



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

DIOGO FELLIPE VÊNUS MAGALHÃES

**DIMENSIONAMENTO DE GEOSSINTÉTICO PARA REFORÇO DE
UM ATERRO SOBRE SOLO MOLE**

Caruaru

2019

DIOGO FELLIPE VÊNUS MAGALHÃES

**DIMENSIONAMENTO DE GEOSSINTÉTICO PARA REFORÇO DE
UM ATERRO SOBRE SOLO MOLE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Profa. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.

Caruaru

2019

Catálogo na fonte:
Bibliotecário – Raul César de Melo - CRB/4 - 1735

M188d Magalhães, Diogo Fellipe Vênus.
Dimensionamento de geossintético para reforço de um aterro sobre solo mole.
– Diogo Fellipe Vênus Magalhães. - 2019.
52 f.; il.: 30 cm.

Orientadora: Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de
Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2019.
Inclui Referências.

1. Geossintéticos – Recife (PE). 2. Resistência de materiais. 3. Estabilidade. 4. Aterros
– Recife (PE). I. Bello, Maria Isabela Marques da Cunha Vieira (Orientadora). II. Título.

CDD 620 (23. ed.)

UFPE (CAA 2019-283)

DIOGO FELLIPE VÊNUS MAGALHÃES

**DIMENSIONAMENTO DE GEOSSINTÉTICO PARA REFORÇO DE
UM ATERRO SOBRE SOLO MOLE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 12/12/2019.

BANCA EXAMINADORA

Prof^ª. Dr^ª. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello (Orientadora)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof^ª. Dr^ª. Leila Brunet Sá Bezerra (Examinadora Interna)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. M.Sc. Yago Ryan Pinheiro dos Santos (Examinador Externo)
Universidade Maurício de Nassau

Dedico este trabalho a minha família, por me servir de base e inspiração em todos os momentos da minha vida acadêmica e pessoal.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Silvio Magalhães e Jackeline Vênus, que nunca mediram esforços para poder me oferecer todo o suporte tanto emocional quanto financeiro para que eu pudesse me formar como pessoa, que desde sempre me apoiaram nas minhas escolhas, sempre me incentivaram desde pequeno a seguir meus sonhos e me deram uma vida na qual pude me dedicar aos meus estudos e objetivos. Agradeço também ao meu irmão Thiago Vênus, por ser uma pessoa incrível que está a todo momento trazendo alegria à casa e por sempre estar ao meu lado nos momentos bons e ruins. Aos meus avós, Severino Magalhães, Iolanda Magalhães, Alúcio Vênus e Sebastiana Vênus, por todo o amor incondicional e confiança sempre depositados em mim.

À Felipe Renan, Gabriel Resende, Joelithon Costa e Marília Pessoa, pelos grandes amigos que se tornaram ao longo desta caminhada, enfrentando altos e baixos, noites sem dormir, períodos intermináveis, mas que por fim sabíamos que valeria a pena. Nossa amizade não se encerrará ao fim deste ciclo, tenho certeza que continuaremos juntos por muitos anos.

À Elton Douglas, Felipe Borges, Lucas Gonzaga, Pedro Araújo e Victor Pacífico, por serem os primeiros amigos que fiz na faculdade, e que mesmo sem saber me ajudaram em um momento complicado da minha vida.

À Gislaine Assunção, por ser esta pessoa incrível que muitas vezes acredita mais em mim do que eu mesmo, por entender meus momentos de privação e quando não pude estar presente e por sempre me apoiar não apenas na vida acadêmica, mas também na vida pessoal.

À Maria Isabela Bello, por todos os ensinamentos passados, tanto na sala de aula quanto fora dela, por ter sido uma das professoras mais humanas que já tive, pelas manhãs de orientação em sua sala onde discutíamos tanto questões técnicas quanto assuntos cotidianos, e também pela confiança depositada em mim ao longo deste trabalho.

*“... você não percebeu
Que você é o único representante
Do seu sonho na face da terra?
Se isso não fizer você correr, chapa
Eu não sei o que vai...”
(Levanta e Anda – Emicida)*

RESUMO

Construir um aterro sobre solo mole é um desafio que requer alguma solução de estabilização. Devido à alta compressibilidade e baixa resistência, a presença destes depósitos é motivo de preocupação nas obras de engenharia. As frequentes construções sobre depósitos de solos moles, fazem surgir a necessidade de conhecer as propriedades geomecânicas desses solos e as técnicas de melhoramento que permitam a construção nesse tipo de material. Na alternativa de reforço do solo, pode-se empregar geossintéticos na base do aterro, permitindo o aumento da estabilidade, a construção mais rápida e utilização de taludes mais íngremes. O objetivo deste trabalho é dimensionar geossintético para reforço de um aterro sobre solo mole, considerando os mecanismos de instabilidade de expulsão de solo mole de fundação e de ruptura generalizada envolvendo aterro, reforço e solo de fundação, de acordo com a metodologia Low et al. (1990). Para dimensionamento do geossintético de reforço de fundação sobre solo mole, foi utilizado o depósito estudado por Bello (2004), localizado em Recife, Pernambuco. Para as análises de estabilidade do aterro com reforço e sem reforço, assim como a solução da construção de uma berma, utilizou-se um programa computacional. O fator de segurança contra expulsão do solo mole e o fator de segurança mínimo *minimorum* foram bem próximos, em torno de 1,3. Com a determinação da força de tração máxima mobilizada no reforço, foi possível determinar o comprimento necessário para o reforço e comprimento de ancoragem. O esforço do geossintético admissível calculado em projeto foi menor do que a resistência à tração disponível. O uso de geossintético como reforço para o caso de estudo mostrou-se eficiente, com significativa elevação do fator de segurança de 0,988 para 1,322, tendo impedido o rompimento do aterro, caso ele tivesse sido considerado em projeto. O fator de segurança encontrado para o uso combinado de geossintético de reforço e a construção de berma foi de 2,374, sendo o maior valor das três opções de estabilização do aterro estudado.

Palavras-chave: Geossintético. Resistência não drenada. Estabilidade. Aterro sobre solo mole.

ABSTRACT

Build an embankment on soft soil is a challenge that require some stabilization solution. Due to high compressibility and low resistance, the presence of these deposits is a matter of concern in engineering works. The frequent constructions above soft soil deposits, bring up the necessity of knowing the geomechanical properties of these soils and improvement technics that allow the building in this type of material. In alternative of soil reinforcement, can be used geosynthetic in backfill base, allowing the increase of stability, faster building, and utilization of steeper slopes. This research is aimed to dimension geosynthetic reinforcement of a backfill on soft soil, considering the foundation soft soil expulsion instability mechanisms and the widespread rupture involving the backfill, reinforcement and foundation soil, according to Low et al. (1990) methodology. For dimensioning foundation geosynthetic reinforcement above soft soil, was utilized the deposit studied by Bello (2004), located in Recife, Pernambuco. To backfill stability analysis with and without reinforcement, and also building of a berm, was utilized a computational software. The security factor against soft soil expulsion and the security factor minimum minimorum were close, around 1.3. With the determination of the maximum traction force mobilized in reinforcement, was determined the necessary length to reinforcement and anchorage. The admissible geosynthetic effort calculated in project was lower than the available tensile strength. The geosynthetic use as reinforcement in this study case proved efficient, with significative elevation of security factor from 0.988 to 1.322. Preventing the landfill rupture, if it had been considered in project. The safety factor found for combined use of geosynthetic reinforcement and berm was 2.374, being the highest value of the three stabilization options of the studied landfill.

Keywords: Geosynthetic. Undrained strength. Stability. Backfill on soft soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Instabilidade de aterros sobre solos moles	18
Figura 2 - Análise de estabilidade do aterro reforçado	20
Figura 3 - Valor de I_R para o caso de aterro reforçado.	21
Figura 4 - Perfil da variação da resistência não drenada do solo de fundação	22
Figura 5 - Números de estabilidade para aterro não reforçado	23
Figura 6 - Ruptura circular de um aterro sobre solo mole	24
Figura 7 - Deformação permissível em função de parâmetros geotécnicos e geométricos.	26
Figura 8 - Profundidade de fissura de tração de um aterro coesivo.	29
Figura 9 - Geogrelha Fortrac	30
Figura 10 - Ensaio rápido de tração – comportamento de geogrelhas Fortrac produzidas por diferentes polímeros.	31
Figura 11 - Localização do depósito estudado.	33
Figura 12 - Planta de situação e locação dos furos de sondagem, ensaio de palheta de campo e retirada de amostra	33
Figura 13 - Perfil típico de sondagem.	34
Figura 14 - Mecanismo de escoamento lateral do terreno	35
Figura 15 - Evidências do movimento lateral do terreno	36
Figura 16 - Evidências do movimento vertical do terreno	36
Figura 17 - Localização da seção escolhida para análise de estabilidade, provável superfície de ruptura, e fissuramento do terreno.	37
Figura 18 - Geometria adotada para a análise de estabilidade em tensões totais admitindo a superfície circular - Programa GEO SLOPE.	38
Figura 19 - Croqui de representação dos pilares.	39
Figura 20 - Cálculo do fator de segurança admitindo a construção de berma de equilíbrio.	41
Figura 21 - Ruptura circular de um aterro sobre solo mole	44
Figura 22 - Cálculo do fator de segurança para o caso sem reforço.	47
Figura 23 - Cálculo do fator de segurança para o caso do aterro reforçado com geossintético ..	47
Figura 24 - Cálculo do fator de segurança para o caso do aterro reforçado com geossintético e berma	48

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Faixa de valores de fatores de redução recomendadas.	25
Tabela 2 - Resistências não drenadas utilizadas na análise de estabilidade – Galpão BR-101. ...	38
Tabela 3 - Resultados dos FS _{mín} da análise de estabilidade – superfície circular	40
Tabela 4 - Resumo dos parâmetros calculados.	45
Tabela 5 - Valores de FS mínimos para diferentes condições de estabilidade do Galpão da BR-101 estudado por Bello (2004).	49

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Objetivo	14
1.1.1	Objetivo Geral	14
1.1.2	Objetivos Específicos	14
1.2	Motivação	14
1.3	Justificativa	15
1.4	Estrutura do Trabalho	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	Aterros reforçados	17
2.2	Dimensionamento e especificação	17
2.3	Sequência para análise de estabilidade de aterros reforçados	18
2.3.1	Definição do valor de tração mobilizada no reforço (T)	18
2.3.2	Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole	19
2.3.3	Ruptura Generalizada	20
2.3.4	Esforço de tração T mobilizada no reforço	24
2.3.5	Definição do esforço de referência do reforço	25
2.3.6	Definição da deformação permissível ϵ_{ae} do módulo da rigidez	25
2.3.7	Cálculo do comprimento do reforço – interação solo/ geossintético	26
2.4	Parâmetros de Projeto	27
2.4.1	Resistência não drenada da argila	28
2.4.2	Resistência do aterro	29
2.4.3	Tipos de geossintéticos para o reforço	30
2.4.4	Resistência à tração e módulo de rigidez do geossintético	31
3	METODOLOGIA	32
3.1	Caracterização da área	32
3.2	Histórico da obra	34
3.3	Avaliação dos danos	34
3.4	Geometria da fundação e do aterro	37
3.5	Propriedades dos materiais	38
3.6	Determinação da carga do galpão	39
3.7	Resultados das análises de estabilidade realizadas	39

3.8	Influência no cálculo do fator de segurança quando da construção de uma berma de equilíbrio.....	40
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	42
4.1	Análise de estabilidade do aterro considerando reforço.	42
4.1.1	Ruptura por deslizamento lateral.	42
4.1.2	Ruptura por cunha	42
4.1.3	Ruptura circular.	42
4.2	Tração mobilizada no reforço (T)	43
4.3	Expulsão do solo mole.	43
4.4	Definição da deformação permissível ε_a e do módulo de rigidez	44
4.5	Comprimento do reforço.....	44
4.6	Resultado dos parâmetros de dimensionamento do geossintético.....	44
4.7	Análise de estabilidade do aterro sem reforço.	46
4.8	Análise de estabilidade do aterro com reforço geossintético.	46
4.9	Análise de estabilidade do aterro com reforço geossintético e berma.	46
4.10	Comparação dos resultados da análise de estabilidade	48
5	CONCLUSÕES.....	50
	REFERÊNCIAS.....	51

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

A construção de um aterro sobre solo mole de fundação requer a definição de alguma solução de estabilização. Devido à baixa resistência e alta compressibilidade, estes depósitos são motivo de preocupação nas obras de engenharia, reduzindo a área de instalação de estruturas civis, como fundações, estradas e grandes edificações. A rápida expansão da cidade nas últimas décadas, resultando nas frequentes construções sobre depósitos de solos moles, faz surgir a necessidade de conhecer as propriedades mecânicas dos depósitos de argila mole, a fim de estudar técnicas de melhoramento que permitam a construção nesse tipo de solo.

Existem várias soluções que permitem a utilização das áreas de solo mole como: bermas de equilíbrio, aterro estaqueado, melhoramento do solo e reforço. A escolha de uma delas dependerá de inúmeros fatores, como as condições do solo, o nível de recalque aceitável, o espaço disponível, além de custos e prazos de execução.

Na alternativa de reforço do solo, pode-se empregar geossintéticos na base do aterro, permitindo o aumento da estabilidade do aterro, a construção mais rápida e a utilização de taludes mais íngremes. Os geossintéticos comumente utilizados para reforço em aterros sobre solos moles são: geotêxteis tecidos (GTX-W), geogrelhas (GGR) e geocélulas (GCE). Dependendo das condições do local da obra e dos materiais disponíveis, pode-se usar uma ou mais camadas de geossintéticos dispostos na base do aterro e separadas por camada de solo compactado (Vertematti, 2004).

Futai (2010) comenta que a melhor forma de se entender como o reforço atua para aumentar o fator de segurança em aterros sobre solos moles foi apresentada por Jewell (1988). No mecanismo de instabilidade de um aterro não reforçado, o carregamento vertical é a causa principal da instabilidade, porém, Jewell (1988) cita mais uma, que é a tensão cisalhante no contato entre o aterro e o solo mole. Essa tensão cisalhante surge, porque o aterro não está confinado e como não suporta as forças de tração lateral, ocorre o deslocamento lateral. O uso do reforço na base do aterro sobre solo mole restringe o deslocamento lateral e promove o aumento da capacidade de carga.

Futai (2010) comenta ainda que a análise do aterro reforçado é realizada através dos métodos de estados limite, o que é pouco usual em obras de geotecnia: o estado-limite último e o estado-limite de utilização. O estado-limite último está relacionado com a ruptura propriamente dita, enquanto o estado-limite de utilização é um limite imposto às deformações, com o objetivo de que a obra tenha um bom desempenho.

Se o geossintético usado como reforço tiver um módulo de rigidez adequado para a solicitação em questão, não haverá deformação excessiva do reforço. A força de tração máxima requerida para o reforço no estado-limite deve ser superior a força de tração máxima necessária para resistir o estado-limite de deslizamento rotacional, e também à soma das forças de tração máxima necessárias para resistir ao deslizamento lateral e a extrusão do solo de fundação.

Este trabalho apresenta o dimensionamento de geossintéticos para reforço de um aterro sobre solo mole localizado em Recife, Pernambuco, estudado por Bello (2004). Foram considerados os mecanismos de instabilidade de expulsão de solo mole de fundação e de ruptura generalizada envolvendo aterro, reforço e solo de fundação.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é dimensionar geossintético para reforço de um aterro de solo mole, considerando os mecanismos de instabilidade de expulsão de solo mole de fundação e de ruptura generalizada envolvendo aterro, reforço e solo de fundação.

1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre aterros reforçados, dimensionamento e especificação, sequência para análise de estabilidade de aterros reforçados, e parâmetros de projeto.
- Determinar os parâmetros do geossintético necessários para atender o fator de segurança mínimo.
- Realizar análise de estabilidade considerando aterro sem reforço e com reforço de geossintético.
- Comparar os valores dos fatores de segurança para as técnicas empregadas

1.2 Motivação

O crescimento das cidades tem levado a ocupação de áreas com solos problemáticos e em determinadas regiões a ocupação de taludes naturais. A resistência do solo é um fator

fundamental para a segurança da construção, e em muitos desses casos a construção sobre solo problemático acarretará em danos futuros na estrutura. Segundo ABGE (1998), no Brasil, existem relatos tratando de escorregamentos nas encostas de Salvador (BA), datados do Império (1671). Os movimentos em taludes e encostas podem causar acidentes, e muitas vezes, com graves consequências sociais e econômicas.

Com base neste contexto, fica evidente a importância da análise dos métodos para cálculo de estabilidade de solos, visando complementar o conhecimento da Geologia de Engenharia, proporcionando maior segurança, economia e confiabilidade tanto a obras, como na ocupação do solo.

1.3 Justificativa

Solos moles são considerados extremamente problemáticos do ponto de vista geotécnico, e podem apresentar uma grande variabilidade em suas propriedades físicas, e, portanto, mudanças de comportamento, em diferentes depósitos.

A realização desta pesquisa tem a proposta de contribuir para melhor entendimento dos estudos geotécnicos em áreas de solos moles, através da utilização de reforço com geossintético, e em consequência, a projetar aterros mais eficientes.

1.4 Estrutura do Trabalho

Este trabalho está subdividido em 5 capítulos, distribuídos da seguinte maneira:

CAPÍTULO I. INTRODUÇÃO

Apresenta a Introdução, na qual se tem uma visualização geral do trabalho desenvolvido, incluindo as considerações iniciais, os objetivos gerais e específicos e a estrutura do trabalho.

CAPÍTULO II. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Apresenta uma revisão da literatura sobre o tema: aterros reforçados, dimensionamento e especificação, sequência para análise de estabilidade de aterros reforçados, e parâmetros de projeto.

CAPÍTULO III. METODOLOGIA

Apresenta a metodologia utilizada na pesquisa, descrevendo a área de estudo, a seção adotada nas análises de estabilidade, assim como os parâmetros geotécnicos utilizados.

CAPÍTULO IV. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Apresenta o procedimento para cálculo da carga total do galpão, os resultados das análises de estabilidade considerando reforço com geossintético nas rupturas por deslizamento lateral, por cunha e circular. Também é apresentado o cálculo da tração mobilizada no reforço, comprimento do reforço e verificação quando a expulsão do solo mole. Os resultados das análises de estabilidade são comparados a fim de atestara proposta mais eficiente.

CAPÍTULO IV. CONCLUSÕES

Apresenta as principais conclusões da presente pesquisa.

CAPÍTULO 2. REFERENCIAL TEÓRICO

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre os tópicos relativos aos aterros reforçados, dimensionamento e especificação, sequência para análise de estabilidade de aterros reforçados, e parâmetros de projeto (argila de fundação, aterro e reforço de geossintético).

2.1 Aterros reforçados

O empuxo de terra que se desenvolve dentro de um aterro causa tensões cisalhantes para fora do aterro, similarmente ao comportamento de uma sapata lisa. Essas tensões cisalhantes reduzem a capacidade de carga da fundação de argila. O reforço colocado na base do aterro tem duas funções: resistir ao empuxo de terra que se desenvolve dentro do aterro e resistir à deformação lateral da fundação, mudando a direção da tensão cisalhante, similarmente ao comportamento de uma sapata rugosa. O reforço aumenta a capacidade de carga da fundação. Em função disso, aterros reforçados podem atingir maiores alturas que aterros não reforçados, ou, comparando um aterro não reforçado com um aterro reforçado de mesma altura, observa-se um ganho de fator de segurança com o reforço (Almeida e Marques, 2010).

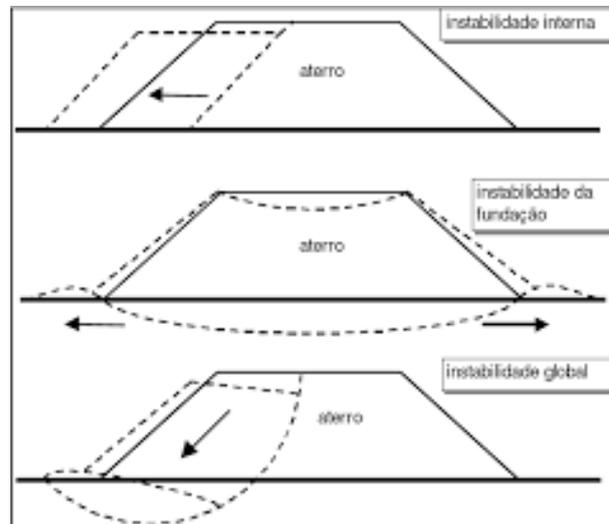
2.2 Dimensionamento e especificação

Na alternativa de reforço de solo mole, pode-se empregar geossintéticos na base do aterro, permitindo o aumento da estabilidade do aterro, a construção mais rápida e a utilização de taludes mais íngremes. A Figura 1 apresenta os mecanismos de instabilidade em aterros sobre solos moles:

- Possibilidade de ruptura no interior do aterro ou neste, mais a interface aterro / geossintético.
- Expulsão do solo mole de fundação, em que o elemento de reforço tende a uniformizar o afundamento da base do aterro no solo mole.
- Ruptura generalizada envolvendo aterro, reforço e solo de fundação. Este mecanismo, apresenta também uma forma convencional de se levar em conta a contribuição do geossintético de reforço no aumento do fator de segurança da obra. No estado-limite, a resistência à tração do reforço é mobilizada na interseção do geossintético com a superfície de ruptura. Tal força provê uma ação estabilizadora contra a ruptura da obra.

A hipótese de ruptura mais comum em análises preliminares é a superfície de deslizamento circular e o emprego de métodos de equilíbrio limite.

Figura 1. Instabilidade de aterros sobre solos moles



Fonte: Palmeira (2002)

2.3 Sequência para análise de estabilidade de aterros reforçados

Frequentemente, os engenheiros civis devem verificar a segurança de taludes naturais, taludes de escavação e aterros compactados. Essa verificação envolve a determinação da tensão de cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície de ruptura mais provável e a comparação dela com a resistência do solo ao cisalhamento. Esse processo é chamado de análise de estabilidade de taludes.

A sequência para verificação da estabilidade de aterro reforçado é listada a seguir: Ocorre primeiramente a avaliação da estabilidade de um aterro não reforçado com altura admissível considerando-se superfícies circular e não circular. Obtido um fator de segurança (FS) inferior ao de projeto, parte-se para uma solução de reforço na base do aterro que aumentará este FS.

2.3.1 Definição do valor de tração mobilizada no reforço (T)

Para a determinação da tração mobilizada no reforço faz-se necessário a avaliação dos casos de ruptura apresentados a seguir conforme as equações:

(a) Considerando o deslizamento lateral do aterro (Eq. 1):

$$F_s = \frac{n \cdot S_{umob} + T}{K_{aat}(0,5 \cdot \gamma_{at} \cdot h_{at} + q)} \quad (1)$$

(b) Considerando-se ruptura por cunha:

$$F_s = \frac{P_{parg} + T + S_{arg}}{P_{aarg} + P_{aat}} \quad (2)$$

(c) Por meio de rupturas circulares, que podem ser avaliadas utilizando programas de estabilidade. Pode-se também utilizar o método de Low, Wong e Lim (1990), onde:

S_{umob} : resistência mobilizada no contato reforço-argila;

T: tração mobilizada no reforço;

$$K_{aat}: \text{coeficiente de empuxo ativo} - \quad = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_d}{2} \right) \quad (3)$$

$$\phi_d - \text{ângulo de atrito mobilizado no aterro} - \phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right) \quad (4)$$

γ_{at} : peso específico do material do aterro;

h_{at} : altura do aterro acima do reforço;

q : tensão vertical atuante no topo da camada;

P_{parg} : empuxo passivo na argila –

$$P_{parg} = \frac{1}{2} \gamma_{arg} z^2 K_{parg} + 2S_u z \sqrt{K_{parg}} + qz K_{parg} \quad (5)$$

$$S_{arg}: \text{força cisalhante mobilizada na argila mole} - S_{arg} = S_u \cdot L \quad (6)$$

P_{aarg} : empuxo ativo na camada de argila

$$P_{aarg} = \frac{1}{2} \gamma_{arg} z^2 K_{aarg} - 2S_u z \sqrt{K_{aarg}} + \gamma_{at} h_{at} z K_{aarg} \quad (7)$$

$$P_{aat}: \text{empuxo ativo no aterro, arenoso, sem considerar coesão} - P_{aat} = \frac{1}{2} \gamma_{at} h_{at}^2 K_{aat} \quad (8)$$

2.3.2 Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole

O método de cálculo estuda o equilíbrio do bloco de solo mole sob o talude do aterro. Assim, o fator de segurança contra a expulsão do solo mole pode ser estimado através da Equação 9.

$$F_e = \frac{P_p + R_B + R_T}{P_a}$$

(9)

Onde:

$$P_P \text{ é a reação passiva contra o deslizamento do bloco de solo mole - } P_P = \frac{\sigma_{hc} + \sigma_{hd}}{2} \cdot D \quad (10)$$

$$R_T \text{ é a força de aderência no topo do bloco de solo mole - } R_T = L \cdot S_u \quad (11)$$

$$R_B \text{ é a força de aderência na base do bloco de solo mole - } R_B = L \cdot S_u \quad (12)$$

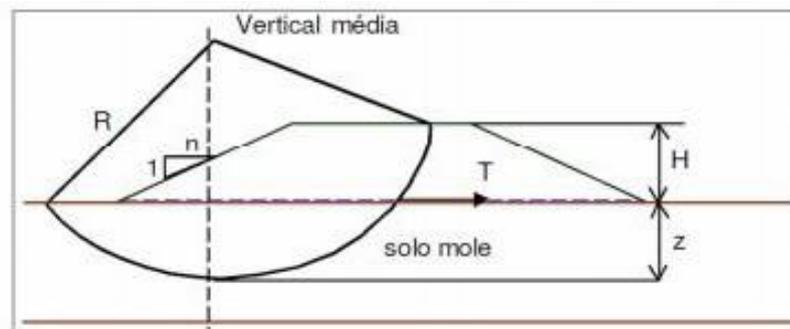
$$P_A \text{ é o esforço ativo atuante sobre o bloco de solo mole - } P_A = \frac{\sigma_{ha} + \sigma_{hb}}{2} \cdot D \quad (13)$$

$$\sigma_h \text{ tensão horizontal ativa - } \sigma_h = \sigma_v - 2S_u \quad (14)$$

2.3.3 Ruptura Generalizada

Existem várias metodologias para análise de estabilidade de taludes que podem ser adaptados para obras de solo reforçado. A hipótese de ruptura mais comum em análises preliminares é a de superfície de deslizamento com forma circular e o emprego de métodos de equilíbrio-limite. O método proposto por Low et al. (1990) visa o dimensionamento preliminar por meio do método de equilíbrio-limite. Esse método é utilizado para obter o valor da resistência à tração do reforço (T) e é utilizado, principalmente, para geometrias simples, onde não há bermas de equilíbrio e onde o aterro pode ser considerado com “comprimento” infinito com plataforma horizontal e sem sobrecarga. O método fornece o fator de segurança mínimo para as superfícies de ruptura com centros sobre a vertical passando pelo meio do talude e tangentes a uma linha horizontal a uma profundidade arbitrada z (Fig. 2) (Palmeira e Ortigão, 2004).

Figura 2. Análise de estabilidade do aterro reforçado



Legenda:

R - raio do círculo crítico;

H - altura do aterro;

z - profundidade da superfície de ruptura no solo de fundação;

n - inclinação do talude do aterro;

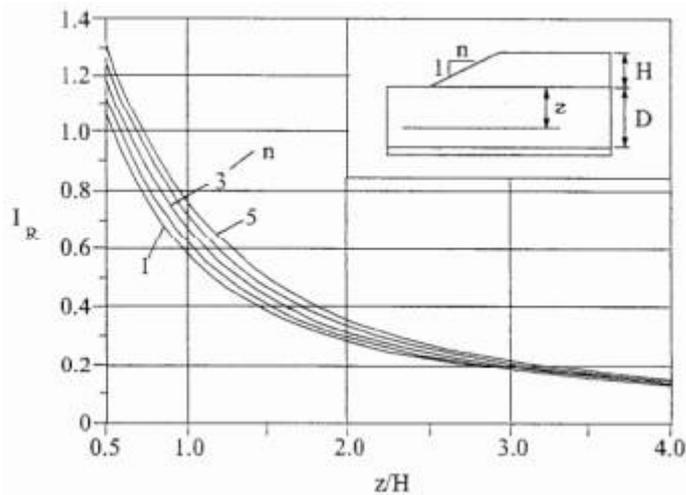
T - força de tração requerida no reforço;

O método fornece o fator de segurança mínimo para as superfícies de ruptura com centros sobre a vertical passando pelo meio do talude e tangentes a uma linha horizontal numa profundidade escolhida. Variando a profundidade de tangência, pode determinar o fator de segurança mínimo *minimorum* da obra. A Equação 15 fornece o fator de segurança mínimo do aterro reforçado para todas as superfícies tangentes à horizontal na profundidade z .

$$F_r = \frac{F_0}{1 - \frac{T \cdot I_R}{H^2}} \quad (15)$$

Onde: F_0 é o fator de segurança mínimo para todas as tangentes à horizontal na profundidade z , no caso sem reforço; T é o esforço de tração mobilizado no reforço; I_R é um coeficiente obtido a partir do gráfico da Figura 3 e que depende da geometria do aterro e da profundidade tangência dos círculos; γ_{at} é o peso específico do material de aterro; e H é a altura do aterro.

Figura 3. Valor de I_R para o caso de aterro reforçado.



Fonte: Low et. al. (1990)

Do ponto de vista prático, convém reescrever a Equação 15 de forma a se determinar a força mobilizada no reforço (T) para se garantir um fator de segurança preestabelecido para o aterro reforçado (F_r), o que resulta na Equação 16.

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r}\right) \frac{\gamma_{at} \cdot H^2}{I_R} \quad (16)$$

Conforme verificado nas Equações 15 e 16, para a utilização do método proposto por Low et al (1990), é necessário determinar o fator de segurança da obra, no caso sem reforço, variando a profundidade z . Para tal, dispõe-se da Equação 17.

$$F = N_0 \times \frac{S_{ueq}}{\gamma_{at} \times H} + N_1 \left(\frac{c}{\gamma_{at} \times H} + \lambda \times \tan \phi \right) \quad (17)$$

Onde:

F_0 : fator de segurança mínimo para todos os círculos tangentes à linha horizontal na profundidade z para o caso sem reforço;

γ_{at} , c e ϕ : parâmetros do aterro;

H : altura do aterro;

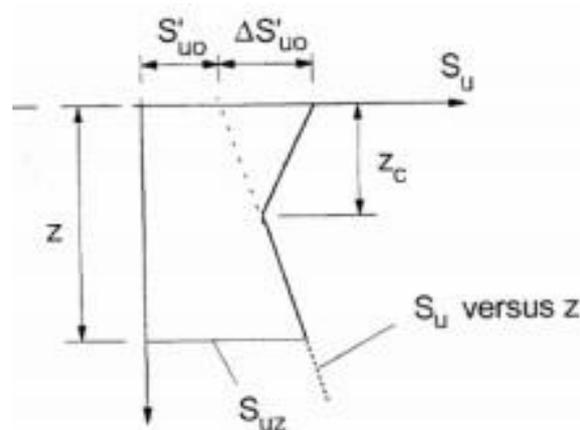
S_{ueq} : resistência não drenada equivalente do solo mole, expressa por:

$$S_{ueq} = 0,35 S'_{uo} + 0,65 \times S_{uz} \quad z_c \quad 1,1 \times \Delta S'_{uo} \quad (18)$$

S'_{uo} e S_{uz} (S_u na profundidade z) são obtidos através da Figura 4 a partir de dados de $S_u \times z$ conhecidos;

N_1 , N_2 , λ : números de estabilidade (Figura 5).

Figura 4. Perfil da variação da resistência não drenada do solo de fundação

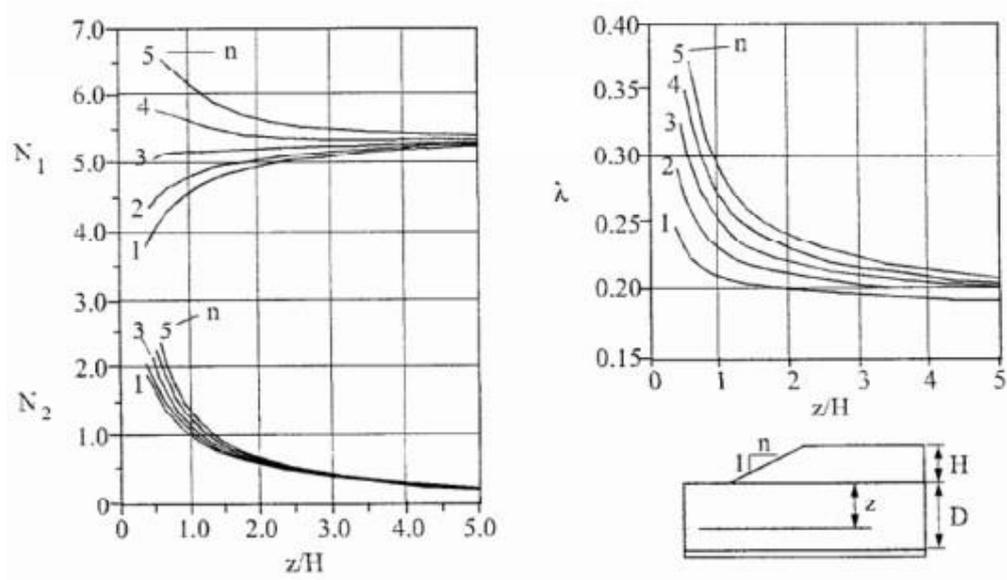


Fonte: Low et. al. (1989)

Com os gráficos apresentados na Figura 5 podem ser obtidos os valores de N_1 , N_2 e λ , em função da inclinação do talude (n), da altura do aterro (H) e da profundidade de tangência considerada (z). O valor da resistência não drenada equivalente ao solo mole, para a profundidade z , depende da forma de variação de resistência não drenada com a profundidade.

Para o caso de resistência não drenada (S_u) constante com a profundidade (S_{ueq}) é igual a esse valor constante.

Figura 5. Números de estabilidade para aterro não reforçado



Fonte: Palmeira (2002)

Após calcular os diferentes valores de T para as diversas profundidades z , obtém-se o T_{max} que é o valor do esforço necessário para alcançar o F_r . Com o valor de T máximo é possível escolher o tipo de reforço geossintético dentro das margens de segurança que serão discutidas mais adiante. O raio do círculo crítico, tangente à horizontal na profundidade z , para o caso reforçado é dado por:

$$R = \frac{3,128 \times \left(a - \frac{z \times T}{H^2 \times \gamma_{at}} \right)}{\left(\frac{z}{H} + 0,5 - \frac{T}{H^2 \times \gamma_{at}} \right)^2} \text{ com } R \geq z + H \quad (19)$$

Onde:

$$a = \frac{1}{2} \times \left(\frac{z}{H} + 0,5 \right)^2 + \frac{(n^2 + 1)}{24} \quad (20)$$

Adota-se o maior valor de T entre os calculados para o F_s de projeto, sendo que esse valor deve atender aos critérios de T_{lim} . Caso não atenda, deve-se alterar a altura ou talude do aterro e repetir os cálculos.

2.3.4 Esforço de tração T mobilizada no reforço

Os solos de aterro e de fundação, ao se deslocarem horizontalmente, induzem deformações no geossintético, que reage e gera um esforço de tração resistente (T), o geossintético atua como um reforço passivo, restringindo o deslocamento das camadas de solo.

O esforço de tração limite (T_{lim}) corresponde à soma do empuxo lateral no aterro e da força cisalhante do solo de fundação, este valor não pode ser excedido pelo valor do esforço de tração no reforço (T). Assim:

$$T \leq T_{lim} = P_{aat} + P_{ref} \quad (21)$$

Onde:

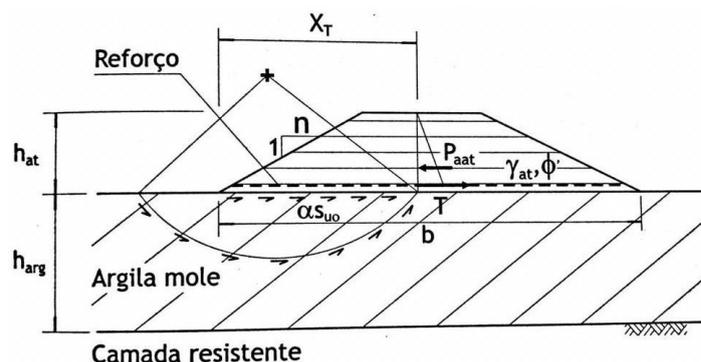
$$P_{aat} = K_{aat}(0,5 \cdot \gamma_{at} \cdot h_{at}^2 + qh_{at}) \quad (22)$$

$$P_{ref} = X_T \left(\frac{\alpha S_{uo}}{F_s} \right) \quad (23)$$

$$\alpha = \frac{K_{aat} \cdot F_0 \cdot \gamma_{at} \cdot h_{at}}{2 \cdot n \cdot S_{uo}} \quad (24)$$

Onde: S_{uo} é a resistência não drenada na interface solo-aterro; α é o fator de redução aplicado para refletir a minoração da resistência não drenada na interface aterro-solo compressível; X_T é a distância entre o local em que o círculo intercepta o reforço e o pé do talude; K_{aat} é o coeficiente de empuxo ativo; γ_{at} peso específico do aterro, como ilustrado na Figura 6.

Figura 6. Ruptura circular de um aterro sobre solo mole.



Fonte: Almeida e Marques (2010)

2.3.5 Definição do esforço de referência do reforço

A resistência de referência do material de reforço (T_{ref}) pode ser obtida através da aplicação de fatores de redução globais sobre a resistência disponível, também chamada de admissível (T) calculada em projeto, segundo a Equação 25.

$$T = \frac{T_{ref}}{FR_F \cdot FR_I \cdot FR_{DQ} \cdot FR_{DB}} \quad (25)$$

Onde:

FR_F : fator de redução parcial devido à fluência (Tabela 1);

FR_I : fator de redução parcial devido a danos mecânicos de instalação (Tabela 1);

FR_{DQ} : fator de redução parcial devido à degradação química (Tabela 1);

FR_{DB} : fator de redução parcial devido à degradação biológica (Tabela 1).

Tabela 1. Faixa de valores de fatores de redução recomendadas

Faixa de valores de fatores de redução a serem usados		
Fatores de redução	Geotêxtil	Geogrelha
FR_I	1,1 - 2,0	1,1 - 2,0
FR_{DQ}	1,0 - 1,5	1,1 - 1,4
FR_{DB}	1,0 - 1,3	1,0 - 1,2
FR_F	2,0 - 3,5	2,0 - 3,0

Fonte: Almeida e Marques (2010)

2.3.6 Definição da deformação permissível ε_a e do módulo da rigidez

Para o caso de solos de fundação com resistência constante e profundidade limitada, utilizar a Equação 26 e o ábaco da Figura 7 para determinar a deformação permissível ε_a no geossintético:

$$\Omega = \frac{\gamma_{at} \cdot h_{cr} \cdot S_u}{S_u \cdot E_u \cdot B} \left(\frac{h_{arg}}{B} \right)^2 \quad (26)$$

Onde:

$$h_{cr} - \text{altura de colapso do aterro não reforçado} - h_{cr} = \frac{N_c \cdot S_u}{\gamma_{at}} \quad (27)$$

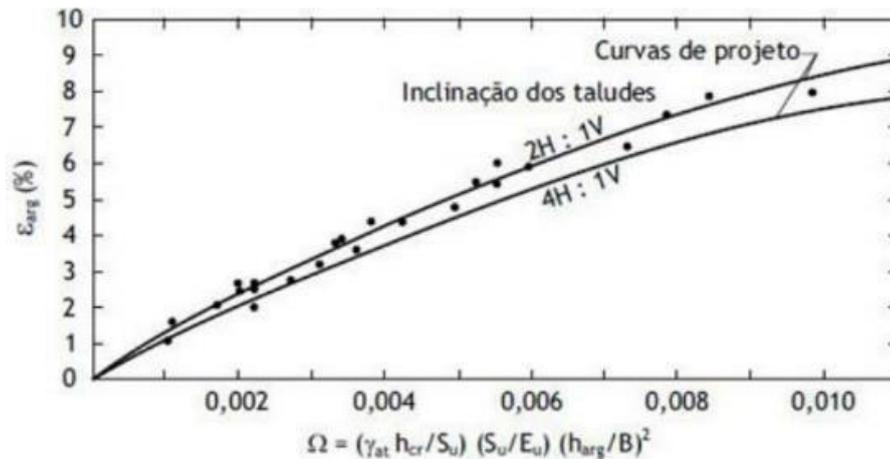
B – largura da plataforma;

h_{arg} – espessura da camada mole;

S_u/E_u – relação entre resistência e módulo de Young não drenado;

γ_{at} – peso específico do material do aterro.

Figura 7. Deformação permissível em função de parâmetros geotécnicos e geométricos.



Fonte: Almeida e Marques (2010)

A partir da tração mobilizada T e da deformação permissível ε_a , utilizar a Equação 28 para o cálculo do módulo de rigidez J :

$$J = \frac{T}{\varepsilon_a} \quad (28)$$

Onde: ε_a é a deformação permissível; e T é a tração no reforço.

O geossintético utilizado deve ser suficientemente rígido pra evitar deformações excessivas no aterro. Segundo Palmeira e Ortigão (2004), as deformações admissíveis no elemento de reforço variam tipicamente de 3 a 10%.

2.3.7 Cálculo do comprimento do reforço – interação solo / geossintético

Para se garantir a estabilidade da obra, deve-se também ter um comprimento de reforço apropriado, e um dos fatores a ser analisado é o comprimento de ancoragem em ambos os lados do ponto de interseção da superfície circular de deslizamento crítica com a direção da camada de reforço.

Para mobilizar o esforço de tração (T), o geossintético precisa estar com o devido comprimento de ancoragem (L_{anc}) segundo a Equação 29:

$$L_{anc} = \frac{F_{anc} \times T}{2 \times C_i \times (c + \gamma_{at} \times H \times \tan \phi)} \quad (29)$$

Onde:

F_{anc} : fator de segurança contra ruptura por deficiência de ancoragem (geralmente ($F_{anc} \geq 1,5$));

γ_{at} , c e ϕ : parâmetros do aterro;

H : altura do aterro;

C_i : coeficiente de interação do geossintético com o solo, obtido por meio de ensaios de arrancamento.

Os valores de C_i devem ser fornecidos pelos fabricantes. Segundo Almeida e Marques (2010), usualmente, geogrelhas de malha quadrada com abertura entre 20 mm e 40 mm podem apresentar coeficientes de interação superiores a 0,8. Para aberturas maiores e poucos membros transversais, C_i pode ser menor que 0,5. Para geotêxteis tecidos, geralmente o valor é em torno de 0,6.

Caso o comprimento do reforço seja insuficiente para atender os requisitos de ancoragem, pode-se aumentar a resistência por ancoragem da camada de reforço por meio de abatimento do talude ou da utilização de bermas laterais.

Por fim o comprimento total do reforço se apresenta através da Equação 30:

$$L_{reforço} = X_T + L_{anc} \quad (30)$$

Onde: X_T é a distância entre o local em que o círculo intercepta o reforço e o pé do talude com apresentado na Figura 6; e L_{anc} é o comprimento de ancoragem.

2.4. Parâmetros de Projeto

Para projetos de aterros reforçados com geossintéticos é necessário o conhecimento dos parâmetros de resistência do subsolo e do aterro, assim como o tipo de geossintético que será utilizado. Esses parâmetros são obtidos por meio de ensaios de campo e laboratório ou estimados por correlações.

2.4.1. Resistência não drenada da argila

As análises de estabilidade correntes admitem o comportamento não drenado da argila e são realizadas com base em tensões totais, pela sua simplicidade. As análises em tensões efetivas são mais complexas (Bjerrum, 1972; Parry, 1972), pois requerem a estimativa das poropressões geradas na camada de argila mole.

Na análise em termos de tensões totais, o perfil de resistência não drenada S_u de projeto adotado para a camada de argila é um dado fundamental para o cálculo da estabilidade.

A variação do perfil da resistência com a profundidade tem grande influência no valor do fator de segurança. Pode ser obtido através de ensaios de laboratório (de compressão triaxial UU e CIU, de extensão, de cisalhamento simples) ou através de ensaios de campo (palheta, piezocone, dilatômetro e pressiómetro) e por meio de correlações. Em geral, o ensaio mais utilizado para a determinação de S_u é o ensaio de palheta de campo, ao qual deve ser aplicada uma correção para a obtenção da resistência a ser usada em projeto, conforme a Equação 31.

$$S_u(\text{projeto}) = \mu \cdot S_u(\text{palheta}) \quad (31)$$

A correção μ de Bjerrum (1973) é a mais usada e decorre da diferença de velocidade de deformação cisalhante do ensaio de palheta em comparação com a velocidade de deformação cisalhante da construção do aterro, além dos efeitos de anisotropia da argila.

São vários os trabalhos representativos ligados a esse tema, desenvolvidos no Brasil. BELLO (2004) cita COLLET (1978), ORTIGÃO e COLLET (1988), SANDRONI (1993), NASCIMENTO (1998), COUTINHO et al. (2000), Oliveira (2000). A resistência não drenada a ser utilizada em projeto, seria o valor obtido no ensaio de palheta de campo e corrigida segundo a proposta de Bjerrum (1973).

O ensaio de piezocone também é utilizado para a obtenção do perfil de resistência não drenada da argila, com a vantagem de permitir a definição de um perfil de S_u contínuo, obtido pela Equação 32.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (32)$$

Onde o fator empírico de cone N_{kt} é obtido a partir de correlações de ensaios de piezocone e de palheta.

2.4.2 Resistência do aterro

Os parâmetros de resistência do aterro devem ser determinados por meio de ensaios de laboratório. Em geral, o ensaio de cisalhamento direto é o mais utilizado. Ensaios em solos na umidade natural e em solo imerso em água, próximo da saturação, devem ser usados para avaliar a variação dos parâmetros de resistência nessas condições.

No caso de solo de aterro com poucos finos, é usual a consideração de aterro saturado com comportamento drenado, com $c = 0$ e $\phi \neq 0$. Entretanto, no caso de coesão elevada e ângulo de atrito baixo, cria-se uma tração no solo que não é resistida pelo aterro. Nesse caso, deve-se considerar o aterro fissurado em seu trecho superior (Palmeira; Almeida, 1979), conforme ilustrado na Figura 8.

A introdução da fissura de tração tem também o benefício de eliminar instabilidades numéricas em análises de estabilidade, decorrentes de tensões negativas de tração (Duncan; Wright, 2005). A profundidade até onde se desenvolve a fissura z_{fiss} é aquela na qual a tensão horizontal é nula, sendo calculada pela Equação 33.

$$z_{fiss} = \frac{2 \cdot c_d}{\gamma_{at} \cdot K_{aat}^{1/2}} \quad (33)$$

Onde:

c_d – coesão mobilizada no aterro;

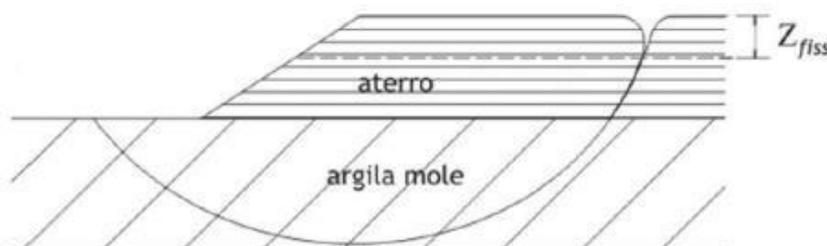
K_{aat} – coeficiente de empuxo ativo do aterro;

ϕ_d – ângulo de atrito mobilizado no aterro;

γ_{at} – peso específico do aterro.

O aterro acima da fissura de tração deve ser tratado como um solo em que $c = 0$ e $\phi = 0$, ou seja, nesse caso o aterro é considerado apenas como uma sobrecarga.

Figura 8. Profundidade de fissura de tração de um aterro coesivo.



Fonte: Palmeira e Almeida (1979)

2.4.3 Tipos de geossintéticos para o reforço

Ehrlich e Becker (2009) apresentaram, os diversos tipos de geossintéticos utilizados para reforço de solos, e também algumas propriedades relevantes desses materiais. Em aterros sobre solos moles, os geossintéticos mais utilizados são:

- Geogrelhas: materiais sintéticos em forma de grelha, que podem ser unidirecionais ou bidirecionais, quando apresentam elevada resistência e rigidez à tração em apenas uma direção ou nas duas direções ortogonais respectivamente.
- Geotêxteis: materiais têxteis que, podem ser tecidos, com filamentos dispostos em duas direções ortogonais, ou não tecidos, com as fibras distribuídas aleatoriamente.

Os polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos também influenciam o seu desempenho como reforço. Os polímeros mais comuns são: o poliéster (PET), o polietileno (PE), o polipropileno (PP), e o álcool de polivinila (PVA).

Nos casos de reforços estruturais de aterros sobre solos moles, são indicados materiais que apresentem alto módulo de rigidez, baixa suscetibilidade à fluência e elevada resistência à tração, como é o caso de geogrelhas ou geotêxteis tecidos de PET ou PVA.

Para o reforço considerado nesse projeto, foi utilizado a geogrelha Fortrac, feita de material PET, como apresentada na Figura 9.

Figura 9. Geogrelha Fortrac



Fonte: Huesker (2007)

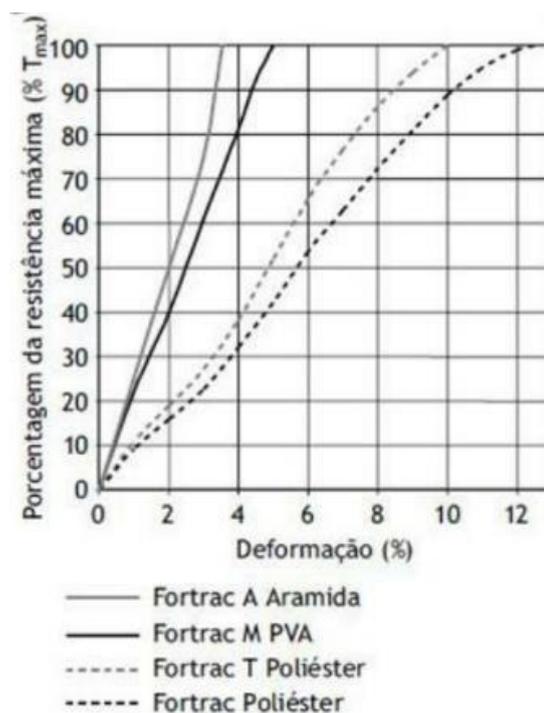
2.4.4 Resistência à tração e módulo de rigidez do geossintético

Por meio do ensaio de tração de faixa larga, pode-se obter a curva carga distribuída-deformação do geossintético, para uma condição de carregamento rápido. Em geral, essa curva é não linear e, assim, pode-se calcular diferentes tipos de módulos de rigidez. O ensaio fornece a resistência à tração nominal (T_r), a deformação específica nominal (ϵ_r), e o módulo de rigidez nominal (J_r), que é a relação entre esses dois parâmetros obtidos na ruptura. Esses valores são frequentemente apresentados nos catálogos dos fabricantes, entretanto, não podem ser utilizados diretamente nos cálculos de estabilidade, pois o material na obra sofre reduções de resistência devidas principalmente à fluência, além de danos de instalação e eventual degradação ambiental.

O comportamento de fluência dos geossintéticos é determinado por meio de ensaios normalizados, no qual corpos de prova são submetidos a carregamentos constantes, registrando-se as deformações em função do tempo, até a eventual ruptura.

A Figura 10 apresenta curvas de tensão-deformação de geogrelhas de um mesmo fabricante. Pode-se observar a influência do polímero constituinte da geogrelha na sua rigidez e deformabilidade de curto prazo.

Figura 10. Ensaio rápido de tração – comportamento de geogrelhas Fortrac produzidas por diferentes polímeros.



Fonte: Huesker (2007)

CAPÍTULO 3. METODOLOGIA

Este Capítulo apresenta a metodologia utilizada na pesquisa, descrevendo a área de estudo, o histórico da obra, os danos causados pelo rompimento do aterro, a seção adotada nas análises de estabilidade, assim como os parâmetros geotécnicos utilizados.

Foi utilizado para esta pesquisa, o aterro sobre depósito de argila mole estudado por Bello (2004). Trata-se de um aterro rompido, onde foram realizadas análises e retroanálises de estabilidade. Verificou-se então, a possibilidade do uso de reforço com geossintético na construção do aterro, para evitar o rompimento do mesmo.

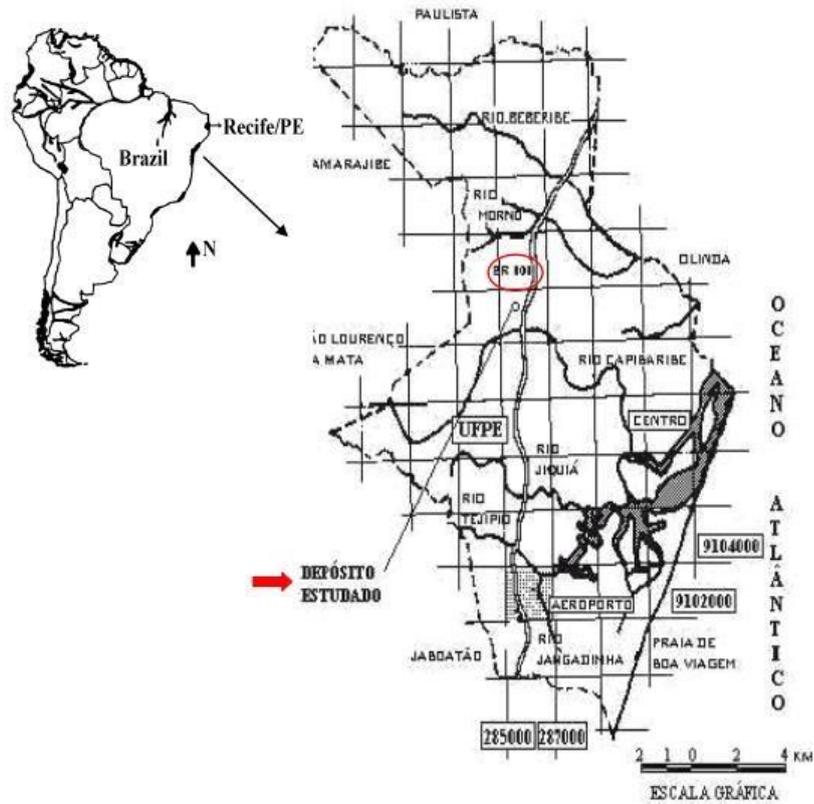
3.1 Caracterização da área de estudo

O terreno com cerca de 10350 m² está localizado na Avenida Recuperação na Br-101, Dois Irmãos, Recife-PE, conforme a Figura 11. Foram construídos 3 galpões, sendo um de grande porte com alvenarias de fechamento lateral (50 x 40m), onde ocorreu a ruptura. A Figura 12. mostra a posição dos galpões, bem como as locações dos furos de sondagem, amostragem e ensaio de palheta.

Os galpões foram projetados em estruturas pré-moldadas de concreto armado, cujos pilares têm fundação superficial tipo bloco isolado de pedra rachão. O piso foi projetado com uma laje armada de 15 cm de espessura, assente diretamente no terreno.

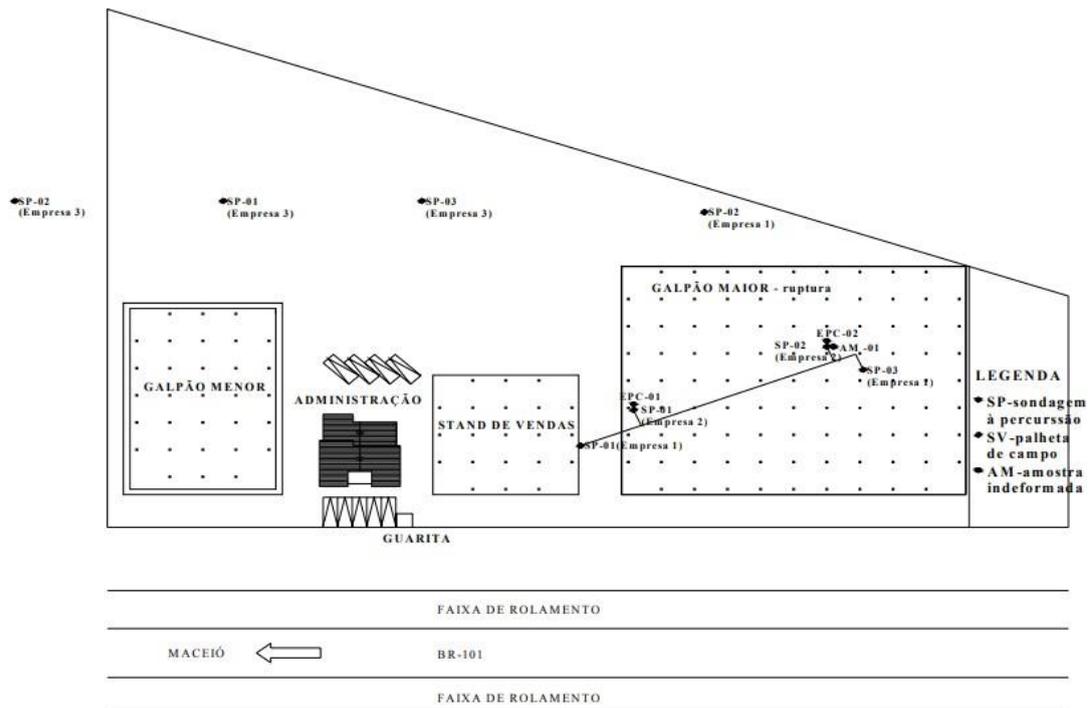
As sondagens realizadas antes da ruptura mostram um perfil composto inicialmente por uma camada de aterro de argila silto-arenosa, mal compactado, com cerca de 6 m de espessura. Abaixo do aterro observa-se uma camada de argila siltosa, muito mole a mole com espessura próxima de 1 m. A partir daí, segue-se uma camada de turfa com argila orgânica, muito mole a mole, com cerca de 12 m de profundidade. Após os 12 m e até o limite das sondagens (cerca de 30 m de profundidade), segue-se uma camada de argila siltosa, média a rija. O nível d'água situa-se em torno de 3,75 m de profundidade. Os resultados do SPT mostram n° de golpes variando de N = P a 1. Na Figura 13 pode-se observar o perfil de sondagem adotado como referência para o presente trabalho, por se tratar do local onde foi retirada amostra para realização de ensaios de laboratório e amostras de umidade natural.

Figura 11. Localização do depósito estudado.

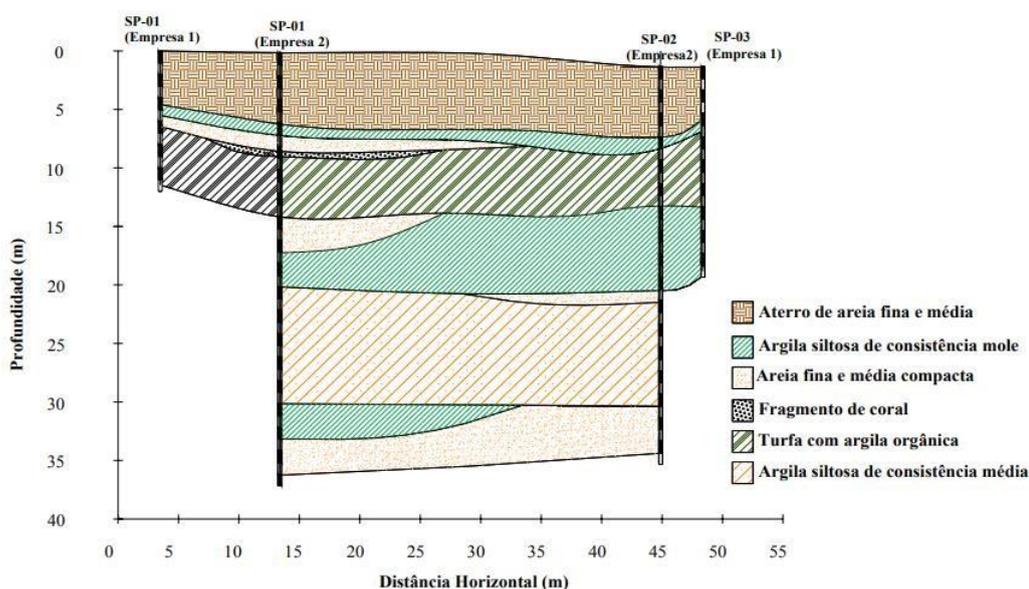


Fonte: Bello (2004)

Figura 12. Planta de situação e locação dos furos de sondagem, ensaio de palheta de campo e retirada de amostra.



Fonte: Bello (2004)

Figura 13. Perfil típico de sondagem.

Fonte: Bello (2004)

3.2 Histórico da obra

No início da construção o terreno já se encontrava aterrado com restos de metralha e lixo. Regularizou-se então o terreno através de um aterro compactado com cerca de 1 m de espessura. Para conter o terreno, foi executado um muro de arrimo de gabião com altura variável entre 3 e 6 m. durante a execução de terraplenagem, houve um deslizamento em um dos cantos do terreno vizinho. Também foram observadas várias trincas no terreno paralelas ao muro de arrimo, que foram vedadas naquela ocasião. Durante a construção do galpão de grande porte, foi observado o surgimento de várias fissuras nas alvenarias de fechamento, e também houve uma abertura das juntas de dilatação do piso.

3.3 Avaliação dos danos

As principais conclusões do levantamento dos danos, através de inspeção local, realizada na primeira solicitação do proprietário são:

- a) Foram observadas evidências de que o terreno apresenta duas componentes de deslocamento:
 - Componente vertical, representada pelo recalque das camadas argilo-turfosas moles, devido ao peso próprio do aterro e da estrutura.

- Componente horizontal, devido ao escoamento lateral destas camadas na direção no desnível do terreno (Figura 14).

- b) A estrutura está sentindo a repercussão destes movimentos do terreno, com o surgimento de trincas no terreno, bem como a abertura de juntas no piso, que são indícios do movimento lateral da edificação (Figura 15). Já o deslocamento das alvenarias dos pilares de concreto é um indício da ocorrência de recalques (Figura 16).

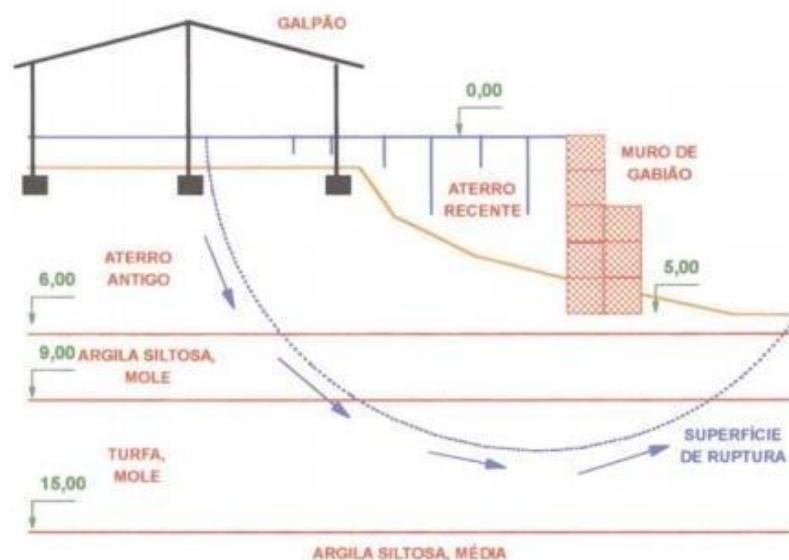
Tendo em vista o diagnóstico dos danos observados foram propostas duas soluções distintas para combater os dois movimentos identificados:

- Para o movimento vertical foi sugerido o reforço de fundações através de estacas metálicas.
- Para o movimento horizontal foi sugerida a execução de bermas no fundo do terreno.

Como as soluções reparadoras eram extremamente onerosas em função do porte da obra, foi proposto observar e monitorar o desempenho da obra durante algum tempo (6 meses), e após esse período definir a necessidade de intervenções. Para acompanhar os movimentos, recomendou-se a realização do monitoramento do terreno e das estruturas durante o período de observação, através da instalação de pinos nos pilares e marcos superficiais no terreno, com controle periódico de topografia.

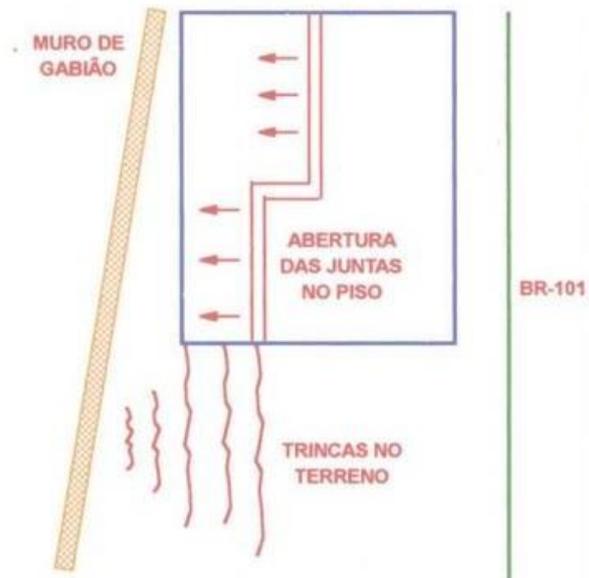
Entretanto, por decisão do proprietário, não houve acompanhamento nem nenhum tipo de monitoramento do local. Os pontos onde exibiam fissuras e rachaduras foram fechados com argamassa. Durante este período ocorreu a ruptura do terreno em grandes proporções, sendo possível a localização da provável superfície de ruptura.

Figura 14. Mecanismo de escoamento lateral do terreno



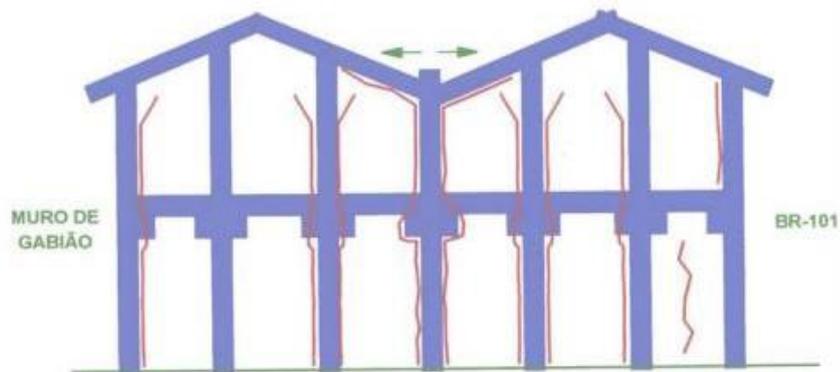
Fonte: Bello (2004)

Figura 15. Evidências do movimento lateral do terreno



Fonte: Bello (2004)

Figura 16. Evidências do movimento vertical do terreno



Fonte: Bello (2004)

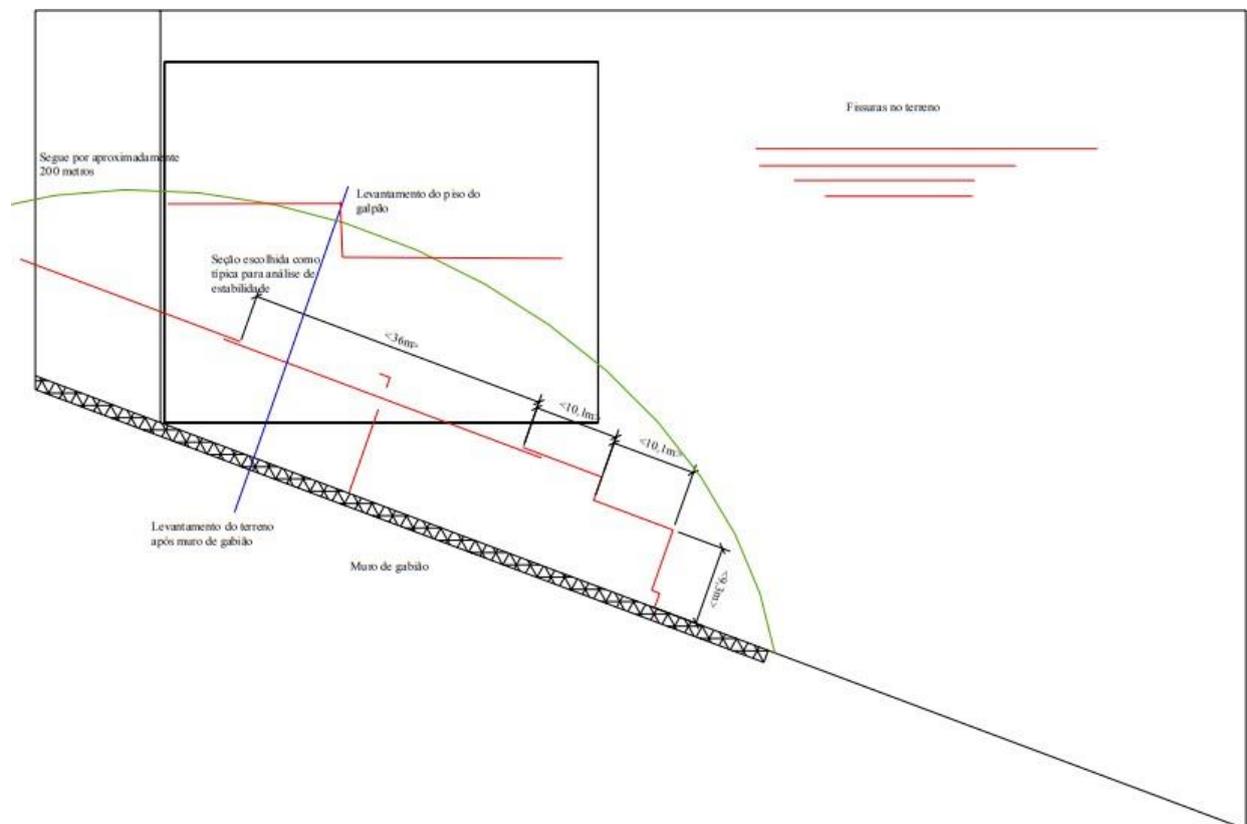
Foram realizados ensaios de campo e laboratório. O proprietário, por sua conta, quebrou e retirou o piso de concreto, reaterrou o local com uma camada de pó de pedra, outra camada de brita, completando com a metralha do antigo piso. Após um ano do ocorrido, foram observadas evidências de um outro processo de ruptura no local de estudo, visto que após o primeiro deslizamento, reaterrou-se o local com objetivo de nivelamento, e o submeteu a altos índices de carregamento sem proporcionar de fato, um aumento significativo na capacidade de suporte do solo mole.

3.4 Geometria da fundação e do aterro

A seção utilizada na análise de estabilidade do aterro do Galpão da BR-101 foi selecionada a partir da observação de campo, onde as fissuras no terreno seguiam longitudinalmente cerca de 200 m, e se conheciam os pontos de afundamento e levantamento, ou seja, início e fim da superfície crítica (Figura 17).

A geometria adotada está apresentada na Figura 18. Foi considerada a altura do aterro de 6 m como crítica, ou seja, correspondente à ruptura. O muro de gabião foi considerado apenas como contenção do aterro, não atuando como peso. A geometria da fundação foi considerada a partir do perfil de resistência não drenada obtido pelo ensaio de palheta de campo, conforme visto no capítulo anterior. As camadas foram estabelecidas a partir dos intervalos de S_u calculados. Através do programa GEO SLOPE, foi possível estabelecer camadas de diferentes solos com subcamadas com diferentes resistências.

Figura 17. Localização da seção escolhida para análise de estabilidade, provável superfície de ruptura, e fissuramento do terreno



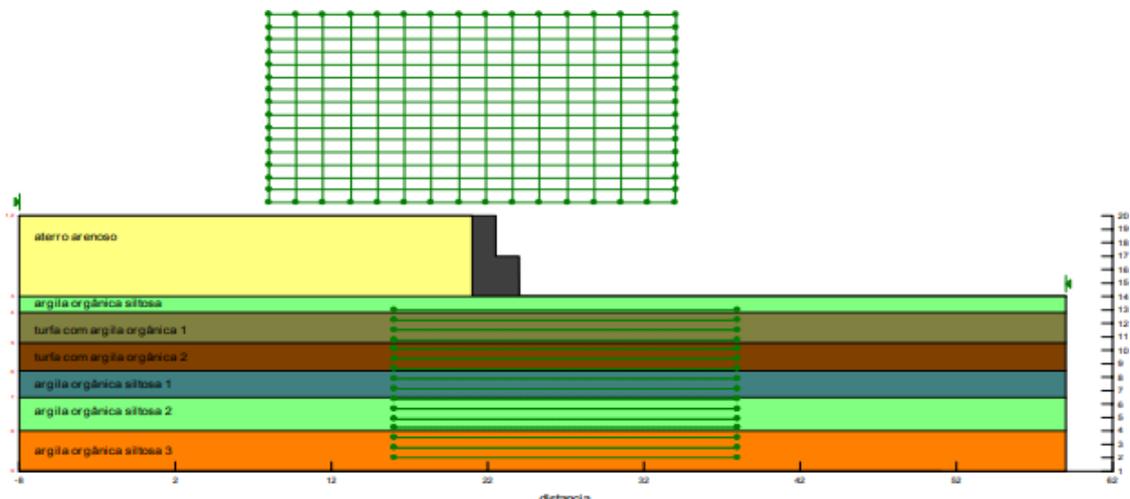
3.5. Propriedades dos materiais

Bello (2004) estimou as propriedades do aterro a partir da literatura considerando condições do mesmo, havendo necessidade pela falta de obtenção de amostras do aterro e realização de ensaios. Os valores considerados foram $\gamma_{at}=18\text{kN/m}^3$, $c' = 10\text{kN/m}^2$, $\phi' = 30^\circ$.

Os valores da resistência não drenada da fundação foram determinados a partir do ensaio de palheta de campo. A Tabela 2 apresenta os resultados da resistência não drenada com a profundidade e respectivos valores corrigidos pela proposta de Bjerrum (1973). Verifica-se 6 (seis) subcamadas com diferentes faixas de S_u .

Após os cálculos para a definição da tração mobilizada no aterro T e o módulo de rigidez do reforço J foi considerado que para atender os requisitos seria utilizada a geogrelha Fortrac R 300/50-30T, que é feita de poliéster (PET), possui uma resistência à tração de mais de 300 kN/m , um alto módulo de rigidez e baixa deformação.

Figura 18. Geometria adotada na análise de estabilidade em tensões totais admitindo a superfície circular - Programa GEO SLOPE



Fonte: Bello (2004)

Tabela 2. Resistências não drenadas utilizadas na análise de estabilidade – Galpão BR-101.

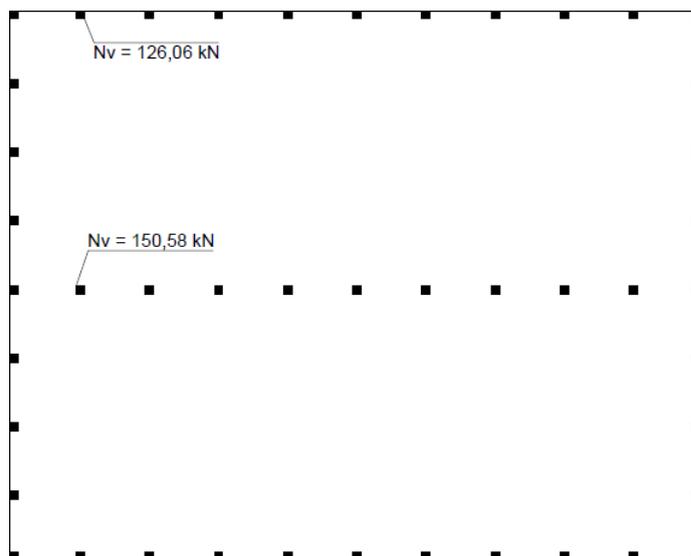
RESISTÊNCIA NÃO DRENADA UTILIZADA NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE (S_u)		
Profundidade (m)	S_u (kPa)	$S_{u\text{corrigido}}$ (kPa)
6 – 7,2	37,36	35,49
7,2-10	40,91	26,59
10-12,1	26,11	18,63
12,1-14	18,32	15,58
14-16	27,18	23,01
16-19,1	41,52	35,29

Fonte: Bello (2004)

3.6 Determinação da carga do galpão

Para a determinação da carga total gerada pelo galpão, foi analisada através de um relatório, a carga incidente em cada pilar da edificação. Os pilares são divididos em pilares de centro que têm carga individual incidente de $N_v = 150,58kN$ e pilares laterais que têm carga individual incidente de $N_v = 126,06kN$, como representado no croqui da Figura 20. A carga total dos pilares foi dividida pela área do galpão. Também foi dimensionada a carga gerada pelos veículos, supondo ocupação máxima do galpão, onde cada veículo ocupa uma área de $A_{veículo} = 9,00m^2$ e tem uma massa de $M_{veículo} = 1000kg$, resultando numa carga total de $q = 4,04 kN/m^2$.

Figura 19. Croqui de representação dos pilares



Fonte: Autor (2019)

3.7 Resultados das análises de estabilidade

Os resultados das análises de estabilidade realizadas por Bello (2004) estão apresentadas na Tabela 3. Foram estudadas 7 hipóteses quanto à percentagem de fissuramento do aterro, consideração da correção do valor da S_u segundo a proposta de Bjerrum (1973), na condição de superfície de ruptura circular.

Verifica-se que a condição de correção do valor de S_u , parece explicar o rompimento do aterro, com fatores de segurança em torno de 1,000. Bello (2004) indica que a resistência não drenada a ser adotada em projeto nas argilas moles de Recife, seria obtido do ensaio de palheta de campo e corrigido segundo Bjerrum (1973).

3.8 Influência no cálculo do fator de segurança quando da construção de uma berma de equilíbrio

Bello (2004) verificou a influência no cálculo do fator de segurança quando da construção de uma berma de equilíbrio, ou contrapesos colocados opostos, ao aterro (após o muro de gabião). É um tipo de solução quando se deseja aumentar a estabilidade da construção através do aumento do momento resistente. Admitiu-se como parâmetros geotécnicos da berma: $\gamma = 20 \text{ t/m}^3$, $c = 10 \text{ kPa}$ e $\phi = 35^\circ$ e dimensões: 2,5 m de altura e 27,0 m de largura. Foi utilizada a hipótese de 50% de fissuramento do aterro, Su corrigido e superfície circular, e utilizando o software GEO SLOPE, foi possível comparar o fator de segurança (FS) obtidos antes e após a construção da berma (Figura 19).

Tabela 3. Resultados dos FSmín da análise de estabilidade – superfície circular.

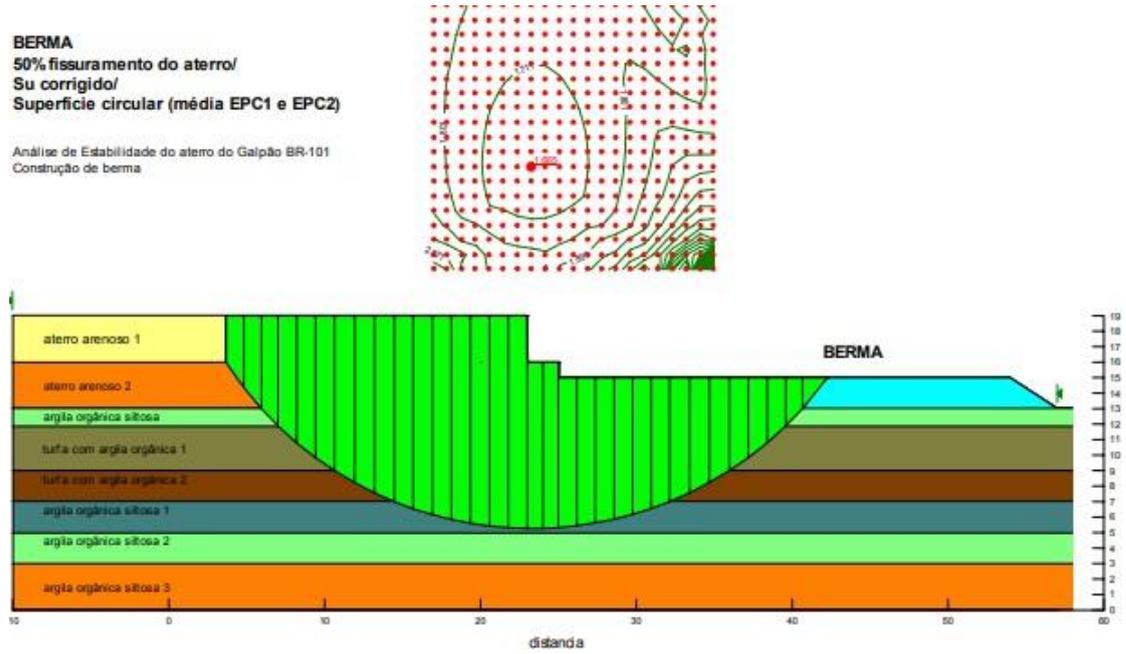
HIPÓTESES	Fissuramento do aterro			Correção de Su		SUPERFÍCIE CIRCULAR	
	0 %	50 %	100%	sim	não	ANÁLISE	
						BISHOP	SPENCER
1	X			X		1,045	1,048
2	X				X	1,356	1,357
3		X		X		1,000	0,995
4		X			X	1,297	1,290
5			X	X		0,896	0,899
6			X		X	1,168	1,168
7*		X		X		1,082	1,076

Fonte: Bello (2004)

A proposta da construção da berma como solução para estabilizar o movimento horizontal do terreno, eleva o valor do fator de segurança de 0,988 para 1,665, o que possivelmente evitaria a ruptura.

É importante lembrar que, também foi indicada a utilização de estacas metálicas para evitar o movimento vertical. Este assunto, entretanto, não fez parte das análises realizadas nesse trabalho. Mesmo assim, é possível confirmar que a utilização dessa técnica aumentará a resistência dos solos da fundação, fazendo com que seja necessário a construção de uma berma com os mesmos parâmetros geotécnicos, mas com dimensões menores.

Figura 20. Cálculo do fator de segurança admitindo a construção de berma de equilíbrio.



Fonte: Bello (2004)

CAPÍTULO 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta o procedimento para cálculo da carga total do galpão, os resultados das análises de estabilidade considerando reforço com geossintético nas rupturas por deslizamento lateral, por cunha e circular. Também é apresentado o cálculo da tração mobilizada no reforço, comprimento do reforço e verificação quanto a expulsão do solo mole. Os resultados dos fatores de segurança das quatro condições de estabilidade (sem reforço, com reforço, com berma e solução combinada de berma e reforço de geossintético) são comparadas ao fim de atestam a condição mais adequada.

4.1 Análise de estabilidade do aterro considerando reforço

4.1.1 Ruptura por deslizamento lateral

Para determinar a tração mobilizada (T) na ruptura por deslizamento lateral em razão do empuxo do aterro, foi determinado um coeficiente de empuxo ativo $K_{aat} = 0,47$.

Utilizando os parâmetros de projeto tanto do aterro quanto do solo, faz-se o equilíbrio de forças na horizontal, resultando em uma tração mobilizada de $T = 3,97 \text{ kN/m}$.

4.1.2 Ruptura por cunha

Para determinar a tração mobilizada (T) na ruptura por cunha, determina-se o somatório de forças resistentes, como o empuxo passivo $P_{parg} = 874,56 \text{ kN/m}$, e a força cisalhante mobilizada na argila mole $S_{arg} = 312,48 \text{ kN/m}$. Este resultado é dividido pelo somatório das forças instabilizantes, como o empuxo ativo no aterro $P_{aat} = 152,28 \text{ kN/m}$ e empuxo ativo na camada de argila $P_{aarg} = 827,96 \text{ kN/m}$.

Supondo um fator de segurança de $FS = 1,3$, tem-se como resultado então em uma tração mobilizada de $T = 87,27 \text{ kN/m}$.

4.1.3 Ruptura circular

Para determinar a tração mobilizada (T) na ruptura circular, é calculado o fator de segurança mínimo para as superfícies tangentes à horizontal.

No caso sem reforço, o fator de segurança foi $F_0 = 1,37$ e foi considerado um fator de segurança para o caso reforçado de $F_r = 1,45$.

A tração mobilizada no reforço, para se garantir o fator de segurança F_r preestabelecido, é de $T = 72,40 \text{ kN/m}$.

4.2 Tração mobilizada no reforço (T)

Após a avaliação das diversas possibilidades de ruptura do aterro, em relação ao deslizamento lateral do aterro, à ruptura por cunha e à ruptura circular, o valor definido da tração no reforço deve ser o maior entre os casos analisados, sendo o mais crítico a ruptura por cunha com uma tração $T = 87,27 \text{ kN/m}$. Para efeito de projeto e a favor da segurança a tração deve ser majorada através de fatores de redução dos geossintéticos apresentados na Tabela 1, resultando em uma tração de $T = 211,19 \text{ kN/m}$.

O valor do esforço de tração no reforço a ser utilizado nos cálculos de estabilidade não deve exceder o esforço de tração limite que pode ser mobilizado (T_{lim}) que corresponde à soma do empuxo lateral no aterro $P_{aat} = 163,67 \text{ kN/m}$ e a força cisalhante do solo de fundação $P_{ref} = 250,54 \text{ kN/m}$.

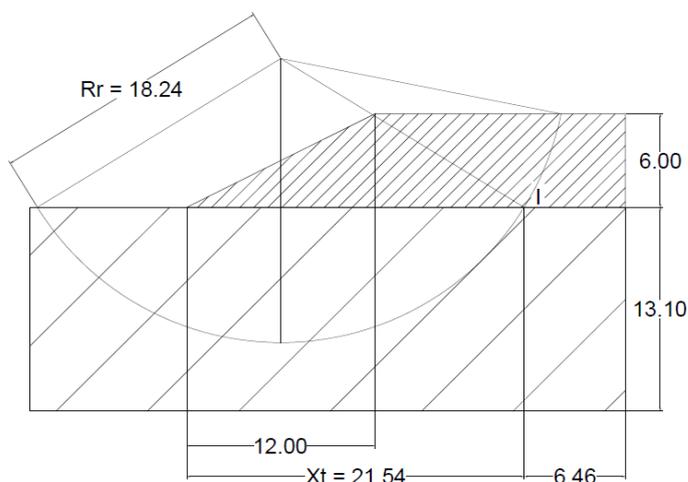
Para determinar a força cisalhante é necessário determinar a distância (X_T) entre o local em que o círculo de ruptura intercepta o reforço e o pé do talude, como pode ser observada na Figura 21. O somatório de P_{aat} e P_{ref} resulta em um $T_{lim} = 414,21 \text{ kN/m}$ que é maior que a tração utilizada em projeto.

4.3 Expulsão do solo mole

Para a determinação da estabilidade do aterro, um dos fatores necessários é a verificação da expulsão do solo mole de fundação.

Após a determinação do equilíbrio de solo mole sob o talude do aterro, somando dos empuxos passivos $P_P = 1823,45 \text{ kN/m}$ e a força de aderência no topo e na base do bloco de solo mole $R_T = 312,48 \text{ kN/m}$ e $R_B = 312,48 \text{ kN/m}$, e dividindo este somatório pelo empuxo ativo $P_A = 1873,76 \text{ kN/m}$. Foi encontrado um fator contra a expulsão de solo mole de $F_e = 1,31$, mostrando que o aterro é estável para esta análise.

Figura 21. Ruptura circular de um aterro sobre solo mole



Fonte: Autor (2019)

4.4 Definição da deformação permissível ε_a e do módulo da rigidez

Utilizando um módulo de Young não drenado $E_u = 5000 \text{ kPa}$, determinou-se o parâmetro adimensional $\Omega = 0,006$ e inserindo este parâmetro no ábaco da Figura 7 foi determinado que a deformação permissível no reforço é $\varepsilon_a = 6\%$.

Através do esforço de tração $T = 211,19 \text{ kN/m}$ e da deformação permissível, é possível determinar o módulo de rigidez (J), neste caso $J = 3519,8 \text{ kN/m}$.

4.5 Comprimento do reforço

Na definição do comprimento do reforço, primeiro é necessário determinar o comprimento de ancoragem, para garantir a fixação do geossintético ao solo.

Através do esforço de tração determinado $T = 211,19 \text{ kN/m}$, com um $FS = 1,5$, parâmetros de projeto do aterro, além de dados específicos do geossintético, como o coeficiente de interação do geossintético com o solo $C_i = 0,6$, foi determinado o comprimento mínimo de ancoragem de $L_{anc} = 3,6 \text{ m}$. Resultando por fim em um comprimento total do reforço de $L_{reforço} = 25,14 \text{ m}$.

4.6 Resultado dos parâmetros de dimensionamento do geossintético

Estão apresentados na Tabela 4 um resumo dos parâmetros de dimensionamento do geossintético de reforço obtidos ao longo desta pesquisa. Verifica-se uma grande quantidade de parâmetros calculados e estimados a partir de correlações ou reportados na literatura técnica.

Tabela 4. Resumo dos parâmetros calculados

Tabela Resumo				
Tração mobilizada no reforço	Deslizamento lateral	$T = 3,97 \text{ kN/m}$	Coefficiente de empuxo ativo	$K_{aat} = 0,47$
	Ruptura por cunha	$T = 87,27 \text{ kN/m}$	Fator de minoração da resistência	$\alpha = 0,67$
	Ruptura circular	$T = 72,40 \text{ kN/m}$	Carga total gerada pelo galpão	$q = 4,04 \text{ kN/m}^2$
Características do aterro	Peso específico	$\gamma_{at} = 18 \text{ kN/m}^3$	Esforço de tração limite	$T_{lim} = 414,21 \text{ kN/m}$
	Altura	$h_{at} = 6,0 \text{ m}$	Empuxo passivo na argila	$P_{parg} = 874,56 \text{ kN/m}$
	Coesão	$c = 10 \text{ kN/m}^2$	Força cisalhante mobilizada na argila	$S_{sarg} = 312,48 \text{ kN/m}$
	Ângulo de atrito	$= 30$	Empuxo ativo na camada de argila	$P_{aarg} = 827,96 \text{ kN/m}$
Raio do círculo crítico do caso reforçado		$R_r = 18,24 \text{ m}$	Empuxo ativo no aterro	$P_{aat} = 152,28 \text{ kN/m}$
Raio do círculo crítico do caso sem reforço		$R_0 = 19,33 \text{ m}$	Fator de segurança contra a expulsão	$F_e = 1,31$
Reação passiva contra o deslizamento do bloco de solo mole		$P_p = 1823,45 \text{ kN/m}$	Força de aderência na base do bloco de solo mole	$R_b = 312,48 \text{ kN/m}$
Força de aderência no topo do bloco de solo mole		$R_t = 312,48 \text{ kN/m}$	Esforço ativo atuante sobre o bloco de solo mole	$P_a = 1873,7 \text{ kN/m}$
Tração mobilizada no reforço		$T = 211,19 \text{ kN/m}$	Deformação permissível	$\varepsilon_a = 6 \%$
Ângulo de atrito mobilizado no aterro		$= 21$	Módulo de rigidez	$J = 3519,8 \text{ kN/m}$
Distância entre o local em que o círculo intercepta o reforço e o pé do talude		$X_T = 21,54 \text{ m}$	Coefficiente de interação do geossintético com o solo	$C_i = 0,6$
Fator de segurança mínimo para todas as tangentes à horizontal na profundidade z		$F_0 = 1,369$	Comprimento de ancoragem	$L_{anc} = 3,65 \text{ m}$
			Comprimento do reforço	$L_{reforço} = 25,19 \text{ m}$

Fonte: Autor (2019)

4.7 Análise de estabilidade do aterro sem reforço

Para a verificação da estabilidade do aterro sem reforço foi determinada uma análise global, através do método de Bishop no software GEO SLOPE considerando a hipótese da superfície circular e o S_u corrigido.

Para a determinação do fator de segurança (FS) no caso sem reforço foram admitidos os seguintes parâmetros para o aterro: $\gamma_{at} = 18 \text{ kN/m}^3$, $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ e $\phi' = 30^\circ$. Já para o solo, foram admitidos os valores de resistência não drenada do solo (S_u) apresentados na Tabela 2. Percebe-se que o fator de segurança (FS) apresentado foi de 0,988 o que comprova que o aterro neste caso está instável.

4.8 Análise de estabilidade do aterro com reforço geossintético

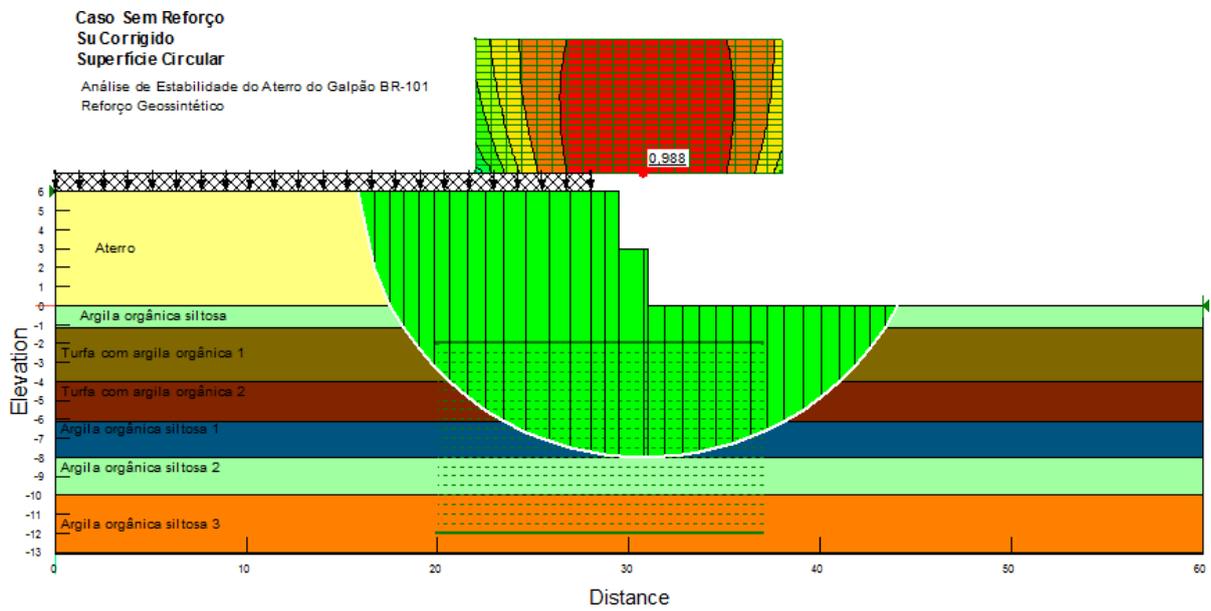
Fez-se uma análise global do aterro pelo método de Bishop através do software GEO SLOPE com a inserção da resistência (T) obtida pelo método Low et al. (1990), e utilizando o comprimento do reforço geossintético ($L_{reforço}$).

Considerando a hipótese de superfície circular, com o S_u corrigido, foi possível determinar o fator de segurança (FS) obtido após a utilização do reforço geossintético como um fator de 1,322 o que possivelmente evitaria a ruptura.

4.9 Análise de estabilidade do aterro com reforço geossintético e berma

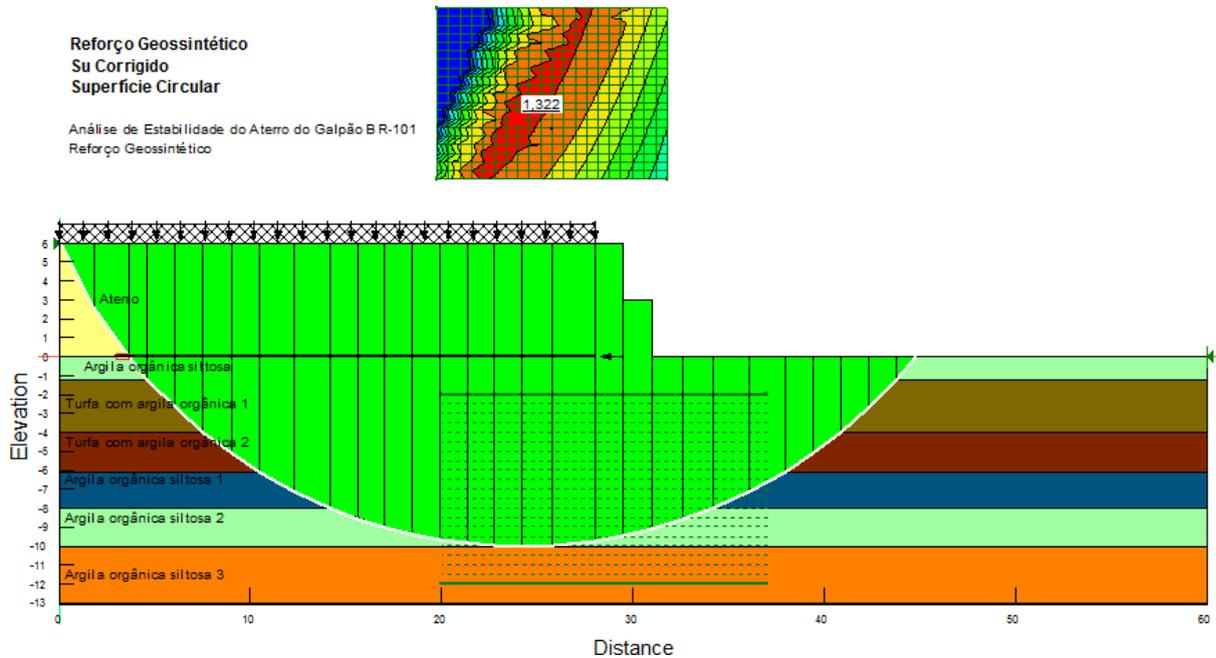
Fazendo uma análise global do aterro através do método de Bishop no software GEO SLOPE, considerando superfície circular e S_u corrigido. Utilizando reforço geossintético com comprimento de: $L_{reforço} = 25,14 \text{ m}$ e resistência (T) obtida pelo método Low et al. (1990). E também utilizando berma com parâmetros geotécnicos de: $\gamma = 20 \text{ t/m}^3$, $c = 10 \text{ kPa}$ e $\phi = 35^\circ$ e dimensões: 2,5 m de altura e 27,0 m de largura. Foi obtido um fator de segurança (FS) mais elevado, de 2,374 o que provavelmente evitaria a ruptura do aterro.

Figura 22. Cálculo do fator de segurança para o caso do aterro sem reforço.



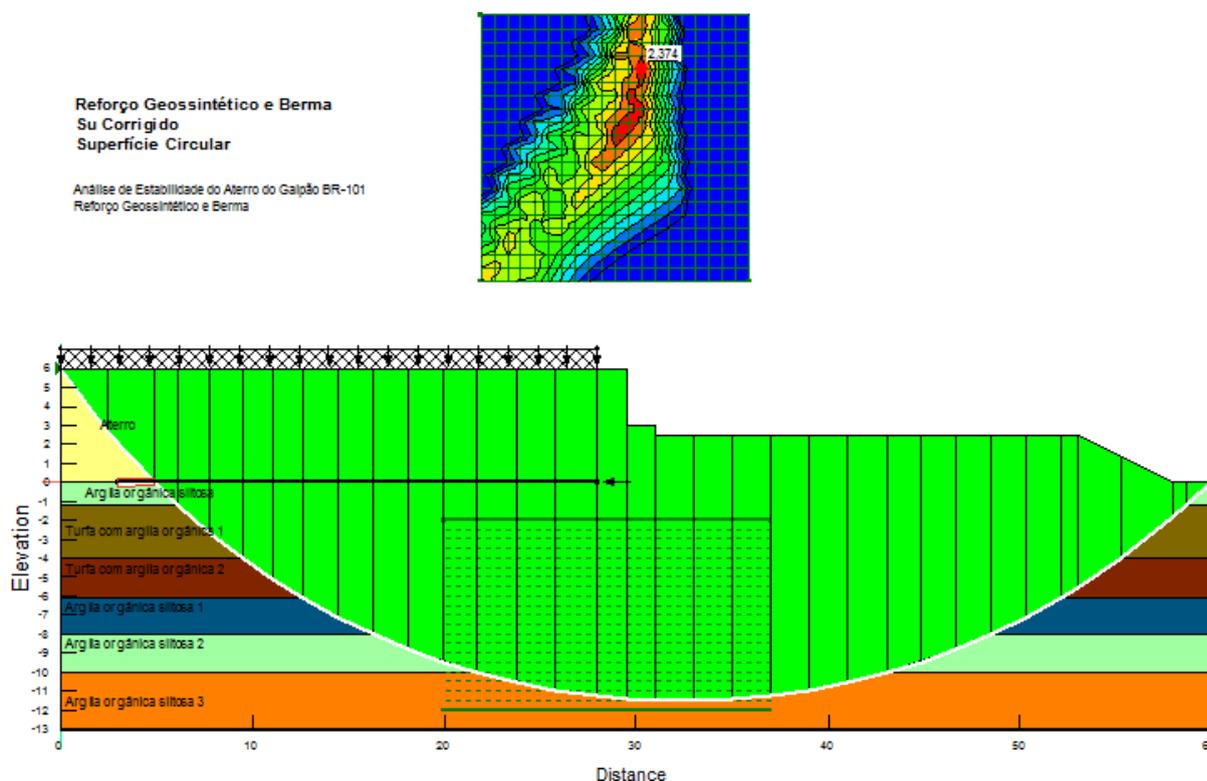
Fonte: Autor (2019), apud Bello (2004)

Figura 23. Cálculo do fator de segurança para o caso do aterro reforçado com geossintético.



Fonte: Autor (2019)

Figura 24. Cálculo do fator de segurança para o caso do aterro reforçado com geossintético e berma.



Fonte: Autor (2019)

4.10 Comparação dos resultados da análise de estabilidade

Após as diversas análises feitas através do software GEO SLOPE, considerando a hipótese de superfície circular, com o S_u corrigido, foi possível comparar o FS obtido antes e após a utilização do reforço geossintético. Percebe-se que a proposta da utilização do geossintético como solução para estabilizar o aterro, eleva o fator de segurança de 0,988 para 1,322, o que possivelmente evitaria a ruptura do mesmo.

Bello (2004) constatou que a proposta de construção da berma, eleva o valor do fator de segurança de 0,988 para 1,665, o que possivelmente evitaria a ruptura. Nesta pesquisa, verificou-se ainda a estabilidade do aterro considerando o uso combinado de geossintético de reforço e a construção de berma. O fator de segurança encontrado foi de 2,374, sendo o maior valor das três opções de estabilização do aterro estudado.

Todas as soluções atendem à segurança contra a ruptura do aterro, considerando os FS variando de 1,332 a 2,374. A solução adotada em projeto dependeria do valor do fator de segurança mínimo determinado pelo projetista e proprietário da obra. Diversos fatores como

porte da obra, custo e prazo, assim como a logística da construção podem interferir na escolha da solução mais adequada.

Tabela 5. Valores de FS mínimos para diferentes condições de estabilidade do Galpão da BR-101 estudado por Bello (2004).

RESUMO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE				
Condição de estabilidade	SEM REFORÇO	COM REFORÇO (GEOSSINTÉTICO)	BERMA	BERMA + REFORÇO (GEOSSINTÉTICO)
FS _{mín}	0,988 aterro rompido Bello (2004)	1,322 Presente pesquisa	1,665 Bello (2004)	2,374 Presente pesquisa

Fonte: Autor (2019)

CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES

Esta pesquisa apresentou os procedimentos para dimensionamento de geossintético de reforço para um aterro de solo mole estudado por Bello (2004). Considerou-se os mecanismos de instabilidade de expulsão de solo mole de fundação e de ruptura generalizada envolvendo o aterro, reforço e solo de fundação. Foram comparados os resultados dos fatores de segurança considerando o aterro reforçado com geossintético, sem reforço, e a possibilidade de construção de uma berma de equilíbrio. Como conclusões desta pesquisa destaca-se:

a) Na análise de estabilidade do aterro considerando reforço, determinou-se na ruptura por deslizamento lateral, uma tração mobilizada de $T = 3,97 \text{ kN/m}$. Na ruptura por cunha, a tração mobilizada foi de $T = 87,27 \text{ kN/m}$. Na ruptura circular tração mobilizada no reforço, para se garantir o fator de segurança F_r de 1,37, foi de $T = 72,40 \text{ kN/m}$.

b) O esforço de tração limite que pode ser mobilizado foi $T_{lim} = 414,21 \text{ kN/m}$ que é maior que a tração utilizada em projeto ($T = 211,19 \text{ kN/m}$).

c) Foi encontrado um fator contra a expulsão de solo mole de $F_e = 1,31$, mostrando que o aterro é estável nessa análise.

d) A deformação permissível no reforço (ϵ_a) foi de 6%. O módulo de rigidez (J), foi igual a $3519,8 \text{ kN/m}$.

e) O resultado do comprimento total do reforço foi $L_{reforço} = 25,14\text{m}$.

f) A proposta da utilização do geossintético como solução para estabilizar o aterro, eleva o fator de segurança de 0,988 para 1,322, o que possivelmente evitaria a ruptura do mesmo. Bello (2004) constatou que a proposta de construção da berma, eleva o valor do fator de segurança de 0,984 para 1,665, o que possivelmente também evitaria a ruptura. O fator de segurança encontrado para o uso combinado de geossintético de reforço e a construção de berma foi de 2,374, sendo o maior valor das três opções de estabilização do aterro estudado.

g) Todas as soluções analisadas nesta pesquisa atendem à segurança contra a ruptura do aterro, considerando os FS variando de 1,332 a 2,374.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, Márcio; MARQUES, Maria Esther. Aterros Sobre Solos Moles Projeto e Desempenho. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- BELLO, M. I. Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles – aterro do galpão localizado na BR-101 - PE. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife. p. 207, 2004.
- CARVALHAIS, R. M. Comportamento geotécnico de aterros aeroportuários sobre fundações compressíveis. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. p. 152, 2017.
- COLLET, H. B. Ensaio de palheta de campo em argilas da baixada fluminense. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. p. 243, 1978.
- COMITÊ TÉCNICO DE GEOSSINTÉTICOS (CTG). Manual Brasileiro de Geossintéticos. 2ª ed. São Paulo: Blucher, 2015.
- DAS, Braja M. Fundamentos da Engenharia Geotécnica. 6ª ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.
- DOMINONI, C. M. Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no porto de Suape, região metropolitana do Recife. Projeto de Graduação (Curso de Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. p. 102, 2011.
- FERNANDES, Luís Renato. A influência da infiltração das chuvas na estabilidade de um talude natural. 2014. 108f. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto, 2014.
- HUESKER. Fortrac geogrelha altamente resistente, flexível, com um histórico comprovado em reforço de solos. <<https://www.huesker.com.br/produtos/geossinteticos/geogrelhas/fortrac/>>. Acesso em: 20 de novembro de 2019
- HUESKER. Fortrac geogrelhas flexíveis de baixa deformação para as mais exigentes soluções geotécnicas. São José dos Campos, 2007.
- KAKUDA, F. M. Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelha com utilização de um equipamento reduzido. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Carlos. p. 124, 2005.
- MORAES, C. M. Aterros reforçados sobre solos moles – análise numérica e analítica. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. p. 223, 2002.

NASCIMENTO, I. N. S. Desenvolvimento e utilização de um equipamento de palheta elétrico in situ. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. p. 134, 1998.

OLIVEIRA, A. T. J. Uso de um equipamento elétrico de palheta em argilas do Recife. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2000.

PINTO CAPUTO, Homero. Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. 6^a ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1988.