter o valor da tensão de pré-adensamento, sendo necessário seguir os seguintes passos:

- Traçar uma reta horizontal no índice de vazios inicial da amostra;
- Prolongar o trecho de compressão virgem até cruzar a reta horizontal (ponto 1);
- Traçar, a partir do encontro das retas, uma reta vertical para baixo até tocar a curva de índice de vazios (ponto 2) e continuar o prolongamento horizontalmente para a direita até tocar a reta de compressão virgem (ponto 3);
- Traçar, a partir do ponto 3, uma reta vertical até o eixo das tensões efetivas, determinando, o valor de σ'_{vm} .

Os parâmetros de compressibilidade, C_r , C_c e C_s podem ser obtidos a partir das inclinações dos trechos do gráfico da Figura 2, através das Equações (3), (4) e (5):

$$C_r = - \left(\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \right), \text{ para o trecho de recompressão} \quad (3)$$

$$C_c = - \left(\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} \right), \text{ para o trecho de compressão} \quad (4)$$

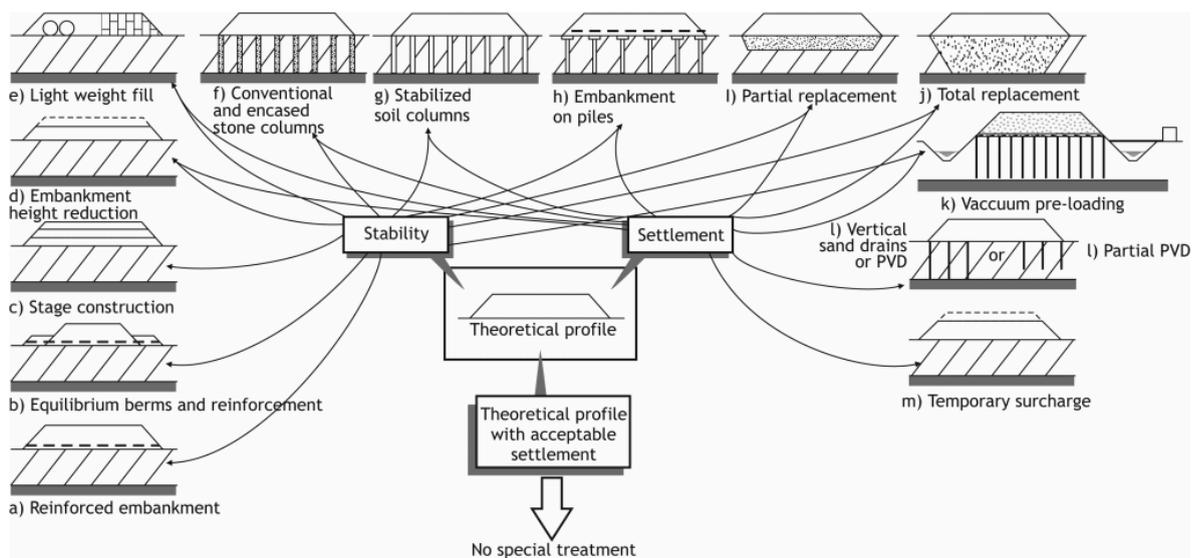
$$C_s = - \left(\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} \right), \text{ para o trecho de expansão} \quad (5)$$

1.2.3 Métodos de construção de aterros sobre solos moles

Segundo Almeida e Marques (2014), devido à dificuldade de realização de obras de engenharia sobre solos moles, a escolha do método de construção mais adequado está relacionada a diversos fatores, como as características geotécnicas dos depósitos, utilização da área e da vizinhança, prazos construtivos e custos envolvidos.

A escolha do método a ser empregado para cada caso deve considerar o controle de recalques e a estabilidade do conjunto aterro-solo. Na Figura 3 estão dispostos os métodos construtivos de aterros sobre solos moles.

Figura 3 – Métodos de construção de aterro sobre solos moles.



Fonte: Leroueil (1997)

Em função de investigação e projeto de construção de obras rodoviárias do DNER, os aterros são classificados nas seguintes classes:

- I. Nesta classe estão enquadrados os aterros juntos a estruturas rígidas, como encontros de pontes e viadutos, e estruturas sensíveis, como oleodutos;

- II. Nesta classe se enquadram os aterros altos que estão próximos a estruturas sensíveis. Podem ser considerados altos os aterros com alturas maiores que 3 m.
- III. Os aterros desta classe são baixos e estão afastados de estruturas sensíveis.

A Figura 4 demonstra as possíveis alternativas de aterros para cada classe e tipo de solo de fundação.

Figura 4 – Alternativas de solução em função da classe do aterro e tipo do solo.

Alternativas	Classe de aterros			Tipo de solo		
	I	II	III	Silte	Argila	Turfa
Aterros leves						
Substituição total da camada mole						
Bermas de equilíbrio						
Construção por etapas						
Pré-carregamento ou sobrecarga temporária						
Geodrenos e sobrecarga temporária						
Geodrenos e sucção a vácuo						
Aterro estaqueado						
Aterro reforçado com geossintéticos						

Fonte: DNER-PRO 381/98

1.2.3.1 Construção de aterro sobre solo mole reforçado com geossintético

Para Borges (1995), as técnicas empregadas para reforço de aterros sobre solos moles têm a função de aumentar a capacidade de carga e diminuir a deformação do solo. Borges enfatiza que o emprego dos reforços não significa um melhoramento das características físicas do solo, mas uma melhora no comportamento da estrutura aterro/solo, tendo, o reforço, um caráter apenas mecânico.

Segundo Futai (2010), os reforços dos aterros nos solos moles melhoram o desempenho da obra porque aumentam a capacidade de carga e reduzem as forças que causam ruptura.

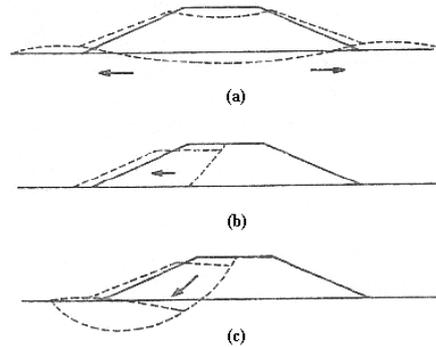
Futai (2010) argumenta ainda que, pelo fato de o aterro não estar confinado, haverá uma tensão cisalhante entre o aterro e a camada de solo mole. Sendo o solo incapaz de suportar tensões de tração lateral, ocorrerá deslocamento lateral. Neste cenário, o reforço é introduzido na base do aterro com o objetivo de aumentar o fator de segurança de forma a restringir este deslocamento lateral e aumentar a capacidade de carga.

A Figura 5 ilustra as principais classes de rupturas que os aterros podem estar submetidos devido às instabilidades relacionadas ao comportamento conjunto aterro-solo. São elas:

- a) Ruptura por instabilidade de fundação;

- b) Ruptura por instabilidade interna; e
- c) Ruptura por instabilidade Global.

Figura 5 – Classes de rupturas de aterros sobre solos moles.



Fonte: Almeida (2003)

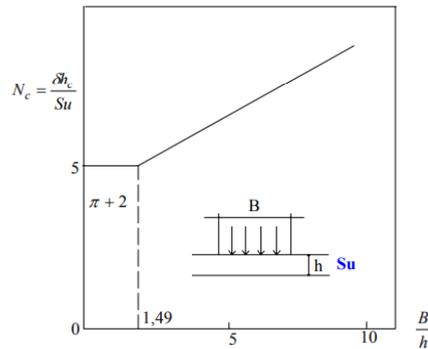
1.2.3.1.1 Análise de estabilidade de fundação

De acordo com Almeida e Marques (2014), a ruptura da fundação do aterro é um problema de capacidade de carga do solo mole. Sendo o aterro, nesse caso, apenas um carregamento para a análise de estabilidade. Dessa forma, a altura crítica do aterro, h_{cr} , deriva da equação da capacidade de carga de Terzaghi (1943). A forma rearranjada para a altura crítica da equação de Terzaghi está disposta na Equação (6).

$$h_{cr} = \frac{N_c * S_u}{\gamma_{at}} \quad (6)$$

Sendo N_c , S_u e γ_{at} , o fator de capacidade de carga, a resistência não drenada e o peso específico do material do aterro, nesta ordem. O valor de N_c é definido considerando-se a geometria do conjunto aterro-solo. Para $B/H < 1,5$, o valor de N_c será $\pi+2 = 5,14$, sendo B a largura média do aterro e H a profundidade da camada de solo mole. Para uma situação em que $B/H > 1,5$, o valor de N_c pode ser obtido a partir do gráfico da Figura 6. Em que os valores do eixo horizontal são tomados pela razão B/H.

Figura 6 – Ábaco para cálculo de altura crítica de aterros



Fonte: Terzaghi (1943)

A altura admissível, h_{adm} , adotada em projeto para um aterro construído em uma etapa é obtida através da Equação (7).

$$h_{adm} = \frac{h_{adm}}{F_s} = \frac{N_c * S_u}{F_s * \gamma_{at}} \quad (7)$$

Sendo F_s o fator de segurança definido a partir de critérios de projeto, levando em consideração a importância da obra geotécnica. Para F_s são aceitos valores igual ou superiores a 1,3 no caso de cálculo de estabilidade para uma situação temporária. E valores igual ou maiores que 1,5 para as situações em geral.

Se o valor de h_{adm} for inferior à altura de projeto do aterro h_{at} , um método alternativo de construção deve ser considerado. De acordo com Massad (2010), quando a altura solicitada de projeto excede a altura crítica, uma possível solução consiste na construção do aterro em etapas.

1.2.3.1.2 Análise de estabilidade global de aterro sobre solo mole - Método de Low

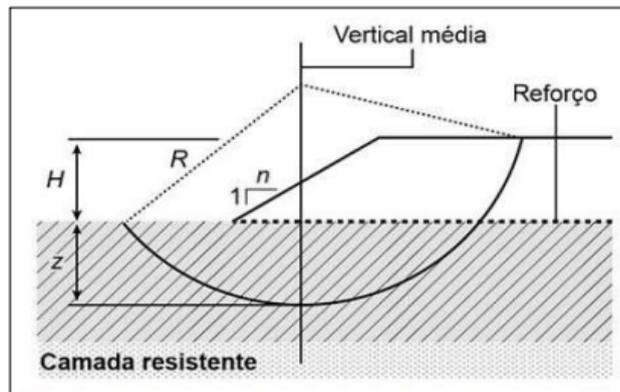
A análise de estabilidade global através do Método de Low (1990) é indicada para aterros que possam ser considerados de “comprimento infinito”, onde a largura total do aterro é maior que a altura da camada de solo mole (Palmeira, 1993).

Também é aplicável para aterros que não preveem a utilização de bermas de equilíbrio e para conjuntos aterro-solo com superfícies de ruptura circulares tangentes a uma horizontal de profundidade variável.

1.2.3.1.2.1 Análise de estabilidade global de aterro não reforçado

Para a situação de aterro sem reforço, o método de Low permite calcular o fator de segurança mínimo F_0 para as superfícies circulares de ruptura com centros sobre a vertical passando pelo meio do talude inclinado do aterro (Figura 7).

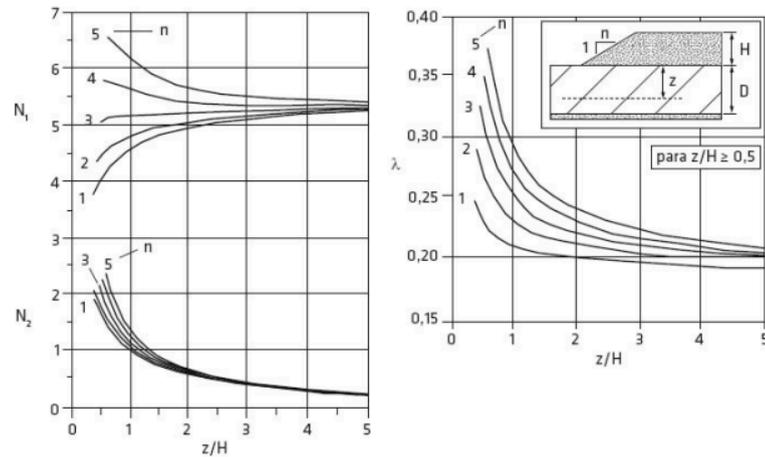
Figura 7 – Análise de estabilidade global de aterro por Low (1990).



Fonte: Palmeira; Ortigão (2004).

O cálculo do fator de segurança mínimo, F_0 , é obtido a partir da Equação (8). Os números de estabilidade de Low (1990), N_1 , N_2 e λ , presentes na equação, podem ser obtidos a partir dos ábacos da Figura 8, em que o valor de entrada no eixo horizontal é a razão entre a profundidade analisada e a altura do aterro (z/H). O gráfico escolhido deverá corresponder ao valor de n da inclinação do talude do aterro.

Figura 8 – Números de estabilidade para aterro não reforçado.



Fonte: Palmeira (1993).

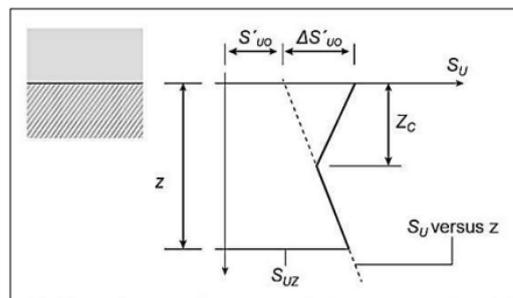
Os parâmetros c , ϕ , γ e H são a coesão, o ângulo de atrito, o peso específico e a altura do solo do aterro, respectivamente.

$$F_0 = N_1 \frac{S_{ueq}}{\gamma H} + N_2 \left(\frac{c}{\gamma H} + \lambda \tan \phi \right) \quad (8)$$

O valor da resistência não drenada, S_u , pode ser obtido através de ensaio de palhetas em campo e o valor da resistência não drenada equivalente, S_{ueq} , dependerá do comportamento da resistência não drenada ao longo da profundidade da camada de solo mole, se esta é constante ou é variável.

Se S_u for constante, então S_{ueq} será este valor constante. Caso S_u varie com a profundidade com aspecto semelhante ao da figura 9, S_{ueq} deve ser determinada pelas Equações (9A) e (9B):

Figura 9 – Determinação da S_{ueq} para variação bi-linear de S_u com a profundidade.



Fonte: Palmeira; Ortigão (2004).

$$S_{ueq} = 0,35(S'_{uo} + \Delta S'_{uo}) + 0,65S'_{uz} \quad \text{se } z \leq z_c \quad (9A)$$

$$S_{ueq} = 0,35S'_{uo} + 0,65S'_{uz} + 0,35\left(\frac{z_c}{z}\right)^{1,1} \Delta S'_{uo} \quad \text{se } z > z_c \quad (9B)$$

Os raios críticos para o aterro sem reforço, R_0 , têm suas superfícies circulares de ruptura tangenciando retas horizontais com profundidade variável z (Figura 1.4). O seu valor é determinado através da Equação (10). Sendo n e H a inclinação do talude e a altura do aterro, respectivamente.

$$R_0 = \left[0,1303 \frac{n^2+1}{\left(\frac{z}{H}+0,5\right)} + 1,5638 \left(\frac{z}{H} + 0,5\right) \right] H \quad \text{com } R_0 \geq z + H \quad (10)$$

1.2.3.1.2.2 Análise de estabilidade global de aterro reforçado com geossintético

De acordo com Almeida e Marques (2014), é pré-estabelecido um fator de segurança crítico para o caso de aterro reforçado com geossintético, F_r , a partir de critérios do projeto, dada a importância da obra. A tabela da Figura 10 associa um fator de segurança mínimo para cada classe de aterro.

Figura 1.10 – Fatores de segurança mínimos por classe de aterro.

Aterro classe	FS mínimo
I	1,4
II	1,3
III	1,2

Fonte: DNER-PRO 981/98

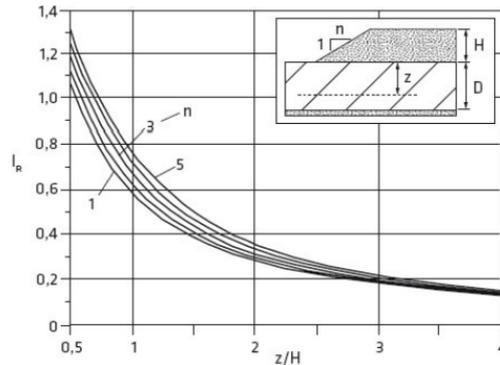
Considerando-se os valores obtidos para o fator de segurança mínimo do caso sem reforço, F_0 , é possível obter, a partir do método de Low (1990), o esforço de tração, T , pela Equação (11) que atuará no material geossintético de reforço.

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r} \right) \frac{\gamma H^2}{I_r} \quad (11)$$

Sendo o I_r , o número de estabilidade para o caso com reforço, obtido a partir do ábaco da Figura 11. O valor de entrada no eixo horizontal é a razão entre a profundidade analisada e a

altura do aterro (z/H). O valor n , que especifica qual o gráfico deve ser utilizado, é a inclinação do talude do aterro.

Figura 11 – Valor do Número de estabilidade para o caso de aterro reforçado.



Fonte: Palmeira; Ortigão (2004).

Variando-se a profundidade z dentro da espessura de solo mole, pode se determinar a profundidade crítica, para a qual o esforço de tração alcança o valor máximo, T_{max} . Com o valor de T_{max} determinado, aplica-se o fator de redução f , de forma a se obter o valor do esforço de tração de referência, T_{ref} , que permite a escolha apropriada do geossintético. Os valores de f e T_{ref} são fornecidos a partir das Equações (12) e (13).

$$f = f_m * f_{dm} * f_{amb} \quad (12)$$

$$T_{ref} = T_{max} * f \quad (13)$$

Sendo:

- f_m : fator de redução devido a incertezas quanto ao material. Em geral, $1 \leq f_m \leq 2$.
- f_{amb} : fator de redução contra fatores ambientais. Em geral, $f_m \geq 1, 1$.
- f_{dm} : fator de redução contra danos mecânicos.

Nas figuras 12 e 13 está relacionado o tipo de material de aterro com o valor de f_{dm} apropriado para geossintéticos dos tipos geotêxtil e geogrelha:

Figura 12 – Valores mínimos de f_{dm} para geotêxteis.

Tipo de material de aterro	Tamanho máximo do grão (mm)	$140 < M_A \leq 200$ (g/m ²)	$200 < M_A \leq 400$ (g/m ²)	$M_A > 400$ (g/m ²)
Pedras	< 200	1.50	1.45	1.40
Pedregulhos	< 100	1.35	1.30	1.25
Areias	< 4	1.30	1.25	1.20
Siltes e argilas	< 0.06	1.25	1.20	1.10

Fonte: DNER-PRO 381/98

Figura 13 – Valores mínimos de f_{dm} para geogrelhas.

Tipo de material de aterro	Tamanho máximo do grão (mm)	$200 < M_A \leq 500$ (g/m ²)	$500 < M_A \leq 1000$ (g/m ²)	$M_A > 1000$ (g/m ²)
Pedras	< 125	1.70	1.60	1.60
Pedregulhos	< 75	1.50	1.40	1.30
Areias	< 20	1.30	1.25	1.15
Areias finas, siltes e argilas	< 2	1.20	1.15	1.10

Fonte: DNER-PRO 381/98

Os raios críticos para o caso reforçado, R_r , seguem a mesma premissa dos raios críticos para o caso não reforçado: têm suas superfícies circulares de ruptura tangenciando retas horizontais com profundidade variável z (Figura 4). E seu valor é determinado através da Equação (14).

$$R_r = \frac{3,128 \left(a - \frac{z}{H} \frac{T}{\gamma H^2} \right)}{\frac{z}{H} + 0,5 - \frac{T}{\gamma H^2}} H \quad (14)$$

Sendo a , um parâmetro obtido a partir da geometria do aterro, fornecido pela Equação (15):

$$a = \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H} + 0,5 \right)^2 + \frac{(n^2 + 1)}{24} \quad (15)$$

Sendo n , H e T a inclinação do talude, a altura do aterro e o esforço de tração no reforço, respectivamente. Além disso, os valores dos raios críticos para o caso com reforço são ajustados de acordo com a seguinte regra: $R_r \geq z + H$.

1.2.3.2 Construção de aterro sobre solo mole em etapas

A construção de um aterro dividida em etapas passa a ser uma opção viável quando a sua construção em apenas uma etapa não é possível devido à instabilidade do conjunto aterro-solo. A instabilidade do conjunto ocorre quando a altura de projeto do aterro, h_{at} , é maior que a altura admissível, h_{adm} , definida na análise de estabilidade da fundação.

De acordo com Silva (2016), a técnica de construção de aterro em etapas pode ser definida como o ato de carregar o solo com uma carga inferior à carga final que será aplicada, de modo que a capacidade de carga do solo não seja atingida.

Massad (2010), afirma que após a construção da primeira etapa do aterro com altura h_1 , deve-se deixar o solo adensar para este aumente sua resistência e, portanto, aumente sua capacidade suportar acréscimos de carga. Desse modo, uma nova etapa da construção do aterro pode ser realizada com segurança para a altura h_2 . Esse processo é repetido até que a cota final da altura do projeto seja atingida.

Segundo Almeida e Marques (2014), o ganho de resistência não drenada, no processo de construção do aterro por etapas, deve ser previsto em projeto e, também, em campo por meio de ensaios de palheta, antes do início de cada etapa do aterro.

1.2.3.2.1 Recalque de aterro construído sobre solo mole em etapas

O cálculo de recalque de aterros construídos em etapas segue o mesmo procedimento para a situação usual. No entanto, a fim de se evitar o tempo excessivo para estabilização de 95% dos recalques, adota-se $U_1(t_1) \geq 60\%$, em que U_1 corresponde à drenagem vertical para os casos sem dreno ou drenagem radial, para os casos de utilização de geodrenos (Almeida e Marques, 2014).

Após os recalques relativos ao tempo t_1 , a espessura da camada de argila sob o aterro é reduzida em função recalque no tempo t_1 , como expresso na Equação (16), e a tensão efetiva no solo mole sofre um acréscimo em função da carga do aterro para a altura h_1 da primeira etapa da construção, como expresso na Equação (17):

$$h_{arg1} = h_{arg} - \Delta h_1 * U_1 \quad (16)$$

$$\sigma'_{v1} = \sigma'_{v0} + U_1 (\gamma * h_1) \quad (17)$$

O recalque referente à altura da primeira etapa, h_1 , ocorrerá em função do incremento da tensão efetiva, $\Delta\sigma_{v1}$, referente a esta etapa, e das poropressões que irão se dissipar. O valor da variação da tensão efetiva é expresso pela Equação (18).

$$\Delta\sigma'_{v1} = (1 - U_1)(\gamma_{at} * h_1) \quad (18)$$

O recalque para a altura h_2 do aterro, referente à segunda etapa de construção, corresponderá a apenas o incremento na tensão efetiva, $\Delta\sigma_{v2}$, resultante desta etapa. E, admitindo-se uma argila normalmente adensada, em que temos $\sigma_{v1} > \sigma'_{vm}$, o recalque Δh_2 , referente à segunda etapa, será obtido a partir da Equação (19). As etapas posteriores seguem os mesmos passos da etapa 2.

$$\Delta h_2 = \frac{h_{arg}}{1+e_{v0}} C_c \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_{v1} + \Delta\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} \right) \quad (19)$$

1.2.3.2.2 Ganho de resistência não drenada devido ao aterro construído em etapas

Na realização da análise de estabilidade para aterros construídos por etapas, é necessário levar em consideração o ganho de resistência do solo mole de uma etapa para a próxima devido ao adensamento ocorrido na etapa anterior (Dominoni, 2011).

Os métodos mais comuns para realizar a estimativa da resistência não drenada em função do carregamento do aterro na etapa analisada são os métodos de Leroueil (1985) e Mesri (1975). Os métodos de Leroueil e Mesri são análogos e expressos pela Equação (20). Sendo α , um coeficiente que assume o valor de 0,25 para o método de Leroueil e o valor 0,22 para o método de Mesri.

$$S'_u = \alpha * \sigma'_v \quad (20)$$

Estas estimativas em projeto devem corresponder à realidade da obra, sendo recomendada a verificação do ganho de resistência através de ensaios de palhetas antes de cada nova etapa do aterro.

Após o tempo t_1 decorrido da conclusão da primeira etapa do aterro, ocorre o adensamento para o valor do grau de adensamento, U , adotado para a estabilização dos recalques. E o novo

valor da resistência não drenada, S_u , deve ser estimado para o tempo t_1 considerando a carga do aterro construído nesta etapa. A Equação (21) a seguir estima a resistência não drenada total até o tempo t_1 :

$$S_{u1} = \alpha(\sigma'_{v0} + \sigma'_{v1}) \quad (21)$$

Sendo $\sigma'_{v1} = U * \Delta\sigma'_{v1}$, que representa o acréscimo da tensão efetiva para o tempo t_1 . Para as demais etapas, é possível generalizar a Equação (21), obtendo-se a Equação (22):

$$S_{u(n)} = \alpha(\sigma'_{v(n-1)} + U * \Delta\sigma'_{v(n)}) \quad (22)$$

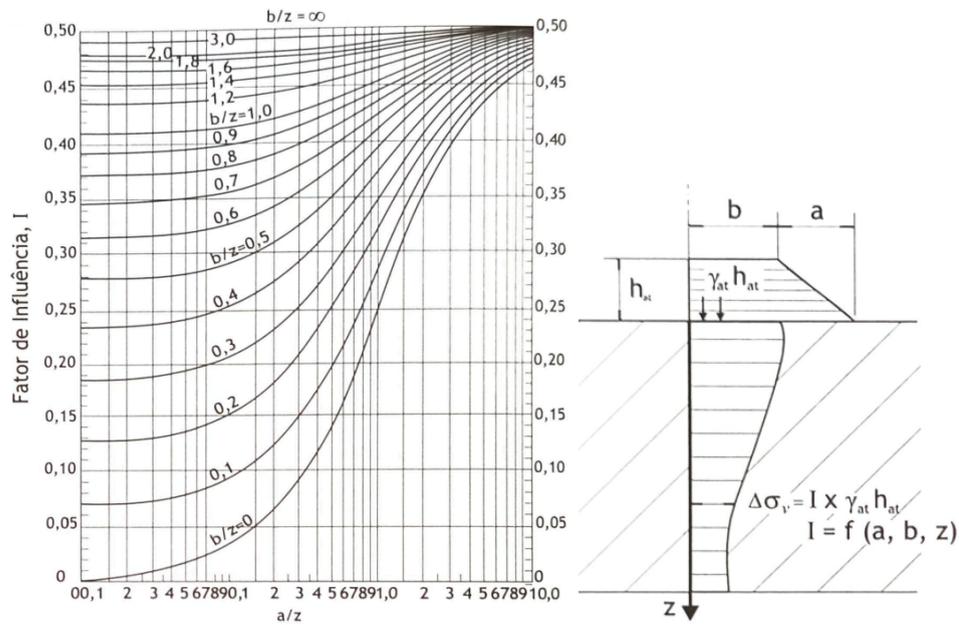
De acordo com Almeida e Marques (2014), o acréscimo de tensão devido ao peso do aterro $\Delta\sigma'_v$, é obtido em função da geometria do problema de acordo com a Equação (23).

$$\Delta\sigma'_{v1} = I * (\gamma_{at} * H_{at}) \quad (23)$$

O ábaco da Figura 14 fornece o fator de influência I em função da geometria do aterro, sendo:

- a : o comprimento horizontal do talude; e
- b : a metade do comprimento da crista do aterro;
- z : a profundidade do solo mole.

Figura 14 - fator de influência I para carregamento trapezoidal.



Fonte: Almeida e Marques (2014)

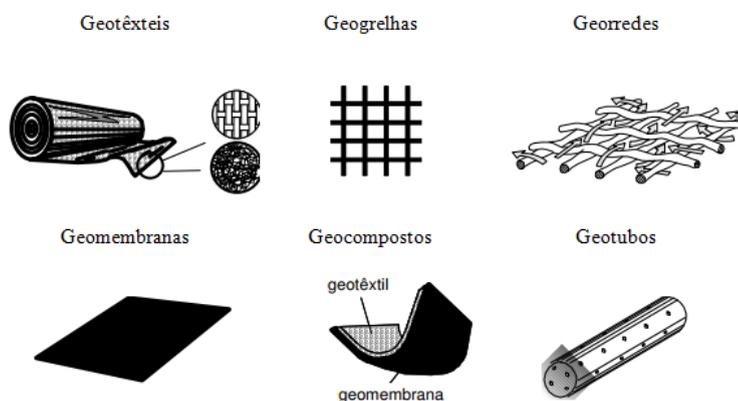
1.2.4 Geossintéticos

Os geossintéticos são produtos poliméricos industrializados que possuem ampla utilização sobre vários tipos de solo e combinações de solo com rochas em obras geotécnicas (Vermatti, 2015).

De acordo com a Sociedade Internacional de Geossintéticos, os geossintéticos são materiais poliméricos fabricados especialmente para uso e aplicação na engenharia geotécnica. As propriedades dos geossintéticos propiciam melhorias para as obras geotécnicas, suas funções principais consistem em separação, filtração, drenagem, reforço, contenção de fluidos/gases e controle de processos erosivos.

A NBR 10318-1 (2021) apresenta os principais tipos de geossintéticos utilizados em obras geotécnicas, são eles: Geotêxteis, Geogrelhas, Georredes, Geomembranas, Geocompostos e Geotubos. A Figura 15 apresenta os tipos de geossintéticos citados.

Figura 15 – Tipos de geossintéticos



Fonte: IGS Brasil (2015)

1.2.4.1 Aplicações dos Geossintéticos em Geotecnia

a) Separação: os geossintéticos do tipo geotêxtil são geralmente utilizados para atuar na separação de duas camadas de solo com propriedades e distribuições diferentes, mantendo a integridade das estruturas. No caso de um aterro sobre um solo de baixa resistência, o geotêxtil pode ser empregado para atuar no isolamento das camadas e aumentar o fator de segurança do conjunto aterro-solo, proporcionando maior estabilidade.

b) Drenagem e filtração: os geossintéticos geotêxteis, georredes e geocompostos para drenagem são os tipos usados para drenagem e/ou filtração. Eles podem ser usados em estruturas de contenção, aterros, controle de erosão, áreas de disposição de resíduos, entre outras aplicações. Eles permitem a livre passagem de água através dos solos enquanto retêm as partículas sólidas. E para situações onde os fluxos são mais elevados, foram desenvolvidos os drenos geocompostos. Estes drenos vêm sendo utilizados como drenos laterais de pavimentos, drenos de taludes e drenos de aterros e muros de contenção (Gourc; Palmeira, 2020).

c) Reforço: os geossintéticos dos tipos geotêxtil ou geogrelha permitem a construção de aterros sobre fundações de solos muito moles garantindo a estabilidade necessária. Ele atua, principalmente, resistindo aos esforços de tração que o aterro provoca no solo mole (Vermatti, 2004). Analogamente, o aço de um elemento estrutural em concreto armado resiste aos esforços de tração daquele elemento impossibilitando o rompimento do concreto.

d) Contenção de fluidos/gases: os geossintéticos dos tipos geomembranas, geocompostos, geocompostos argilosos e geotêxteis revestidos são utilizados como barreiras, relativamente impermeáveis, para impedir o escoamento de líquidos e gases. Além disso, também podem ser utilizados na capa asfáltica de pavimentos, no envelopamento de solos expansivos e na contenção de resíduos.

e) Controle de processos erosivos: os geossintéticos dos tipos mantas ou colchões, temporários e permanentes, são dispostos ao longo do talude de modo a evitar o contato direto da água com o solo, reduzindo os efeitos da erosão causados pelo impacto da chuva e pelo escoamento superficial da água. Barreiras de geotêxtil são também utilizadas na retenção de sedimentos carregados durante o escoamento superficial.

2. METODOLOGIA

Nesta seção serão apresentadas as configurações e dados do aterro e do solo. Também serão analisadas as situações de projeto para cada aterro, como o método construtivo e as análises que não serão realizadas devido às limitações dos métodos de análise.

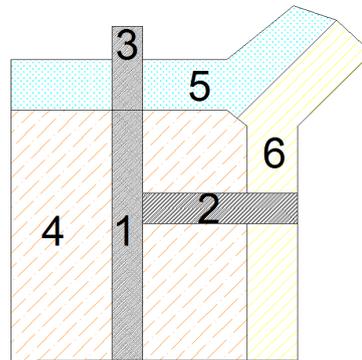
2.1 Disposição dos elementos do projeto

O objetivo geral consiste em encontrar uma solução de um problema hipotético que utiliza geossintéticos como material de reforço para a construção de aterros sobre um solo de baixa resistência. Estes aterros consistem em uma estrada com duas vias que se cruzam, com uma das vias tendo uma cota elevada no encontro de uma ponte.

O material geossintético atuará na base dos aterros, isolando-o do contato direto com o solo mole e resistindo aos esforços de tração causados pelo aterro no solo mole.

A Figura 16 ilustra a disposição dos elementos do projeto. Estes elementos consistem, no solo mole da região hipotética em estudo, os aterros que serão construídos, a presença de um curso d'água (rio) e um talude natural. Este trabalho será restrito apenas aos aterros referentes às obras viárias que constam na Figura 16, e onde consta a identificação de cada elemento envolvido.

Figura 16 – Planta do Problema proposto.



Fonte: Palmeira (2000)

Os números sobre os elementos serão descritos neste projeto como:

- a) 1: aterro 1;
- b) 2: aterro 2;
- c) 3: aterro 1' (no encontro de ponte);
- d) 4: solo mole;
- e) 5: rio;
- f) 6: talude natural.

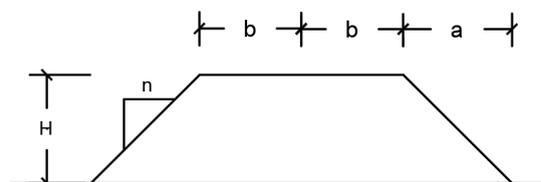
Neste projeto, serão analisados os aterros 1 e 1' sobre o solo mole.

2.2 Geometria dos aterros

2.2.1 Aterro 1

O aterro 1 atravessa a região de solo mole até se encontrar com o aterro 1' que termina ao encontro com a ponte. Ele terá a geometria geral ilustrada na Figura 17 e as características do material descritas a seguir:

Figura 17 – Geometria do aterro 1.



Fonte: Autor (2023)

- Altura de projeto (H): 3,20 m;
- Largura da crista ($2*b$): 12,0 m;
- Inclinação do talude (n): 2;
- Comprimento horizontal do talude (a): $n*H = 6,40$ m;
- Peso específico do material (γ_{at}): 20 kN/m³;
- Coesão do material (c_{at}): 0;
- Ângulo de atrito (Φ_{at}): 31°.
- Material arenoso.

2.2.2 Aterro 1'

O aterro 1' é a continuação do aterro 1 no encontro de ponte. Ele seguirá a mesma geometria da figura 17, porém com valores apropriados para a situação do encontro de ponte.

A cota de projeto da ponte terá a altura de 10 m. Portanto, a cota da crista do aterro terá este mesmo valor. A seguir estão descritas todas as características do aterro 1':

- Altura de projeto (H): 10,0 m;
- Largura da crista ($2*b$): 12,0 m;
- Inclinação do talude (n): 2;
- Comprimento horizontal do talude (a): $n*H = 20$ m;
- Peso específico do material (γ_{at}): 20 kN/m³;
- Coesão do material (c_{at}): 0;
- Ângulo de atrito (Φ_{at}): 31°.
- Material arenoso.

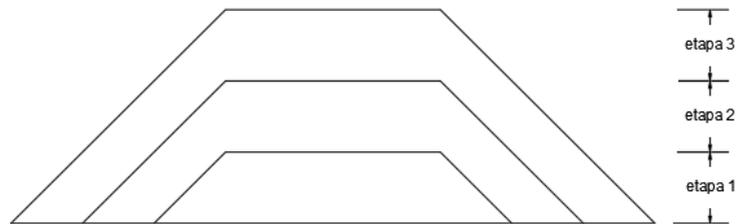
Dada a diferença de cotas entre os aterros 1 e 1', neste projeto será adotada uma simplificação em que não será analisada a transição entre os aterros 1 e 1'.

Considerando a altura de projeto do aterro 1', nota-se a possibilidade de que esta ultrapasse a altura admissível dada pela Equação (7). Sendo esta premissa confirmada nas análises, será necessária a escolha do método construtivo de aterro em etapas para e/ou aterro reforçado.

E de modo a realizar a análise do segundo objetivo específico deste trabalho, serão consideradas duas alternativas de construção do aterro 1' em etapas:

a) A primeira alternativa será construir a primeira etapa do aterro 1' seguindo a mesma geometria do aterro 1, visto que ambas as vias pertencem à mesma estrada. E para as próximas etapas, a adição da nova camada do aterro deverá ser realizada tanto na crista da etapa anterior, quanto nas laterais de modo a preservar a inclinação 2:1 dos taludes, como ilustra a Figura 18.

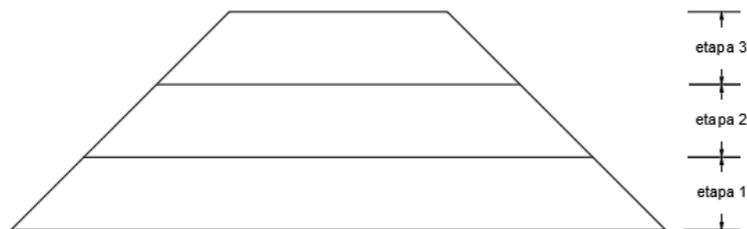
Figura 18 – Modelo A de construção do aterro 1' em etapas.



Fonte: Autor (2023)

b) A segunda alternativa será construir a primeira etapa do aterro 1' com sua base com a largura final do projeto que será $L = 2 * (a + b) = 2 * (20 + 6) = 52$ m. E para as etapas seguintes, a largura da base da nova etapa será a igual à largura da crista da etapa anterior, como ilustra a Figura 19.

Figura 19 – Modelo B de construção do aterro 1' em etapas.



Fonte: Autor (2023)

Para a análise de movimentos verticais, será considerado o grau de adensamento $U = 95\%$ para todas as etapas, de modo que o recalque seja calculado em projeto para todo o aterro. Assim, a altura total do aterro construído em etapas que será considerada nas análises, H_{at} , deverá ser a altura de projeto $H_p = 10,0$ m adicionada do recalque total ΔH , fornecido pela Equação (2). A Equação (24) define a altura total do aterro:

$$H_{at} = H_p + \frac{h_{arg}}{1+e_{vo}} \left[C_r \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (24)$$

2.3 Dados do solo mole

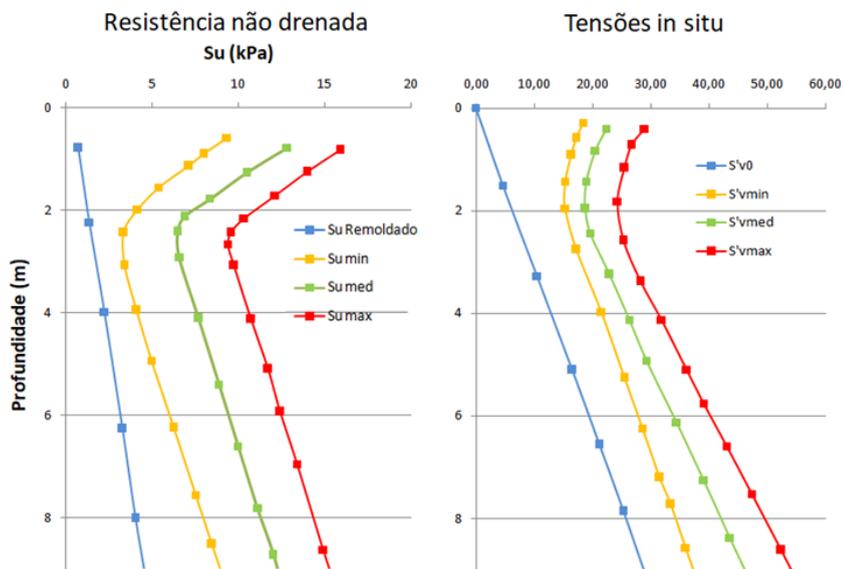
O solo mole da região foi caracterizado a partir de diversos ensaios, como ensaio de palhetas (*Vane Test*) e oedométrico (de adensamento). A partir destes ensaios obteve-se a espessura da camada do solo $D = 9,0$ m.

Nas Figuras 20, 21 e 22 conforme os itens A e B, estão dispostos em gráficos os parâmetros obtidos a partir dos ensaios realizados no solo mole por Palmeira (2000).

Na Figura 23 está disposto o gráfico do ensaio oedométrico na metade da camada do solo mole, tendo esta uma profundidade de 4,5 m.

Observa-se na Figura 20A que a resistência não drenada, S_u , possui valores inferiores a 25kPa, sendo, portanto, considerado um solo mole, segundo Marques (2014). Na Figura 20B, estão dispostos os gráficos para as tensões efetivas no solo mole.

Figura 20 – A) Resistência não drenada e B) Tensões efetivas do solo mole.

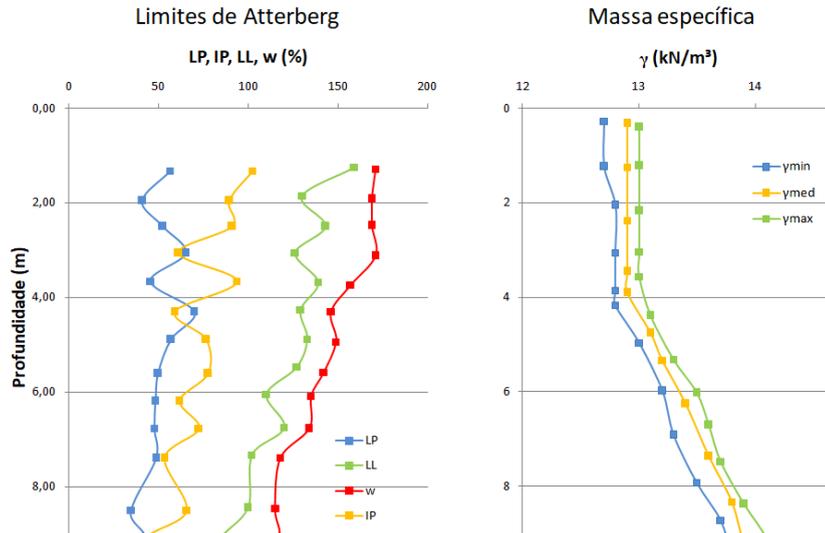


Fonte: Palmeira (2000)

Para os Limites de Atterberg encontrados a partir dos dados dos ensaios dispostos na Figura 21A, o maior valor do índice de consistência foi de 0,74, enquanto o valor médio do índice de consistência para toda a camada de solo foi de 0,29. E para este valor é possível afirmar que se trata de uma fundação de solo mole.

Para a massa específica do solo mole, os dados encontrados variam ao longo da profundidade de 9,0 m da camada de solo mole dentro de um intervalo de 12,5 a 14 kN/m³, como mostra a figura 21B. O valor médio para toda a camada foi calculado em 13,32 kN/m³.

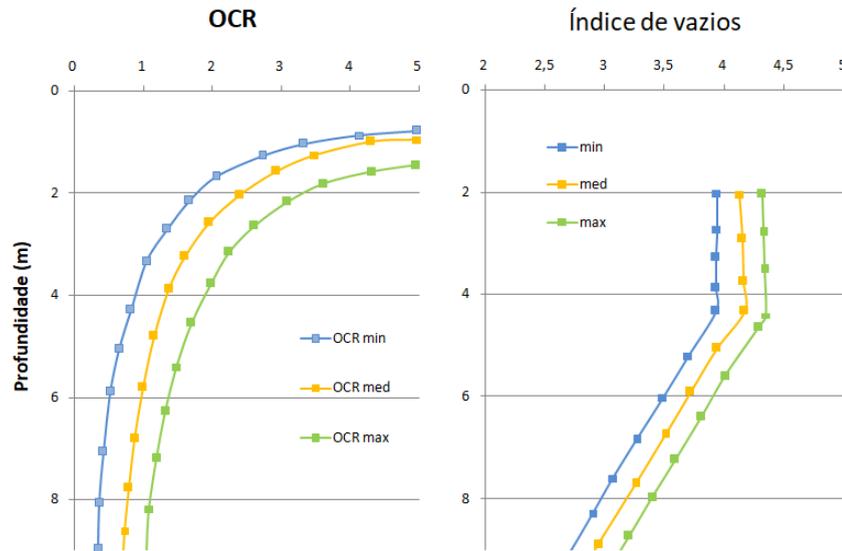
Figura 21 – A) Limites de Atterberg e B) Massa específica do solo mole.



Fonte: Palmeira (2000)

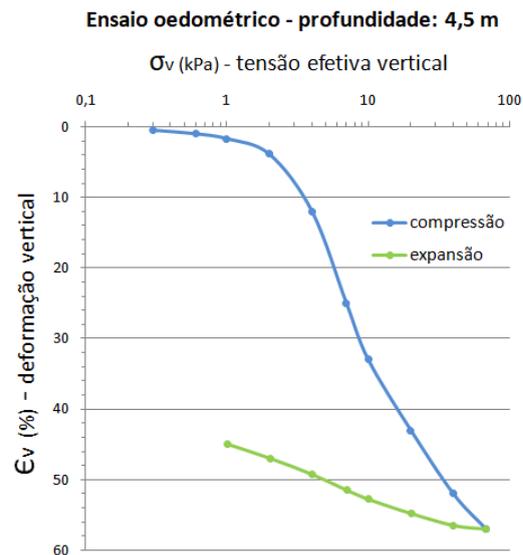
Na Figura 22A, está disposta a variação média, OCR_{med} da influência de pré-adensamento, OCR (*Over Consolidation Ratio*) ou em português RSA (*Razão de Pré-adensamento*) do solo mole. Observa-se que para profundidades acima de 5,5 m, o solo mole encontra-se pré-adensado e para profundidades abaixo de 5,5 m, o solo encontra-se normalmente adensado, considerando-se que para o valor de $OCR \geq 1$, os solos moles estão em processo de compressão virgem.

Figura 22 – A) Influência de sobreconsolidação e B) Índice de vazios do solo mole.



Fonte: Palmeira (2000)

Figura 23 – Ensaio oedométrico na metade da camada de argila



Fonte: Palmeira (2000)

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Serão apresentados a partir de agora os resultados encontrados para o presente trabalho organizado conforme os aterros que foram estudados e analisados, com todas as informações pertinentes ao trabalho.

3.1 Análise do aterro 1

3.1.1 Análise de estabilidade global do aterro 1

Para a análise de estabilidade global, foram verificadas superfícies de ruptura para as profundidades z_f : 2, 4, 6, 8 e 9 m. Com isso, foi possível obter os números de estabilidade para aterro não reforçado de Low (1990) a partir dos ábacos da Figura 8. Os valores estão dispostos na tabela da Figura 24:

Figura 24 – Números de estabilidade para as profundidades de análise.

Z_f	Z_f/H	N2	N1	λ
2,00	0,63	1,55	4,52	0,27
4,00	1,25	1	4,9	0,23
6,00	1,88	0,61	5	0,22
8,00	2,50	0,5	5	0,21
9,00	2,81	0,49	5	0,20

Fonte: Autor (2023)

A seguir, deve ser determinado o valor da resistência não drenada equivalente, S_{ueq} , para cada superfície de ruptura. Através de regressão linear com dados do gráfico da figura 20A, foram determinados os valores de S'_{u0} , $\Delta S'_{u0}$ e z_c , sendo estes:

- $S'_{u0} = 4,09$;
- $\Delta S'_{u0} = 11,62$; e
- $z_c = 2,5$ m.

Os valores de S_{uz} foram obtidos para as profundidades de análise z_f por regressão linear através dos dados do gráfico $S_{u,med}$ da figura 20A. Os valores de S_{ueq} , do fator de segurança mínimo sem reforço, F_0 , e do raio crítico para o raio sem reforço são calculados a partir das respectivas Equações (9), (8) e (10). Estes valores estão dispostos na tabela da Figura 25:

Figura 25 – Tabela do fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço.

Z_c/Z_f	S_{uz}	S_{ueq}	F_o	R_o
1,25	7,69	10,50	0,99	7,48
0,63	7,68	8,85	0,82	9,95
0,42	9,47	9,14	0,79	12,76
0,31	11,27	9,89	0,84	15,71
0,28	12,16	10,33	0,87	17,21

Fonte: Autor (2023)

Dos dados obtidos da tabela da Figura 25, observa-se que o fator de segurança mínimo estimado para o aterro sem reforço é 0,79, com superfície circular crítica de ruptura tangente à linha horizontal com profundidade de 6 metros.

Para o caso de aterro reforçado, deve-se determinar o esforço de tração, T , no material de reforço através da Equação (11) e o esforço de tração de referência, T_{ref} . O esforço de tração T requer os fatores de segurança, F_o , calculados para o caso sem reforço, o fator de segurança para o caso com reforço, F_r , e o Número de estabilidade para o caso com reforço, I_r , que pode ser obtido a partir da Figura 11.

De acordo com o DNER-PRO 981/98, o fator de segurança mínimo para aterros reforçados é 1,4 (Figura 10) e este valor será adotado para este trabalho.

O esforço de tração T_{ref} é calculado através da Equação (13), em que o valor do fator de redução, f , é obtido a partir da Equação (12) que é o produto dos fatores de redução f_m , f_{dm} , e $f_{amb} \cdot f_m$ pode variar entre 1 e 2, neste trabalho será adotado como 1.3. f_{amb} , adotado como 1.1.

Para este trabalho será utilizado o geossintético do tipo geotêxtil para resistir aos esforços de tração do aterro. Com o geossintético definido, é possível determinar o valor de f_{dm} através da tabela da Figura 12. E por se tratar de um aterro de material arenoso, $f_{dm} = 1,3$.

Com todas as variáveis determinadas é possível obter a tabela com os valores dos esforços de tração e dos raios críticos de ruptura (Figura 26).

Figura 26 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço.

I_R	T	a	R_r	T_{ref}
1,00	116,40	0,22	5,20	216,38
0,50	264,34	0,49	7,20	491,41
0,31	432,39	1,15	9,20	803,81
0,25	521,57	2,21	11,20	969,61
0,20	638,50	2,88	12,20	1186,97

Fonte: Autor (2023)

Dos dados obtidos da tabela da Figura 24, observa-se que a força de tração máxima solicitada no reforço para o aterro 1 é igual a 638,5 kN/m a uma profundidade crítica de 9 metros. Portanto, o esforço de tração de referência para escolha do material geossintético do tipo geotêxtil é igual a 1186,79 kN/m. Desse modo, o material geossintético do tipo geotêxtil deverá suportar a solicitação deste valor do esforço de referência máximo.

3.2 Análise do Aterro 1'

3.2.1 Definição da altura total do aterro

Para a altura de projeto $H_p = 10,0$ m ser alcançado para o aterro 1', a altura total do aterro, H_{at} , deve considerar o recalque da fundação de solo mole. De modo que a altura total do aterro seja obtida a partir da Equação (24).

Rearranjando a Equação (24), é possível encontrar, através de um processo iterativo, a altura final do aterro de modo que a diferença $H_{at} - \Delta H_{\text{recalque}}$ seja a altura de projeto, 10 m. As tabelas da Figura 27, mostram que para uma altura de 15,60 m do aterro, este irá recalcar 5,60 m, garantindo assim, a altura requerida de projeto.

Figura 27 – Cálculo do recalque total ΔH .

e_0	C_r	C_c	σ'_0 (kN/m ²)	σ'_{vm} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)
3,6	0,298	2,624	15,00	30	312
γ_{solo} (kN/m ³)	H_{solo} (m)	γ_{at} (kN/m ³)	H_{at} (m)	ΔH (m)	$H_p = H_{\text{at}} - \Delta H$
13,32	9	20	15,60	5,60	10,00

Fonte: Autor (2023)

Sendo:

- e_0 : índice de vazios inicial médio, obtido a partir do gráfico da Figura 22B;
- C_r : índice de recompressão, obtido a partir da expressão (3) e do gráfico da Figura 23 para o trecho de recompressão;
- C_c : índice de compressão, obtido a partir da expressão (4) e do gráfico da Figura 23 para o trecho de compressão;
- σ'_{v0} : tensão efetiva inicial, obtida a partir do gráfico “ σ'_{v0} ” da Figura 20B no meio da camada de solo mole (profundidade de 4,5 m);

- σ'_{vm} : tensão efetiva de pré-adensamento, obtida a partir do gráfico “ $\sigma'_{v,med}$ ” da Figura 20B no meio da camada de solo mole (profundidade de 4,5 m);
- $\Delta\sigma'_v$: tensão efetiva devida ao aterro, obtida através do produto da altura pelo peso específico do aterro.

Determinada a altura máxima do aterro, observa-se a necessidade da construção deste em etapas. Tomando como base a altura do aterro 1 de 3,20 m, o aterro 1' será construído em 5 etapas com as seguintes alturas:

- Etapa 1: 3,20 m;
- Etapa 2: 3,20 m;
- Etapa 3: 3,20 m;
- Etapa 4: 3,00 m;
- Etapa 5: 3,00 m.

3.2.2 Análise de estabilidade global do aterro 1'

A análise de estabilidade global do aterro 1' ocorre de modo análogo ao do aterro 1, onde deve-se determinar os fatores de segurança mínimos e os esforços de tração no reforço para cada etapa.

Entre uma etapa e a próxima, o ganho de resistência não drenada do solo mole deve ser considerado na análise, de modo que a resistência não drenada equivalente, S_{ueq} , do solo mole seja atualizada com os novos valores de resistência do solo para a construção das etapas seguintes.

3.2.2.1 Construção da etapa 1 do aterro 1'

Inicialmente são determinados os números de estabilidade (Figura 28) para aterro não reforçado pelo método de Low (1990) para as superfícies de ruptura nas profundidades z_f : 2, 4, 6, 8 e 9 m:

Figura 28 – Números de estabilidade para as profundidades de análise da etapa 1.

Z_f	Z_f/H	N2	N1	λ
2,00	0,63	1,55	4,52	0,27
4,00	1,25	1	4,9	0,23
6,00	1,88	0,61	5	0,22
8,00	2,50	0,5	5	0,21
9,00	2,81	0,49	5	0,20

Fonte: Autor (2023)

Os números de estabilidade para ambos os modelos de construção considerados, A e B, são os mesmos, visto a não dependência da largura do aterro para a obtenção desses valores através dos ábacos da Figura 8.

Em seguida, são determinadas as resistências não drenadas, os fatores de segurança e raios críticos para o caso sem reforço de forma análoga ao aterro 1 (Figura 29).

Figura 29 - Fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço

Z_c/Z_f	S_{uz}	S_{ueq}	F_o	R_o
1,25	7,69	11,63	1,07	7,48
0,63	7,68	8,85	0,82	9,95
0,42	9,47	9,14	0,79	12,76
0,31	11,27	9,89	0,84	15,71
0,28	12,16	10,33	0,87	17,21

Fonte: Autor (2023)

Os dados obtidos da tabela da Figura 29, mostram que o fator de segurança mínimo para o aterro sem reforço é 0,79, com superfície circular ruptura crítica tangente à linha horizontal com profundidade de 6 metros.

Para o caso de aterro reforçado, deve-se determinar o esforço de tração que atuará no reforço, T , o esforço de tração de referência, T_{ref} , obtido a partir da Equação (13) e os raios críticos, R_r , obtidos pela Equação (14).

O cálculo do esforço de tração, T , requer os fatores de segurança, F_o , para o caso sem reforço, o fator de segurança para o caso com reforço, F_r , e o Número de estabilidade para o caso com reforço, I_r , que pode ser obtido a partir da Figura 11.

A Figura 30 mostra tabela com os valores de resultantes para T , T_{ref} , R_r para as superfícies de ruptura tangentes às profundidades Z_f .

Figura 30 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço

l_R	T	a	R_r	T_{ref}
1,00	109,28	0,22	5,20	203,15
0,50	264,34	0,49	7,20	491,41
0,31	432,39	1,15	9,20	803,81
0,25	521,57	2,21	11,20	969,61
0,20	638,50	2,88	12,20	1186,97

Fonte: Autor (2023)

Dos dados obtidos da tabela da Figura 30, observa-se que a força de tração máxima requerida no reforço é igual a 638,5 kN/m e tração de referência é igual a 1186,97 kN/m a uma profundidade crítica de 9 metros.

3.2.2.2 Construção da etapa 2 do aterro 1'

Inicialmente são obtidos e dispostos na Figura 31 os números de estabilidade para aterro não reforçado pelo método de Low (1990) para as superfícies de ruptura para nas profundidades z_f : 2, 4, 6, 8 e 9 m:

Figura 31 – Números de estabilidade para as profundidades de análise da etapa 2.

Z_f	Z_f/H	N2	N1	λ
2,00	0,31	1,8	4,3	0,24
4,00	0,63	1,2	4,7	0,22
6,00	0,94	0,8	4,8	0,21
8,00	1,25	0,7	5	0,20
9,00	1,41	0,6	5	0,20

Fonte: Autor (2023)

Os números de estabilidade para etapa 2 diferem dos valores da etapa 1 pelo valor de Z_f/H , visto que a nova altura do aterro é duas vezes maior nos dois modelos de construção, A e B. No entanto, os números da estabilidade não mudam em função do comprimento horizontal da seção transversal do aterro, desde que seja mantida a mesma inclinação do talude. O mesmo pode ser dito da etapa 3 em relação à etapa 2 e para as etapas posteriores.

Após o adensamento da camada de solo mole em função da etapa 1, a resistência não drenada do solo aumenta em função da carga do aterro de acordo com a Equação (25).

$$S_{u(1)} = \alpha(\sigma'_{v(0)} + U * \Delta\sigma'_{v(1)}) \quad (25)$$

Sendo:

- $S_{u(1)}$: a resistência não drenada após o adensamento primário do solo na etapa 1.
- $\sigma'_{v(0)}$: a tensão efetiva vertical inicial do solo mole;
- $\Delta\sigma'_{v(1)}$: o acréscimo de tensão efetiva vertical devido à primeira etapa do aterro;
- U : grau de adensamento, com valor de 95%.

A tabela da Figura 32 mostra o ganho de resistência não drenada para profundidades tangentes às superfícies de ruptura para os modelos de construção A e B:

Figura 32 – Ganho de resistência não drenada em função da etapa 1.

Z (m)	S_u Etapa 1A (kPa)	S_u Etapa 1B (kPa)
2,0	19,55	19,86
4,0	18,01	19,46
6,0	17,41	20,26
8,0	17,70	21,78
9,0	17,91	22,51

Fonte: Autor (2023)

Observa-se a partir da tabela da Figura 32 que o aumento de S_u para o modelo de construção B teve um ligeiro aumento com a profundidade em relação ao modelo A. Isso pode ser explicado através da largura maior da seção transversal da alternativa B do aterro.

O próximo passo é a determinação dos fatores de segurança mínimos e raios críticos para ambos os modelos. Os dados obtidos estão dispostos nas tabelas das Figuras 33 e 34:

Figura 33 – Fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço – alternativa A etapa 2.

S_{ueq}	F_o	R_o
19,55	0,92	13,26
18,01	0,82	14,97
17,41	0,75	17,29
17,70	0,78	19,90
17,91	0,77	21,27

Fonte: Autor (2023)

Figura 34 – Fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço – alternativa B etapa 2.

S_{ueq}	F_o	R_o
19,86	0,93	13,26
19,46	0,87	14,97
20,26	0,86	17,29
21,78	0,94	19,90
22,51	0,95	21,27

Fonte: Autor (2023)

Os dados obtidos das tabelas das Figuras 33 e 34 mostram que o fator de segurança mínimo para o aterro sem reforço é 0,77 na profundidade de 9 m para o modelo A e 0,94 na profundidade de 8 m para o modelo B.

Para o caso de aterro reforçado, deve-se determinar o esforço de tração que atuará no reforço, T , o esforço de tração de referência, T_{ref} , e os raios críticos, R_r , pelas respectivas Equações (11), (13) e (14).

O cálculo do esforço de tração, T , requer os fatores de segurança, F_o , para o caso sem reforço, o fator de segurança para o caso com reforço, F_r , e o Número de estabilidade para o caso com reforço, I_r , que pode ser obtido a partir da Figura 11.

As Figuras 35 e 36 mostram, para os modelos A e B, as tabelas com os valores resultantes para T , T_{ref} , R_r para as superfícies de ruptura tangentes às profundidades z_f .

Figura 35 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço – alternativa A etapa 2.

I_r	T	a	R_r	T_{ref}
1,28	221,07	0,23	8,40	410,98
0,70	484,80	0,22	10,40	901,24
0,55	687,36	0,30	12,40	1277,80
0,38	961,82	0,49	14,40	1788,03
0,30	1225,50	0,62	15,40	2278,20

Fonte: Autor (2023)

Figura 36 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço – alternativa B etapa 2.

I_r	T	a	R_r	T_{ref}
1,28	216,41	0,23	8,40	402,30
0,70	440,37	0,22	10,40	818,64
0,55	573,65	0,30	12,40	1066,41
0,38	716,01	0,49	14,40	1331,05
0,30	875,21	0,62	15,40	1627,02

Fonte: Autor (2023)

Dos dados obtidos das tabelas das Figuras 35 e 36, observa-se que a força de tração máxima requerida no reforço é igual a 1225,50 kN/m a uma profundidade crítica de 9 metros para o modelo A. Enquanto que para o modelo B, o esforço de tração máximo requerido no reforço é igual a 875,21 kN/m para a mesma profundidade.

3.2.2.3 Construção da etapa 3 do aterro 1'

A construção da etapa 3 do aterro 1' segue a mesma metodologia usada na etapa 2. Portanto, inicialmente serão obtidos os Números de estabilidade (Figura 37), os fatores de segurança mínimos e raios críticos para aterro sem reforço para os modelos de construção A e B (Figuras 39 e 40) e, por fim, os esforços de tração requeridos nos reforços e raios críticos para aterros com reforço para as alternativas A e B (Figuras 41 e 42).

Figura 37– Números de estabilidade para aterros sem reforço

Z_f	Z_f/H	N2	N1	λ
2,0	0,21	2,1	4,2	0,30
4,0	0,42	1,7	4,4	0,28
6,0	0,63	1,3	4,6	0,24
8,0	0,83	1	4,7	0,23
9,0	0,94	0,95	4,8	0,22

Fonte: Autor (2023)

O ganho de resistência não drenada em função da etapa 2 do aterro está disposta na tabela da Figura 38:

Figura 38 - Ganho de resistência não drenada em função da etapa 2.

Z (m)	S_u Etapa 2A (kPa)	S_u Etapa 2B (kPa)
2,0	31,81	32,13
4,0	32,19	33,76
6,0	32,02	35,19
8,0	31,72	36,42
9,0	31,59	36,96

Fonte: Autor (2023)

Figura 39– Fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço – modelo A etapa 3.

S_{ueq}	F_o	R_o
31,81	1,07	19,46
32,19	1,02	20,58
32,02	0,95	22,45
31,72	0,91	24,71
31,59	0,92	25,93

Fonte: Autor (2023)

Figura 40 – Fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço – modelo B etapa 3.

S_{ueq}	F_o	R_o
32,13	1,08	19,46
33,76	1,05	20,58
35,19	1,03	22,45
36,42	1,03	24,71
36,96	1,05	25,93

Fonte: Autor (2023)

Figura 41 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço – modelo A etapa 3.

I_R	T	a	R_r	T_{ref}
1,55	276,50	0,25	11,81	514,01
1,10	456,43	0,21	13,60	848,50
0,80	733,10	0,22	15,60	1362,83
0,62	1030,54	0,26	17,60	1915,77
0,56	1139,25	0,30	18,60	2117,87

Fonte: Autor (2023)

Figura 42 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço – modelo B etapa 3.

I_R	T	a	R_r	T_{ref}
1,55	270,54	0,25	11,78	502,94
1,10	413,52	0,21	13,60	768,73
0,80	607,88	0,22	15,60	1130,05
0,62	786,30	0,26	17,60	1461,73
0,56	823,86	0,30	18,60	1531,55

Fonte: Autor (2023)

A partir dos dados obtidos, nota-se que, como na etapa 2, uma pequena diferença nos ganhos de resistência não drenada entre as alternativas de construção A e B da tabela da Figura 38, diminui consideravelmente o esforço de tração requerido no reforço geossintético, como está disposto nas tabelas das Figuras 41 e 42.

3.2.2.4 Construção da etapa 4 do aterro 1'

A construção da etapa 4 do aterro 1' segue a mesma metodologia usada nas etapas 2 e 3. Portanto, inicialmente serão obtidos os Números de estabilidade (Figura 43), os fatores de segurança mínimos e raios críticos para aterro sem reforço para os modelos de construção A e B (Figuras 45 e 46) e, por fim, os esforços de tração requeridos nos reforços e raios críticos para aterros com reforço para os modelos A e B (Figuras 47 e 48).

Figura 43 – Números de estabilidade para aterros sem reforço – etapa 4

Zf	Zf/H	N2	N1	λ
2,0	0,16	2,5	4,1	0,35
4,0	0,32	2,1	4,3	0,32
6,0	0,48	1,9	4,5	0,27
8,0	0,63	1,3	4,6	0,25
9,0	0,71	1,2	4,6	0,24

Fonte: Autor (2023)

O ganho de resistência não drenada em função da etapa 3 do aterro está disposta na tabela da Figura 44:

Figura 44 - Ganho de resistência não drenada em função da etapa 3.

Z (m)	S_u Etapa 3A (kPa)	S_u Etapa 3B (kPa)
2,0	61,89	62,50
4,0	61,02	63,93
6,0	59,17	64,93
8,0	57,18	65,48
9,0	56,25	65,62

Fonte: Autor (2023)

Figura 45– Fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço – modelo A etapa 4.

S_{ueq}	F_o	R_o
61,89	1,53	25,44
61,02	1,45	26,15
59,17	1,36	27,64
57,18	1,24	29,60
56,25	1,20	30,69

Fonte: Autor (2023)

Figura 46 – Fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço – modelo B etapa 4.

S_{ueq}	F_o	R_o
62,50	1,54	25,44
63,93	1,49	26,15
64,93	1,47	27,64
65,48	1,39	29,60
65,62	1,37	30,69

Fonte: Autor (2023)

Figura 47 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço – modelo A etapa 4.

I_R	T	a	R_r	T_{ref}
1,77	-170,11	0,27	15,22	-316,23
1,40	-72,90	0,22	16,60	-135,53
1,05	75,75	0,21	18,60	140,82
0,90	405,42	0,22	20,60	753,67
0,70	648,72	0,23	21,60	1205,97

Fonte: Autor (2023)

Figura 48 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço – modelo B etapa 4.

I_R	T	a	R_r	T_{ref}
1,77	-182,81	0,27	15,17	-339,85
1,40	-153,30	0,22	16,60	-284,99
1,05	-146,08	0,21	18,60	-271,56
0,90	23,60	0,22	20,60	43,86
0,70	94,23	0,23	21,60	175,17

Fonte: Autor (2023)

A partir dos dados obtidos, nota-se que, como nas etapas 2 e 3, uma pequena diferença nos ganhos de resistência não drenada entre os modelos de construção A e B da tabela da Figura 44, diminui consideravelmente o esforço de tração requerido no reforço geossintético, como está disposto nas tabelas das Figuras 47 e 48.

Observou-se também nas Figuras 45 e 46 que para os valores dos fatores de segurança mínimos, F_o , maiores que 1,4, os esforços de tração requeridos foram negativos naquelas profundidades críticas, como pode ser visto nas Figuras 47 e 48.

Um resultado negativo para o esforço de tração deve ser interpretado como a ausência da necessidade da instalação de reforço geossintético na análise isolada da etapa 4, caso isso ocorresse em todas as profundidades críticas analisadas. No entanto, há valores de tração requeridos positivos nas análises anteriores, o que justifica o emprego do material de reforço geossintético.

3.2.2.5 Construção da etapa 5 do aterro 1'

A construção da etapa 5 do aterro 1' segue a mesma metodologia usada nas etapas 2, 3 e 4. Portanto, inicialmente serão obtidos os Números de estabilidade (Figura 49), os fatores de segurança mínimos e raios críticos para aterro sem reforço para os modelos de construção A e B (figuras 51 e 52) e, por fim, os esforços de tração requeridos nos reforços e os raios críticos de aterros reforçados para os modelos A e B (figuras 53 e 54).

Figura 49 – Números de estabilidade para aterros sem reforço – etapa 5

Zf	Zf/H	N2	N1	λ
2,00	0,13	2,8	3,8	0,40
4,00	0,26	2,5	4,1	0,34
6,00	0,38	2,2	4,2	0,28
8,00	0,51	1,9	4,5	0,26
9,00	0,58	1,6	4,6	0,25

Fonte: Autor (2023)

O ganho de resistência não drenada em função da etapa 4 do aterro está disposta na tabela da Figura 50:

Figura 50 - Ganho de resistência não drenada em função da etapa 4.

Z (m)	S_u Etapa 4A (kPa)	S_u Etapa 4B (kPa)
2,0	91,31	91,88
4,0	90,24	92,93
6,0	87,95	93,21
8,0	85,28	93,09
9,0	83,94	92,48

Fonte: Autor (2023)

Figura 51 – Fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço – modelo A etapa 5.

S_{ueq}	F_c	R_c
91,31	1,79	31,50
90,24	1,70	31,89
87,95	1,55	33,07
85,28	1,53	34,74
83,94	1,48	35,71

Fonte: Autor (2023)

Figura 52 – Fator de segurança e raio crítico para o caso sem reforço – modelo B etapa 5.

S_{ueq}	F_0	R_0
91,88	1,79	31,50
92,93	1,73	31,89
93,21	1,62	33,07
92,84	1,64	34,74
92,48	1,60	35,71

Fonte: Autor (2023)

Figura 53 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço – modelo A etapa 5.

I_R	T	a	R_r	T_{ref}
1,85	-723,70	0,28	18,62	-1345,35
1,60	-644,45	0,24	19,60	-1198,03
1,27	-421,78	0,21	21,60	-784,09
1,05	-420,03	0,21	23,60	-780,84
1,00	-270,75	0,21	24,60	-503,33

Fonte: Autor (2023)

Figura 54 – Esforços de tração e raio crítico para o caso com reforço – modelo B etapa 5.

I_R	T	a	R_r	T_{ref}
1,85	-736,77	0,28	18,58	-1369,66
1,60	-721,12	0,24	19,60	-1340,57
1,27	-615,43	0,21	21,60	-1144,08
1,05	-781,00	0,21	23,60	-1451,88
1,00	-708,50	0,21	24,60	-1317,11

Fonte: Autor (2023)

A partir dos dados obtidos, observam-se nas Figuras 51 e 52 que todos os valores dos fatores de segurança mínimos, F_0 , são maiores que 1,4 nas profundidades analisadas. Esse fato implica que os esforços de tração requeridos dispostos nas Figuras 53 e 54 são negativos nas mesmas profundidades críticas.

Nenhum valor positivo para os esforços de tração na etapa 5 significa, a princípio, a ausência da necessidade de se utilizar reforço com geossintéticos na base do aterro. No tentando, há de se verificar nas etapas anteriores a necessidade de instalação do reforço ou não.

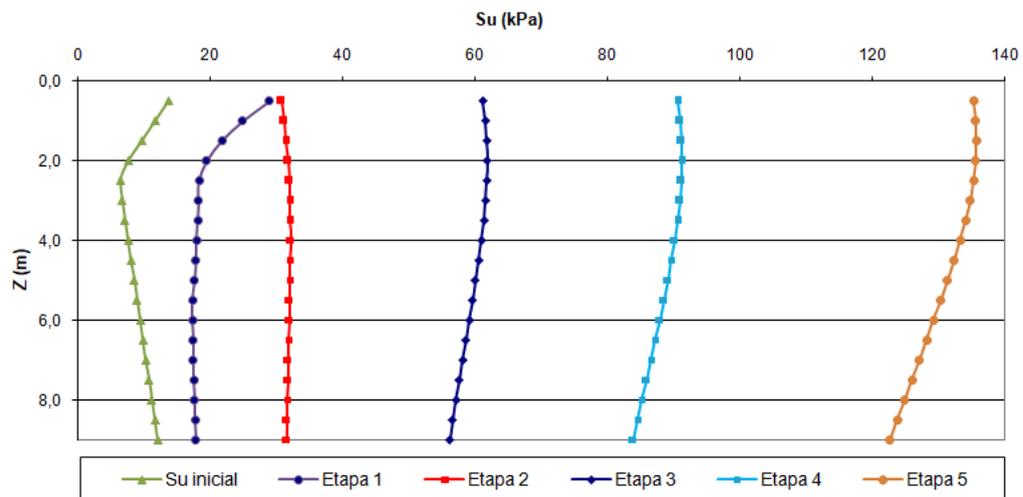
Após os recalques por adensamento primário em todas as etapas, espera-se que o aterro tenha alcançado a altura de projeto que é igual a 10 m e, paralelamente, a resistência não drenada após a etapa 5 irá aumentar de acordo com a tabela da Figura 55 para os modelos A e B:

Figura 55 - Ganho de resistência não drenada em função da etapa 5.

Z (m)	S _u Etapa 5A (kPa)	S _u Etapa 5B (kPa)
2,0	135,64	136,25
4,0	133,31	136,21
6,0	129,32	135,07
8,0	124,90	133,20
9,0	122,71	132,08

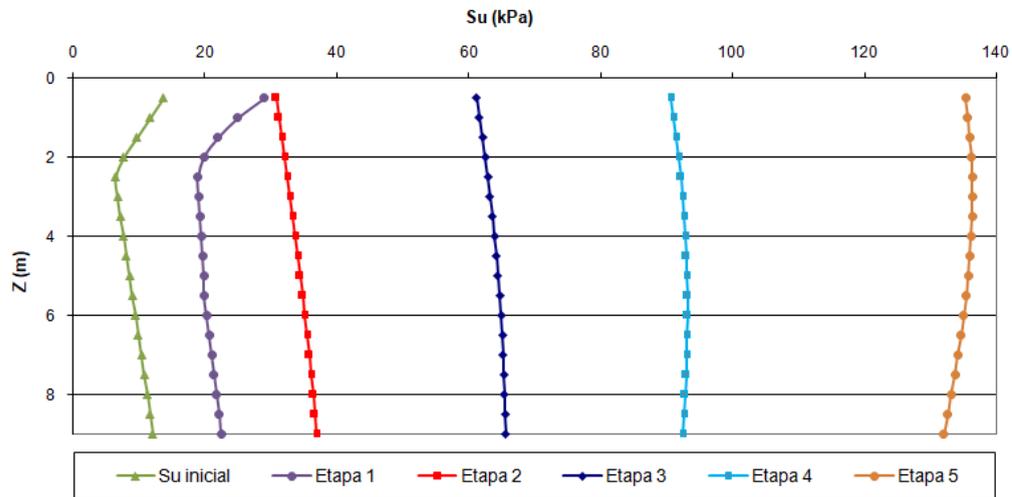
Fonte: Autor (2023)

Nas Figuras 56 e 57 estão esboçados os gráficos das variações da resistência não drenada para os modelos A e B no processo de construção das etapas de 1 a 5:

Figura 56 – Variação da resistência não drenada do solo mole pela construção do aterro 1' modelo A.

Fonte: Autor (2023)

Figura 57 – Variação da resistência não drenada do solo mole pela construção do aterro 1' modelo B.



Fonte: Autor (2023)

A partir dos gráficos das Figuras 56 e 57, observa-se que os ganhos de resistência não drenada nas profundidades nas profundidades iniciais da camada de solo são similares para os modelos A e B. Para as profundidades finais da camada de solo mole, observa-se um ligeiro aumento no ganho de resistência não drenada para o modelo B em relação ao modelo A. Esse pequeno aumento, no entanto, provoca um aumento do fator de segurança mínimo, F_0 , elevando a estabilidade do conjunto aterro-solo.

A tabela da Figura 58 mostra que para os valores alcançados, nesta análise hipotética, para a resistência não drenada em função da construção do aterro em etapas, a argila poderia ser classificada como uma rija.

Figura 58 – Classificação da consistência da argila de acordo com a resistência não drenada.

S_u	Consistência da argila
< 25	Muito mole
25 a 50	Mole
50 a 100	Consistência média
100 a 200	Rija
200 a 400	Muito rija
> 400	Dura

Fonte: Pinto (2006)

3.2.3 Análise da tração requerida no reforço

Embora na análise da etapa 5 do aterro, os esforços de tração de referência, T_{ref} , tenham resultado em valores negativos devido ao fator de segurança mínimo ter superado o fator de segurança de projeto, 1,4, isso não significa a dispensa do uso de reforço com material geossintético.

Nas análises das etapas anteriores, houve fatores de segurança mínimos com valores inferiores a 1,4. Para garantir a estabilidade global dessas etapas, deve haver o reforço para equilibrar os esforços de tração entre o aterro e o solo.

As tabelas das Figuras 59 e 60 mostram os fatores de segurança mínimos e esforços de tração de referência máximos para cada etapa para os modelos de construção A e B:

Figura 59– Fatores de segurança mínimos e esforços de tração máximos por etapa – modelo A.

	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5
$F_{o, \min}$	0,79	0,75	0,91	1,2	1,48
$T_{ref, \max}$ (kN/m)	726,27	2278,2	2117,87	1205,97	-503,33

Fonte: Autor (2023)

Figura 60 – Fatores de segurança mínimos e esforços de tração máximos por etapa – modelo B.

	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5
$F_{o, \min}$	0,79	0,86	1,03	1,37	1,6
$T_{ref, \max}$ (kN/m)	726,27	1627,02	1531,55	175,17	-1144,08

Fonte: Autor (2023)

A partir das tabelas das Figuras 59 e 60, observa-se que o maior valor de tração de referência é de 2278,20 kN/m e ocorre na etapa 2 para o modelo A. Para o modelo B, o maior valor de tração de referência ocorre para também para a etapa 2, com o valor de 1627,02 kN/m.

Portanto, o material geossintético do tipo geotêxtil escolhido deverá atender aos esforços de tração solicitados nos modelos A e B, sendo que o modelo B exigiu um menor esforço de tração, sendo este 71,4% do esforço requerido para o aterro construído no modelo A.

4. CONCLUSÕES

Nesta seção, serão apresentadas as principais conclusões acerca do trabalho desenvolvido para os aterros denominados aterro 1 e aterro 1', no que diz respeito à utilização de reforço

com o geossintético do tipo geotêxtil, de modo a garantir a estabilidade global dos aterros de uma estrada construída sobre um solo de baixa capacidade de carga.

Na introdução deste trabalho, ficou evidente a complexidade de se construir aterros sobre solos moles, pois em cada situação devem ser consideradas diversas variáveis e singularidades, tanto no que diz respeito às propriedades do solo, quanto do método construtivo de aterros.

Dos resultados discutidos na seção anterior, observou-se que para o aterro 1 foi verificada a necessidade da adoção de métodos construtivos de aterros que possibilitasse a sua construção de modo seguro com relação à análise de estabilidade global. Para garantir essa segurança, foi utilizado o material geossintético do tipo geotêxtil, e assim, conseguiu-se que a construção do aterro com reforço fornecesse o coeficiente de segurança necessário para a estabilidade do aterro.

O aterro 1' tem uma cota elevada (10 metros de altura) no encontro de ponte, e para este aterro, foi adotada a combinação da construção de aterro em etapas com uso de material geossintético do tipo geotêxtil para o reforço do solo na interface base do aterro e topo do solo mole.

Com relação aos dois modelos construtivos dos aterros em etapas A e B, concluiu-se que ambos os modelos provocaram um excelente ganho de resistência não drenada no solo, porém, o modelo B causou um aumento melhor distribuído dessa resistência não drenada. Em função dessa distribuição mais uniforme, o modelo B mostrou-se mais eficiente à medida em que aumentou os fatores de segurança da construção, bem como os esforços solicitantes no material de reforço foram reduzidos em relação ao modelo A.

É importante notar que o esforço de tração no material geossintético diminuiu de uma etapa para a próxima devido ao aumento dos fatores de segurança nas construções de cada etapa para ambos os modelos A e B. Em particular, na etapa final, observou-se uma grande redução dos esforços solicitados, tornando desnecessária a utilização de reforço para o solo. No entanto, é digno de nota que os maiores esforços de tração foram observados durante a segunda etapa em ambos os modelos analisados, exigindo assim o uso de material de reforço para atender a essas demandas.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se fazer a análise computacional de ruptura interna (aterro), a análise computacional de ruptura externa (solo), a verificação de submersão do aterro para o método de construção por etapas, a análise de deformação do material geossintético, além da análise dos demais elementos do problema proposto neste trabalho (Figura 2.16).

5. REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. Oficina de Textos, 2ed. 2014.

BORGES, J. M. L. **Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos – Análise e Dimensionamento**. Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia. 1995.

DAS, B. M. **Principles of Geotechnical Engineering**. 7^a ed. 1985.

Departamento Nacional de estradas de rodagem. Diretoria de desenvolvimento tecnológico – IPR Divisão de capacitação tecnológica. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coleanea-de-normas/coleanea-de-normas/procedimento-pro/dner-pro381-98.pdf>. Acesso em: 22 de setembro de 2023.

DOMINONI, C. M. B. **Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre um solo mole no Porto de Suape, região metropolitana de Recife**. Escola Politécnica – Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2011.

FUTAI, M. M. **Consideração Sobre Influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2010.

GOURC, J. P.; PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em drenagem e filtração**. 2020. IGS. Disponível em: <https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2020/04/7.pdf>. Acesso em 22 de setembro de 2023.

IGS BRASIL. **Classificação dos Geossintéticos**. Disponível em: <http://igsbrasil.org.br/os-geossinteticos>. Acesso em: 15 de julho de 2023.

IGS BRASIL. **Funções dos Geossintéticos**. Disponível em: <http://igsbrasil.org.br/os-geossinteticos>. Acesso em: 15 de julho de 2023.

LEROUÉIL, S. **Critical State Soil Mechanic and Behavior of Real Soils, Recent Development and Soil and Pavement Mechanics**. Ed. Almeida. Balkema, 1997.

LOW, B. K. **Stability analysis of embankments on soft ground**. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 1990.

MARTINS, I. S. M., ABREU, F. R. S., **Uma solução aproximada para o adensamento unidimensional com grandes deformações e submersão de aterros**. Revista Solos e Rochas, São Paulo. 2002.

MASSAD, F., **Solos Marinhos da Baixada Santista: Características e propriedades geotécnicas** – Oficina de Textos, 2ed. 2009.

MASSAD, F. **Obras de terra – curso básico de geotecnia** – Oficina de Textos, 2ed. 2010.

NBR 6484/2020 – **Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**.

PACHECO SILVA, F. **Uma Nova Construção Gráfica para determinar o pré-adensamento de uma amostra de solo**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Volume 2. 1970.

PALMEIRA, E. M. **Curso de estabilização e reforço de solos: introdução à utilização de geossintéticos**. Universidade de Brasília. 1993.

PALMEIRA, E. M. **Geosynthetic Reinforced Embankments on Soft Soils**. Universidade de Brasília. 2000.

PALMEIRA, E. M.; ORTIGÃO, J. A. R. **Aplicações em reforço – aterros sobre solos moles**. Manual Brasileiro de Geossintéticos. 2004.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, 3ª ed. São Paulo. Editora Oficina de Textos. 2006.

SILVA, P. J. L. **Um Panorama Sobre Aterros Sobre Solos Moles Reforçados Com Geossintéticos**. Universidade Estadual da Paraíba. 2016.

SODRÉ, W. W. B. **Estudo Da Utilização Da Berma De Equilíbrio – Reforço Em Barragens De Rejeitos: Revisão Bibliográfica**. Núcleo do Conhecimento. 2021. Disponível em: <https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/berma-de-equilibrio>. Acesso em: 22 de setembro de 2023.

TERZAGHI, K. V. **Theoretical Soil Mechanics**. 1943.

VERTEMATTI, J. C. **Aplicações em Reforço de Solos**. Manual Brasileiro de Geossintéticos. 2004.

MARLISSON LOPES DA SILVA

USO DE GEOSINTÉTICOS COMO REFORÇO EM OBRAS GEOTÉCNICAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Campus Agreste da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, na modalidade de artigo científico, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Aprovado em 06 de outubro de 2023.

BANCA EXAMINADORA

Prof. DSc. José Moura Soares (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. DSc. Saul Barbosa Guedes (Avaliador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. DSc. Roberto Evaristo de Oliveira Neto (Avaliador)
Universidade Federal de Pernambuco