

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO  
CENTRO TECNOLÓGICO  
COLEGIADO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROJETO DE GRADUAÇÃO

EDUARDO MURAD VERVLOET E LUIZA SAITER PUPPIN

**DIMENSIONAMENTO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO  
COM GEOSSINTÉTICOS**

VITÓRIA - ES  
AGOSTO/2022

EDUARDO MURAD VERVLOET E LUIZA SAITER PUPPIN

## **DIMENSIONAMENTO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS**

Projeto de Graduação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Karla Maria Wingler

VITÓRIA - ES  
AGOSTO/2022

## **AGRADECIMENTOS**

À UFES, pelo espaço e suporte disponibilizados.

Ao Prof<sup>a</sup>. Dra. Karla Maria Wingler Rebello, pela excelente orientação, conhecimentos transmitidos, disponibilidade, carisma, confiança e compreensão.

Aos familiares e amigos pelo precioso suporte e palavras de incentivo ao longo da jornada acadêmica.

À Plena Engenharia Estrutural, por ter concedido o projeto o qual este trabalho aborda como tema.

Aos professores Bruno Teixeira Dantas e Patrício José Moreira Pires por aceitarem fazer parte da banca examinadora.

## RESUMO

Este trabalho apresenta o dimensionamento de uma estrutura de contenção em muro de arrimo com solo reforçado com geossintéticos. A estrutura dimensionada está localizada na escola EEEFM Aristóbulo Barbosa Leão, no município de Laranjeiras, na Serra (ES). O dimensionamento consiste nas verificações quanto à segurança da estrutura, a partir da análise da estabilidade externa e interna do muro, sendo a segunda análise feita através de três métodos diferentes: Mitchell e Villet, Elias et al e Ehrlich e Mitchell. O geossintético utilizado como reforço foi uma geogrelha à base de poliéster com resistência característica de 40kN, e o seu comprimento foi determinado de tal forma que se ajuste aos fatores de segurança mínimo determinados por cada método de verificação quanto à estabilidade interna. Pôde-se observar que os dois métodos semi-empíricos (Mitchell e Villet, 1981 e Elias et al, 2000) trouxeram um resultado menos conservador do que o método analítico (Ehrlich e Mitchell, 1984), tendo em vista o comprimento dos reforços resultante. Desta forma, se conclui que seria mais adequado a utilização do arranjo previsto pelo dimensionamento por Ehrlich e Mitchell, 1994. Tal método apresenta o cálculo das tensões solicitantes levando em conta a compactação e a rigidez solo-reforço, o que desencadeia em um resultado mais preciso.

**Palavras-chave:** Solo reforçado. Geossintéticos. Estruturas de contenção

## **ABSTRACT**

This paper presents the design of a retaining wall structure with geosynthetics reinforced soil. The dimensioned structure is located at Escola EEEFM Aristóbulo Barbosa Leão, in the county of Laranjeiras, Serra (ES). The design consists of verification's regarding the safety of the structure, based on the analysis of the wall's external and internal stability. The second analysis was performed by three different methods: Mitchell and Villet, Elias Et Al and Ehrlich and Mitchell. The geosynthetic reinforcement consisted of a polyester-based geogrid that has 40kN of strenght, and its length was determined in order to fit the minimum safety factors determined by each verification method for internal stability. It could be observed that the two semi-empirical methods (Mitchell and Villet, 1981 and Elias et al, 2000) brought a less conservative result than the analytical method (Ehrlich and Mitchell, 1984), regarding the resulting length of the reinforcements. Therefore, it is concluded that it would be appropriate to use the arrangement predicted by the method created by Ehrlich and Mitchell,1994. It takes into account the influence of compaction and the soil-reinforcement stiffness in order to calculate the tensile forces, which produces more reliable results.

**Key-words:** reinforced soil. Geosynthetics. retaining wall

## LISTAS DE FIGURAS

Figura 1: Seção transversal típica de um muro com solo reforçado por geossintético .....	14
Figura 2: Ilustração de muro reforçado com geossintético: (a) sem reforço; (b) com reforço .....	15
Figura 3: Estrutura de geogrelha extrudadas .....	15
Figura 4: Estrutura de geogrelhas tecidas.....	15
Figura 5: a) Geotêxtil não tecido agulhado; b) Geotêxtil não tecido termoligado; c) Geotêxtil tecido de laminetes; .....	16
Figura 6: Mecanismos de ruptura na análise de estabilidade externa.....	17
Figura 7: Esforços na estrutura. ....	18
Figura 8: Distribuição de tensões no muro .....	20
Figura 9(a): Linha de ruptura do método Mitchell e Villet .....	21
Figura 10: Superfície de ruptura dos reforços .....	24
Figura 11: Coeficiente de empuxo lateral e sua variação com a profundidade para cada tipo de reforço .....	25
Figura 12: Área de influência da tensão no reforço.....	28
Figura 13: Caminho de tensões .....	28
Figura 14: Posição do muro no terreno .....	33
Figura 15: Corte esquemático mostrando os níveis finais após construção.....	34
Figura 16: Esquema das camadas de reforço.....	36
Figura 17: Esquema de ações sobre seção típica do muro com $L_r = 2\text{m}$ .....	38
Figura 18: Características típicas de diversos rolos compactadores vibratórios .....	45
Figura 19: Parâmetros hiperbólicos conservativos de solos brasileiros .....	46
Figura 20: Arranjo final para dimensionamento pelo método Mitchell e Villet. ....	51
Figura 21: Arranjo final para dimensionamento através do método Elias et al.....	51
Figura 22: Arranjo final para dimensionamento pelo método Ehrlich e Mitchell .....	51

## LISTAS DE TABELAS

Tabela 1: Parâmetros geotécnicos do solo .....	34
Tabela 2: Premissas do muro para dimensionamento .....	36
Tabela 3: Valores do fator de segurança ao arrancamento e à ruptura para cada camada de reforço, no método de Mitchell e Villet. ....	43
Tabela 4: Valores do fator de segurança ao arrancamento e à ruptura para cada camada de reforço, no método de Elias et Al.....	45
Tabela 5: Valores do fator de segurança ao arrancamento e à ruptura cada camada de reforço, no método de Ehrlich e Mitchell .....	50

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1. MUROS DE CONTENÇÃO	11
2.2. GEOSSINTÉTICOS	12
2.2.1 Utilização De Geossintéticos Em Muros De Contenção	13
2.3. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO	16
2.3.1. Análise de Estabilidade Externa	17
2.3.1.1. Tombamento	18
2.3.1.2. Deslizamento	19
2.3.1.3. Capacidade de Carga da Fundação	19
2.3.2. Análise de Estabilidade Interna	21
2.3.2.1. Mitchell e Villet (1987) apud PEDROSO, 2000	21
2.3.2.1.1 Ruptura do Reforço	22
2.3.2.1.2 Arrancamento dos Reforços	23
2.3.2.2. Elias et al. (2000)	23
2.3.2.3.1. Ruptura do Reforço	24
2.3.2.3.2. Arrancamento do Reforço	25
2.3.2.3.3. Fatores de Segurança	26
2.3.2.3. Ehrlich e Mitchell (1994, apud DANTAS e EHRLICH, 2000)	27
3. ESTUDO DE CASO	33
3.1. ÁREA DE ESTUDO	33
3.2. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	34
3.2.1 Parâmetros Adicionais de Projeto	35
3.3. DIMENSIONAMENTO	35
3.3.1. Análise de Estabilidade Externa	37



3.3.1.1. Tombamento	39
3.3.1.2. Deslizamento	40
3.3.1.3. Capacidade de Carga da Fundação	40
3.3.2. Análise de Estabilidade Interna	41
3.3.2.1. Método Mitchell e Villet (1987)	41
3.3.2.2. Método Elias et al. (2001)	43
3.3.2.3. Método Ehrlich e Mitchell (1994)	45
3.3.3. Arranjo Final	50
4. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO	52
5. REFERÊNCIAS	54
ANEXO A	56
ANEXO B	58
ANEXO C	59

## 1 INTRODUÇÃO

Estruturas de contenção são elementos essenciais nas mais diversas obras de engenharia, utilizadas para estabilização de maciços de solo em obras de ferrovias, rodovias, pontes e edificações de variáveis portes, desde as mais simples até as mais complexas. Esse tipo de estrutura é utilizada quando se faz algum tipo de corte no solo, quando se deseja vencer algum desnível ou impedir o colapso de algum maciço de terra existente. Em suma, as estruturas de contenção são utilizadas para garantir a segurança contra a força do empuxo de terra, uma força horizontal produzida pelo maciço de solo sobre as obras com ele em contato.

A utilização de elementos de reforço em obras civis pode ser observada ao longo da história da humanidade, desde a utilização em estradas pelos persas e romanos até a construção da Muralha da China. Neste período eram utilizados como reforço os materiais vegetais fibrosos, que foram substituídos no contexto moderno pelas tiras metálicas, quando o método da terra armada foi idealizado pelo arquiteto francês Henry Vidal em 1960.

Com o rápido desenvolvimento das indústrias têxteis e petroquímicas, foram desenvolvidos materiais sintéticos com alta resistência à tração, conhecidos posteriormente como os geotêxteis e as geogrelhas. Desta maneira, observou-se a oportunidade da utilização de materiais geossintéticos como reforço de solo, e segundo Elias et al. (2001), o uso de inclusões sintéticas em solos reforçados foi iniciado em 1971 na França, e em 1974 nos Estados Unidos. No Brasil, essa técnica construtiva começou a ser difundida na década de 1980 (VERTEMATTI, 2004).

Deste modo, a técnica de solo reforçado com geossintéticos foi disseminada em todo o globo, e obtém grande aderência pelo fato de ser uma alternativa relativamente barata e de fácil acesso e execução.

Neste trabalho, o objetivo é apresentar o dimensionamento de um muro de solo reforçado com geossintético, comparando diferentes métodos de dimensionamento semi-empíricos e analíticos. Para tanto, foi realizado um estudo de caso contemplando a construção de um muro de contenção que supre a necessidade de vencer um desnível de terra em uma escola localizada no município de Laranjeiras, na Serra

(ES). A utilização de solo reforçado com geossintéticos é dada como uma alternativa ao muro de contenção feito em concreto, que foi o método construtivo utilizado na obra em questão.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. MUROS DE CONTENÇÃO**

Um muro de contenção é uma estrutura destinada a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciços cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro (SOARES, s.d.).

Os muros de arrimo tradicionais são estruturas corridas de contenção construídas de parede vertical ou inclinada apoiada em fundação rasa ou profunda. Os muros de arrimo podem ser construídos com diversos materiais, como concreto, alvenaria, cerâmica, gabiões de pedra e outros materiais especiais, além do próprio solo compactado. Estes muros podem ser de vários tipos, como os muros de gravidade, de flexão, e podem ou não utilizar tirantes (GERSCOVICH,s.d).

No entanto, quando se fala em trabalhar com solos, imediatamente nos vêm à mente suas características exclusivas: descontinuidades, grandes variações granulométricas, baixa resistência à tração/cisalhamento, grande variação de permeabilidade, elevadas deformabilidades, altos graus de erodibilidade etc. (VERTEMATTI,2004)

Em função disso, a inclusão de elementos de reforços em estruturas de contenção se tornou uma alternativa viável e interessante para a Engenharia Geotécnica. Como uma maneira de viabilizar a utilização do solo nativo, diversos tipos de estruturas de contenção em solos reforçados foram desenvolvidos. O processo de reforço de solo consiste em se introduzir, no maciço de solo, elementos que possuam resistência à tração relativamente elevada, como fitas metálicas, mantas de geotêxteis, geogrelhas, malhas de aço, etc. (BENJAMIN, 2006).

Apesar do uso de reforços representar uma revolução no conceito de projetos geotécnicos, essa técnica não é nova, já que o uso de elementos fibrosos como, por exemplo, bambu e palha, já foi adotado por chineses e babilônios há milênios (Ehrlich & Becker, 2009).

O uso racional da técnica de solo reforçado para estrutura de contenção foi desenvolvido somente na década de 1960, por Henry Vidal, que difundiu a técnica denominada Terra Armada.

Foi a partir da década de 80 que os geossintéticos passaram a desempenhar um papel fundamental na engenharia geotécnica, substituindo ou aprimorando técnicas existentes, permitindo associações e combinações com solos e agregados, resultando em soluções mais rápidas, mais leves, mais esbeltas, mais confiáveis e mais econômicas. (VERTEMATTI, 2004).

A técnica de solos reforçados com geossintéticos tem sido estudada por vários pesquisadores, sendo verificado diversos métodos de dimensionamento e com diferentes considerações. Os principais métodos serão abordados e detalhados em capítulo à parte.

## 2.2. GEOSSINTÉTICOS

Segundo definição da Norma Brasileira (NBR) ISO 10318-1, o geossintético é um produto em que ao menos um de seus componentes é produzido a partir de um polímero sintético ou natural, sob a forma de manta, tira ou estrutura tridimensional, utilizado em contato com o solo ou outros materiais, em aplicações de engenharia geotécnica e civil. Tais produtos podem desempenhar uma ou mais funções, entre as quais destacam-se: reforço, filtração, drenagem, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial

Os geossintéticos são materiais industrializados que têm em sua composição essencialmente polímeros e aditivos. Devido à produção industrial deste material, consegue-se produzir com eles diferentes formatos, que se adequam com excelência às necessidades do mercado.

A norma NBR ISO 10318-1 classifica os geossintéticos de acordo com seus componentes e tipos de fabricação. Podemos citar alguns dos principais disponíveis no mercado:

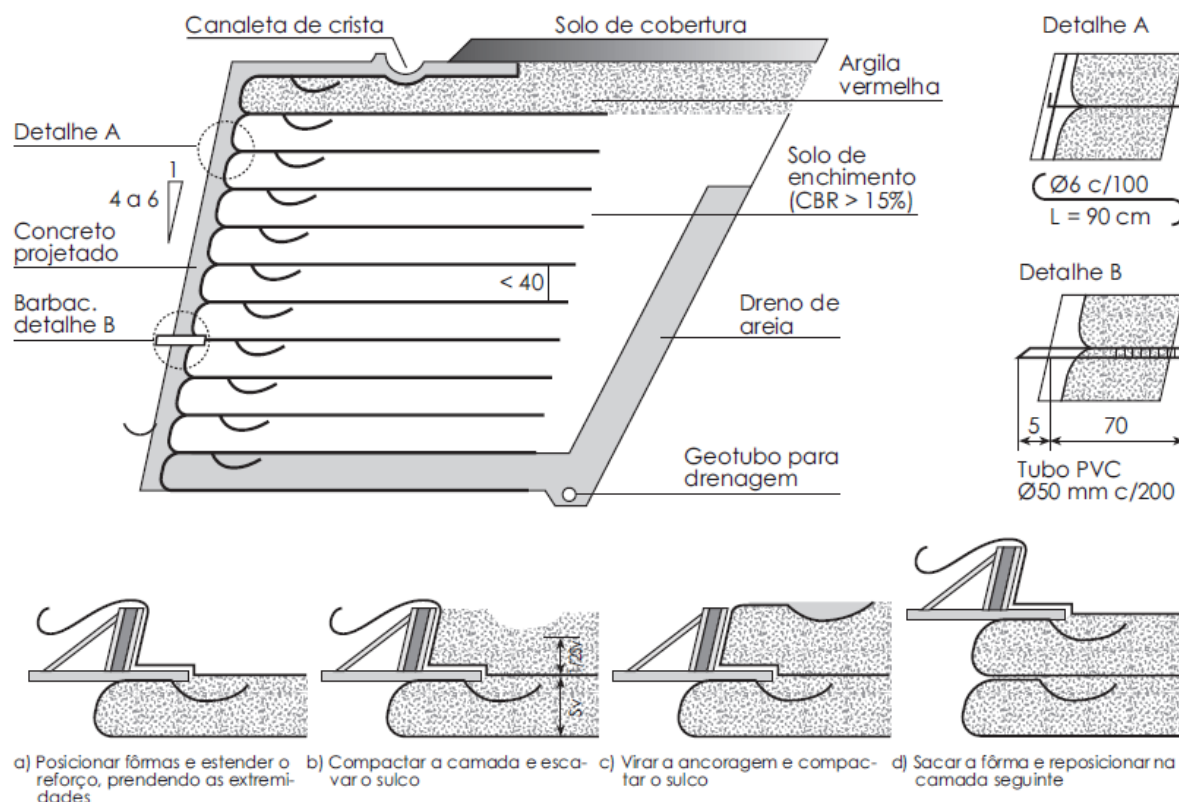
- Geotêxtil (GTX): Material têxtil plano, permeável, polimérico (sintético ou natural), podendo ser não tecido, tricotado ou tecido, utilizado em contato com o solo e/ou outros materiais em aplicações da engenharia geotécnica e civil. Pode ser dos tipos:
  - Geotêxtil não tecido (GTX-NW): geotêxtil feito de fibras, filamentos ou outros elementos direcional ou aleatoriamente orientados, interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos.

- Geotêxtil tricotado (GTX-K): geotêxtil produzido pelo entrelaçamento de um ou vários fios, filamentos ou outros elementos.
- Geotêxtil tecido (GTX-W): geotêxtil produzido pelo entrelaçamento, geralmente em ângulo reto, de dois ou vários conjuntos de fios, filamentos, laminetes ou outros elementos.
- Geogrelha (GGR): estrutura polimérica plana, constituída por uma malha aberta e regular de elementos de tração completamente conectados, que podem ser unidos por extrusão, solda ou "interlooping" ou entrelaçamento, e cujas aberturas são maiores que os elementos constituintes.
- Georrede (GNT): geossintético constituído por conjuntos de elementos paralelos superpostos e completamente conectados a outros elementos similares a vários ângulos.
- Geomanta (GMA): estrutura tridimensional permeável, feita de monofilamentos poliméricos e/ou outros elementos (sintéticos ou naturais), interligados mecanicamente e/ou termicamente, e/ou quimicamente, e/ou de outra forma.
- Geocélula (GCE): fibra tridimensional, permeável, polimérica (sintética ou natural), ou estrutura celular semelhante.
- Geoblanquet (GBL): estrutura permeável de fibras soltas, sintéticas ou naturais, e elementos geossintéticos unidos entre si, para formar uma camada contínua.
- Geocomposto (GCO): material fabricado e montado usando pelo menos um produto geossintético entre os componentes.

### 2.2.1 Utilização De Geossintéticos Em Muros De Contenção

Os muros e taludes de solo reforçado são estruturas de contenção coesas que trabalham como muros de gravidade. Os reforços geossintéticos são dispostos em sucessivas camadas horizontais intercaladas com o aterro compactado de forma a constituir um maciço reforçado com a altura e inclinação de face desejada. São diversas as motivações da utilização de solo reforçado com geossintéticos para compor muros e taludes íngremes. A primeira, e possivelmente a maior, é a possibilidade do uso do solo local para compor a estrutura de contenção, visto que o solo local é provavelmente o material de construção mais econômico de uma obra (PORTELINHA, 2016). A Figura 1 ilustra um arranjo típico de muro de solo reforçado.

Figura 1: Seção transversal típica de um muro com solo reforçado por geossintético



Fonte: Vertematti (2004).

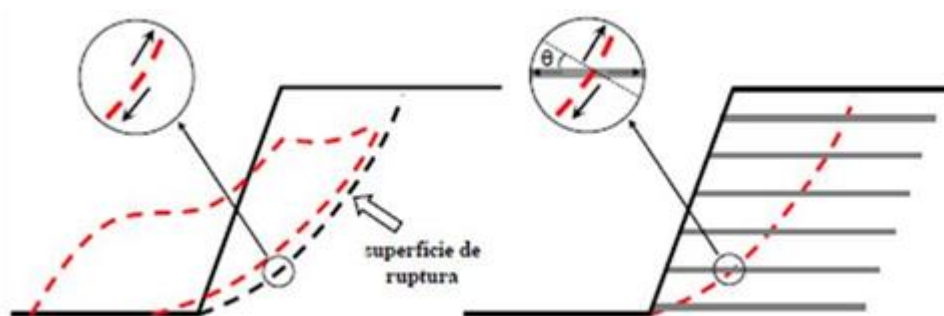
Em maciços de solo reforçado, a inclusão do geossintético propicia uma redistribuição global das tensões e deformações, permitindo a adoção de muros ou taludes mais íngremes, com menor volume de material e área de aterro compactado. Aliado a isto, citam-se outras vantagens como: execução de obras em locais de difíceis acessos; minimização do impacto ambiental decorrente das obras de contenção; execução em locais de difícil acesso; não há necessidade de mão de obra qualificada e utilização de equipamentos convencionais na engenharia. A estrutura final é flexível (permite deformações), esteticamente adequada e economicamente viável. (REBELO,2013)

O comportamento de uma estrutura de solo reforçado é baseado na união de dois materiais com comportamento mecânico complementares: o solo, que apresenta relativamente alta resistência à compressão e ao cisalhamento e o reforço geossintético, que deve apresentar alta resistência à tração.

A Figura 2 ilustra dois taludes, sendo o primeiro sem reforço e o segundo reforçado. No caso do talude sem reforço, quando esse atingir uma situação crítica, ocorrerá um grande deslocamento da massa de solo levando o sistema inteiro à ruptura. Por outro

lado, na Figura 2.b observamos o comportamento de um talude com reforços, no qual o atrito entre o solo e o reforço gera tensões de tração nos reforços, que garantirá a estabilidade da estrutura pelo comprimento de ancoragem.

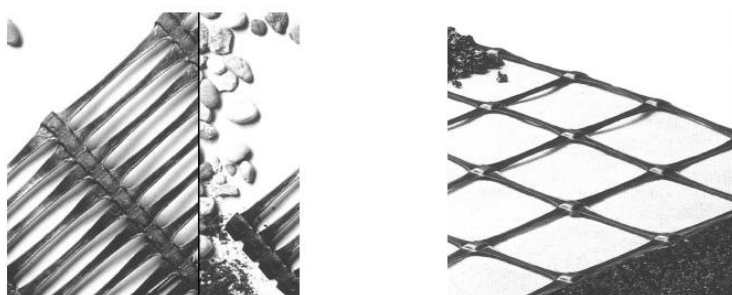
Figura 2: Ilustração de muro reforçado com geossintético: (a) sem reforço; (b) com reforço



Fonte: BENJAMIM, 2006.

Para uso em solos reforçados, os geossintéticos utilizados são os geotêxteis e as geogrelhas. As geogrelhas são recomendados pela sua baixa deformabilidade e grande resistência à tração, além de que sua geometria caracterizada por fios organizados em formato de grelha favorecem a interação solo-reforço. Os geotêxteis também apresentam boa resistência à tração, mas são recomendados para muros com alturas menores, até 4 metros. As Figuras 3 e 5 ilustram os geossintéticos mais utilizados como elementos de reforço.

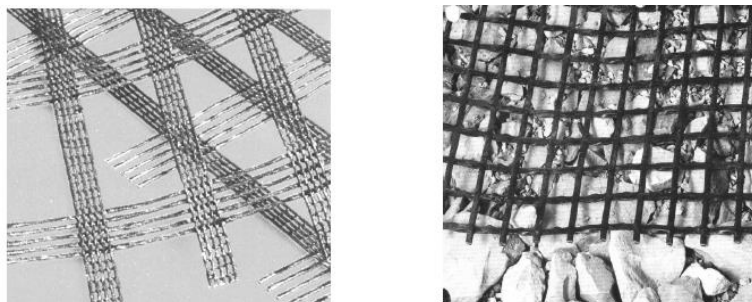
Figura 3: Estrutura de geogrelha extrudadas



Fonte: TEIXEIRA, 2006.

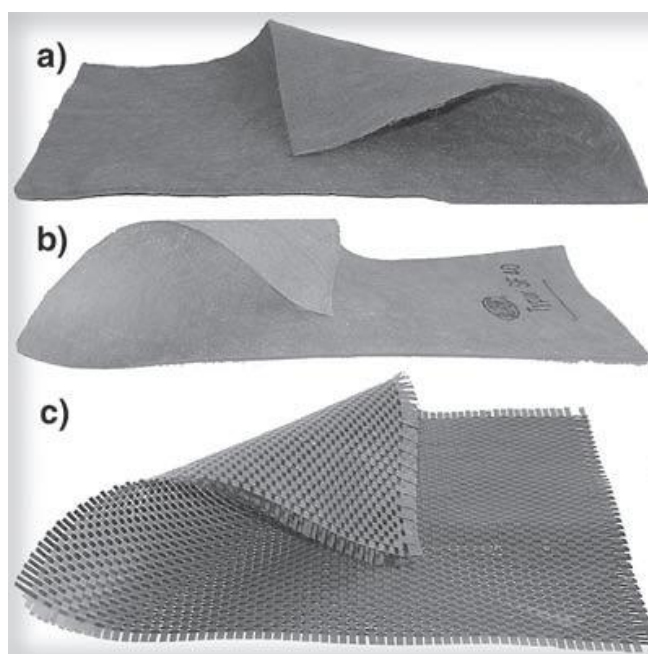
Figura 4: Estrutura de geogrelhas tecidas





Fonte: TEIXEIRA, 2006.

Figura 5: a) Geotêxtil não tecido agulhado; b) Geotêxtil não tecido termoligado; c) Geotêxtil tecido de laminetes;



Fonte: VERTEMATTI, 2004.

### 2.3. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento de estruturas de contenção de solo reforçado consiste em analisar a estabilidade interna e externa da estrutura em questão.

A análise da estabilidade interna contempla a ruptura do reforço por tração e o arrancamento dos reforços do maciço, além da magnitude dos deslocamentos para as situações de fim de construção e vida útil da obra.

Já a estabilidade externa prevê o deslizamento, tombamento, capacidade de carga da fundação e a estabilidade global do maciço. Para tanto, o volume reforçado é considerado como se fosse um corpo rígido, no qual forças externas atuam.

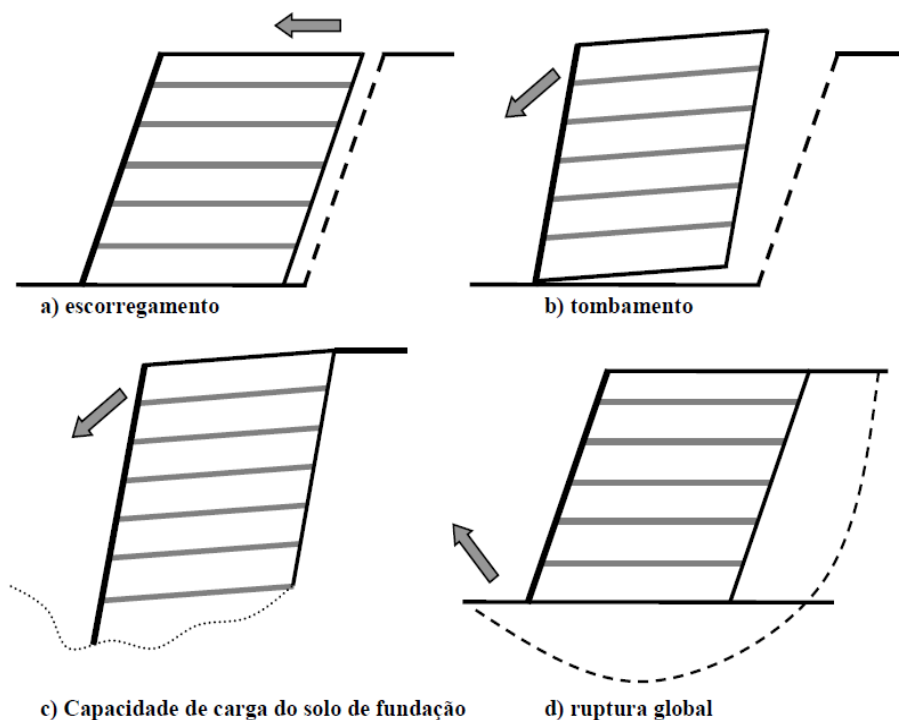
No dimensionamento de uma estrutura de solo reforçado, é essencial que seja verificada sua segurança, sendo garantido o equilíbrio da estrutura. Essa verificação é feita em duas etapas: quanto à estabilidade interna e externa.

Serão detalhados nas próximas seções três dos principais métodos de dimensionamento de um solo reforçado.

### 2.3.1. Análise de Estabilidade Externa

Na verificação quanto à estabilidade externa, analisamos a estrutura de solo reforçado como um corpo rígido, atuando como um muro de gravidade. São verificados quatro mecanismos clássicos da estrutura: a segurança contra o tombamento e o deslizamento, a capacidade de carga da fundação e a estabilidade global do sistema. A Figura 6 ilustra esses mecanismos de ruptura.

Figura 6: Mecanismos de ruptura na análise de estabilidade externa



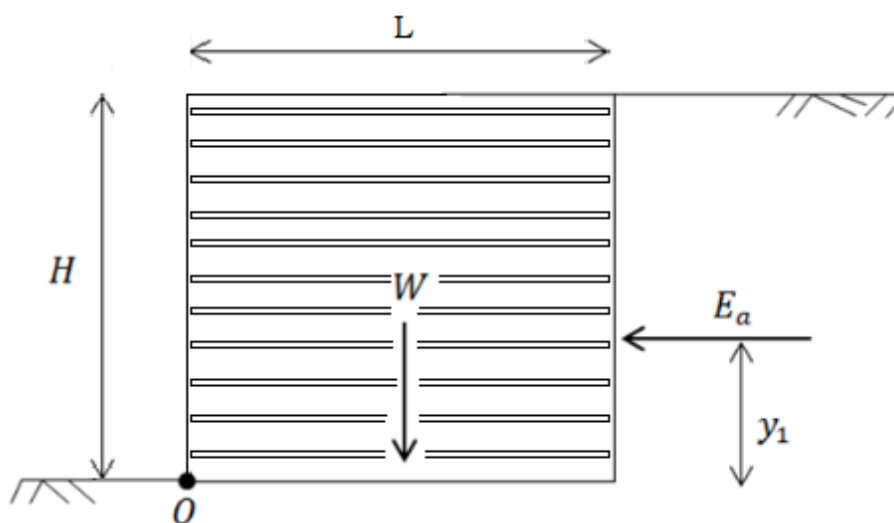
Utilizam-se coeficientes de segurança mínimos para cada situação, estabelecidos pela norma ABNT NBR 11682:2009:

- Verificação ao tombamento: 2,0
- Verificação ao deslizamento: 1,5
- Verificação da capacidade de suporte do solo de fundação: 3,0

#### 2.3.1.1. Tombamento

Na verificação da estrutura ao tombamento é analisado o equilíbrio de momentos entre o empuxo gerado pelo talude a montante e o somatório dos momentos gerados pelo peso próprio (momento resistente). A Figura 7 ilustra os esforços atuantes no sistema. Assim, para garantir que não ocorra o tombamento do muro em torno da sua extremidade externa inferior, estabelecemos um fator de segurança mínimo de 2 contra o tombamento.

Figura 7: Esforços na estrutura.



Fonte: Autor

Podemos então determinar o fator de segurança quanto ao tombamento ( $FS_T$ ) através da equação 1:

$$FS_T = \frac{W \cdot \left(\frac{L}{2}\right)}{E \cdot Y_E} \geq 2,0 \quad (\text{Equação 1})$$

Sendo as variáveis apresentadas:

$W$  = Peso devido ao peso próprio do solo (maciço reforçado);

$L$  = Comprimento de reforço ou largura da base da massa de solo reforçado;

$E$  = Empuxo ativo;

$\gamma_E$  = Braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé da estrutura.

### 2.3.1.2. Deslizamento

Sabe-se que as ações de empuxo do maciço de terra sendo contido geram forças horizontais no muro, forçando um deslizamento da estrutura reforçada nesse sentido contrário à segurança. Esse deslizamento é impedido pela força resistente na base do muro. Assim, podemos determinar o fator de segurança contra o deslizamento ( $FS_D$ ) através da razão entre a força resistente capaz de ser mobilizada na base do muro e a força de empuxo de terra (Equação 2), limitado a um mínimo de 1,5.

$$FS_D = \frac{(\gamma_1 \cdot H) \cdot L \cdot \tan \phi_1}{E} \geq 1,5 \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

$\gamma_1$  = Peso específico do solo;

$H$  = Altura do maciço reforçado;

$\phi_1$  = Ângulo de atrito interno na base do maciço reforçado;

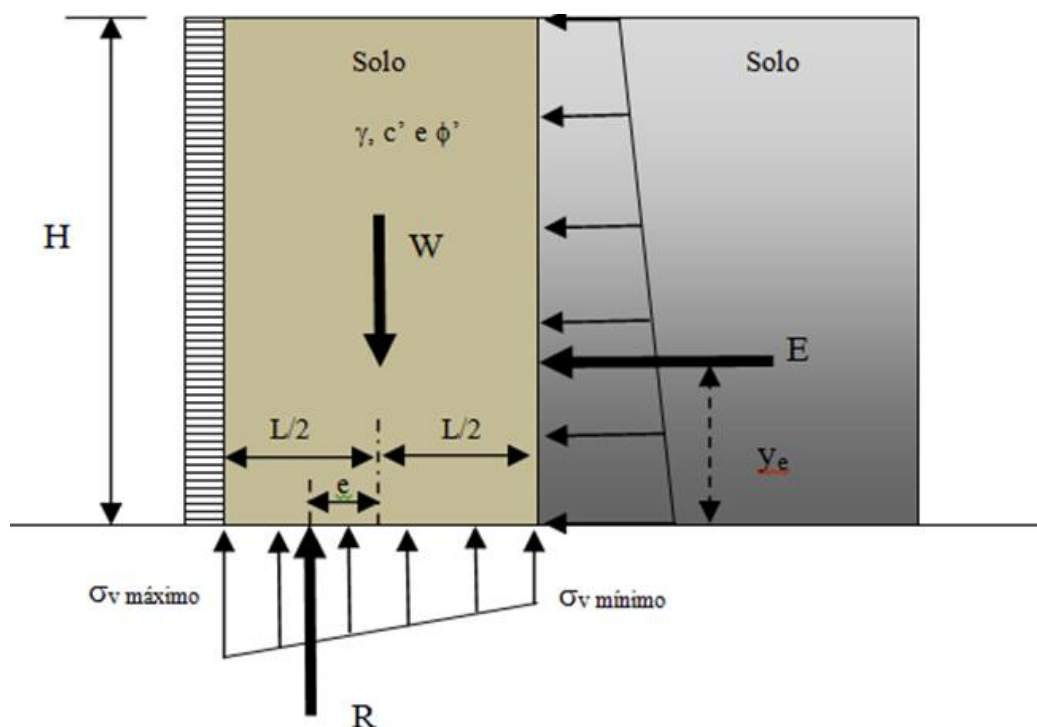
$E$  = Empuxo ativo;

$L$  = Comprimento de reforço ou largura da base da massa de solo reforçado.

### 2.3.1.3. Capacidade de Carga da Fundação

A verificação quanto à capacidade de carga da fundação deve garantir que o solo em contato com a base do muro não rompa nem sofra deformações excessivas. Deve existir o equilíbrio entre o momento da resultante das tensões na base do muro e o momento gerado pelo empuxo do talude a montante. Podemos observar as forças atuantes no sistema na Figura 8.

Figura 8: Distribuição de tensões no muro



Fonte: REBELO, 2013

Admitindo como linear a distribuição de tensões na base do muro, verifica-se a excentricidade da atuação das forças e deve-se garantir que a base do muro estará apenas sob solicitação de tensões de compressão. Assim, a excentricidade ( $e$ ) deve ser inferior à sexta parte de comprimento do reforço ( $L$ ), conforme Equação 3:

$$e = \frac{\Sigma E \cdot y_E}{R} = \frac{\Sigma E \cdot y_E}{\gamma_1 \cdot H \cdot L + q} \leq \frac{L}{6} \quad (\text{Equação 3})$$

A capacidade de suporte do solo de fundação pode ser estimada pela expressão de Terzaghi e Peck (1967), conforme equação 4:

$$q_{max} = c \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

$c$ = Coesão do solo de fundação;

$q_s$ = Sobrecarga no nível da base da estrutura, caso esteja parcialmente enterrada;

$\gamma_f$ = Peso específico do solo de fundação;

$B$ = Base do muro (igual ao comprimento do reforço  $L_r$ );

Os fatores de capacidade de suporte  $N_c, N_q \text{ e } N_\gamma$  são definidos pelas equações 5, 6 e 7 também de Terzaghi e Peck (1967):

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \phi)} \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 5})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (\text{Equação 6})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi \quad (\text{CAQUOT, KERISEL (1953)}) \quad (\text{Equação 7})$$

Finalmente, o fator de segurança quanto à ruptura da base do muro ( $FS_f$ ), deve ser maior ou igual a 3 e é calculado pela razão entre a capacidade de suporte do solo de fundação ( $q_{max}$ ) e a tensão vertical atuante na base do talude ( $\sigma_{max}$ ), conforme equação 8:

$$FS_f = \frac{q_{max}}{\sigma_{max}} \geq 3 \quad (\text{Equação 8})$$

A variável  $\sigma_{max}$  pode ser determinada através da equação 9:

$$\sigma = \frac{R}{L \pm 2 \cdot e} \quad (\text{Equação 9})$$

### 2.3.2. Análise de Estabilidade Interna

A estabilidade interna do volume reforçado consiste em duas verificações. São elas: a ruptura do reforço por tração e o arrancamento dos reforços. Conforme mencionado anteriormente, existem diferentes métodos de dimensionamento desenvolvidos por vários pesquisadores. A seguir, serão relatados três dos principais métodos.

#### 2.3.2.1. Mitchell e Villet (1987) apud PEDROSO, 2000

O método de Mitchell e Villet assume que, conforme proposto por Rankine, o maciço reforçado teria uma linha de ruptura descrita por um ângulo de  $45^\circ + \phi/2$  com a horizontal, conforme Figura 9(a).

Figura 9(a): Linha de ruptura do método Mitchell e Villet

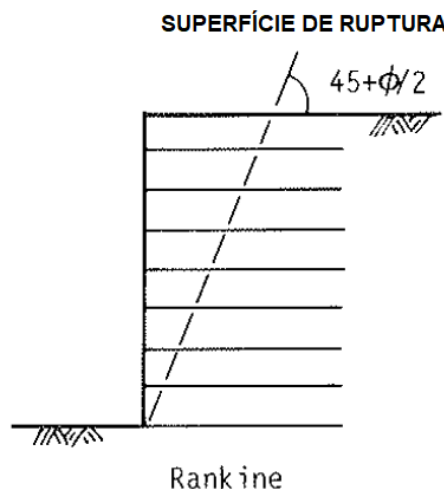
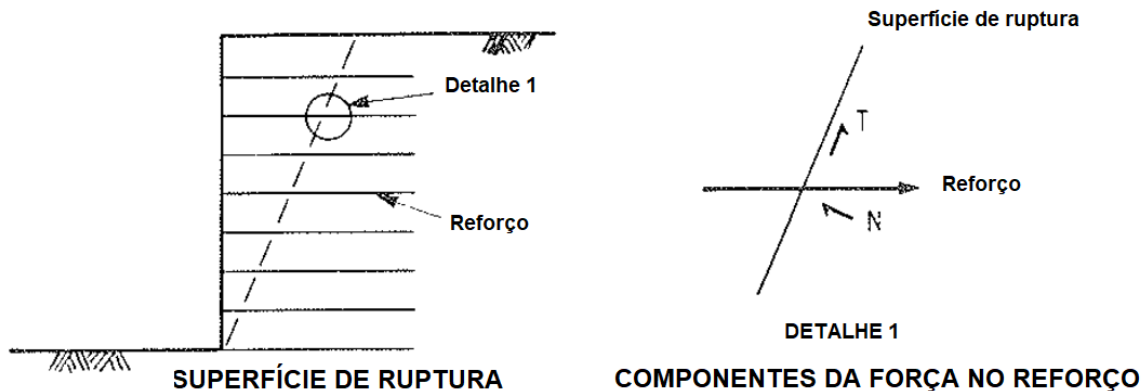


Figura 9(b): Equilíbrio método Mitchell e Villet



Fonte: Adaptado de Mitchell e Villet (1987)

Assim, o equilíbrio interno é obtido igualando os dois lados da linha de ruptura na iminência do colapso. Em seguida, verifica-se a ruptura do reforço e seu arrancamento, de forma que se encontram os espaçamentos verticais entre os reforços e seus comprimentos a partir dos quais não ocorre ruptura, sempre utilizando um fator de segurança (FS).

As tensões verticais do solo são previstas por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (\text{Equação 10})$$

Onde  $\sigma_v$  é a tensão vertical no solo,  $\gamma$  é seu peso específico e  $z$  é a profundidade.

Podemos prever também as tensões horizontais, sendo  $K_a$  o coeficiente de empuxo ativo do solo:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_a \quad (\text{Equação 11a})$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 11b})$$

A partir desse equilíbrio, são feitas as verificações.

#### 2.3.2.1.1 Ruptura do Reforço

Avaliando o diagrama de equilíbrio obtido da linha de ruptura da Figura 9(b), encontra-se a equação 12:

$$FS = \frac{T_{func}}{T_{hor}} = \frac{T_{func}}{(\sigma_h \cdot S_v \cdot S_h)} \geq 1,5 \quad (\text{Equação 12})$$

Em que  $S_v$  é espaçamento vertical entre camadas de reforços e  $S_h$  é espaçamento horizontal entre camadas de reforço, geralmente igual a 1 em geossintéticos contínuos e  $T_{func}$  é a força de tração admissível ou disponível do reforço.

O FS recomendado pelos autores é 1,5 para obras de tempo útil elevado.

#### 2.3.2.1.2 Arrancamento dos Reforços

A variável obtida a partir da verificação do deslizamento é o comprimento necessário do reforço que garanta atrito suficiente para que o arrancamento não ocorra.

Esta análise tem como objetivo determinar o comprimento total dos reforços, que pode ser dividido entre dois comprimentos: o comprimento inserido na zona ativa ( $L_r$ ) e o comprimento de ancoragem ( $L_e$ ).

Com a linha de ruptura, pode-se, para cada profundidade, calcular por semelhança de triângulos o tamanho de cada comprimento na zona ativa ( $L_r$ ).

$$L_r = (H - z) \cdot \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 13})$$

O comprimento total do reforço ( $L$ ) é definido pela soma de  $L_r$  e  $L_e$ . Então podemos calcular o comprimento de ancoragem do reforço:

$$L_e = L - L_r \quad (\text{Equação 14})$$

Depois disso, calcula-se a força de atrito do solo para cada profundidade, sendo  $\phi_{SR}$  o coeficiente de atrito entre o solo e a inclusão:

$$F_{atr} = 2 \cdot \gamma \cdot z \cdot L_e \cdot \operatorname{tg}(\phi_{SR}) \quad (\text{Equação 15})$$

Calculam-se também as tensões horizontais máximas atuantes em cada camada de reforço através da equação 16:

$$T_{max} = \sigma_h \cdot S_v \cdot S_h \quad (\text{Equação 16})$$

Finalmente, o fator de segurança ao arrancamento deve ser maior ou igual a 1,5:

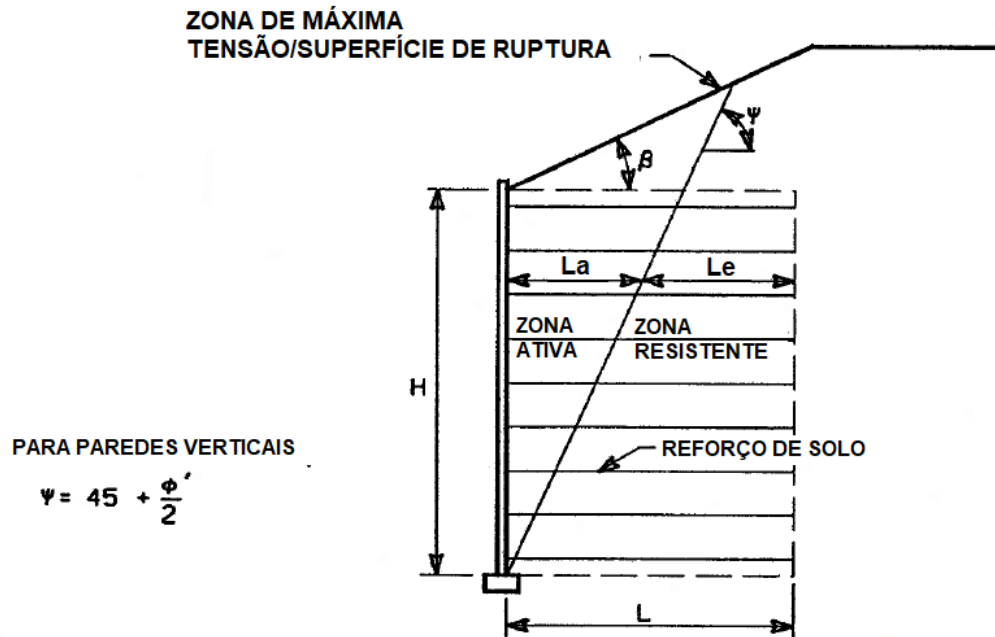
$$FS_p = \frac{F_{atr}}{T_{max}} \geq 1,5m \quad (\text{Equação 17})$$

#### 2.3.2.2. Elias et al. (2000)

O método semi-empírico de Elias et al. (2000) considera, assim como o de Mitchell e Villet, a superfície de ruptura presente na Figura 10:



Figura 10: Superfície de ruptura dos reforços



Fonte: ELIAS ET AL., 2000, ADAPTADO

A partir do equilíbrio de tensões nessa superfície de ruptura, Elias et al. calcula tensão de ruptura no reforço ( $T$ ) e a sua resistência ao arrancamento ( $P_r$ ).

#### 2.3.2.3.1. Ruptura do Reforço

Para o cálculo de  $T$ , a equação 18 é adotada:

$$T = K_r \cdot \sigma_v \cdot S_v \cdot S_h ; \text{ (Equação 18)}$$

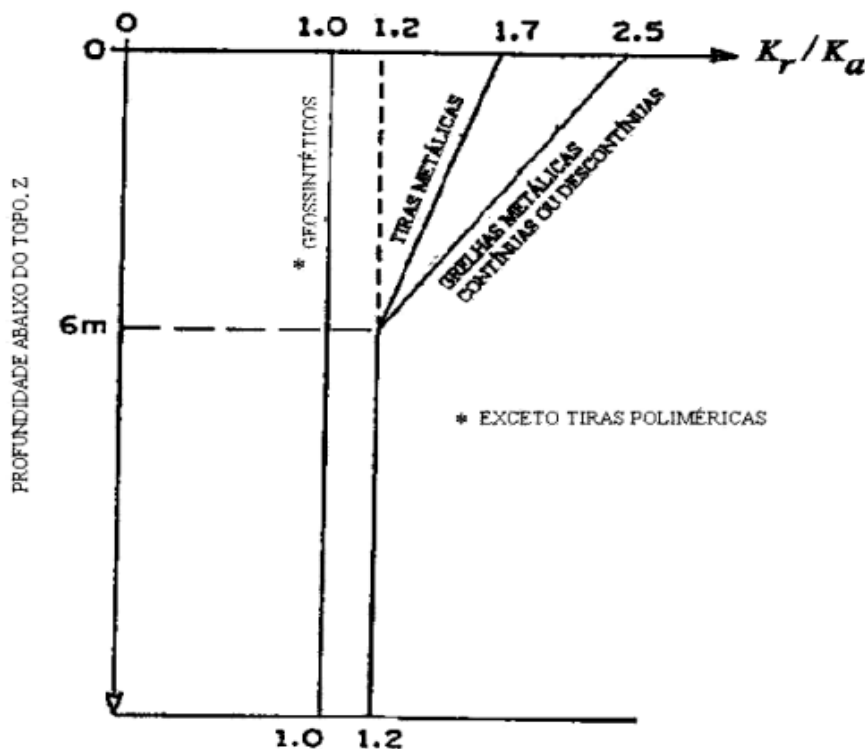
Onde  $\sigma_v$  é a tensão vertical solicitante, expressa por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \text{ (Equação 19)}$$

A Figura 11 representa a relação  $K_r/K_a$ , em que o  $K_a$  é o coeficiente de empuxo ativo e  $K_r$  é o coeficiente de empuxo lateral do solo reforçado na profundidade  $z$  (ELIAS et al. apud DANTAS, 2004). O valor de  $K_a$  é dado por Rankine:

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{ (Equação 20)}$$

Figura 11: Coeficiente de empuxo lateral e sua variação com a profundidade para cada tipo de reforço



Fonte: apud ELIAS et al., 2001, apud DANTAS, 2004

#### 2.3.2.3.2. Arrancamento do Reforço

A partir daí, é calculada a resistência ao arrancamento dos reforços,  $P_r$ , cuja fórmula é dada conforme equação 21:

$$\frac{P_r}{b} = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v \cdot L_e \cdot C \quad (\text{Equação 21})$$

Em que:

- $F^*$  = Fator de Resistência ao Arrancamento
- $\alpha$  = Fator de correção para redução não linear de tensão em reforços muito extensíveis (0,6 para geotêxteis, 0,8 para geogrelhas e 1,0 para reforços metálicos). (ELIAS et al., 2001)
- $\sigma_v$  = Tensão vertical efetiva na interface Solo-Reforço, pela equação 22.

$$\sigma_v = \frac{\gamma Z}{\left[1 - \frac{K_a}{3} \left(\frac{z}{L_r}\right)^2\right]} \quad (\text{MEYERHOF, 1955}) \quad (\text{Equação 22})$$

- $L_e$  = Comprimento do reforço na zona resistente, encontrado por semelhança de triângulos a partir da superfície de ruptura da Figura 10.
- $C$  = Número de faces do reforço que efetivamente contribuem na resistência ao arrancamento ( $C = 2$ ).
- $b$  = Unidade de largura, que pode ser a largura de uma tira (tiras metálicas) ou, para o caso de geogrelhas ou geotexteis, convém utilizar a unidade ( $b=1m$ ).

Valores de  $F^*$  propostos por ELIAS et al.(2000):

- Para geossintéticos:
  - $F^* = 2/3 \tan \Phi$
- Para tiras metálicas nervuradas:
  - No topo:  $F^* = 1,2 + \text{LOG } C_u$ ; ( $C_u = D_{60} / D_{10}$ );
  - Para  $Z \geq 6 \text{ m}$  :  $F^* = \text{tg}\Phi$
  - Para  $C_u$  desconhecido, é sugerido adotar  $C_u = 4$  ( $F^* = 1,8$  )
- Para tiras metálicas lisas:
  - $F^* = \text{tg } \Phi$
- Para grelhas metálicas
  - No topo:  $F^* = 20 \cdot (t / St)$
  - $Z \geq 6 \text{ m}$ :  $F^* = 10 \cdot (t / St)$
  - Sendo:  $t$  = Espessura das barras transversais;  $St$  = Espaçamento entre as barras transversais, que para a validade das fórmulas, deve ser maior ou igual a 150mm

#### 2.3.2.3.3. Fatores de Segurança

Conforme calculados  $T$  e  $P_r$ , faz-se necessário calcular os coeficientes de segurança à ruptura e arrancamento dos reforços. Para obras com longa vida útil, ELIAS et al. (2001) recomenda:

$$FS_R = \frac{R_T}{T} \geq 1,5; \text{ (Equação 23)}$$

$$FS_P = \frac{P_R}{T} \geq 1,5; \text{ (Equação 24)}$$

sendo:

$FS_R$ : Fator de segurança à ruptura;

$FS_P$ : Fator de segurança ao arrancamento.

#### 2.3.2.3. Ehrlich e Mitchell (1994, apud DANTAS e EHRLICH, 2000)

Para verificar a ruptura dos reforços foi utilizado também o método de Ehrlich e Mitchell (1994). Esse método se baseia na compatibilidade de deformações no solo e no reforço, considerando a influência da rigidez relativa solo – reforço e o efeito da compactação do solo.

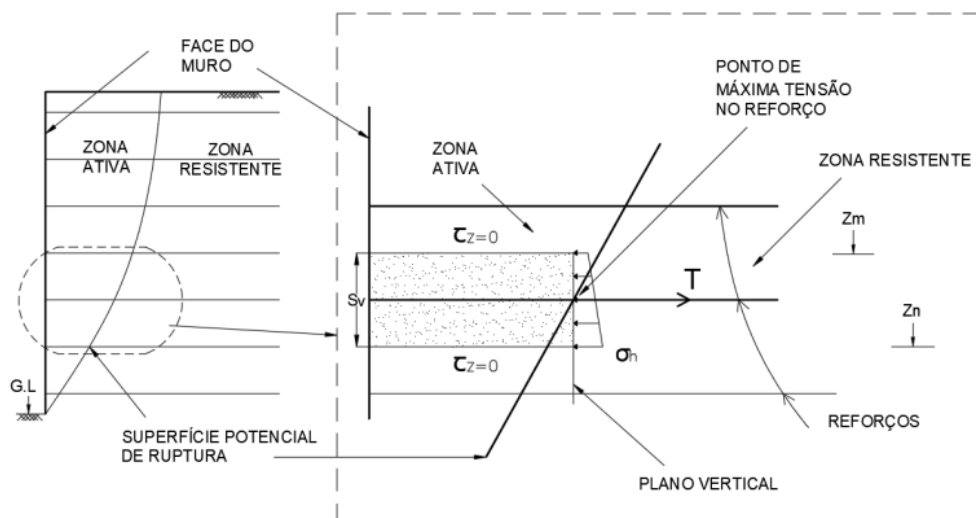
Com relação à rigidez relativa solo - reforço, a hipótese assumida pelo método é a de que o solo e o reforço têm aderência perfeita no ponto de maior tensão, resultando em deformação idêntica do solo e do reforço nesse local. Então, busca-se encontrar este ponto de maior solicitação dos reforços considerando comportamento elástico-linear do reforço e não linear do solo.

No que concerne ao segundo aspecto citado anteriormente, os autores provam que nas profundidades em que a tensão vertical induzida pela compactação representa a máxima tensão atingida na história do solo, as tensões horizontais nos reforços são fortemente influenciadas por ela. Por conseguinte, a compactação é levada em conta no dimensionamento dos reforços.

Em suma, o dimensionamento se desenvolve em função da profundidade, da compactação e do índice de rigidez relativa entre reforço e solo.

No equilíbrio de forças, considera-se que cada reforço possui uma área de influência de altura  $S_v$  e largura  $S_h$ , na qual não existe cisalhamento, e as tensões verticais e horizontais são consideradas para dimensionamento. A Figura 12 representa a hipótese de equilíbrio interno adotada.

Figura 12: Área de influência da tensão no reforço



Fonte: EHRLICH, MITCHELL (1994) apud MEIRELES (2018)

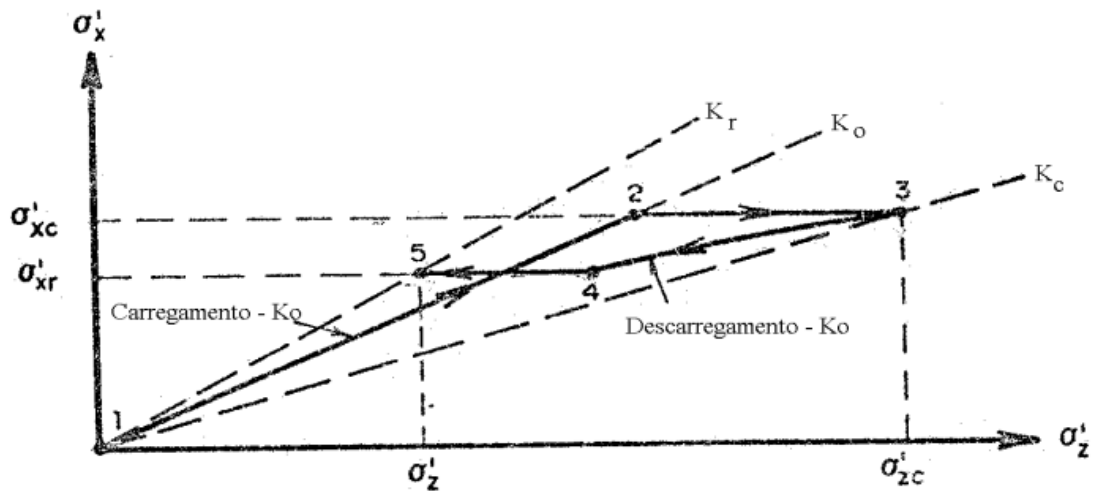
Conforme se vê na Figura 12, o equilíbrio de forças se dá por:

$$T - S_h \cdot S_v \cdot (\sigma_h)_{méd} = 0 \quad (\text{Equação 25})$$

Em que  $T$  é a tensão máxima no reforço,  $S_v$  e  $S_h$  são os espaçamentos vertical e horizontal respectivamente, e  $\sigma_{h,méd}$  é a tensão horizontal média no solo.

Essa tensão horizontal média, por sua vez, depende da influência da compactação nas tensões horizontais induzidas nos reforços. Para considerar esse efeito, o modelo proposto por Ehrlich e Mitchell (1994) aponta que a operação de compactação pode ser representada por ciclos de carregamento e descarregamento que promovem o surgimento de tensões horizontais residuais no solo. Esse caminho de tensões é apresentado na Figura 13. Além disso, o modelo de solo que Ehrlich e Mitchell assumem é o modelo hiperbólico de Duncan et al.(1980) em uma versão reformulada.

Figura 13: Caminho de tensões



Fonte: EHRLICH e MITCHELL(1994), apud DANTAS(2004)

O coeficiente de Poisson é tido como, no carregamento inicial, uma constante do solo com o valor igual ao solo em repouso. Já no descarregamento, foi utilizado o valor do coeficiente Poisson de Duncan e Seed (1986).

Quanto ao caminho das tensões, o método assume que o solo se submete a apenas um ciclo de tensões em sua história, conforme Figura 13.

Neste método simplificado, dividiu-se o carregamento em duas partes:

- 1) Carregamento sem deformações laterais, com coeficiente  $K_0$  (1 – 2);
- 2) Carregamento com deformações sob tensão horizontal constante (2 – 3) até a máxima tensão vertical efetiva  $\sigma'_{zc}$ .

Da mesma forma, o descarregamento também é dividido em duas fases:

- 1) descarregamento sem deformações laterais (3 – 4);
- 2) descarregamento com deformações laterais sob tensão horizontal constante (4 – 5) até a tensão vertical efetiva correspondente à geostática  $\sigma'_z$  ao final da construção da estrutura.

Vale ressaltar que quando a tensão de compactação não é à tensão máxima da história do solo, o ponto 3 é igual ao ponto 5, vê-se que não há plastificação do solo.

Para os efeitos da compactação, o método chega nas seguintes equações para tensão máxima no solo induzida pela compactação:

$$\sigma'_{xp,i} = v_0 \cdot (1 + K_a) \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{N_y}{L} \right]^{\frac{1}{2}} ; \text{ (Equação 26a)}$$

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{\sigma'_{xp,i}}{K_0}; \text{ (Equação 26b)}$$

Em que  $\sigma'_{xp,i}$  é a tensão horizontal induzida pela compactação do solo na direção dos reforços,  $\sigma'_{zc,i}$  é a tensão vertical induzida pela compactação, e  $K_a$  é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine:

$$K_a = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{ (Equação 27)}$$

$N_\gamma$  é o fator de capacidade de carga, da teoria das cunhas de Rankine:

$$N_\gamma = tg \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \left[ tg^4 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \text{ (Equação 28)}$$

$Q$  é a força máxima do rolo compactador e  $L$  é a largura do rolo compactador e  $v_0$  o coeficiente de Poisson no estado de repouso:

$$v_0 = \frac{K_0}{1+K_0} \text{ (Equação 29)}$$

$$\text{Sendo: } K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \text{ (JAKY, 1944) (Equação 30)}$$

Para a tensão vertical efetiva geostática do solo, o método utiliza a equação da distribuição de Meyerhof (1953):

$$\sigma'_z = \frac{\gamma Z}{\left[ 1 - \frac{K_a}{3} \cdot \left( \frac{Z}{L_r} \right)^2 \right]} \text{ (MEYERHOF, 1955) (Equação 31)}$$

Para uma dada profundidade, então, admite-se o maior valor entre  $\sigma'_z$  e  $\sigma'_{zc,i}$  que se tornará o  $\sigma'_{zc}$  (máxima tensão vertical efetiva), em que deve-se encontrar a relação  $\sigma'_z/\sigma'_{zc}$  que será utilizada para obtenção da tensão máxima para uma dada profundidade. Outro parâmetro a ser calculado é a rigidez relativa solo-reforço ( $S_i$ ):

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \text{ (Equação 32)}$$

Em que:

- $\kappa$ : parâmetro do modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980);
- $E_r$  e  $A_r$ : módulo de elasticidade e área da seção do reforço;

Então, resolve-se a equação do carregamento por tentativa e erro para encontrar o coeficiente  $K_c$  (coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento incluindo as tensões de compactação):

$$\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n / S_i = \frac{(1-v_0^2) \cdot (1-K_{aa})^2 \cdot (K_0-K_C) \cdot K_0}{(K_C-K_{aa}) \cdot (K_0-K_{aa}) \cdot K_C^n}; \text{ (Equação 33)}$$

Em que:

- $K_{aa}$ : Coeficiente de tensão no solo de Rankine equivalente e valor assintótico da curva hiperbólica de tensão-deformação do solo;

$$K_{aa} = \frac{K_a}{(1-K_a) \cdot (c' / (\sigma'_{zc} \cdot K_C \cdot \tan \phi) + 1) / R_f + K_a} \text{ (Equação 34)}$$

- $K_a$  e  $v_0$  estão nas equações 27 e 29;
- $c'$  é o intercepto de coesão;
- $n$  é parâmetro do modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980);
- $R_f$  é a relação de ruptura (DUNCAN et al., 1980).

Calculado o  $K_C$  de carregamento, calcula-se, também por tentativa e erro, o  $K_r$ , que é definido como coeficiente de empuxo de equilíbrio no descarregamento conforme a equação 35:

$$\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n / S_i = (1 - v_{un}^2) \cdot \text{ (Equação 35)}$$

Em que:

- OCR é a razão de sobreadensamento:

$$OCR = \sigma'_{zc} / \sigma'_z \text{ (Equação 36)}$$

- $K_{\Delta 2}$  é o coeficiente de decréscimo das tensões horizontal e vertical:

$$K_{\Delta 2} = K_0 \cdot (OCR - OCR^\alpha) / (OCR - 1) \text{ (Equação 37)}$$

- $\alpha$  é o parâmetro adimensional de DUNCAN e SEED (1986) para o descarregamento:

$$\alpha = 0,7 \cdot \tan \phi \text{ (Equação 38)}$$

(BELLOTTI et al.(1983) apud DUNCAN e SEED (1986))

- $v_{un}$  = coeficiente de Poisson durante o descarregamento ou recarregamento:

$$v_{un} = \frac{K_{\Delta 2}}{1 + K_{\Delta 2}} \text{ (Equação 39)}$$

A partir disso, é possível calcular a tensão máxima no reforço (T). Vale ressaltar que nas profundidades iniciais em que a compactação prevalece, ou seja,  $\sigma'_{zc,i} > \sigma'_z$ , o solo está no regime do recarregamento, e T é calculado na fórmula:



$$T = S_h \cdot S_v \cdot (\sigma_h)_{méd} = S_h \cdot S_v \cdot \sigma'_z \cdot K_r \text{ (Equação 40)}$$

No entanto, em profundidades maiores, onde a tensão vertical devido ao peso próprio é maior que a de compactação, o solo ainda está no carregamento, pois nunca sofreu uma tensão maior do que incide atualmente nele. Neste caso, utiliza-se o  $K_c$  para calcular T:

$$T = S_h \cdot S_v \cdot (\sigma_h)_{méd} = S_h \cdot S_v \cdot \sigma'_z \cdot K_c \text{ (Equação 41)}$$

Finalmente, calcula-se o fator de segurança à ruptura, que deve ser maior que 1,5:

$$FS_R = \frac{R_T}{T} \geq 1,5 \text{ (Equação 42)}$$

### 3. ESTUDO DE CASO

#### 3.1. ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo em questão está localizada no bairro de Laranjeiras, Serra - ES. Nele estão sendo construídos o prédio principal, o centro de línguas e o subsolo da escola EEEFM Aristóbulo Barbosa Leão, que teve sua estrutura original demolida em 2018 para reconstrução. A planta baixa de terraplenagem consta no Anexo A.

O muro se localiza entre os cortes S20 e S23 do Anexo B no qual se pode ver que a diferença de nível de maior significância na construção final é de 3,18m, entre o prédio principal e o subsolo. Para tanto, fez-se necessário projetar estrutura de contenção, para sustentar tal diferença de nível.

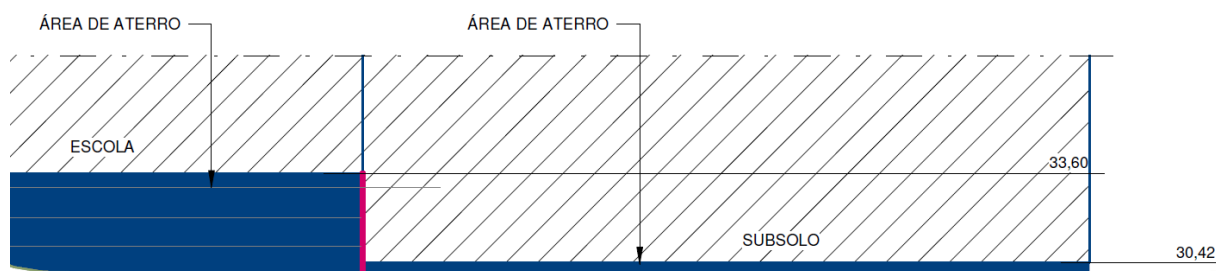
A localização do muro na planta baixa do terreno está destacada na Figura 14.

Figura 14: Posição do muro no terreno



Fonte: Autor

Figura 15: Corte esquemático mostrando os níveis finais após construção



Fonte: Autor

No projeto original essa contenção foi feita por muro de flexão em concreto armado. Este estudo terá como objetivo dimensionar esse mesmo muro de contenção em solo reforçado por geossintéticos, com o intuito de comparar os três métodos de dimensionamento supracitados: Mitchell e Villet (1987), Ehrlich e Mitchell (1994) e Elias et al. (2001).

### 3.2. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

O solo em questão trata-se, conforme as sondagens SPT no Anexo C, de uma argila arenosa (identificação tátil-visual do próprio ensaio). Os parâmetros geotécnicos foram fornecidos pela empresa responsável pelo projeto e são apresentados na tabela 1:

Tabela 1: Parâmetros geotécnicos do solo

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS		
PARÂMETRO	SÍMBOLO/EQUAÇÃO	VALOR
Peso Específico do Solo ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma$	17
Angulo de Atrito ( $^\circ$ )	$\phi$	33
Intercepto de Coesão (kPa)	$c'$	0
Coeficiente de Empuxo Ativo	$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$	0,295
Coeficiente de Empuxo no Repouso	$K_0 = 1 - \sin \phi$	0,455
Coeficiente de Poisson no Repouso	$u_0 = K_0 / (1 + K_0)$	0,313
Fator de resistência ao arrancamento para reforços geossintéticos	$2/3 \cdot \tan(\phi)$	0,433

Fonte: Autor

### 3.2.1 Parâmetros Adicionais de Projeto

Além das ações do solo contido sobre muro, foram consideradas o peso de laje de piso sobre solo mais acabamento e ainda sobrecarga de utilização de piso do pavimento que ficará acima do aterro contido, totalizando o valor de projeto de 7,5 kN/m<sup>2</sup>. Vale ressaltar que a NBR11682 (2009) prevê que qualquer estrutura de contenção deve suportar no mínimo 20kPa de sobrecarga adicional, exceto em casos em que o engenheiro deve justificar o valor inferior adotado. Como se trata de um estudo com o objetivo de avaliar o comportamento real da estrutura, foi adotada a sobrecarga de 7,5kN/m<sup>2</sup>, conforme definida pelo projeto da superestrutura.

A fundação da edificação localizada no montante é em estacas profundas, que pouco influenciam no dimensionamento do muro. Tais estacas foram, inicialmente, projetadas como hélice contínua. Porém, os resultados da investigação geotécnica mostraram camadas de solo muito resistentes, por vezes intransponíveis às lâminas do trado helicoidal de tais estacas. Face a estas características, previu-se a substituição das lâminas cortantes de aço do trado helicoidal por roller bits de carboneto de tungstênio (ponteiras de wídia).

### 3.3. DIMENSIONAMENTO

Optou-se por utilizar o reforço do tipo geogrelha, pelo fato de apresentar uma ótima resistência à tração e aderência ao solo. O escolhido, a princípio, foi da STRATAGRID SÉRIE UX®. A empresa define como: *“Geogrelhas para reforço de solo de alto desempenho. São fabricadas com fios de poliéster de alta tenacidade e alto peso molecular protegidos por cobertura polimérica, a fim de garantir suas propriedades. STRATAGRID SÉRIE UX® são projetadas para resistir mecanicamente à fase de instalação e quimicamente quando em meio ambiente agressivo.”*

Foi escolhida a linha SGi40, que apresenta resistência característica de 40 kN/m, fator de redução para fluência (FR<sub>cr</sub>) de 1,51 e fator de redução para danos de instalação (Frid) de 1,07. Assim, pode-se determinar a resistência de projeto, a qual é a divisão da resistência característica pelos fatores de redução, conforme equação 43:

$$R_t = \frac{40}{(1,51 \cdot 1,07)} = 24,76 \text{ kN/m (Equação 43)}$$

Apresentado o estudo de caso, podemos prosseguir com o dimensionamento em si, que se baseia na verificação quanto à segurança do muro no que se refere à estabilidade externa e interna, pelos métodos citados. Os cálculos apresentados a seguir irão utilizar premissas da Tabela 2, que já foram validadas por todas as verificações de segurança.

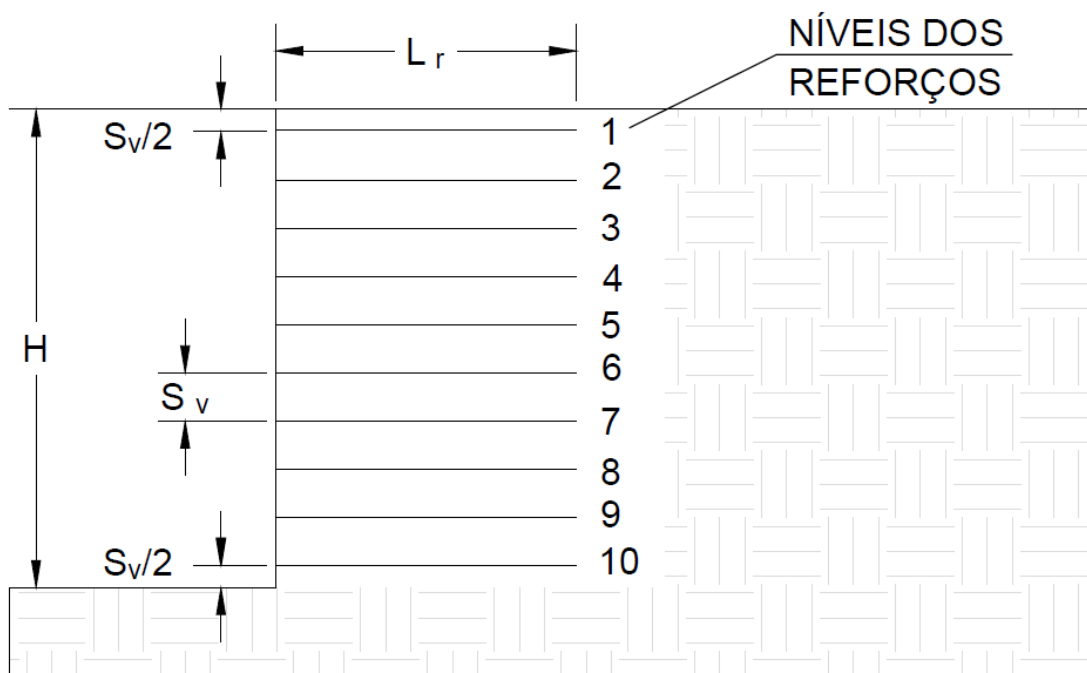
Tabela 2: Premissas do muro para dimensionamento

DADOS DE ENTRADA		
Altura do muro (H)		3,18 m
Comprimento dos reforços (Lr)	Elias et. al.	2 m
	Mitchell e Villet	2 m
	Ehrlich e Mitchell	3,1 m
REFORÇO		
Tipo de reforço		Geogrelha
Largura do reforço (b)		1000 mm
Resistência de projeto		24,76 kN/m
Espaçamento Vertical (Sv)		0,32 m
Espaçamento Horizontal (Sh)		1 m
Posição do primeiro nível de reforço:		0,16 m
SOLO		
Peso específico ( $\gamma_t$ )		17 kN/m <sup>3</sup>
Ângulo de atrito ( $\phi$ )		33 °

Fonte: Autor

Para o muro de 3,18m de altura, foi adotada disposição de 10 camadas de reforço, espaçadas 0,32m entre si. O primeiro nível de reforço é posicionado a 0,16m da base da estrutura, metade do espaçamento vertical, conforme Figura 16.

Figura 16: Esquema das camadas de reforço



Fonte: Autor

### 3.3.1. Análise de Estabilidade Externa

O primeiro passo para o dimensionamento do muro é o cálculo do empuxo de terra causado pelo maciço não reforçado. Os dois processos clássicos para determinação de empuxo são através das teorias de Rankine e Coulomb. No nosso trabalho vamos utilizar a teoria defendida por Rankine, que admite algumas condições:

- Deve ser nulo o atrito entre o solo e o muro ( $\delta = 0$ );
- O solo do terrapleno é considerado sem coesão ( $c = 0$ );

Calculando primeiramente o coeficiente de empuxo ativo do solo pela equação 44:

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (44)$$

Substituindo os dados do solo:

$$K_a = \tan^2 (45 - 33/2)$$

$$K_a = 0,295$$

Sendo a altura do muro  $H = 3,18\text{m}$ , podemos então calcular o empuxo ativo do solo (E) pela equação 45:

$$E = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 \quad (45)$$

$$E = \frac{1}{2} * 0,295 * 1 * 3,18^2$$

$$E = 25,34 \text{ kN/m}$$

O ponto de aplicação do empuxo no maciço de solo ( $y_E$ ) é o braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé da estrutura. Nesse caso, ele é definido como  $\frac{1}{3}$  da altura do muro, então para o muro com  $H=3,18\text{m}$ ,  $y_E=1,06\text{m}$ .

A sobrecarga que atua distribuída sobre o solo também causa empuxo sobre o solo reforçado. Pelo fato de a distribuição de tensões ser linear e constante ao longo da altura do muro, seu ponto de aplicação ( $y_{sob}$ ) é posicionado na metade da altura do muro, então  $y_{sob} = H/2 = 3,18/2 = 1,59\text{m}$ . Podemos calcular o empuxo devido à sobrecarga pela equação 46:

$$E_{sob} = H * q * K_a \quad (46)$$

$$E_{sob} = 3,18 * 7,5 * 0,295$$

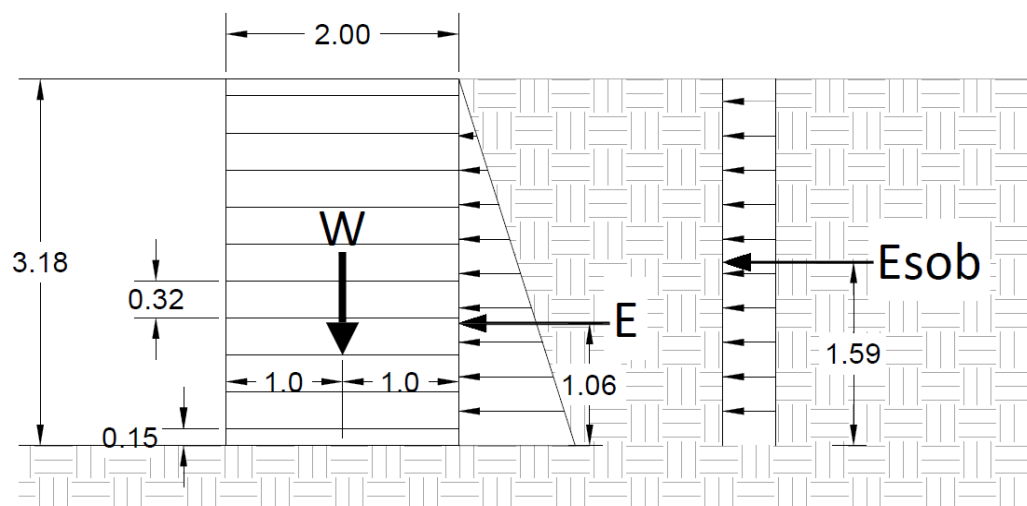
$$E_{sob} = 7,03 \text{ kN/m}$$

Uma vez determinados os empuxos atuantes, a análise de estabilidade externa consiste em verificar os fatores de segurança quanto ao deslizamento, ao tombamento e à capacidade de carga da fundação, de tal forma que sejam atendidos os fatores de segurança mínimos.

Nas verificações quanto à estabilidade interna, encontramos no método de Elias et al que o comprimento mínimo do reforço que passa para as verificações de segurança é  $L=2\text{m}$ , enquanto que no método de Mitchell e Villet também  $L=2,0\text{m}$  e no método Ehrlich e Mitchell  $L=3,1 \text{ m}$ . Tendo em vista que nas verificações quanto à estabilidade externa, quanto maior o comprimento do reforço, mais favorável à segurança está a estrutura, vamos realizar essa verificação para um reforço com  $L=2\text{m}$ , que é o menor comprimento encontrado entre os três métodos.

Podemos observar na Figura 17 a seção típica do muro para o comprimento do reforço de  $2\text{m}$ , considerando o peso próprio, o empuxo ativo, a sobrecarga e seus respectivos pontos de aplicação no muro.

Figura 17: Esquema de ações sobre seção típica do muro com  $L_r = 2\text{m}$



Fonte: Autor

#### 3.3.1.1. Tombamento

Começamos o cálculo das verificações de segurança com o fator de segurança contra o tombamento, que deve ser maior que 2, conforme equação 47:

$$FS_T = \frac{W * \left(\frac{l}{2}\right)}{E * Y_E} \geq 2,0 \quad (47)$$

O peso próprio (W) do maciço reforçado é calculado pelo produto entre o volume e o peso específico do solo. Como o cálculo é realizado para um metro de comprimento do muro, multiplicamos o peso específico do solo pela área da seção transversal do muro, como na equação 48 a seguir.

$$W = V * \gamma \quad (48)$$

$$W = A * 1 * \gamma$$

$$W = (H * L) * \gamma$$

$$W = (3,18 * 2) * 17$$

$$W = 108,12 \text{ kN/m}$$

Podemos verificar então a segurança contra o tombamento, considerando o empuxo ativo e o empuxo devido à sobrecarga. A sobrecarga não foi considerada junto ao peso próprio, com uma maneira de verificar o cenário mais desfavorável:

$$FS_T = \frac{W * \left(\frac{l}{2}\right)}{E * Y_E} \geq 2,0 \quad (49)$$



$$FS_T = \frac{W * \left(\frac{L}{2}\right)}{(E * Y_E)(E_{sob} * Y_{sob})} \geq 2,0$$

$$FS_T = \frac{W * \left(\frac{2}{2}\right)}{25,34 * 1,06 + 7,03 * 1,59} \geq 2,0$$

$$FS_T = 2,84 \geq 2,0 \rightarrow OK!$$

### 3.3.1.2. Deslizamento

A segunda verificação é em relação ao deslizamento do solo, onde seu fator de segurança deve ser maior do que 1,5 para garantir a segurança da estrutura, conforme equação 50. Foi considerado o empuxo devido à sobrecarga, e desconsiderada a força de sobrecarga, de forma a verificar o cenário menos favorável à segurança:

$$FS_D = \frac{(\gamma_1.H).L.tg\phi_1}{E + E_{sob}} \geq 1,5 \quad (50)$$

$$FS_D = \frac{(17.3,18).2.tg(33)}{25,34 + 7,03} \geq 1,5$$

$$FS_D = 2,30 \geq 1,5 \rightarrow OK!$$

### 3.3.1.3. Capacidade de Carga da Fundação

Começamos a terceira verificação quanto à estabilidade externa pelo cálculo da excentricidade das tensões na base do muro (e), que deve ser menor do que a sexta parte do comprimento do reforço. Com o intuito de verificar o cenário mais desfavorável a segurança, consideramos nesse cálculo também a sobrecarga. A excentricidade foi encontrada pelo equilíbrio de forças na estrutura:

$$R.e - E_{sob} * \frac{H}{2} - E * \frac{H}{3} = 0 \quad (51)$$

$$e = \frac{(3E_{sob} + 2E).H}{6R} = \frac{(3E_{sob} + 2E).H}{6 * (\gamma_1.H.L + qL)} \leq \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{(3 * 7,03 + 2 * 25,34).3,18}{6 * (17.3,18.2 + 7,5 * 2)} \leq \frac{2}{6}$$

$$e = 0,309 \leq 0,33 \rightarrow OK!$$

Em seguida precisamos definir os fatores de capacidade de suporte  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ , para determinar a capacidade de suporte de solo de fundação ( $q_{max}$ ) definida pela expressão de Terzaghi e Peck (1967):

$$N_q = e^{\pi * tg\phi} . tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (52)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan 33^\circ} \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{33}{2} \right) = 26,09$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \phi \quad (53)$$

$$N_c = (26,09 - 1) \cdot \cot g(33^\circ) = 38,64$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi \quad (54)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (26,09 - 1) \cdot \tan(33^\circ) = 29,33$$

$$q_{\max} = c \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot N_\gamma \quad (55)$$

$$q_{\max} = 0,38,64 + 0,26,09 + 0,5 \cdot 17 \cdot 2,32,59$$

$$q_{\max} = 554,02 \text{ kN/m}^2$$

As tensões normais atuantes na base do talude podem ser determinadas através da equação (considerando a sobrecarga):

$$\sigma = \frac{R}{L \pm 2 \cdot e} \quad (56)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L - 2 \cdot e} = \frac{H \cdot L \cdot \gamma + q \cdot L}{L - 2 \cdot e} = \frac{3,18 \cdot 2 \cdot 17 + 7,5 \cdot 2}{2 - 2 \cdot 0,309} = 89,09 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L + 2 \cdot e} = \frac{H \cdot L \cdot \gamma + q \cdot L}{L + 2 \cdot e} = \frac{3,18 \cdot 2 \cdot 17 + 7,5 \cdot 2}{2 + 2 \cdot 0,309} = 47,02 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, podemos calcular o fator de segurança quanto a capacidade de carga da fundação. Se for maior do que 3, podemos garantir a segurança da estrutura.

$$FS_f = \frac{q_{\max}}{\sigma_{\max}} \geq 3 \quad (57)$$

$$FS_f = \frac{554,02}{89,09} = 6,22 \geq 3 \rightarrow OK!$$

### 3.3.2. Análise de Estabilidade Interna

Descreve-se a seguir o processo de verificação quanto à estabilidade interna do muro, em que se verificou o risco de o reforço romper por tração e o risco de ele ser arrancado no interior do maciço. Detalham-se os cálculos para a primeira camada de reforço ( $z=0,16\text{m}$ ) conforme premissas apresentadas anteriormente e o resultado para todas as camadas é apresentado em tabela.

#### 3.3.2.1. Método Mitchell e Villet (1987)

No dimensionamento através do método de Mitchell e Villet, foi determinado um reforço com 2m de comprimento para que o muro resista às verificações de segurança.

Assim, calculam-se primeiramente as tensões verticais atuantes no muro:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z = 17,0,16 = 2,72kPa \quad (58)$$

$$\sigma_{sob} = 7,5kPa$$

Seguido pelas tensões horizontais:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_a = (2,72 + 7,5) \cdot 0,29 = 3,01kPa \quad (59)$$

Logo após, pode-se calcular o fator de segurança à ruptura:

$$FS = \frac{T_{func}}{T_{hor}} = \frac{T_{func}}{(\sigma_H \cdot S_v \cdot S_H)} \geq 1,5 \quad (60)$$

$$FS = \frac{40/(1,07 \cdot 1,51)}{3,01 \cdot 0,32 \cdot 1} = 25,68 \geq 1,5 \rightarrow OK!$$

Calculamos a seguir o comprimento do reforço na zona ativa, para a primeira camada:

$$L_r = (H - z) \cdot tg \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (61)$$

$$L_r = (3,2 - 0,16) \cdot tg \left( 45^\circ - \frac{33}{2} \right)$$

$$L_r = 1,64m$$

E o comprimento de ancoragem do reforço:

$$L_e = L - L_r \quad (62)$$

$$L_e = 2 - 1,64 = 0,36m$$

Como o reforço utilizado é uma geogrelha e há grande interação entre o solo e o reforço, podemos utilizar o próprio ângulo de atrito do solo como o ângulo de atrito entre o solo e a inclusão ( $\phi_{SR}$ ). Assim, determina-se a força de atrito:

$$F_{atr} = 2 \cdot (\gamma \cdot z + \sigma_{sob}) \cdot L_e \cdot tg(\phi_{SR}) \quad (63)$$

$$F_{atr} = 2 \cdot (17 \cdot 0,16 + 7,5) \cdot 0,36 \cdot tg(33^\circ)$$

$$F_{atr} = 4,78kN$$

Calcula-se então a tensão máxima atuante:

$$T_{max} = \sigma_h \cdot S_v \cdot S_h \quad (64)$$

$$T_{max} = 3,01 \cdot 0,32 \cdot 1 = 0,96kN$$

Finalmente, podemos determinar o fator de segurança ao arrancamento, que deve ser maior que 1,5:

$$FS = \frac{F_{atr}}{T_{max}} \geq 1,5 \quad (65)$$

$$FS = \frac{4,78}{0,96} = 4,96 \geq 1,5 \rightarrow OK!$$

Exibe-se na tabela 3 o resultado das verificações de segurança para as 10 camadas de reforço e pode-se observar que todas excedem o limite de 1,5 e atendem à segurança:

Tabela 3: Valores do fator de segurança ao arrancamento e à ruptura para cada camada de reforço, no método de Mitchell e Villet.

Nivel	z (m)	RUPTURA					ARRANCAMENTO			
		$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_{sob}$ (kPa)	$\sigma_h$ (kPa)	Tmax	FSr	Lr (m)	Le	Fatr	FSp
1	0,16	2,72	7,50	3,01	0,96	25,68	1,64	0,36	4,78	4,96
2	0,48	8,16	7,50	4,62	1,48	16,76	1,47	0,53	10,86	7,35
3	0,80	13,60	7,50	6,22	1,99	12,44	1,29	0,71	19,40	9,74
4	1,12	19,04	7,50	7,82	2,50	9,89	1,12	0,88	30,39	12,14
5	1,44	24,48	7,50	9,43	3,02	8,21	0,94	1,06	43,83	14,53
6	1,76	29,92	7,50	11,03	3,53	7,01	0,77	1,23	59,73	16,92
7	2,08	35,36	7,50	12,64	4,04	6,12	0,60	1,40	78,09	19,31
8	2,40	40,80	7,50	14,24	4,56	5,43	0,42	1,58	98,90	21,71
9	2,72	46,24	7,50	15,84	5,07	4,88	0,25	1,75	122,16	24,10
10	3,04	51,68	7,50	17,45	5,58	4,43	0,08	1,92	147,89	26,49

Fonte: Autor

### 3.3.2.2. Método Elias et al. (2001)

Esse método semi-empírico também adota a teoria de Rankine, que considera a superfície de ruptura plana orientada segundo um ângulo de  $(45 + \phi/2)$  com a horizontal.

Para a primeira camada ( $z=0,16$ ), a tensão vertical solicitante,  $\sigma_v$ , é expressa por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (66)$$

$$\sigma_v = 17 \cdot 0,16$$

$$\sigma_v = 2,72 \text{ kPa}$$

Representamos também a tensão vertical devido à sobrecarga, que tem valor constante para todas as camadas de reforço:

$$\sigma_{sob} = 7,5 \text{ kPa}$$

O reforço utilizado é um geossintético geogrelha, então segundo a Figura 11 apresentada anteriormente,  $K_r = K_a$ .

$$K_r = K_a = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (67)$$

$$K_r = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_r = 0,29$$

Calcula-se a tração máxima para a primeira camada de reforço:

$$T = K_r \cdot \sigma_v \cdot S_v \cdot S_h ; \quad (68)$$

$$T = 0,295 \cdot (2,72 + 7,5) \cdot 0,32 \cdot 1$$

$$T = 0,96kN$$

Finalmente, podemos calcular o fator de segurança contra a ruptura ( $FS_r$ ) com base na resistência à tração do geossintético minorada pelos fatores de redução:

$$FS_r = \frac{R_t}{T} \quad (69)$$

$$FS_r = \frac{40/(1,07 \cdot 1,51)}{0,96}$$

$$FS_r = 25,68 > 1,5 \rightarrow OK!$$

Calculamos  $L_e$  por semelhança de triângulos a partir da Figura 10 para a primeira camada de reforço:

$$L_e = L_r - \frac{H-z}{\tan(\pi/4+\phi/2)} \quad (70)$$

$$L_e = 2 - \frac{3,18-0,16}{\tan(\pi/4+33/2)}$$

$$L_e = 0,36m$$

Para geogrelhas,  $\alpha = 0,8$  e a variável  $F^*$  é definida pela equação 71:

$$F^* = \frac{2}{3} tg(\phi) = \frac{2}{3} tg(33) \quad (71)$$

$$F^* = 0,43$$

É calculado então a resistência ao arrancamento dos reforços,  $P_r$ , cuja fórmula é dada conforme a equação 72.

$$\frac{P_r}{b} = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v \cdot L_e \cdot C \quad (72)$$

$$\frac{P_r}{1} = 0,43 \cdot 0,8 \cdot (2,72 + 7,5) \cdot 0,36 \cdot 2$$

$$P_r = 2,55kN$$

Faz-se importante ressaltar que a expressão  $P_r/b$  indica uma força de arrancamento por unidade de largura. Como estamos trabalhando para cada metro de muro, o “b” foi adotado com o valor 1.

Finalmente, podemos calcular o fator de segurança ao arrancamento ( $FS_p$ ) com base na resistência à tração do geossintético:

$$FS_p = \frac{P_r}{T} \quad (73)$$

$$FS_p = 2,55/0,96$$

$$FS_p = 2,65 > 1,5 \rightarrow OK!$$

Da mesma maneira que foi feito para a primeira camada de reforço, as verificações para o restante das camadas estão apresentadas na tabela 4:

Tabela 4: Valores do fator de segurança ao arrancamento e à ruptura para cada camada de reforço, no método de Elias et Al

		RUPTURA					ARRANCAMENTO					
Nível	z (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_{sob}$ (kPa)	Kr	T <sub>máx</sub> (kN)	FS <sub>r</sub>	F*	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_{sob}$ (kPa)	Le (m)	Pr (kN)	FS <sub>p</sub>
1	0,16	2,72	7,50	0,29	0,96	25,68	0,43	2,72	7,50	0,36	2,55	2,65
2	0,48	8,16	7,50	0,29	1,48	16,76	0,43	8,16	7,50	0,53	5,79	3,92
3	0,80	13,60	7,50	0,29	1,99	12,44	0,43	13,60	7,50	0,71	10,34	5,20
4	1,12	19,04	7,50	0,29	2,50	9,89	0,43	19,04	7,50	0,88	16,21	6,47
5	1,44	24,48	7,50	0,29	3,02	8,21	0,43	24,48	7,50	1,06	23,38	7,75
6	1,76	29,92	7,50	0,29	3,53	7,01	0,43	29,92	7,50	1,23	31,86	9,02
7	2,08	35,36	7,50	0,29	4,04	6,12	0,43	35,36	7,50	1,40	41,65	10,30
8	2,40	40,80	7,50	0,29	4,56	5,43	0,43	40,80	7,50	1,58	52,75	11,58
9	2,72	46,24	7,50	0,29	5,07	4,88	0,43	46,24	7,50	1,75	65,15	12,85
10	3,04	51,68	7,50	0,29	5,58	4,43	0,43	51,68	7,50	1,92	78,87	14,13

Fonte: Autor

### 3.3.2.3. Método Ehrlich e Mitchell (1994)

O método de Ehrlich e Mitchell leva em consideração a influência da compactação no dimensionamento da estrutura e a rigidez relativa da estrutura solo - reforço. Desta forma, utilizaremos como premissa a compactação feita através do rolo Dynapac CA134PD, que apresenta carga estática equivalente  $Q=89$  kN e largura do rolo  $L=1,37$ m, conforme Figura 18:

Figura 18: Características típicas de diversos rolos compactadores vibratórios

**TAB. 2.5** CARACTERÍSTICAS DE DIVERSOS ROLOS COMPACTADORES VIBRATÓRIOS  
(adaptado de Case, 2007; Autramaq, 2007a, 2007b e Dynapac, 2007)

Fabricante	modelo	peso do rolo (kN)	largura do rolo (m)	Carga estática equivalente (kN)	Tensão vertical (kPa)
CASE®	SV216	99,5	2,20	325	*
	SV212	72,3	2,20	277	*
	SV208	39,4	1,70	145	*
	DV201	12,3	1,00	29	*
MÜLLER®	VAP55P	—	1,68	190	*
	VAP70P	—	2,14	320	*
DYNAPAC®	CA134PD	19,6	1,37	89	*
	CA150PD	39,2	1,68	143	*
	CA250PD	72,6	2,13	300	*
	CA500PD	101,0	2,13	300	*

\* vide Fig. 2.19.

Fonte: EHRLICH, BECKER (2009)

Conforme parâmetros do solo apresentados anteriormente e nas sondagens do Apêndice C, determinou-se que o solo é uma argila arenosa. Entretanto, ao se levar em consideração os parâmetros fornecidos pela empresa, como coesão igual a zero, e que a classificação tátil-visual do SPT não é precisa, adotou-se, neste trabalho, o solo como dentro da categoria SM-SC. Prezando pela segurança, adotou-se um grau de compactação de 85%, que configura o caso mais desfavorável mecanicamente, e podemos utilizar os valores definidos pela Figura 19 para  $\kappa$  e  $n$  (coeficientes adimensionais de DUNCAN et al., 1980), que serão utilizados neste método de dimensionamento.

**Figura 19:** Parâmetros hiperbólicos conservativos de solos brasileiros

**TAB. 2.3** PARÂMETROS HIPERBÓLICOS CONSERVATIVOS DE SOLOS BRASILEIROS  
(Marques; Ehrlich; Riccio, 2006)

Classif. Unific.	GC (%)	$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	K	n
SM	100	21	36	20	600	0,40
	95	20	34	15	450	0,40
	90	19	32	10	300	0,40
	85	18	30	5	150	0,40
SM-SC	100	21	33	25	700	0,60
	95	20	33	20	500	0,60
	90	19	33	15	350	0,60
	85	18	33	10	300	0,60

Fonte: adaptado de EHRLICH, BECKER (2009)

Sendo um solo de classificação SM-SC com grau de compactação de 85%, temos  $\kappa=300$  e  $n=0,6$ .

Com tais premissas definidas, pode-se dimensionar a estrutura por meio do método Ehrlich e Mitchell. Da mesma forma que nas demais metodologias, será descrito o dimensionamento para a primeira camada de reforço, e apresentado em tabela o resultado final para todas as camadas:

Dá-se início ao dimensionamento com o cálculo da tensão vertical efetiva geostática do solo, utilizando a equação da distribuição de Meyerhof (1953):

$$\sigma'_z = \frac{\gamma \cdot Z}{\left[1 - \frac{K_a}{3} \cdot \left(\frac{Z}{L_r}\right)^2\right]} \quad (74)$$

$$\sigma'_z = \frac{17,0,16}{\left[1 - \frac{0,29}{3} \cdot \left(\frac{0,16}{3,1}\right)^2\right]} 2,72 KPa$$

Deve-se considerar também a tensão devido à sobrecarga ( $\sigma'_{sob} = 7,5 KPa$ ), que é somada à  $\sigma'_z$ . Para o cálculo da tensão horizontal do solo precisam-se definir as premissas a seguir:

$N_\gamma$  é o fator de capacidade de carga, da teoria das cunhas de Rankine:

$$N_\gamma = tg\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left[tg^4\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - 1\right] \quad (75)$$

$$N_\gamma = tg\left(45^\circ + \frac{33}{2}\right) \cdot \left[tg^4\left(45^\circ + \frac{33}{2}\right) - 1\right] = 19,35$$

O coeficiente de Poisson no estado de repouso ( $u_0$ ):

$$u_0 = \frac{K_0}{1+K_0} = \frac{0,46}{1+0,46} 0,31 \quad (76)$$

$$\text{Sendo: } K_0 = 1 - \text{sen}\phi' = 1 - \text{sen}(33^\circ) = 0,46 \quad (77)$$

Sendo Q a força máxima do rolo compactador e L a largura do rolo compactador, pode-se determinar  $\sigma'_{xp,i}$ , a tensão horizontal induzida pela compactação do solo na direção dos reforços e  $\sigma'_{zc,i}$ , a tensão vertical induzida pela compactação.

$$\sigma'_{xp,i} = u_0 \cdot (1 + K_a) \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{N_\gamma}{L}\right]^{\frac{1}{2}} \quad (78, a)$$



$$\sigma'_{xp,i} = 0,31 \cdot (1 + 0,29) \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 89 \cdot \frac{19,35}{3,1} \right]^{\frac{1}{2}} = 41,88 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{\sigma'_{xp,i}}{K_0} \quad (78, b)$$

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{47,94}{0,46} = 91,97 \text{ KPa}$$

Admite-se o maior valor entre  $\sigma'_z$  e  $\sigma'_{zc,i}$  que se tornará a máxima tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{zc}$ ). Para  $z=0,16\text{m}$ , tem-se que:

$$\sigma'_{zc} = 91,97 \text{ kPa}$$

Outro parâmetro a ser calculado é a rigidez relativa solo-reforço ( $S_i$ ):

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (79)$$

Onde  $k$  é parâmetro do modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980) e  $P_a$  a pressão atmosférica. A multiplicação de  $E_r$  por  $A_r$  (módulo de elasticidade e área da seção do reforço) pode ser substituída pelo módulo de rigidez do reforço ( $J$ ), que é a tensão característica do reforço ( $R_t$ ) dividida pela sua deformação quando submetido a tal tensão:

$$E_r \cdot A_r = J = R_t / 9,8\% = 40 / 0,098 = 408,16 \text{ kN/m} \quad (80)$$

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} = \frac{408,16}{300 \cdot 0,32 \cdot 1} = 0,042 \quad (81)$$

Calcula-se a seguir  $K_{aa}$ , o coeficiente de tensão no solo de Rankine equivalente e valor assintótico da curva hiperbólica de tensão-deformação do solo. Definimos a relação de ruptura  $R_f = 0,7$  (entre o intervalo estabelecido por Duncan) e a coesão do solo ( $c$ ) nula, como dito acima.

$$K_{aa} = \frac{K_a}{(1-K_a) \cdot (c' / (\sigma'_{zc} \cdot K_c \cdot \tan \phi) + 1) / R_f + K_a} \quad (82)$$

$$K_{aa} = \frac{0,29}{(1-0,29)} \cdot 0,23$$

Então, na ferramenta Excel, resolve-se a equação do carregamento variando iterativamente (função “atingir meta”) o coeficiente  $K_c$  (coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento incluindo as tensões de compactação) até ele chegar a um valor que atenda a equação:

$$\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n / S_i = \frac{(1-v_0^2) \cdot (1-K_{aa})^2 \cdot (K_0-K_c) \cdot K_0}{(K_c-K_{aa}) \cdot (K_0-K_{aa}) \cdot K_c^n} \quad (83)$$

Encontra-se o mesmo valor de  $K_c$  para todas as camadas de reforço,  $K_c=0,24$ .

Calculado o  $K_c$  de carregamento, calcula-se, também por tentativa e erro, o  $K_r$ , que é definido como coeficiente de empuxo de equilíbrio no descarregamento:

$$\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n / S_i = (1 - v_{un}^2) \cdot (84)$$

Em que:

- OCR é a razão de sobreadensamento:

$$OCR = (85)$$

$$OCR = 91,97/10,22 = 9$$

- $K_{\Delta 2}$  é o coeficiente de decréscimo das tensões horizontal e vertical, sendo  $\alpha$  o parâmetro adimensional de DUNCAN e SEED (1986) para o descarregamento ( $\alpha = 0,7 \cdot \sin\phi = 0,7 \cdot \sin(33^\circ) = 0,38$ ):

$$K_{\Delta 2} = K_0 \cdot (OCR - OCR^\alpha) / (OCR - 1) \quad (86)$$

$$K_{\Delta 2} = 0,46 \cdot (9 - 9^{0,38}) / (9 - 1) = 0,38$$

- $v_{un}$  = coeficiente de Poisson durante o descarregamento ou recarregamento:

$$v_{un} = \frac{K_{\Delta 2}}{1 + K_{\Delta 2}} \quad (87)$$

$$v_{un} = \frac{K_{\Delta 2}}{1 + K_{\Delta 2}} = \frac{0,38}{1 + 0,38} = 0,28$$

Desta forma, encontrou-se para a primeira camada de reforço  $K_r=2,05$ .

A partir disso, é possível calcular a tensão máxima no reforço (T). Na primeira camada de reforço a compactação prevalece, ou seja,  $\sigma'_{zc,i} > \sigma'_z$ , então o solo está no regime do recarregamento, e T é calculado na fórmula:

$$T = S_h \cdot S_v \cdot (\sigma_h)_{méd} = S_h \cdot S_v \cdot \sigma'_z \cdot K_r \quad (88)$$

$$T = 1 \cdot 0,32 \cdot 10,22 \cdot 2,05 = 6,71 kN$$

Finalmente, calcula-se o fator de segurança à ruptura, que deve ser maior que 1,5:

$$FS_R = \frac{R_T}{T} \geq 1,5 \quad (89)$$

$$FS_R = \frac{40 / (1,51 \cdot 1,07)}{6,71} \quad 3,69 \geq 1,5 \rightarrow OK!$$

Como o método não tem como proposta calcular as resistências ao arrancamento das camadas, tal verificação foi feita segundo o método Elias et al.

$$\frac{P_r}{b} = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_z \cdot L_e \cdot C \quad (90)$$

$$\frac{P_r}{b} = 0,43 \cdot 0,8 \cdot (2,72 + 7,5) \cdot 1,46 \cdot 2$$

$$P_r = 10,34 \text{ kN}$$

Assim, utilizaram-se os valores de tensão no reforço encontrados, de modo calcular o fator de segurança ao arrancamento ( $FS_p$ ):

$$FS_p = P_r / T \quad (91)$$

$$FS_p = \frac{10,34}{6,71}$$

$$FS_p = 1,54 > 1,5 \rightarrow OK!$$

Da mesma maneira que foi feito para a primeira camada de reforço, as verificações para o restante das camadas estão apresentadas na tabela 5:

Tabela 5: Valores do fator de segurança ao arrancamento e à ruptura cada camada de reforço, no método de Ehrlich e Mitchell

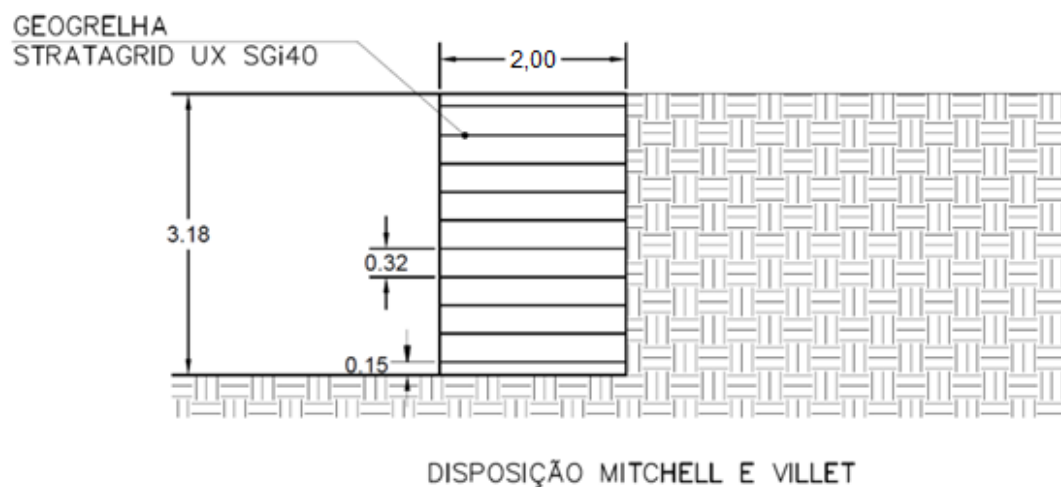
		TENSÕES			CARREGAMENTO			DESCARREGAMENTO							ARRANCAMENTO(ELIAS ET AL.)				SEGURANÇA	
Nível	z (m)	σ'z (kPa)	σ'zc,i (kPa)	σ'zc (kPa)	Kaa	Kc	Eq. Carrega mento	OCR	KΔ2	uuu	Kr	Eq. Descarreg amento	Kr adotado	T(kN)	σv (kPa)	f*	Le (m)	Pr/b (kN)	FST	FSP
1	0,16	10,22	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	9,00	0,38	0,28	2,05	0,00	2,05	6,71	10,22	0,43	1,46	10,34	3,69	1,54
2	0,48	15,67	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	5,87	0,37	0,27	1,35	0,00	1,35	6,77	15,66	0,43	1,63	17,73	3,65	2,62
3	0,80	21,15	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	4,35	0,35	0,26	1,01	0,00	1,01	6,83	21,1	0,43	1,81	26,42	3,62	3,87
4	1,12	26,69	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	3,45	0,34	0,26	0,81	0,00	0,81	6,88	26,54	0,43	1,98	36,43	3,60	5,29
5	1,44	32,30	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	2,85	0,33	0,25	0,67	0,00	0,67	6,93	31,98	0,43	2,16	47,74	3,57	6,89
6	1,76	38,00	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	2,42	0,33	0,25	0,57	0,00	0,57	6,98	37,42	0,43	2,33	60,37	3,55	8,65
7	2,08	43,83	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	2,10	0,32	0,24	0,50	0,00	0,50	7,02	42,86	0,43	2,50	74,30	3,52	10,58
8	2,40	49,80	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	1,85	0,31	0,24	0,44	0,00	0,44	7,07	48,3	0,43	2,68	89,55	3,50	12,67
9	2,72	55,94	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	1,64	0,31	0,24	0,40	0,00	0,40	7,11	53,74	0,43	2,85	106,10	3,48	14,92
10	3,04	62,29	91,97	91,97	0,23	0,24	0,00	1,48	0,30	0,23	0,36	0,00	0,36	7,15	59,18	0,43	3,02	123,97	3,46	17,33

Fonte: Autor

### 3.3.3. Arranjo Final

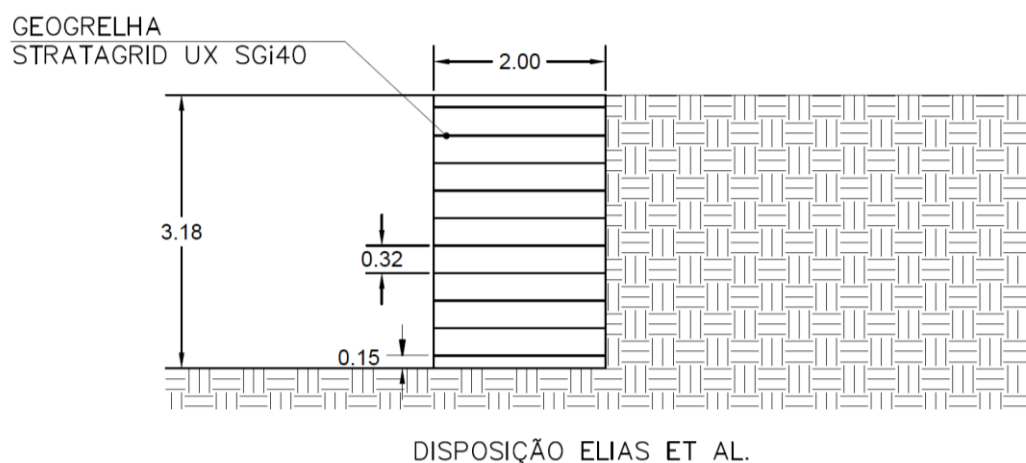
Os arranjos obtidos por cada dimensionamento estão expostos abaixo nas figuras 20, 21 e 22:

Figura 20: Arranjo final para dimensionamento pelo método Mitchell e Villet.



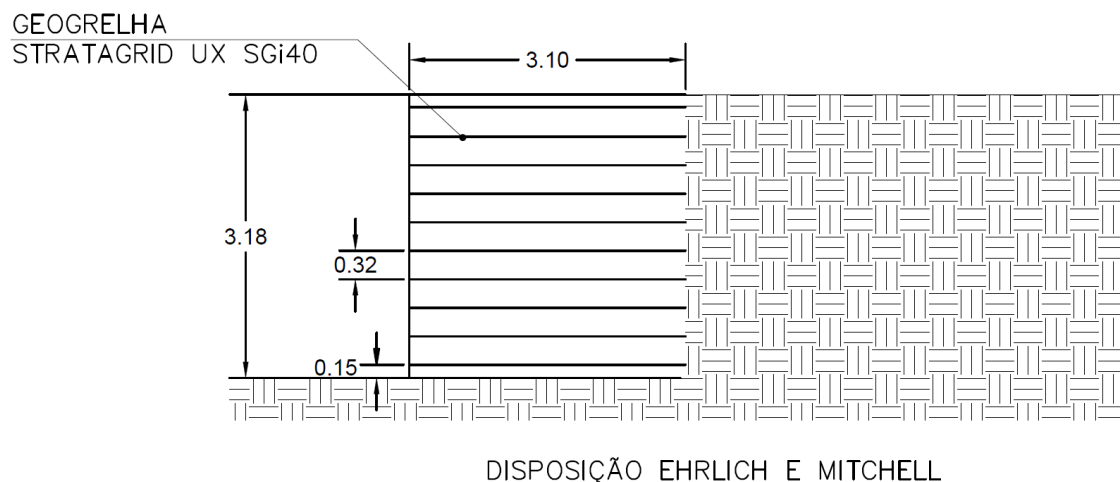
Fonte: Autor.

Figura 21: Arranjo final para dimensionamento através do método Elias et al.



Fonte: Autor

Figura 22: Arranjo final para dimensionamento pelo método Ehrlich e Mitchell



Fonte: Autor

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO

Como foi visto no final do dimensionamento, a um mesmo espaçamento entre camadas, os dois métodos semi-empíricos (Mitchell e Villet e Elias et al) trouxeram um resultado menos conservador do que o método analítico (Ehrlich e Mitchell), tendo em vista o comprimento dos reforços resultante.

Tal situação ocorre uma vez que o método de Ehrlich e Mitchell resultou em tensões maiores nos reforços nas camadas iniciais, fazendo-as falhar por arrancamento.

Pode-se ver, de início, que a diferença de nível (3,18m) não é grande o suficiente para que as camadas mais profundas de reforços estejam submetidas a tensões geostáticas maiores que as do rolo compactador. Sendo assim, o solo é sobreadensado e, além de apresentar tensões horizontais residuais da compactação, encontra-se no regime de descarregamento do modelo hiperbólico de Duncan.

Tal situação, aliada a uma baixa rigidez relativa solo-reforço contribui para que as tensões nos reforços sejam elevadas nos níveis superiores e não cresçam tão rapidamente conforme a profundidade aumenta.

Isso faz inferir que esse muro reforçado é um dos casos que mostra uma menor eficiência dos métodos semiempíricos para certas situações específicas, em que a compactação do solo aliada a um reforço flexível não levadas em conta fazem com que os métodos subestimem a tensão dos reforços iniciais.

A partir do exposto, seria preferível utilizar o arranjo previsto pelo dimensionamento por Ehrlich e Mitchell, pois apresenta um estado de tensões mais próximo do que acontece na realidade, embora resulte em custos maiores para execução.

Com relação à ruptura dos reforços, os resultados mostraram elevados fatores de segurança em função do geossintético escolhido para todos os métodos de dimensionamento adotados, o que corrobora o relatado anteriormente: o colapso ocorre por arrancamento.

Nesse sentido, em princípio, poderia ser escolhido um geossintético de menor resistência à tração como, por exemplo, geotêxteis em vez de geogrelhas. No entanto, isso reduziria mais a resistência ao arrancamento, principalmente pela diminuição da variável  $\alpha$  de 0,8 (geogrelhas) para 0,6 (geotêxteis) no método de Elias et al.

Tal adoção também implicaria na alteração de todo o dimensionamento realizado, especificamente no método proposto por Ehrlich e Mitchell (1984), no qual as propriedades de rigidez do geossintético são consideradas.

Portanto, para o estudo analisado, além da vantagem em resistência ao arrancamento supracitada, fez-se necessário a adoção de materiais geossintéticos mais rígidos, com minimização de deformações pós construtivas (em função do prédio que será construído no montante do muro), mantendo-se a proposta original de utilização de geogrelhas.

## 5. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 10318-1**: Geossintéticos - Parte 1: Termos e definições. Rio de Janeiro: Abnt, 2021.

BENJAMIN, C. V. S.. **Avaliação experimental de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. 2006. 326 f. Tese (Doutorado) - Curso de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

CAQUOT, A.; KERISEL, J.. **Sur l'ê terme de surface dans l'ê calcul d'ê foundations em milineu pulvérulent**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 3, 1953, Zürich. Proceedings... Zürich:[s.n.], 1953. V. 1, pp 336, 337.

DANTAS, Bruno Teixeira. **Análise Do Comportamento De Estruturas De Solo Reforçado Sob Condições De Trabalho**. 2004. 222 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

DANTAS, Bruno Teixeira; EHRLICH, Maurício. **Método de Análise de Taludes Reforçados sob Condições de Trabalho**. São Paulo: Solos e Rochas, 2000.

DUNCAN, J. M., BYRNE, P., WONG, K. S. e MABRY, P., (1980), **Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses**. Geotech. Engrg. Res. Rep. No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, California, USA.

DUNCAN, J. M. e SEED, R. B., (1986), **"Compaction-induced earth pressures under Ko-conditions"**, Journal of Geotechnical Engineering, v. 112, n. 1, pp. 1-22.

EHRLICH, Mauricio; BECKER, Leonardo. (2009). **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução** / M. Ehrlich, L. Becker ; presen. de Flavio Montez..

EHRLICH, Mauricio; MITCHELL, James K.. (1994). **Working stress design method for reinforced soil walls**/ Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, Nº 4, pp. 625-645

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. **Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – design and construction guidelines**. Departament of Transportation - Federal Highway Administration, Washington, n. FHWA-NHI-00-043, 2001.

GEOSOLUÇÕES. **Catálogo de geogrelhas StrataGrid série UX**. Disponível em: <[https://www.geosolucoes.com/\\_files/ugd/1664f4\\_ad6622ed347b4f75958889eaa0429c72.pdf](https://www.geosolucoes.com/_files/ugd/1664f4_ad6622ed347b4f75958889eaa0429c72.pdf)> Acesso em 10 de agosto. 2022.

GERSCOVICH, D. M. (Notas de aula - Faculdade do Estado do Rio de Janeiro). **Estruturas de Contenção/ Muros de Arrimo**. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil. Acesso em 2022, disponível em <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>

Jaky, J. 1944. **“The coefficient of earth pressure at rest. In Hungarian (A nyugalmi nyomas tenyezoje).”** Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineering, 355–358

MEIRELES, Leone César. **Análise Do Comportamento De Estruturas De Solo Reforçado Sob Condições De Trabalho.** 2018. 115 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2018.

MITCHELL, James K.; VILLET, Willem C.B.. **Reinforcement Of Earth Slopes And Embankments.** Washington, D,C, USA: Transportation Research Board, 1987.

NETO, J.O.A.; PORTELINHA, F.H.M. **Aspectos Gerais Sobre o Uso de Geossintéticos em Muros e Taludes Reforçados.** Belo Horizonte: Abms, 2016. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

PEDROSO, Emerson Oliveira. **Estruturas de CONTENÇÃO Reforçadas com Geossintéticos.** 2000. 90 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

REBELO, K. M. W. (Notas de aula - Universidade Federal de Uberlândia). **Módulo 4: Aplicação Em Reforço De Solos.** Uberlândia, 2013.

SANTOS, Francielle da Silva. **Dimensionamento e análise comparativa de custos de dois tipos de muros de contenção de solos: muro de contenção de gravidade com concreto e muro de solo reforçado com geossintéticos.** Uberlândia, 2013.

SOARES, F. L., DSc (Notas de aula - Universidade Federal da Paraíba/ disciplina: estabilidade de taludes) **Muros de Gravidade e Flexão.** João Pessoa, Paraíba.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics.** New York:John Wiley and Sons, 1943. 510 p.

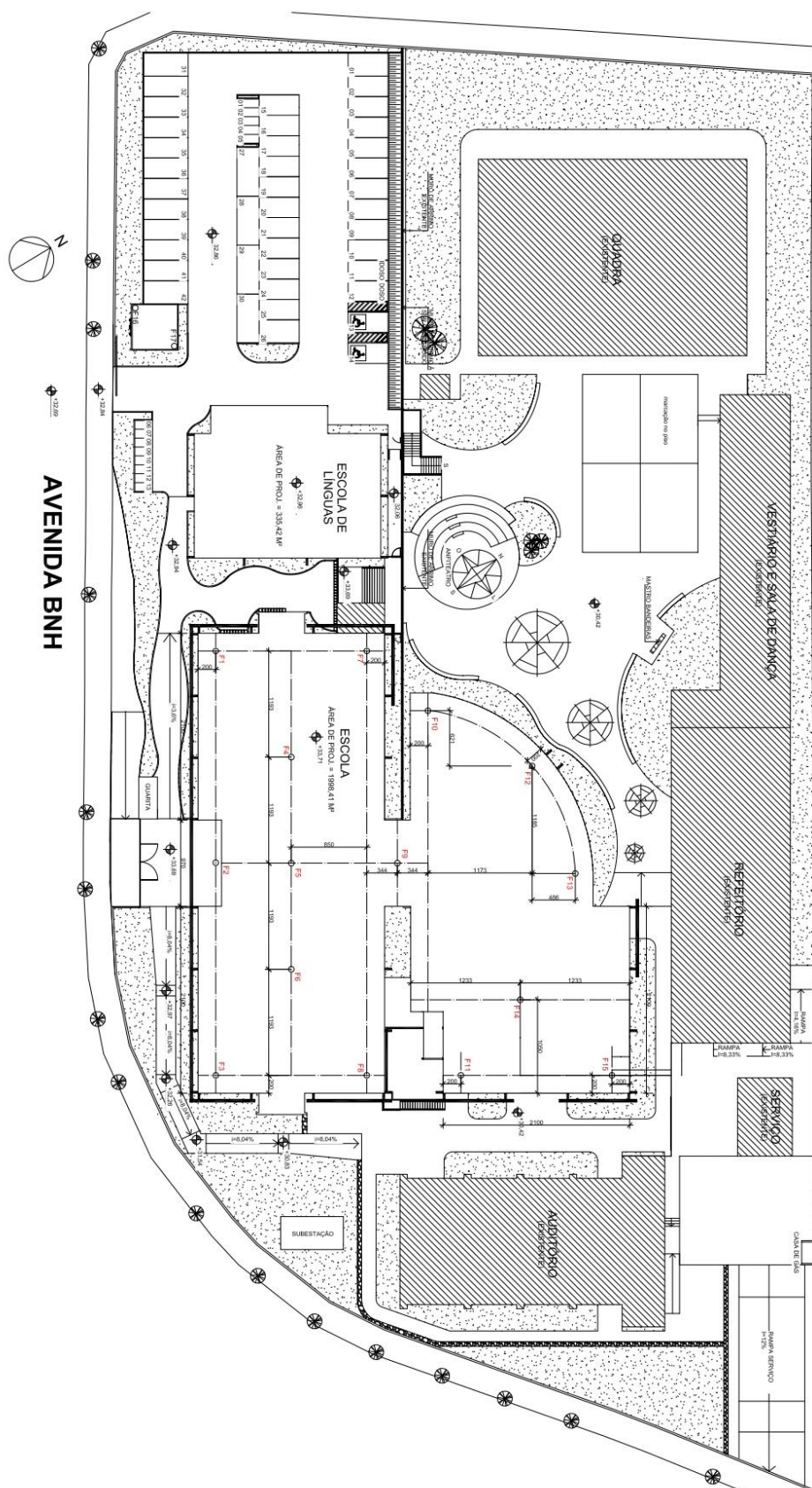
TERZAGHI, K. ; PECK, R. B., **Soil mechanics in engeneering practice**, 2<sup>nd</sup> edn. New York; John Wiley, 1967.

VERTEMATTI, J. C. (Coord.) **Manual brasileiro de geossintéticos.** São Paulo: Edgard Blücher, 2004. 428 p.

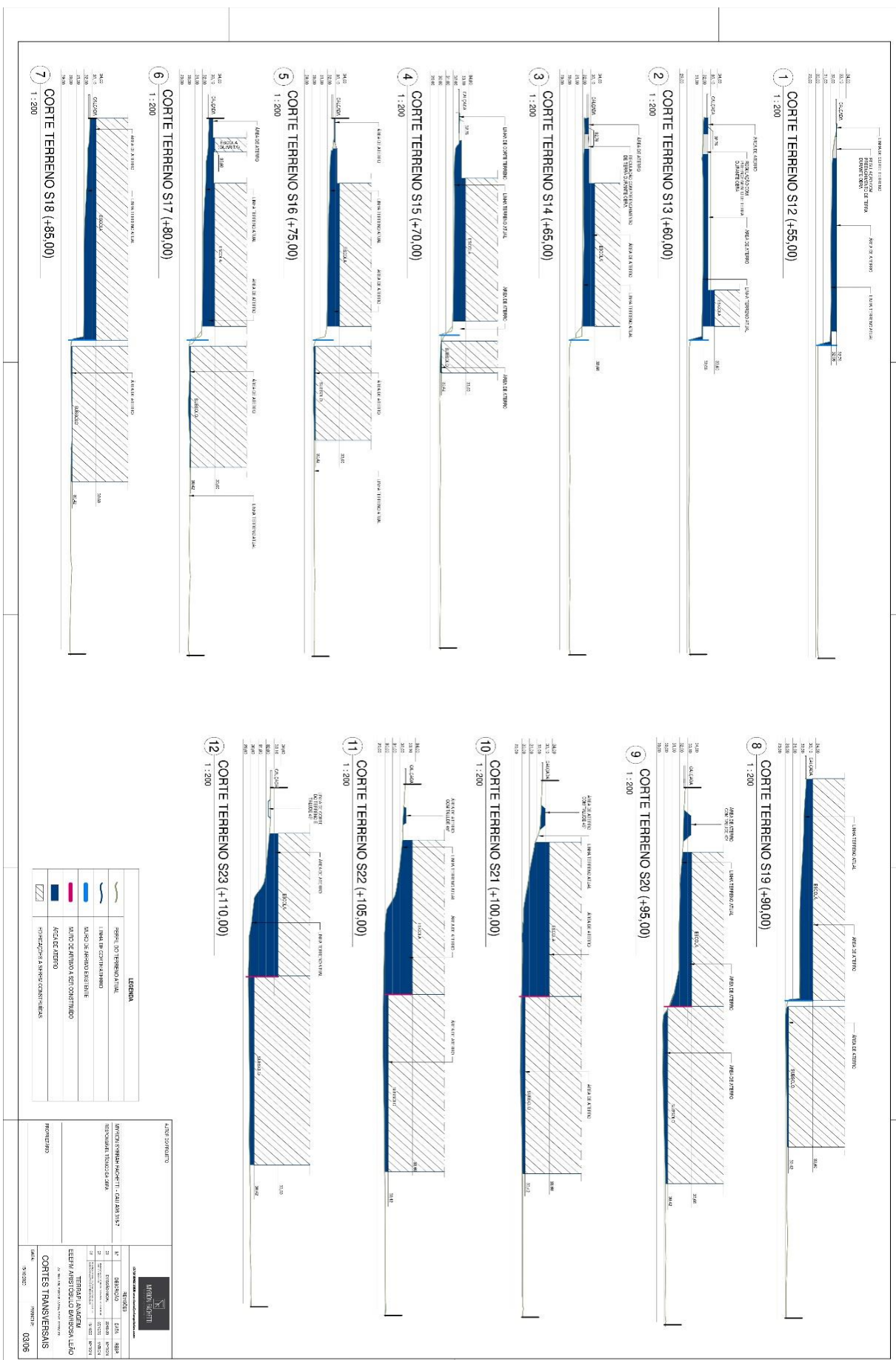


## ANEXO A




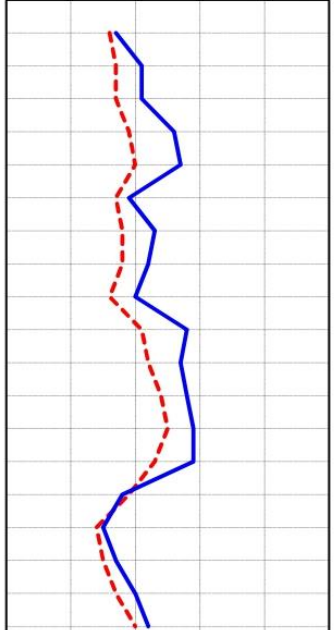


## ANEXO B






## ANEXO C

 <b>ÍCONE ESTUDOS E SONDAÇÕES LTDA ME</b> CNPJ : 15.064.293/0001-48 Av. Eudes Scherrer de Souza 975 - Ed. Ative - Sala 705 - Parque Resid. Laranjeiras - Serra - ES CEP : 29165-032 Tel : (027) 3238-9035 / 99941-4453 email : icone@iconeprojetos.eng.br										Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA EDUCAÇÃO (SEDU) Obra: E.E.E.F.M. ARISTÓBULO BARBOSA LEÃO Local: LARANJEIRAS- SERRA, ES									
Revestimento	Método cravação	Cota relação RN	Cota do NA	Amostras	Índice de SPT iniciais 15cm	Índice de SPT iniciais 30cm	Índice de SPT finais 45cm	Amostras	Prof. Camadas	RELATÓRIO DE SONDAÇÃO		Nº 2445							
										FURO SPT 08	COTA	30cm Finais	30cm Iniciais						
SPT - Standart Penetration Test										Camadas - Classificação dos Solos									
2		-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	TRADO				1,00	ARGILA ARENOSA, COR AMARELA					
									1,45	8	8	9	1	2,00		ARGILA ARENOSA, RIJA A DURA, COR AMARELA			
									2,45	8	9	12	2						
									3,45	8	9	12	3						
									4,45	8	11	15	4			ARGILA ARENOSA COM FRAGMENTOS DE LATERITA, DURA, COR VERMELHA			
									5,45	8	12	15	5	5,60					
									6,45	8	9	10	6						
									7,45	8	10	13	7						
									8,45	8	10	12	8						
									9,45	7	9	11	9						
									10,45	8	13	15	10			ARGILA ARENOSA COM FRAGMENTOS DE LATERITA, RIJA A DURA, COR VARIEGADA			
									11,45	10	12	15	11						
									12,45	13	11	17	12						
									13,45	12	13	16	13						
									14,45	10	13	16	14	14,60					
									15,45	10	9	9	15						
									16,45	7	7	8	16			ARGILA POUCA ARENOSA COM FRAGMENTOS DE LATERITA, RIJA A DURA, COR VARIEGADA			
									17,45	7	8	9	17	17,45					
									18,45	8	9	11	18						
									19,45	10	10	12	19	20,00		AREIA ARGILOSA, COMPACTA, COR VARIEGADA			
									20,45				20						
									21,45				21						
									22,45				22						
									23,45				23						
									24,45				24						
									25,45				25						
									26,45				26						
									27,45				27						
									28,45				28						
									29,45				29						
									30,45				30						
									31,45				31						
									32,45				32						
									33,45				33						
									34,45				34						
									35,45				35						
36,45				36															

NÍVEL D'ÁGUA	DATA	HORA	PARALISAÇÃO	Data da Execução	
SECO	24/07/2019	8:10	SONDAGEM PARALISADA AOS 20,00m POR SOLICITAÇÃO DA CONTRATANTE	Início	22/07/2019
				Término	23/07/2019

OBS:

Sondador:	IVANILDO	Engº:	Rojaira S. Coutinho	FLs:	08/15
-----------	----------	-------	---------------------	------	-------

 <b>ÍCONE ESTUDOS E SONDAGENS LTDA ME</b> CNPJ: 15.064.293/0001-48 Av. Eudes Scherrer de Souza 975 - Ed. Ative - Sala 705 - Parque Resid. Laranjeiras - Serra - ES CEP: 29165-032 Tel: (027) 3238-9035 / 99941-4453 email: icone@iconeprojetos.eng.br										Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA EDUCAÇÃO (SEDU) Obra: E.E.E.F.M. ARISTÓBULO BARBOSA LEÃO Local: LARANJEIRAS- SERRA, ES													
Revestimento		Método cravação		Cota relação RN		Cota do NA		Amostras		Índice de SPT iniciais 15cm		Índice de SPT iniciais 30cm		Índice de SPT finais 45cm		Amostras		Prof. Camadas		RELATÓRIO DE SONDAGEM		Nº 2446	
																				FURO SPT 09		COTA	
																				SPT - Standart Penetration Test		30cm Finais	
																				Camadas - Classificação dos Solos		30cm Iniciais	
2				-5				TRADO		1,00		1		ARGILA POUCA ARENOSA, COR AMARELA									
						1,45		6		5		6		2		ARGILA POUCA ARENOSA, RIJA A DURA, COR AMARELA							
						2,45		8		9		11		3		3,90							
						3,45		7		9		10		4		AREIA FINA A MÉDIA, MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA, COR AMARELA							
						4,45		6		8		9		5		5,00							
						5,45		7		9		12		6									
						6,45		10		15		18		7									
						7,45		9		11		14		8									
						8,45		8		12		14		9									
						9,45		8		9		10		10		10,70							
						10,45		8		10		11		11									
						11,45		8		13		16		12									
						12,45		8		22		14		13									
						13,45		9		25		22		14		14,30							
						14,45		17		19				15									
						15,45								16									
						16,45								17									
						17,45								18									
						18,45								19									
						19,45								20									
						20,45								21									
						21,45								22									
						22,45								23									
						23,45								24									
						24,45								25									
						25,45								26									
						26,45								27									
						27,45								28									
						28,45								29									
						29,45								30									
						30,45								31									
						31,45								32									
						32,45								33									
						33,45								34									
						34,45								35									
						35,45								36									
						36,45																	
NÍVEL D'ÁGUA		DATA		HORA		PARALISAÇÃO		Data da Execução															
SECO		09/07/2019		8:20		SONDAGEM PARALISADA AOS 14,30m IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO, ROCHA OU MATAÇÃO		Início		05/07/2019		Término		08/07/2019									
OBS:																							
Sondador:		IVANILDO		Engª:		Rojaira S. Coutinho		FLs:		09/15													

