

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**LUMA STÉPHANY ROCHA MARTINS
SÍDNEY ROSA FAGUNDES**

**USO DE GEOSSÍNTECO PARA REFORÇO DE SOLO:
ESTUDO DE CASO**

ANÁPOLIS / GO

2015

**LUMA STÉPHANY ROCHA MARTINS
SÍDNEY ROSA FAGUNDES**

**USO DE GEOSSÍNTETICO PARA REFORÇO DE SOLO:
ESTUDO DE CASO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

**ORIENTADOR: PROFESSOR ESPECIALISTA AGNALDO A.
M. T. DA SILVA**

ANÁPOLIS / GO: 2015

FICHA CATALOGRÁFICA

MARTINS, LUMA STÉPHANY ROCHA.
FAGUNDES, SÍDNEY ROSA.

Uso de Geossintético para reforço de solo: Estudo de Caso. 2015

69P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2015).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Geossintéticos

2. Muro de contenção

3. Impacto

4. Solos

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MARTINS, L. S. R., FAGUNDES, S. R. Uso de Geossintético para reforço de solo: Estudo de Caso. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 69p. 2015.

CESSÃO DE DIREITOS

NOMES DOS AUTORES: Luma Stéphaney Rocha Martins e Sídney Rosa Fagundes.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Uso de Geossintético para reforço de solo: Estudo de Caso.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2015

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. Os autores reservam outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito dos autores.

Luma Stéphaney Rocha Martins
E-mail: lumasm@hotmail.com

Sídney Rosa Fagundes
E-mail: sidneyfagundes@hotmail.com

LUMA STÉPHANY ROCHA MARTINS
SÍDNEY ROSA FAGUNDES

**USO DE GEOSÍNTEÉTICO PARA REFORÇO DE SOLO:
ESTUDO DE CASO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

APROVADO POR:

**AGNALDO ANTONIO MOREIRA T. DA SILVA, PROFESSOR ESPECIALISTA
(ORIENTADOR)**

**EDSON NISHI, MESTRE
(EXAMINADOR INTERNO)**

**RICARDO WOBETO, MESTRE
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 26 de Novembro de 2015.

Dedico este, bem como todas as minhas demais conquistas, aos nossos amados pais: Roberto Martins, Divina da Rocha, Nivaldo Fagundes e Margareth Fagundes e ao nosso precioso filho Lorenzo Augusto - Nosso melhor e maior presente.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos aos nossos familiares pela compreensão e incentivo, para que pudéssemos realizar o sonho de sermos Engenheiros Civis.

Agradecemos também a todos os professores do curso de Engenharia Civil da UniEvangélica, especialmente ao nosso orientador Eng. Esp. Agnaldo Antonio Moreira T. da Silva, pelos valiosos ensinamentos e aos colegas pelo companherismo e amizade que jamais esqueceremos.

“Por mais longa que seja a caminhada o mais importante é dar o primeiro passo.”

Vinicius de Moraes

RESUMO

Com o avanço tecnológico da engenharia surgiu à necessidade de conter grandes áreas de terreno visando melhor organização e adequação do local, a essa técnica foi dado o nome de "Muros de Contenção". Vários fatores vieram a contribuir com a utilização da tecnologia em práticas de sustentação e preservação do local. A técnica do solo reforçado, compreende a combinação do solo com algum material que ofereça resistência a tração, tornando o solo mais resistente e menos deformável, com o avanço nos estudos dos polímeros implementou-se a técnica de solo reforçado com o material sintético, ele tem a função de reforçar, garantindo estabilidade interna do aterro, e restringindo deformações na estrutura. Este trabalho abordará as definições, características e funcionamento destes muros de contenção e, como através dele é possível um efetivo controle do acesso para solucionar um problema, será apresentado um estudo de caso relacionado à implementação de um muro de contenção com material geossintético em um Instituto no município de Anápolis-GO.

Palavras-Chave: Muro, Contenção, técnica, sustentação, Geossintético.

ABSTRACT

With the technological advancement of engineering arose the need to contain large areas of land to better organization and suitability of the site, this technique was given the name "Retaining Walls". Several factors have come to contribute to the use of technology in support and preservation of the local practices. The technique of reinforced soil comprising soil combination with a material which provides tensile strength, making it more resistant and less deformable soil, with the advance in studies of the polymers implemented to soil technique reinforced synthetic material, it has the function of strengthening internal ensuring stability of the embankment and restricting deformation of the structure. This paper will address the definitions, characteristics and functioning of these retaining walls and as through it is possible an effective access control to solve a problem, a case study will be presented related to the implementation of a retaining wall with geosynthetic materials in an Institute in the city of Anápolis-GO.

Keywords: Wall, containment , technical , support , Geosynthetic .

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Muro de Arrimo.....	20
Figura 2.2 – Muro de Pedras.....	21
Figura 2.3 – Muro de Concreto Ciclóptico.....	21
Figura 2.4 – Muro de Gabião.....	22
Figura 2.5 – Muro de Pneus.....	22
Figura 2.6 – Muro de Sacos de Solo-cimento.....	23
Figura 2.7 – Muro de Flexão.....	24
Figura 2.8 – Muro de Contraforte.....	24
Figura 2.9 – Sistema de Drenagem Superficial.....	25
Figura 2.10 – Fluxo de Drenagem.....	26
Figura 2.11 – Geocélular (GL)	28
Figura 2.12 – Geocomposto para Reforço (GCR).....	28
Figura 2.13 - Geocomposto para Drenagem (GCD).....	29
Figura 2.14 – Geoespaçador (GS).....	29
Figura 2.15 – Geoforma (GF).....	30
Figura 2.16 – Geogrelha (GG).....	30
Figura 2.17 – Geomanta (GA).....	31
Figura 2.18 – Geomembrana (GM).....	31
Figura 2.19 – Georrede (GN).....	31
Figura 2.20 – Geotêxtil Nãotecido Agulhado (GTNA).....	32
Figura 2.21 – Geotêxtil Nãotecido Termoligado (GTNT).....	32
Figura 2.22 – Geotêxtil Tecido (GTW).....	33
Figura 2.23 – Geotêxtil Tricotado (GTK).....	33
Figura 2.24 – Geotubo (GP).....	34
Figura 2.25 – Mecanismo de Instabilidade Externa.....	39
Figura 2.26 – Instabilidade Global.....	40
Figura 2.27 – Mecanismo de Estabilidade Interna.....	41
Figura 2.28 – Equilíbrio Interno Solo Reforçado.....	41
Figura 2.29 – Ábacos.....	43
Figura 3.1 – Croqui do Projeto.....	46

Figura 3.2 – Detalhe do Muro.....	47
Figura 3.3 – Localização do terreno.....	47
Figura 3.4 – Seção Transversal Típica.....	48
Figura 4.1 – Perfil do terreno.....	50
Figura 4.2 – Eliminação da inclinação.....	51
Figura 4.3 – Geométrica do terreno e do muro de contenção.....	52
Figura 4.4 – Diagrama de Tensão Horizontal.....	53
Figura 4.5 – Diagrama de Pressão Neutra.....	53
Figura 4.6 – Tensão Vertical pelos Rolos Compactadores.....	57

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Diâmetro do grão por classificação de solo em mm.....	18
Tabela 2.2 – Características Mecânicas dos Polímeros na fabricação dos Geossintéticos.	27
Tabela 2.3 – Valores mínimos de <i>f_{dm}</i> para Geotêxteis.....	37
Tabela 2.4 - Valores mínimos de <i>f_{dm}</i> para Geogrelhas.....	37
Tabela 2.5 – Fator de Segurança para muros de gravidade e flexão.....	40
Tabela 2.6 – Valores Típicos para o índice de rigidez relativa.....	42
Tabela 2.7 – Coeficientes e fatores de escala para Geossintéticos.....	45
Tabela 4.1 – Parâmetros do Solo.....	50
Tabela 4.2 – Configuração do Muro.....	51
Tabela 4.3 – Parâmetros hiperbólicos conservativos de diversos solos.....	59
Tabela 4.4 – Cálculo da Primeira Iteração.....	60
Tabela 4.5 – Características do Reforço selecionado.....	60
Tabela 4.6 – Cálculo da Segunda Iteração.....	61
Tabela 4.7 – Comprimento de embutimento.....	62
Tabela 4.8 – Fator de Segurança Relativa ao Arracamento.....	62
Tabela 4.9 – Orçamento por m ² da face de Muro de Contenção (Geotêxtil).....	64
Tabela 4.10 – Vantagens e Desvantagens do Muro de Arrimo e Muro de Contenção.....	64

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
DER	-	Departamento Estadual de Rodagem.
NBR	-	Norma Brasileira Regulamentadora.
SPT	-	System Penetration Test.
UNISC	-	Universidade de Santa Catarina.
SMU	-	Secretaria Municipal de Urbanismo.
IPTU	-	Imposto Predial Territorial Urbano.
CREA	-	Conselho Regional de Engenharia e Agronomia.
γ	-	Peso específico.
γ_{nat}	-	Peso específico natural do solo.
γ_f	-	Peso específico do solo de fundação.
ϕ	-	Ângulo de atrito do solo
C	-	Coesão do solo
H_w	-	Nível de água existente no solo.
$H_t = H$	-	Altura total do muro de solo reforçado.
$H_{eq} = h_0$	-	Altura de terra equivalente.
B	-	Base do muro de solo reforçado.
Q	-	Sobrecarga no talude.
Q_e	-	Carga estática equivalente do compactador.
L_r	-	Largura do geossintético (reforço).
L_e	-	Comprimento de reforço na zona resistente.
P_r	-	Resistência ao arrancamento.
f_a	-	Coefficiente de aderência para geogrelha.
α	-	Fator de escala para geogrelha.
F^*	-	Fator de resistência ao arrancamento.
K_a	-	Coefficiente de empuxo ativo.
u	-	Poropressão.
Y_E	-	Altura do ponto de aplicação do empuxo efetivo.
Y_w	-	Altura do ponto de aplicação do empuxo hidrostático.
Y_0	-	Altura do ponto de aplicação do empuxo.
F.S	-	Fator de segurança.
FS_t	-	Fator de segurança contra o tombamento.

FS_d	-	Fator de segurança contra o deslizamento.
E	-	Empuxo.
W	-	Peso do muro de solo reforçado.
e	-	Terço central da base do muro de solo reforçado.
T_d	-	Resistência à tração requerida no projeto;
f_m	-	Fator de redução devido a incertezas quanto ao material.
f_{dm}	-	Fator de redução devido a danos mecânicos durante a instalação / construção.
f_{amb}	-	Fator de redução devido a danos provocados pelo ambiente.
T_{ref}	-	Resistência à tração de referência do geossintético.
T_{indice}	-	Resistência à tração índice.
f_{fl}	-	Fator de redução devido ao efeito de fluência para a temperatura ambiente.
β	-	Parâmetro que reflete a deformabilidade dos reforços.
P_a	-	Pressão atmosférica.
S_v	-	Espaçamento vertical do reforço.
J_r	-	Módulo de rigidez do reforço à Tração.
σ'_{zc}	-	Tensão média atuante no contato com solo.
σ'_v	-	Tensão vertical efetiva no solo.
σ'_h	-	Tensão horizontal efetiva no solo.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 CONTEXTO HISTÓRICO	16
1.2 OBJETIVOS	16
1.2.1 Objetivo Geral	16
1.2.2 Objetivo Específico	17
1.3 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS.....	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 GEOTECNIA DA REGIÃO	18
2.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO - MUROS DE ARRIMO	19
2.2.1 Tipos de Muro	20
2.2.1.1 Gravidade.....	20
2.2.1.1.1 <i>Muro de Pedras</i>	20
2.2.1.1.2 <i>Muro de Concreto Ciclóptico</i>	21
2.2.1.1.3 <i>Muro de Gabião</i>	22
2.2.1.1.4 <i>Muro de Pneus</i>	22
2.2.1.1.5 <i>Muro de Sacos de Solo-Cimento</i>	23
2.2.1.2 Muros de Flexão.....	24
2.2.2 Drenagem	25
2.3 GEOSSÍNTETICOS.....	26
2.3.1 Polímeros	27
2.3.2 Propriedades, Terminologia e Classificação dos Geossintéticos	27
2.4 ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSÍNTETICO	34
2.4.1 Determinação a Resistência a Tração Requerida no Projeto T_d (KN/m)	35
2.4.2 Estabilidade de Estruturas de Contenção	37
2.4.2.1 Estabilidade Externa.....	38
2.4.2.2 Estabilidade Interna.....	40
3 ESTUDO DE CASO	46
4 PROJETO	50
4.1 MEMÓRIA DE CÁLCULO.....	50
4.1.1 Dimensionamento do Muro de Contenção	51
4.1.2 Análise da estabilidade externa	52
4.1.2.1 Cálculo das tensões horizontais e pressão neutra	53
4.1.2.1.1 <i>Cálculo do empuxo</i>	53
4.1.3 Análise da estabilidade interna - Geotêxtil.....	57
4.1.3.1 Determinação de β	58
4.1.3.2 Determinação de T_{max}	59
4.1.3.3 Resistência admissível do reforço	61
4.1.3.4 Estabilidade ao arrancamento.....	61
4.1.4 Considerações da memória de calculo	63
4.2 ORÇAMENTO	63

4.3 VANTAGENS E DESVANTAGENS	64
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	65
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66
7 ANEXOS	67

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO HISTÓRICO

Solo reforçado é uma prática comum, há relatos desde 3000 a.C de sua utilização segundo Vertematti et. Al. (2004). Nessa época utilizava-se materiais naturais para melhorar a qualidade do solo, eram muito utilizados: Estivas de junco, palhas, bambus, entre outros. A maioria vegetais enriquecidos de fibras. Um procedimento que vem sendo progressivamente incorporado a Engenharia Civil.

Essa técnica compreende a combinação do solo com algum material que ofereça resistência a tração, tornando o solo mais resistente e menos deformável. Muitas obras antigas utilizaram a técnica com a finalidade de reforço do solo e estrutura de contenção, exemplo disso foram: Zigurates da Mesopotâmia, A grande Muralha da China e inúmeras obras no Império Romano. Os Babilônios introduziram também materiais fibrosos em construções de habitação.

Macaferri et. Al. (2002), afirma que as obras executadas com conceito de solo reforçado além de vantagem técnica, também agregam vantagens econômicas.

Atualmente os materiais vegetais fibrosos foram substituídos por sintéticos. De acordo com Vertematti et al. (2004). O emprego do material sintético da indústria têxtil, só ocorreram com o desenvolvimento dos polímeros: PVC, POLIESTER, POLIETILENO, POLIPROPILENO E POLIAMIDA. As fibras vegetais outrora utilizadas como reforço do solo, não possuem propriedades mecânicas que o geossintético possui.

De acordo com a NBR 12533 (2003) geossintético são produtos poliméricos (sintéticos ou naturais), industrializados, desenvolvidos para utilização em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções, com destaque para: reforço, filtração, drenagem, proteção, impermeabilização e controle de erosão superficial.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O trabalho tem como objetivo geral estudar a viabilidade técnica de um muro de contenção construído com material geossintético.

1.2.2 Objetivo Específico

- a) Estudar topograficamente o terreno para projeto do muro;
- b) Projetar muro de contenção com geossintético para evitar avarias;
- c) Apresentar projeto e orçamento do muro de contenção com geossintético.

1.3 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS

O trabalho divide-se em partes de um estudo baseado em descrição do contexto, delimitação do problema, solução e considerações finais sobre o tema discutido. O tema abordará esses itens relacionados e organizados da seguinte forma:

- Justificativa do tema – abordará a descrição do contexto em que a questão principal está focada;
- Conceitos e Definições de Muros de Contenção e material Geossintético – serão definidas as características dos estudos, leva em conta os fatores determinantes de sua constituição;
- Estudo de Caso – compreenderá a documentação de toda fase do estudo de caso, trazendo uma proposta para o problema;
- Projeto de Muros de Contenção – Memória de Cálculo, Aplicação, Metodologia e Resolução do Problema – será apresentado como será calculado, dimensionamento do muro, análise de estabilidade, colocação do material Geossintético, os itens de maior relevância, entre outros, em construir um muro de contenção e para sustentação do mesmo.
- Orçamento do Muro de Contenção – será feito um orçamento simples do muro de contenção com material Geossintético.
- Considerações finais – será descritos todos os fatores relacionados ao problema abordado, mostrando como será estabelecido o vínculo dele com o estudo de caso no trabalho, onde serão apresentadas possíveis soluções para tal problema.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GEOTECNIA DA REGIÃO

O solo é o resultado de elementos físicos como o clima, rochas e relevos. Para cada área científica, o solo tem diferentes interpretações. Na engenharia civil o solo é a melhor matéria-prima para as construções. Cabe lembrar a proposição de BRAJA (2011, p.11).

Em geral, solos são formados apartir do intemperismo das rochas. As propriedades físicas do solo são determinadas, em princípio, pelos minerais que constituem suas partículas e, portanto, pelas rochas nas quais se derivam.

O tipo de solo determina características, fundamentais ao projeto. É importante conhecer os três tipos basicos: arenosos, siltosos e argilosos. Esta divisão não é muito rígida, ou seja, quase nunca se encontra apenas um tipo de solo.

O principal criterio para fazer a clasificação do solo são o tamanho dos grãos:

Tabela 2.1 – Diâmetro do grão por classificação de solo em mm

TIPO DE SOLO	ARGILA	SILTE	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO
DIÂMETRO DOS GRÃOS	Até 0,005	De 0,005 até 0,05	De 0,05 até 0,15	De 0,15 até 0,84	De 0,84 até 4,8	De 4,8 até 16

Fonte: Campos, 2013.

De Acordo com Campos, 2013 a descrição dos solos são:

Solos Arrenosos: São aqueles predominantemente composto por areias. Como característica principal a areia não coesão, ou seja, seus grãos são facilmente separáveis uns dos outros.

Solos Argilos: Caracteriza-se pelos grãos microscópios, de grande impermeabilidade. Como consequência do tamanho dos gãos, as argilas:

- São fáceis de serem moldadas com água
- Dificuldade de desagregação
- Forma barro plástico e viscoso quando úmido
- Permite taludes com ângulos praticamente na vertical.

Solos Siltosos: O silte está entre a areia e a argila, é um pó como a argila, mas não tem coesão apreciável.

O silte não tem estabilidade prolongada, sendo mais fácil a ocorrência da erosão e desagregação natural; necessitando mais manutenção.

A cidade de Anápolis possui uma área de aproximadamente 918,37 km², com três tipos característico de relevo:

- Modelado de Aplanamento: composto por Topos Planos e Rampas de primeira e segunda geração;
- Modelado de Dissecação: compreendido por baixas vertentes, morros e cristas;
- Modelado de Acumulação: planícies fluviais e terraços fluviais.

De acordo com Nimer (1989), possui clima Tropical sub-úmido, com duas estações bem definidas:

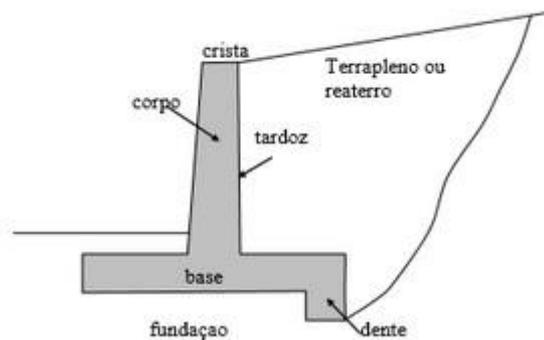
- Estação Seca: De Abril a Setembro;
Umidade Relativa do Ar: 50% a 60%
- Estação Chuvosa: Predominantemente de Outubro a Março.
Umidade Relativa do Ar: 80%

Como descreve Jesus (2013), os solos da cidade classificam-se em Latossolos, na parte leste e Argissolos com Cambissolos na parte oeste. A porosidade dos solos é alta e do ponto de vista granulométrico o solo possui textura muito arenosa. Em sondagens SPT as camadas superficiais são normalmente constituídas por argila arenosa (mole) o que comprova um solo poroso e estruturalmente instável (solo colapsável).

2.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO - MUROS DE ARRIMO

Segundo Ranzini e Negro, 1998, p. 503: “Muros são estruturas corridas de contenção constituídas de parede vertical ou quase vertical apoiada numa fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria ou em concreto ou ainda de elementos especiais.”

Figura 2.1 – Muro de Arrimo



Fonte: UNISC, 2011

Podem ser de Gravidade, de Flexão ou Atirantado. Os muros são solicitados através de empuxo passivos ou ativos. Os passivos são quando o muro atua sobre o solo e o ativo de modo contrário.

Usa-se o muro em contenção de terrenos que possuem algum tipo de inclinação. Aparecem em áreas de corte ou aterro entre o perfil original do lote e a área plana.

2.2.1 Tipos de Muro

2.2.1.1 Gravidade

São estruturas geralmente utilizadas para conter desníveis pequenos e médios (entre 1,5m a 5,0m). Podem ser de concreto, pedras, pneus ou ainda de gabiões. (RANZINI & NEGRO, 1998, p. 503).

2.2.1.1.1 Muro de Pedras

De acordo com Ranzini e Negro, (1998) é recomendado para taludes com no máximo 3m de altura, podem ser feitos sem argamassa suas principais vantagens são:

- a) Simplicidade na construção;
- b) Baixo custo (especialmente em locais onde já existem os blocos);
- c) Dispensa dispositivos de drenagem;

Figura 2.2 – Muro de Pedras



Fonte: UNISC, 2011

Suas desvantagens:

- a) Necessidade de blocos regulares;
- b) Menor índice de atrito entre as pedras.

Para taludes maiores, é necessário, a utilização de argamassa (cimento e areia) para o preenchimento dos vazios. Isso traria maior rigidez ao muro. Por outro lado, o uso de argamassa implicaria na necessidade de se implantar sistemas de drenagem.

2.2.1.1.2 Muro de Concreto Ciclóptico

Essa estrutura é construída por formas, com concreto e rocha de diversos tamanhos. Utilizadas para muros de altura inferior a 4,0m. Para esse tipo de contenção é indispensável a utilização de métodos drenantes. A seção transversal normalmente é trapezoidal, com a largura da base sendo a metade do muro (MOLITERNO,1994).

Figura 2.3 – Muro de Concreto Ciclóptico



Fonte: UNISC, 2011

2.2.1.1.3 Muro de Gabião

Segundo Ranzini e Negro (1998, p. 504): “São muros de gravidade construídos pela superposição de ‘Gaiolões’ de malha de arame galvanizado cheio com pedras.”

As dimensões tradicionais dos Gabiões são: comprimento de 2m e seção transversal quadrada com 1m de aresta. A rede metálica apresenta grande resistência. Suas principais características são a flexibilidade e a permeabilidade.

Figura 2.4 – Muro de Gabião



Fonte: UNISC, 2011

2.2.1.1.4 Muro de Pneus

são construídos a partir do uso de pneus e solos compactados. Os pneus são amarrados entre si com corda ou arame. Por ser muito peso, estes muros estão limitados a altura máxima de 5 metros.

Figura 2.5 –Muro de Pneus



Fonte: UNISC, 2011

No entanto deve-se ressaltar que o muro de solo pneus possui uma estrutura flexível o que pode gerar deformações horizontais e verticais. Desse modo, não se recomenda o uso dessa estruturas de fundações ou ferrovias.

O peso específico foi determinado a partir de ensaios de densidade no campo (MEDEIROS et. Al.; 1997), varia de 15,5 KN/m² a 16,5 KN/m², dependendo se os pneus são inteiros ou cortados. Como os muros de solo-cimento, os de pneus também devem ser montados descasados, isso minimizaria os espaços vazios.

As principais opções de revestimento são alvenaria em blocos, concreto projetado sobre tela metálica, placas pré-moldadas ou vegetação.

2.2.1.1.5 Muro de Sacos de Solo-Cimento

Seguindo os critérios de Norma DER ET-DE-G00/017 (2006), trata-se de obras de contenção e estabilização de taludes e terraplenos. Essa técnica tem sido promissora, devido a inúmeros fatores como; baixo custo, facilidade de execução e a adequabilidade do uso de solos residuais.

São construídos em camadas formados por sacos de poliéster ou similares preenchidos por uma mistura de cimento-solo.

Figura 2.6 – Muro de Sacos de Solo-Cimento



Fonte: UNISC, 2011

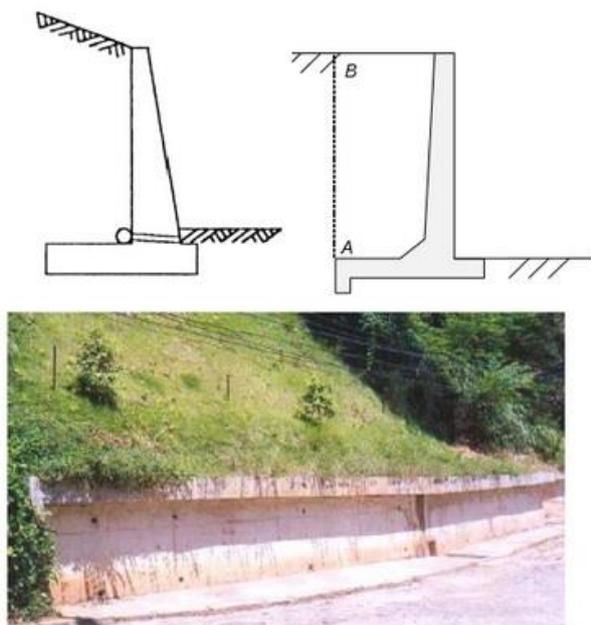
Os sacos são propositalmente desalinhados em cada camada, para que garanta intertravamento proporcionando uma densidade ao muro.

2.2.1.2 Muros de Flexão

Por definição de Ranzini & Negro, 1998, p.503: “São estruturas mais esbeltas, com seção transversal tem forma de “L”, que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço arrimado, que se apoia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio.”

Em geral são de concreto armado para muros maiores de 5 a 7 metros de altura (figura 7) . Em alguns casos são convenientes à utilização de contrafortes ou “gigantes” (figura 8), com o objetivo de suportar esforços de flexão do terreno.

Figura 2.7 – Muro de Flexão



Fonte: UNISC, 2011

Figura 2.8 – Muro de Contraforte



Fonte: UNISC, 2011

Para lajes de base interna sob o retro aterro os contrafortes tem a função de resistir a esforços de tração. Já em lajes externas os contrafortes atuam resistindo a compressão. Estes contrafortes geralmente estão espaçados cerca de 70% da altura do muro de arrimo.

Muro de arrimo de flexão também podem ser ancorados por tirantes em sua base. Esta é uma solução quando na fundação contem rocha sã ou alterada; ou quando há limitação no espaço da base necessário para a estabilidade. (Ranzini & Negro, 1998)

2.2.2 Drenagem

Para uma contenção satisfatória é fundamental um sistema de drenagem eficaz. Isso porque o acúmulo de água no maciço de muros de arrimo é responsável por grande parte de acidentes nesse tipo de construção.

O efeito da água pode ser direto, resultante do acúmulo de água junto ao tardo interno do arrimo e do encharcamento do terrapleno, ou indireto, produzindo uma redução da resistência ao cisalhamento em decorrência do acréscimo das pressões intersticiais. (Ranzini & Negro, 1998)

Existem dois sistemas de drenagem, superficiais e subsuperficiais. Os superficiais tem o objetivo de recolher e conduzir as águas que se acumulam no talude. Existe vários tipos de dispositivos que devem ser selecionados de acordo com as condições geométricas da natureza da área e outros fatores que influenciam o projeto. (GEORIO, 1999).

Figura 2.9 – Sistema de drenagem superficial



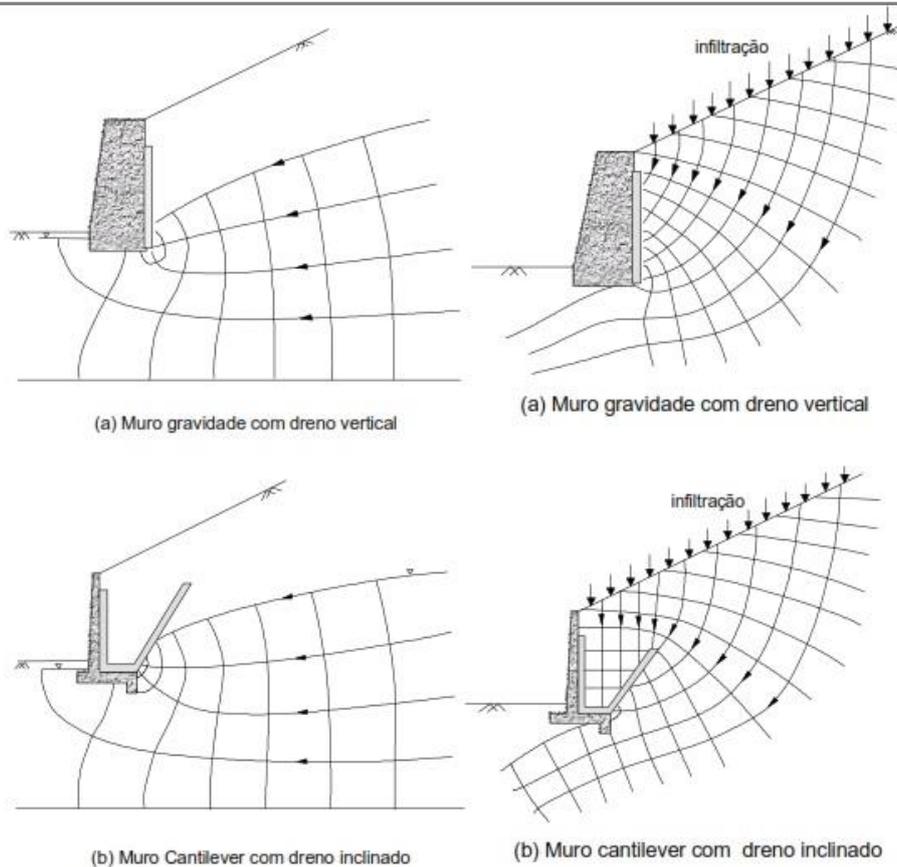
Fonte: GEO,1995

As infiltrações causadas por chuva tendem a modificar as condições hidrológicas do talude causando redução das sucções e/ou aumento das poropressões. Nos dois casos, as mudanças influenciam na redução das tensões efetivas e conseqüentemente a diminuição na resistência ao cisalhamento, causando instabilidade.

Drenagens subsuperficiais servem para controlar as pressões de água e ainda captam fluxos internos. A função desse tipo de drenagem é diminuir os níveis piezométricos. A

diminuição do nível piezométrico também diminui o gradiente hidráulico, logo o fluxo é reduzido e ganha um regime permanente (GEORIO, 1999).

Figura 2.10 Fluxo de drenagem



Fonte: GEO,1995

2.3 GEOSSÍNTETICOS

Segundo definições Bueno,2004: “Os geossíntéticos são constituídos essencialmente por polímeros e, em menor escala, por aditivos.”

Os polímeros sintéticos derivam do petróleo e em alguns casos também são empregados fibras naturais. Há também a presença de aditivos, que tem como função melhorar o processo de fabricação ou mudar aspectos comportamentais de engenharia do polímero básico.

2.3.1 Polímeros

Os polímeros são resultantes de encandeamento de átomos de carbono, eles podem ser formados linearmente, por um ou mais mônmeros, ou podem ocorrer em combinação aleatoria.

Segundo Bueno et. al (2004), a classificação dos polímeros também ocorrem segundo a estrutura das cadeias.

Tabela 2.2 – Características Mecânicas dos Polímeros na fabricação dos Geossintéticos

CARACTERISTICAS MECANICAS MAIS IMPORTANTES DOS PRINCIPAIS POLIMEROS UTILIZADOS NA FABRICAÇÃO DOS GEOSSÍNTETICOS (STEVENS, 1990)			
POLIMERO	RESISTENCIA A TRACÇÃO (Mpa)	ELONGAÇÃO NA RUPTURA (%)	MODULO DE ELASTICIDADE (Gpa)
PEAD	8,3 a 31	100 a 650	0,2 a 0,3
PEBD	22 a 31	10 a 1.200	1,07 a 1,09
PP	31 a 41	100 a 600	1,17 a 1,72
PS	36 a 52	1,2 a 2,5	2,38 a 3,28
PVC	41 a 52	40 a 80	2,41 a 4,14
PET	48 a 72	50 a 300	2,76 a 4,14
PA66	76 a 83	60 a 300	----

Fonte: Vertematti, 2004.

2.3.2 Propriedades, Terminologia e Classificação dos Geossintéticos

Os Geossintéticos podem desempenhar funções diferentes em um projeto de engenharia. A escolha dos geossintéticos baseia-se em propriedades que garantam as condições técnicas a que serão submetidos em situação real, para que essa escolha ocorra, são realizados ensaios em campo ou em laboratórios.

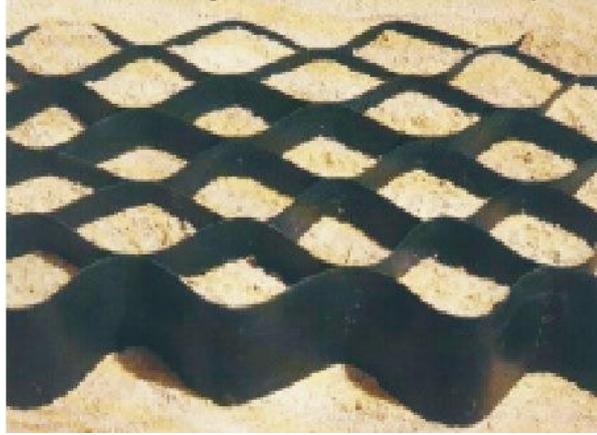
Os ensaios, segundo Bueno e Vilar et. al (2004), devem apresentar vida útil compatível as obras em que estão sendo empregados. Os Geossintéticos também deve obedecer um rigoroso controle de qualidade é necessario também que se confirme eficiência das soldas e uniões.

De acordo com a NBR12553, os geossintéticos são nomeados e classificados da seguinte forma:

GEOBARRA (GB): Em barra, função predominante de reforço.

GEOCÉLULA (GL): Estrutura tridimensional aberta, função predominante de reforço e controle de erosão.

Figura 2.11 – Geocélula preenchida com areia, na construção de via de acesso

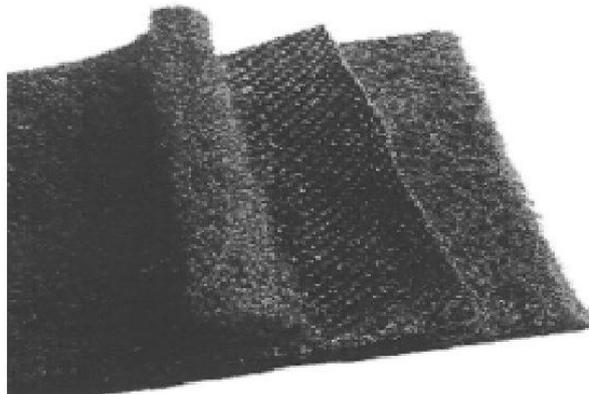


Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOCOMPOSTO (GC): Formado pela superposição ou associação de um ou mais Geossintéticos entre si ou com outros produtos, desenvolvido para função específica.

GEOCOMPOSTO PARA REFORÇO (GCR): Formado pela associação de Geossintéticos, desenvolvida para reforço.

Figura 2.12: GCR – constituído por dois Geotêxteis não tecidos agulhados e um geotêxtil tecido



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOCOMPOSTO ARGILOSO PARA BARREIRA IMPERMEABILIZANTE (GCL): Formado pela associação de Geossintético a um material argiloso de baixa condutividade, com a função de barreira impermeabilizante.

GEOCOMPOSTO PARA DRENAGEM (GCD): Desenvolvido para drenagem, composto por um Geotêxtil para filtro de uma Georrede ou Geoespaçador atuando como elemento drenante.

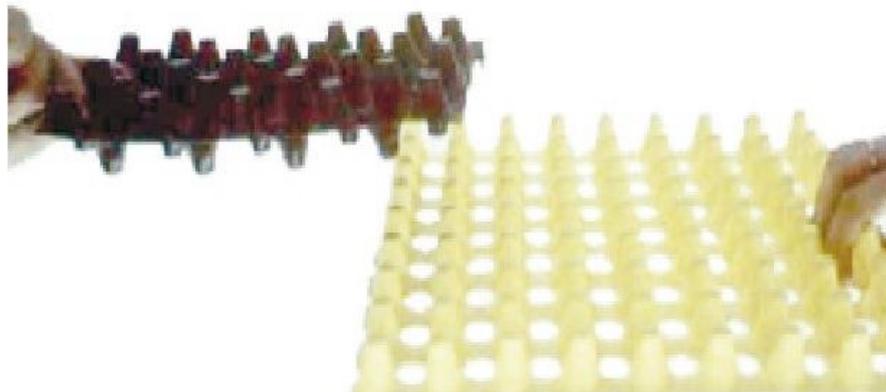
Figura 2.13 – Composto com geoespaçador de pata simples, envolto por geotextil naotecido filtrante



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOESPAÇADOR (GS): Estrutura Tridimensional constituída de forma a apresentar vazios, utilizado como meio drenante.

Figura 2.14 – GS de pata dupla (preto) e de pata simples (amarelo), utilizando como meio drenante

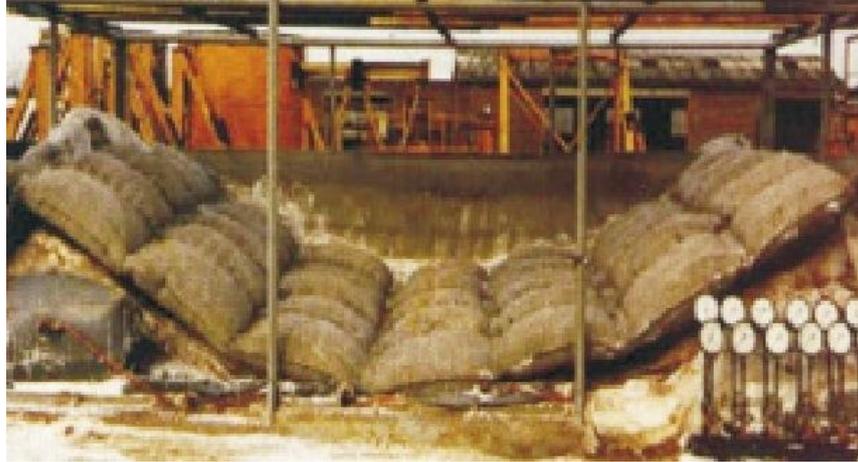


Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOEXPANDIDO (GE): Produzido apartir de um polímero expandido, tem como função principal aliviar o peso de uma estrutura Geossintética.

GEOFORMA (GF): Estrutura apartir de Geossíntéticos, com a função de conter materiais permanentemente ou provisórios.

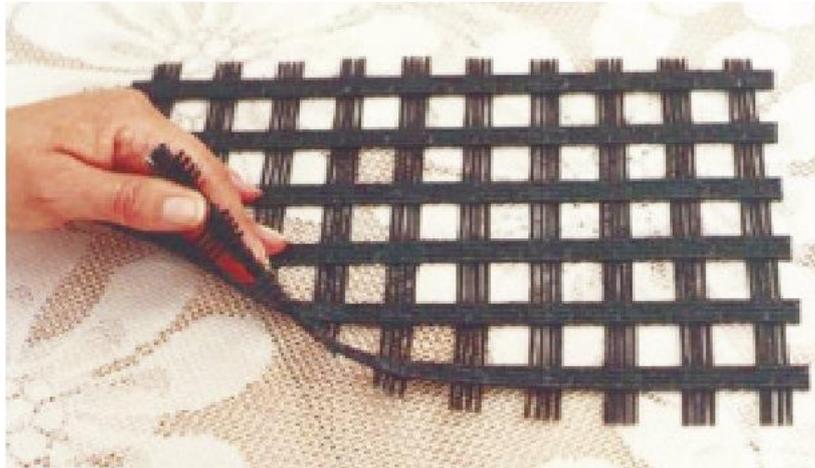
Figura 2.15 – GF Tipo colchao, preenchida com argamassa para revestimento de canais



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOGRELHA (GG): Estrutura em formato de grelha. Função predominante de reforço, resistente a tração.

Figura 2.16 – Geogrelha flexível, para reforço de aterros/ muros de contenção



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOMANTA (GA): Estrutura Tridimensional permeavel. Usado no controle de Erosão superficial do solo, conhecido como Biomanta, no caso de ser biodegradavel.

Figura 2.17 – Geomanta utilizada no controle de erosão superficial de taludes



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOMEMBRANA (GM): Estrutura Bidimensional, de baixíssima permeabilidade, função de controle de fluxo e separação, nas condições de solicitação.

Figura 2.18 – Geomanta polimérica flexível, utilizada em obras de Impermeabilização



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEORREDE (GN): Produto em Forma de Grelha, com função predominante de drenagem.

Figura 2.19 – Georrede utilizada como nucleo drenante.



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOTÊXTIL (GT): Bidimensional permeável, composto por fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios. Isso permite que desempenhe várias funções numa obra geotecnia.

GEOTÊXTIL NÃO TECIDO (GTN): Composto por fibras Cortadas ou filamentos contínuos, que são ligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos.

GEOTÊXTIL NÃO TECIDO AGULHADO (GTN_A) : Fibras interligadas mecanicamente, desenvolve varias funções na engenharia.

Figura 2.20 – Geotêxtil não-tecido agulhado



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOTÊXTIL NÃO TECIDO TERMOLIGADO (GTN_T): Fibras interligadas por aquecimento em fusão parcial, desenvolve varias funções na engenharia.

Figura 2.21 – Geotêxtil Não-tecido termoligado



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOTÊXTIL NÃO TECIDO RESINADO (GTN_R): Fibras interligadas por produtos químicos.

GEOTÊXTIL TECIDO (GTW): Oriundo do entrelaçamento de fios, seguindo direções preferenciais. Utilizando em varios tipos de obras de engenharia.

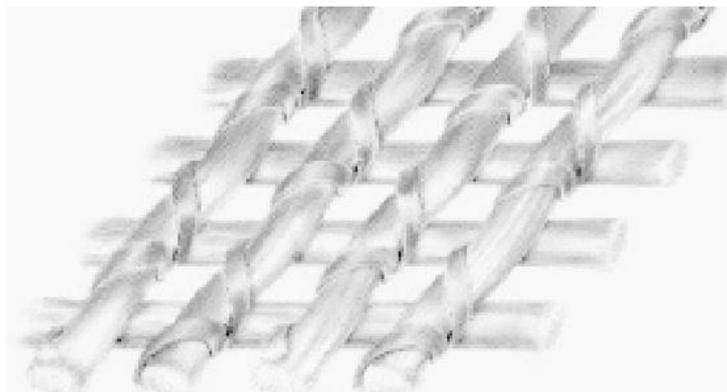
Figura 2.22 – Geotêxtil tecido, de filamentos tipo laminetes



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOTÊXTIL TRICOTADO (GTK): Oriundo do entrelaçamento de fios por tricotamento.

Figura 2.23 – Esquema de geotêxtil tricotado



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

GEOTIRA (GI) : Produto em forma de tira com função predominante de reforço.

GEOTUBO (GP) : Produto tubular de Forma tubular, com função drenante.

Figura 2.24 – Geotubo



Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos, 2004

O uso do Geossintético em obras Geotecnia vem aumentando, vários fatores influenciam nessa escolha, como:

- Velocidade e facilidade de instalação
- Não necessidade de mão de obra qualificada
- Baixo Custo
- Controle de Qualidade
- Substituição de Matérias tradicionais, reduzindo o volume do material de área de emprestimo.

2.4 ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSÍNTETICO

Esta técnica, se dá através da introdução na massa de solo compactado, de um elemento resistente a tração, que aumente a resistência da estrutura e diminua a deformação. Estes elementos podem ser naturais ou sintéticos.

A introdução de elementos, não melhoram as características próprias do solo, mas melhoram o comportamento mecânico global da estrutura (Borges, 1995)

A estrutura de solo reforçado é um muro de peso ou de gravidade. Quando o material sintético é aplicado, ele tem a função de reforçar, garantindo estabilidade internado aterro, e restringindo deformações na estrutura Palmeira et. al (1993), apud Obando (2012).

De acordo com Aguiar et al. (2004), apud Obando (2012),

Os Geossintéticos comumente especificados para atuar como reforço de estrutura geotécnicas são os geotêxteis tecidos e não tecidos, os geogrelhas, as geotiras e os geocomposto.

Segundo Vertematti et al.(2004), alguns requisitos basicos devem ser atendidos, para que o geossintético possa ser utilizando como elemento de reforço

- a) Resistência a tração, $T(\text{KN/m})$
- b) Modulo de rigidez a tração, $J(\text{KN/m})$
- c) Elongação sob tração, ε (%)
- d) Taxa de Deformação, ε' (%,s)
- e) Comportamento em fluência
- f) Resistência a esforços de instalação
- g) Resistência a degradação ambiental
- h) Interação mecânica com solo envolvente
- i) Fatores de redução
- j) Durabilidade compatível com a vida util da obra

As estruturas de contenção de solo reforçado, podem ou não possuir em parâmetro em sua face, que serve para evitar avarias superficiais e proteger os geossintéticos, além de proporcionar uma aparência melhor a estrutura.

O parâmetro pode ser executado com os seguintes materiais:

- a) Blocos pré-fabricados
- b) Paineis pré-moldados
- c) Bloco de rocha
- d) Argamassa projetada
- e) Malha de aço
- f) Vegetação

2.4.1 Determinação a Resistência a Tração Requerida no Projeto Td (KN/m)

Neste trabalho trata de Geossintéticos do tipo: GEOTÊXEIS (tecido), e Geogrelha, que tem função de reforço.

A resistência a tração requerida de projeto é um dos fatores que influencia na escolha correta do Geossintético a ser utilizado.

Segundo, Ehrlich e Becker (2009), a resistência esperada do reforço ao final da vida util para um determinado ambiente.

Para o cálculo de resistência a tração requerida, deve-se adotar fatores de reduções parciais, que objetivam considerar a redução nas propriedades dos geossintéticos Koerner et al. (1998) e Vidal et al. (1999).

A resistência à tração de referência do Geossintético (GEO-RIO,1999) é dada pela equação:

$$T_{ref} = \frac{T_{indice}}{f_{fl}} \quad (1)$$

T_{ref} - Resistência à tração de referência do Geossintético ao final da vida útil da obra

T_{indice} - Resistência a tração índice (obtida em ensaio de laboratório)

f_{fl} - Fator de redução devido ao efeito de fluência, depende das características do Geossintético, tipo de polímero e processo de fabricação.

A resistência à tração requerida no projeto (GEO-RIO, 1999)

$$T_d = \frac{T_{ref}}{f_m f_{dm} f_{amb}} \quad (2)$$

T_d - Resistência a tração requerida no projeto

f_m - Fator de redução devido a incertezas quanto ao material, depende dos resultados apurados no laboratório.

f_{dm} - Fator de redução devido a danos mecânicos durante a instalação/construção

f_{amb} - Fator de redução devido a danos provocados pelo ambiente (ataque por substancia agressiva)

Existem valores minimos para os fatores de redução:

f_{fl} De 1,6 a 2 (para geossintético a base de poliester)

De 3 a 5 (para geossintético a base de polipropileno polietileno)

f_m É de 1,1

f_{amb} É de 1,1

$f_m \cdot f_{dm} \cdot f_{amb}$ É de 1,5

A tabela a Seguir apresenta valores mínimos para f_{dm} , para Geotêxtil e Geogrelhas, em aterros reforçados.

Estes valores são influenciados pela condições de instalação, tipo de material de aterro entre outros.

Tabela 2.3 – Valores mínimos de f_{dm} para Geotêxteis

Valores mínimos de f_{dm} para Geotêxteis				
Tipo de Aterro	Tamanho	140 < Ma ≤ 200	200 < Ma ≤	Ma > 400
	Maximo do grão	(g/m²)	400	(g/m²)
	(mm)		(g/m²)	
Pedras	< 200	1.50	1.45	1.40
Pedregulhos	< 100	1.35	1.30	1.25
Areias	< 4	1.30	1.25	1.20
Siltes e Argilas	< 0,06	1.25	1.20	1.10

Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

Tabela 2.4 – Valores Mínimos de f_{dm} para Geogrelhas

Valores mínimos de f_{dm} para Geogrelhas				
Tipo de Aterro	Tamanho Maximo	200 < Ma ≤ 500	500 < Ma ≤ 1000	Ma > 1000
	do grão (mm)	(g/m²)	(g/m²)	(g/m²)
Pedras	< 125	1.70	1.60	1.60
Pedregulhos	< 75	1.50	1.40	1.30
Areias	< 20	1.30	1.25	1.15
Areias Finas, Siltes e Argilas	< 2	1.20	1.15	1.10

Fonte: Manual Brasileiro Geossintéticos,2004

2.4.2 Estabilidade de Estruturas de Contenção

Toda estrutura de contenção deve ser analisada a estabilidade interna e a externa. Segundo MASSAD,(2010), os métodos de equilíbrio partem do seguinte pressuposto:

a) O solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;

b) As equações de equilíbrio estático são validas até a iminência da ruptura.

c) O coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura.

O fator de segurança é:

- a) A relação entre momentos resistentes e atuantes para rupturas circulares,
- b) A relação entre forças resistentes e atuantes
- c) A relação entre resistência ao cisalhamento do solo e tensões atuantes no maciço.

O método de equilíbrio limite tem como objetivo encontrar a superfície crítica de ruptura onde há menos fator de segurança.

2.4.2.1 Estabilidade Externa

Para qualquer estrutura de contenção é preciso analisar a estabilidade externa, utilizando quatro mecanismos clássicos para verificação:

- a) Tombamento
- b) Deslizamento da Base
- c) Capacidade de Carga da Fundação
- d) Instabilidade Global

Vertematti, 2004, define o fator de segurança ao tombamento $F.S_t$ pela razão entre momento estabilizante do muro e o momento instabilizante pelo empuxo do solo (E).

$$F.S_t = \frac{W \cdot \frac{Lr}{2}}{E \frac{H}{3}} \quad (3)$$

W – Peso da Massa de solo reforçado [KN]

Lr – Comprimento de Reforço ou largura da base (B) [m]

H – A altura da estrutura [m]

E – Empuxo ativo [KN/m]

O fator de segurança ao deslizamento $F.S_d$ é definido pela razão entre força resistente mobilizada na base do muro e a força de empuxo de terra.

$$F.S_d = \frac{(\gamma \cdot H + q) \cdot Lr \cdot Tg\phi'}{E} \quad (4)$$

ϕ' - ângulo de atrito interno do solo na base do maciço [°]

q – é a sobrecarga distribuída sobre o terraplano [KN/m]

γ - peso específico do solo [KN/m³]

A excentricidade (e) deve ser inferior a sexta parte de Lr .

$$e = \frac{E \cdot H}{3N} = \leq \frac{Lr}{6} \quad (5)$$

E a tensão base é dada pela equação:

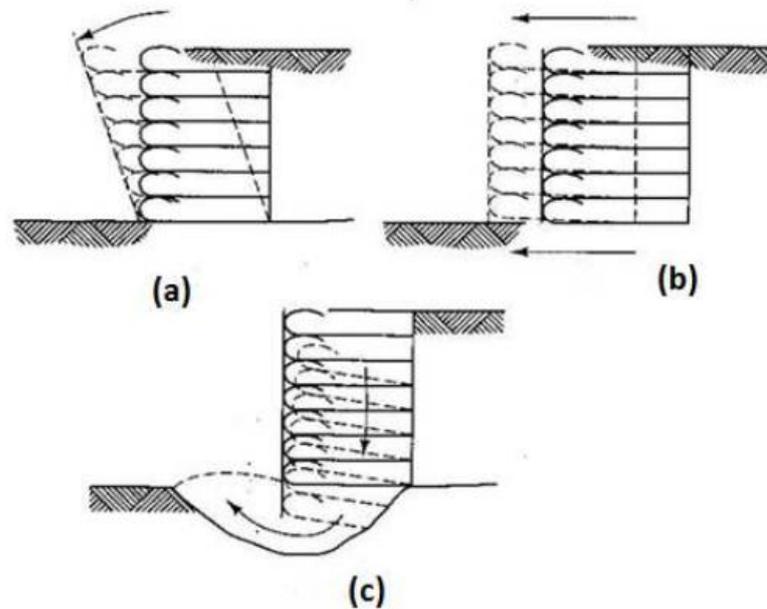
$$\sigma_{z,b} = \frac{N}{Lr - 2e} \quad (6)$$

Onde:

N é a resultante normal da força que atuam na base [KN]

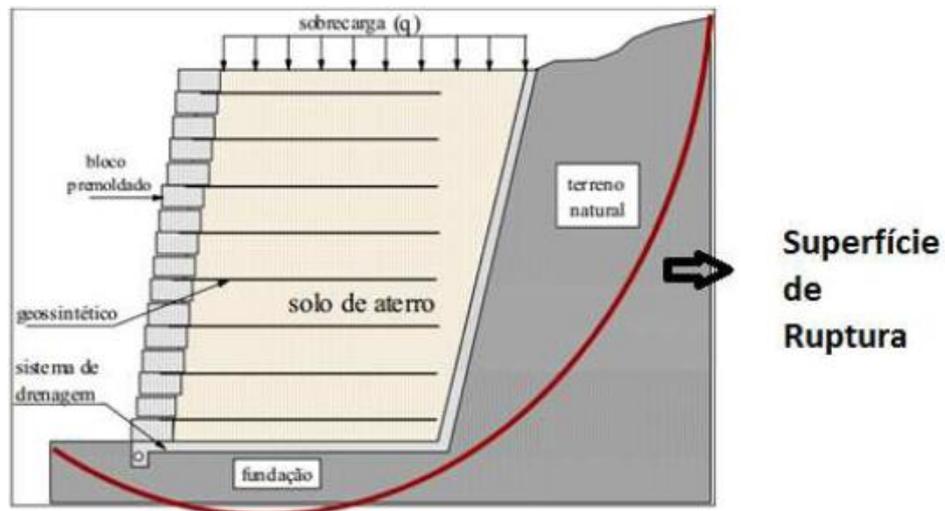
$\sigma_{z,b}$ É a tensão na base [KN/m²]

Figura 2.25 – Mecanismos de instabilidade externa – a) tombamento b) deslizamento c) Capacidade de carga insuficiente.



Fonte: KOERNER,1998

Figura 2.26 – Instabilidade Global



Fonte: GOMES, 2000

A NBR 11682:2009, apresenta fatores de segurança para muros de gravidade e flexão, apresentado na tabela a seguir:

Tabela 2.5– Fator de Segurança para muros de gravidade e flexão

Grau de Segurança	Fator de Segurança
Tombamento	2,0
Deslizamento	1,5
Capacidade de Carga da fundação	3,0

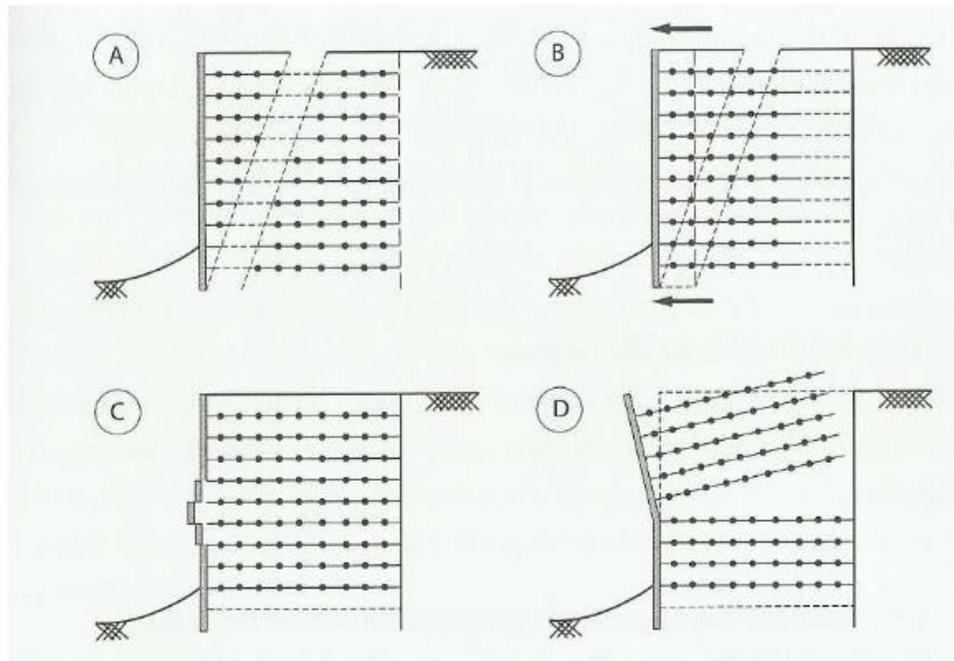
Fonte: Vertematti, (2004)

2.4.2.2 Estabilidade Interna

Segundo EHRLICH e BECKER (2009), a análise de sua estabilidade interna, deve garantir que não ocorra rupturas por tração, arrancamento dos reforços ou instabilidade localizada na face.

- A análise deve garantir segurança:
- Quanto a ruptura
- Arrancamento dos esforços
- Deslizamento na face
- Instabilidade local

Figura 2.27 – Mecanismo para Estabilidade Interna.

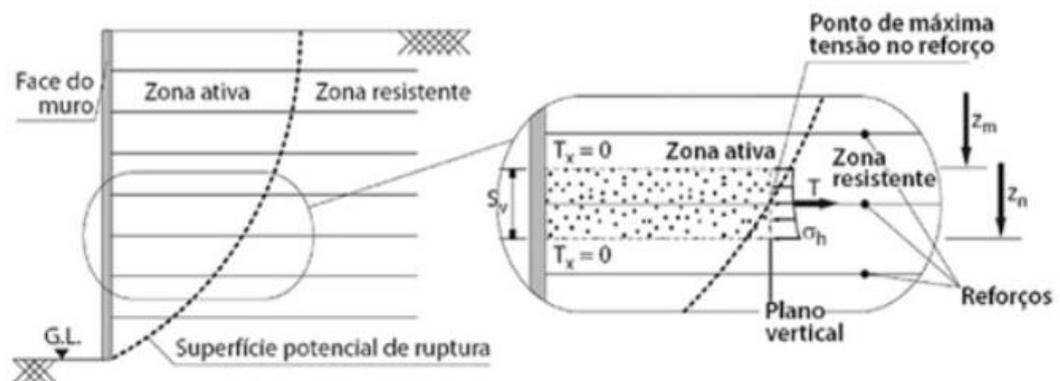


Fonte: EHRlich E AZAMBUJA, 2003 apud EHRlich E BECKER,2009

O Método Ehrlich e Mitchell (1994), baseia-se na compatibilidade de deformações no solo e no reforço, considerando a rigidez relativa solo-reforço e da energia de compactação.

A tensão de tração máxima nos reforços ($T_{\text{máx}}$) é importante na análise de estabilidade interna. $T_{\text{máx}}$ não deve ser maior que o menor valor de resistência de projeto do Geossintético. O $T_{\text{máx}}$ também deverá ser menor que a resistência do arrancamento de trecho de reforço, embutido na zona resistente (P_r).

Figura 2.28 – Equilíbrio Interno da Massa de solo Reforçado



Fonte: Ehrlich e Mitchell, (1994) apud Ehrlich e Becker, (2009)

Cada camada de reforço é responsável pelo equilíbrio horizontal de uma faixa ativa como mostra a figura 2.28. Esta faixa tem espessura igual ao espaçamento entre reforços. A primeira condição de equilíbrio é dada pela equação:

$$T_{\max} = S_v \cdot (\sigma'_x) m. \quad (7)$$

Onde:

T_{\max} - Tensão Horizontal máxima no reforço (KN/m)

S_v - espaçamento vertical dos reforços (m)

$(\sigma'_x) m$ - Tensão horizontal média na faixa de influência do reforço em questão (KN/m)

Para facilitar a utilização deste método, foi desenvolvido ábacos. Considera-se para cada camada a tensão vertical atuante (σ'_z), a tensão vertical máxima incluindo a compactação (σ'_{zc}) e o valor de β parâmetro da deformabilidade dos reforços. (EHRlich E BECKER, 2009)

S_i é um parâmetro que é dado em função da área da seção transversal dos reforços. Reforços mais rígidos correspondem aos menores valores de β . Para a primeira iteração será $S_i=0,03$ para Geogrelha Vettermatti,(2004).

Quanto maior S_i , mais rígido é o reforço é, em geral, ela absorve mais tensão e menores são as deformações da estrutura de solo reforçado. (EHRlich e BECKER, 2009).

Para Geotêxteis tecidos com resistência à tração entre 20 a 200KN/m, S_i será de 0,010 a 0,100.

A Tabela seguir apresenta os valores usuais de S_i , típicos:

Tabela 2.6 – Valores típicos para o índice de rigidez relativa

Valores Típicos para o índice de rigidez relativa	
Tipo de Reforço Geossintético	S_i
Geogrelhas de Poliaramida	0,500 a 3.200
Geogrelhas (PET ou PEAD)	0,030 a 0,120
Geotêxteis Naotecidos	0,003 a 0,012

Fonte: VERTEMATTI, (2004)

Para as Interações é preciso utilizar as seguintes equações:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n}{S_i} \quad (8)$$

Onde:

$$S_i = \frac{J_r}{K \cdot S_v \cdot P_a} \quad (\text{Definido por Ehrlich e Mitchell, 1994}) \quad (9)$$

β – parâmetro que reflete a deformabilidade dos reforços

P_a – pressão atmosférica [KPa]

S_i – índice de rigidez relativa

S_v – espaçamento vertical de reforço [m]

K – modulo tangente inicial do solo do modelo hiperbolico (DUCAN et al.(1980))

n – modulo expoente da curva tensão deformação no módulo hiperbolico

J_r – modulo de rigidez do reforço à tração [KN/m]

Utiliza-se abacos (figura 2.29) para obter o valor de X , este valor determina a força de tração máxima através da equação a seguir:

$$\chi = \frac{T_{max}}{S_v \cdot S_h \cdot \sigma'_{zc}} \quad (10)$$

Onde:

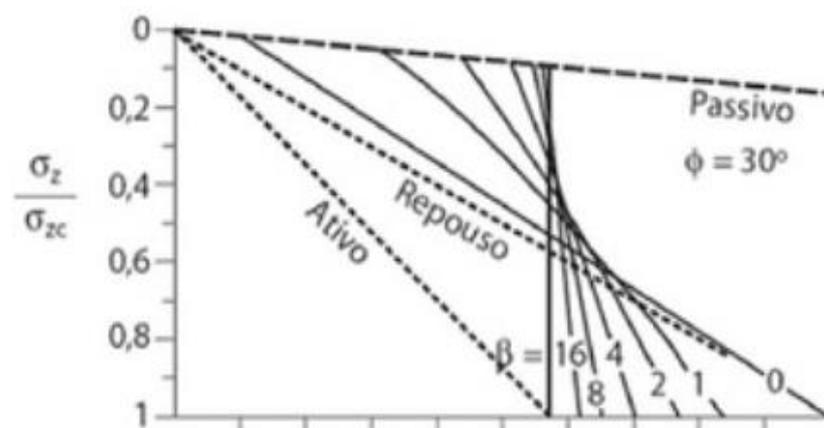
S_v – espaçamento vertical entre reforços [m]

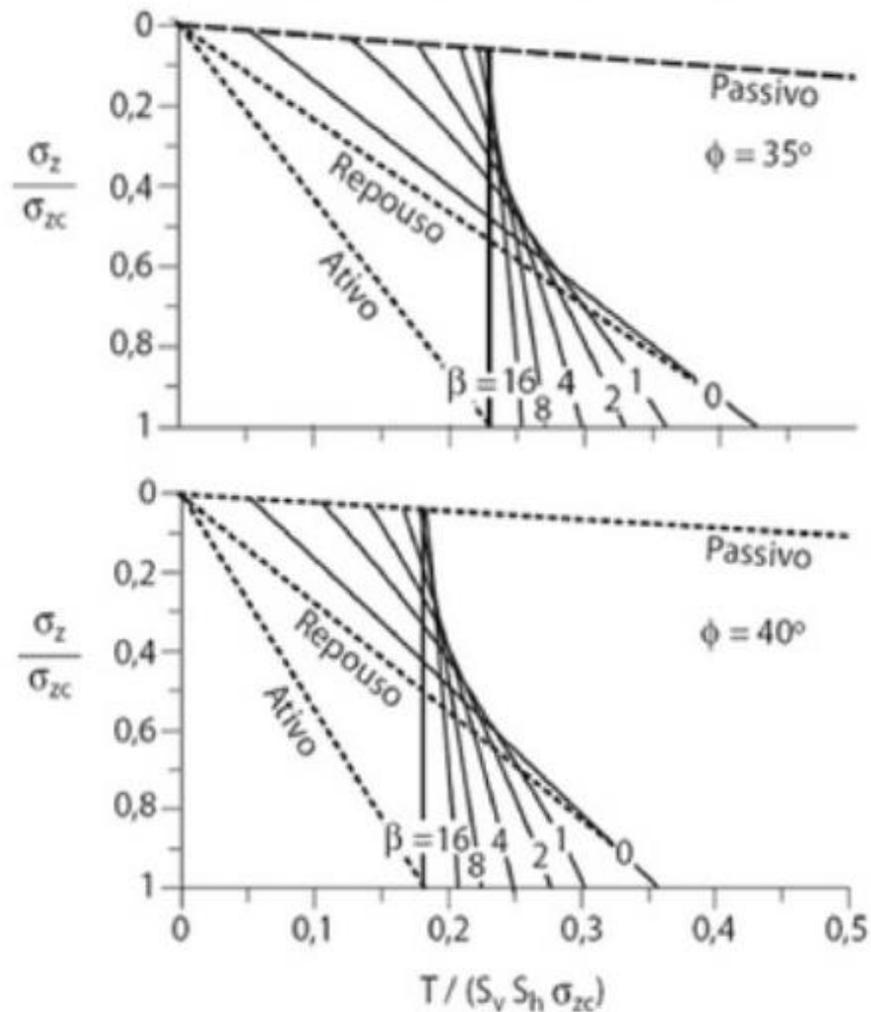
S_h – espaçamento horizontal entre reforços [m]

σ_{zc} – tensão vertical máxima, incluindo a compactação

$T_{máx}$ – força de tração máxima

Figura 2.29 – Abacos para determinação de 'X', em estruturas com face vertical.





Fonte: EHELICH e MITCHELL,(1994) apud EHRLICH e BECKER,(2009)

O mecanismo de resistência ao arrancamento dos Geotêxteis é baseado no atrito entre o solo e o reforço. Porém os valores medidos não são conclusivos, por isso, a prática é adotar estimativas conservadoras.

CHRISTOPHER et al. (1990), sugere como procedimento conservador a determinação da resistência por arrancamento por unidade de comprimento transversal do reforço (P_r)

De acordo com as equações a seguir:

$$P_r = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_z \cdot L_e \geq FS \cdot T_{max} \quad (\text{Ehrlich e Becker, 2009}) \quad (11)$$

L_e - Comprimento do reforço na zona resistente (além da superfície potencial de ruptura)

F^* - Fator de resistência ao arrancamento

α - fator de correção do efeito de escala

σ'_z – tensão vertical efetiva na interface solo – reforço

$$F^* = f_a \cdot \tan \phi \quad (12)$$

f_a – coeficiente de aderência

ϕ - ângulo de atrito do solo

α e f_a são encontrados na tabela:

Tabela 2.7 – Coeficientes e Fatores de escala para geossintéticos

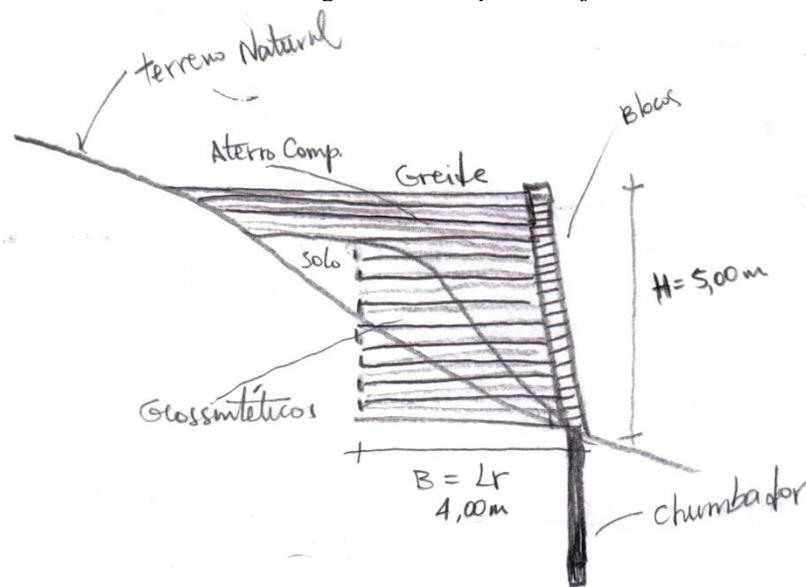
Tipo de Geossintético	Coeficiente de aderência f_a	Fator de escala α
Geogrelha	0,8 a 1,0	0,7 a 1,0
Geotêxtil	0,7 a 0,80	0,6 a 0,8

Fonte: Vertematti, (2004)

3 ESTUDO DE CASO

Nosso estudo de caso será baseado em um fato fictício na cidade de Anápolis que está localizada na região centro-oeste do Estado de Goiás. Local onde será realizada a obra é o Instituto Pequeno Abandonado Luz de Jesus, uma Organização Voluntária que recebe menores abandonados. Para o melhoramento da área ocupacional, propusemos elaborar um projeto de muro de contenção com material geossintéticos para aumentar o espaço do pátio para que os alunos tenham mais modalidades esportivas.

Figura 3.1 - Croqui do Projeto



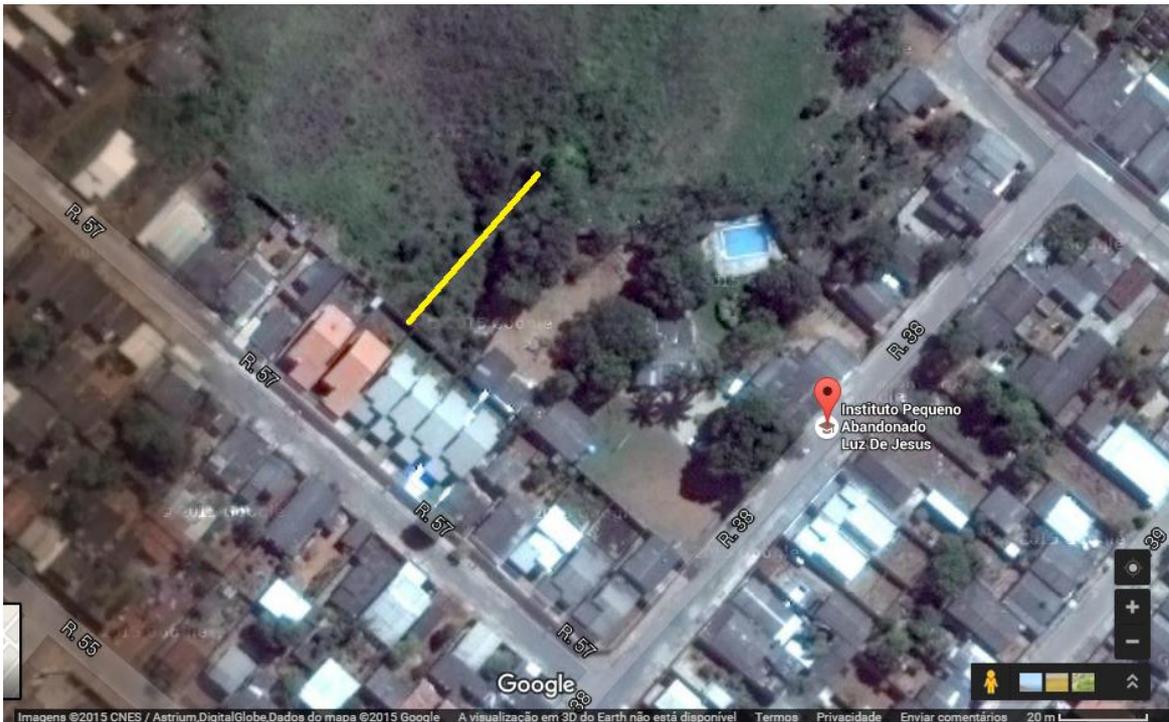
Fonte: AUTORES, (2015)

Um croqui (figura 3.1) do projeto foi elaborado, para ter um idéia de como seria o dimensionamento deste muro perante o terreno do Instituto.

Para iniciar o projeto do muro de contenção foi feito um estudo da área através de sondagens e levantamento topográfico planialtimétrico, para descobrir as características do solo e rocha e se há presença de lençol freático.

Após o levantamento topográfico, foi realizado a detalhamento de onde o muro de contenção iria começar e finalizar, (figura 3.2) com um total de 100 m de extensão sinalizado em amarelo. A partir deste detalhamento o projeto do muro foi realizado.

Figura 3.2 – Detalhe do muro vista planta, 100 metros de extensão, sinalizado em amarelo.

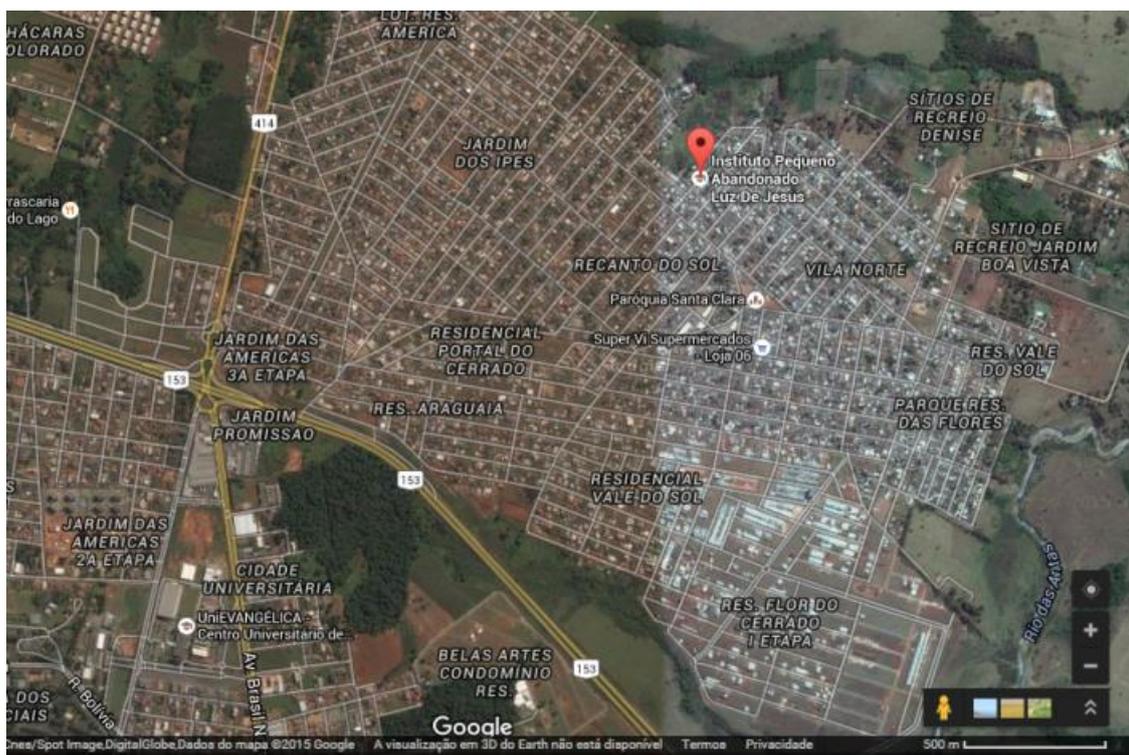


Fonte: GOOGLE EARTH, (2015).

A estrutura de contenção em solo reforçado está localizada à Rua 38, no bairro Recanto do Sol, Anápolis-GO.

A figura 3.3 apresenta a localização do terreno que será construído o muro.

Figura 3.3 - Localização do terreno



Fonte: GOOGLE EARTH, (2015).

Com o perfil do terreno feito foi possível realizar análises de estabilidade e vários estudos sobre os tipos de contenção.

O resultado da sondagem foi com uma perfuração de 11,00 m no total, toda ela em solo argiloso. O boletim de sondagem está apresentado no anexo.

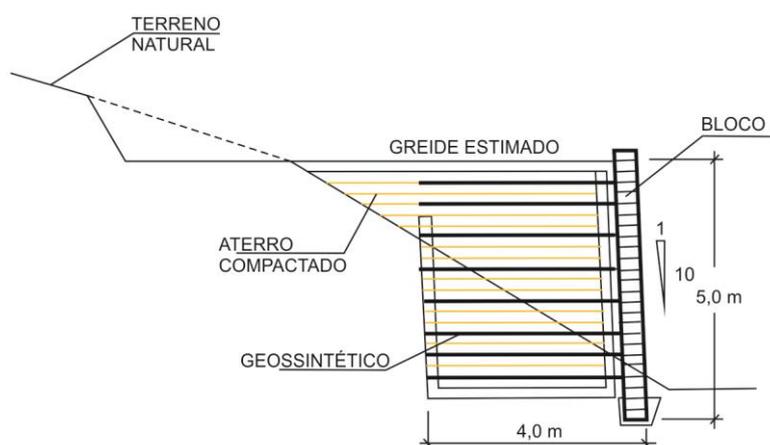
Para remoção do solo retirado será necessário à utilização de uma mini escavadeira, pois o local permite o acesso a maquinário pesado.

Para a construção do muro de contenção exigirá mão de obra qualificada e equipamentos específicos, principalmente se a estrutura for praticamente vertical aumentaria o custo da obra.

Dentre os tipos de contenção analisados o muro de solo reforçado, foi escolhido por ser uma solução rápida, eficiente, de menor custo, com maior facilidade na construção, e concluindo o objetivo que é reforçar e conter o aterro estudado, sendo apresentável e de boa manutenção.

O muro de contenção com material geossintéticos tem uma altura de 5,0 m, uma largura de 4,0 m, face com inclinação de 1:10 com a horizontal e aproximadamente 100 m de extensão. A estrutura foi dimensionada para uma sobrecarga distribuída de 52 KN/m² devido à sobrecarga de utilização da área. Com fatores de segurança de 1,5 ao deslizamento, 2,0 ao tombamento e tensão admissível de fundação de 291,76 KPa.

Figura 3.4 – Seção transversal típica.



Fonte: AUTORES, (2015)

O processo construtivo será feito em camadas de geossintéticos entre camadas de solo compactado. O espaçamento entre as camadas de geossintético variou em 0,4 no topo e 0,6m na base. Na face será executado o auto-envelopamento com o geossintético e para proteção desta contenção será utilizado blocos de concreto.

A compactação deverá ser realizada com rolo estático pé de carneiro (carga estática equivalente). Nas bordas dos blocos será utilizado um compactador tipo placa vibratória LT700 com $Q_e = 18,6 \text{ KN}$ (carga estática equivalente) e área da base de $0,092 \text{ m}^2$. Utilizará a placa vibratória para que não haja desalinhamento próximo aos blocos, diminuindo a energia de compactação próxima à face.

O material do aterro será compactado em camadas de compactação de 100% do Proctor Normal. Os parâmetros de resistência do material compactado devem apresentar coesão de 0 KPa e ângulo de atrito de 30° .

4 PROJETO

4.1 MEMÓRIA DE CÁLCULO

Com os laudos de sondagem em mãos, procurou-se efetuar a análise geotécnica do local de implantação e dimensionamento do muro de contenção. Para isso, faz-se necessário estimar os parâmetros de resistência do solo.

Os parâmetros utilizados nesse estudo estão indicados na Tabela 4.1.

Quadro 4.1 - Parâmetros do solo.

S. Tipo	γ_{nat}	\emptyset	c	H_w
Aterro	18	30°	0 KPA	1,5m

Fonte: AUTORES, (2015).

Onde:

γ_{nat} é o peso específico natural.

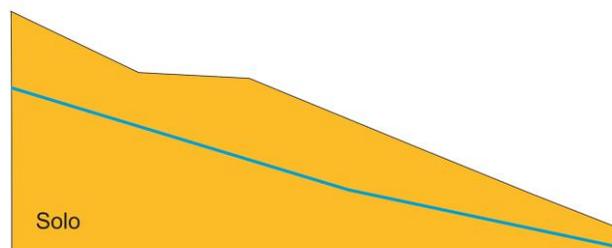
\emptyset é o ângulo de atrito solo/rocha;

c é coesão do solo/rocha;

H_w é altura da água acima da base do muro;

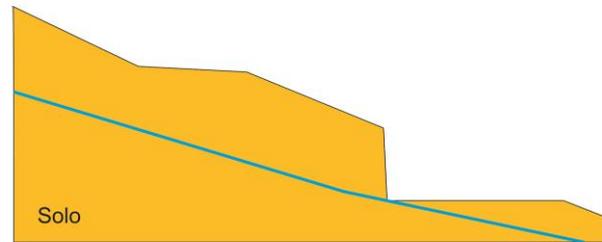
Trabalharemos com um terreno que se encontra a 45° de inclinação (figura 4.1), porém para a construção do muro, porém para acabar com esta inclinação será feita com o serviço de terraplenagem (figura 4.2), de acordo com projeto.

Figura 4.1 - Perfil do terreno.



Fonte: AUTORES, (2015)

Figura 4.2 - Eliminação da inclinação do terreno.



Fonte: AUTORES, (2015)

Será considerado o muro com ângulo de 90° com a horizontal. Os parâmetros do muro utilizados nesse estudo estão indicados na Tabela 4.2.

Dados do Muro:

Tabela 4.2 - Configuração do muro.

B	H	Q
5,0m	4,0m	52 kN/m ²

Fonte: AUTORES, (2015)

Onde:

H = Altura total do muro de contenção;

B = Largura da base do muro de contenção;

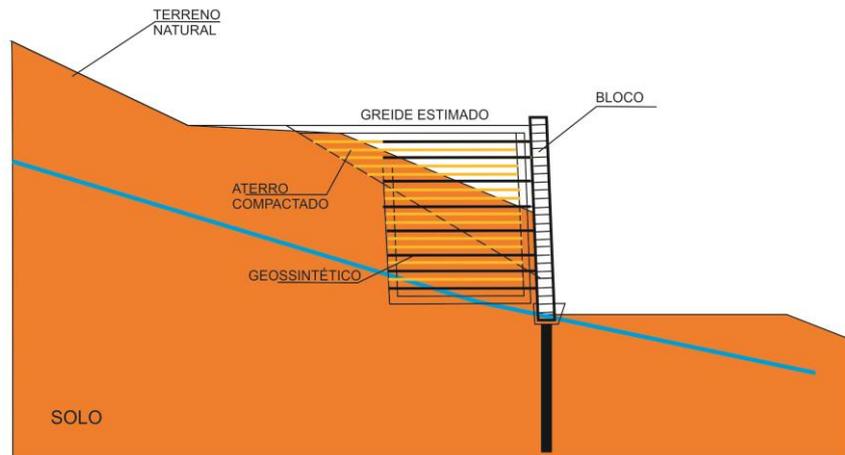
Q = Sobrecarga.

4.1.1 Dimensionamento do Muro de Contenção

Segue a forma de como será definida a geometria do muro (figura 4.3) $H = 5,0$ m. O valor do Reforço L_r também é o mesmo que o comprimento da base do muro B. ($L_r = B$), e deve ser definido de forma a garantir a estabilidade externa.

A primeira fiada blocos será presa à rocha por chumbadores.

Figura 4.3 - Geometria do terreno e do muro de contenção.



Fonte: AUTORES, (2015)

4.1.2 Análise da estabilidade externa

Segundo a teoria de Rankine para o cálculo do empuxo, a carga distribuída atuante sobre o muro e o terreno, deve ser transformada em uma altura de terra equivalente.

Serão considerados os materiais existentes junto ao tardo, (aterro e terreno natural), como um único solo, com os parâmetros do solo do projeto.

Altura equivalente (h_0) é calculada da seguinte forma: (eq. 13).

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad (13)$$

Onde:

h_0 = Altura equivalente

q = Sobrecarga

γ = Peso específico Natural

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} = \frac{52}{18} = 2,89\text{m}$$

A altura de terra equivalente (h_0) será levada em conta no cálculo do empuxo, sendo acrescentada a altura total (H_t) do muro (eq.14).

$$H_t = H + h_0 \quad (14)$$

$$H_t = H + h_0 = 5,0 + 2,89 = 7,89\text{m.}$$

Cálculo do coeficiente de empuxo ativo por Rankine, eq.(15), desprezando o atrito entre o solo e o muro.

$$Ka = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (15)$$

Onde:

Ka = Coeficiente de empuxo

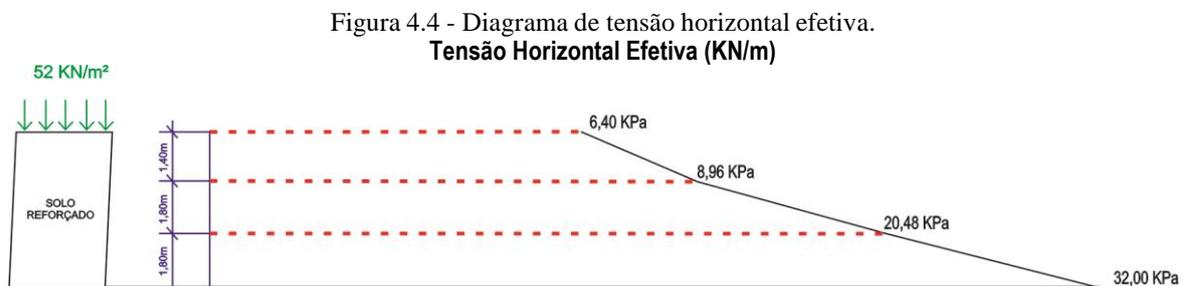
ϕ = Ângulo de atrito

$$Ka = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = tg^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0,33 \text{ (Aterro)}$$

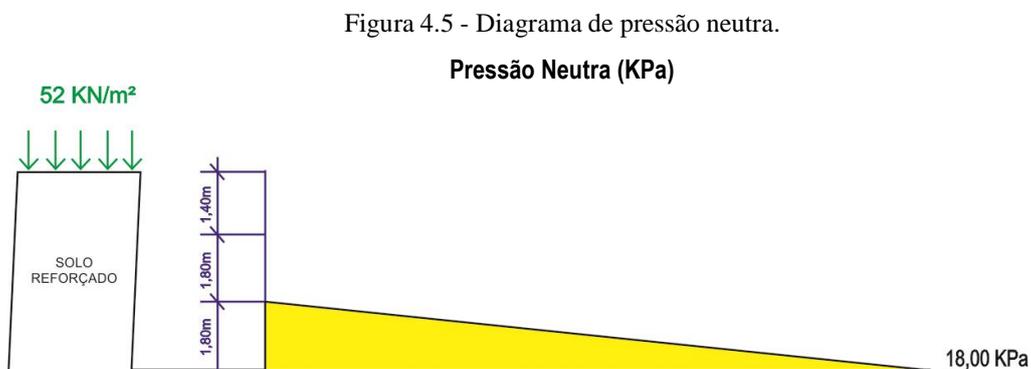
4.1.2.1 Cálculo das tensões horizontais e pressão neutra

4.1.2.1.1 Cálculo do empuxo

As somas das áreas dos diagramas de tensão horizontal efetiva (figura 4.4) e de pressão neutra (figura 4.5) darão o resultado do cálculo do empuxo.



Fonte: AUTORES, (2015)



Fonte: AUTORES, (2015)

Empuxo Efetivo = área do diagrama de tensão horizontal efetiva = 100,48 kN/m

Empuxo hidrostático = 16,20 kN/m

Empuxo = E.Efetivo + E. hidrostático = 116,68 kPa.

Ponto de aplicação do empuxo:

Deve-se calcular o centro de gravidade no gráfico de tensão horizontal efetiva para a aplicação do ponto de empuxo.

As equações 4,5 e 6 apresentam o ponto de aplicação do empuxo efetivo, empuxo hidrostático e o ponto de aplicação do empuxo total.

$$\text{Empuxo Efetivo:} \quad Y_e = \frac{A_1.\gamma_1 + A_2.\gamma_2 + A_3.\gamma_3}{A_1 + A_2 + A_3} \quad (16)$$

$$\text{Empuxo Hidrostático:} \quad Y_w = \frac{1}{3} h_w \quad (17)$$

$$\text{Aplicação do Empuxo:} \quad Y_o = \frac{A_w.Y_w + A_e.Y_e}{A_w + A_e} \quad (18)$$

Conclui-se que o resultado dos empuxos atua a 1,80m acima da base do muro.

A Estabilidade quanto ao Deslizamento.

Determinado o fator de segurança mínimo quanto ao deslizamento para 1,5 poderemos achar o comprimento Lr do reforço utilizando a eq.(19).

$$F.Sd = \frac{(\gamma.H_t + q).L_r.tg\emptyset}{E} \quad (19)$$

Onde:

F.Sd = Fator de Segurança de Deslizamento

γ = Peso específico Nat.

H_t = Altura Total

q = Sobrecarga

Lr = Comprimento do Reforço

\emptyset = Ângulo de atrito

E = Empuxo Ativo

$$F.Sd = \frac{((18.7,89)+52).Lr.tg30^\circ}{116,7} \geq 1,5$$

$$Lr = \frac{199,95}{(\gamma.H_t+q).tg\emptyset} = \frac{199,95}{((18.7,89)+52).tg30^\circ} = \frac{199,95}{112,02} = 1,78m$$

$$Lr = B = 1,78 \text{ m}$$

B Estabilidade quanto ao Tombamento.

Determinado o fator de segurança mínimo quanto ao tombamento igual a 2, poderemos achar o comprimento do reforço utilizando a eq.(20).

$$F.St = \frac{W.\frac{Lr}{2}}{E.\frac{H}{3}} \geq 2,0 \quad (20)$$

Onde:

F.St = Fator de Segurança de Tombamento

W = W é o peso da massa de solo reforçada

Lr = Comprimento de Reforço

E = Empuxo Ativo

H = Altura do muro

$$W = \gamma . H_t . Lr = 18. 7,89 . Lr = 142,02.Lr$$

$$Lr = \sqrt{\frac{691,20}{43,2}} = \sqrt{16} = 4 \quad , \text{ ou seja: } Lr = B = 4,00m$$

$$F.St = \frac{W.\frac{Lr}{2}}{E.\frac{H}{3}} = \frac{142,02.Lr^2}{116,7 . 1,90} \geq 2,0$$

C Tensões na base

A resultante deve cair no terço central da base, para que toda a base esteja sob compressão, conforme eq.(21).

$$e = \frac{E.H}{N} \quad (21)$$

Onde:

e = Tensão da base

E = Empuxo Ativo

H = Altura do muro

N = Resultante normal das forças que atuam na base

$$e = \frac{E \cdot \frac{H}{3}}{N} = \frac{133,3 \cdot 1,90}{(w + q \cdot Lr)} = \frac{253,3}{(\gamma \cdot H_t + q) \cdot Lr} = \frac{253,3}{((18,7,89) + 52) \cdot Lr} = \frac{253,3}{194,02 \cdot Lr} \leq \frac{Lr}{6}$$

$$Lr = \sqrt{16} = 4,00m$$

O valor para o comprimento mínimo necessário do reforço (Lr) deve ser o maior entre os valores encontrado, ou seja $Lr = 4,00$ m. Lembrando que o comprimento do reforço (Lr) é igual à base do muro (B).

D Capacidade de carga da fundação.

$$e = \frac{Lr}{6} = 0,67$$

Utilizando a eq.(22) obtemos a tensão atuante na base do muro.

$$\sigma_{Z,b} = \frac{N}{Lr - 2e} \quad (22)$$

Onde:

$\sigma_{Z,b}$ = Tensão atuante na base do muro

N = Resultante normal das forças que atuam na base

Lr = Comprimento de Reforço

e = Tensão da base

$$\sigma_{Z,b} = \frac{N}{Lr - 2e} = \frac{(\gamma \cdot H_t + q) \cdot Lr}{Lr - 2e} = \frac{776,08}{4 - (2 \cdot 0,67)} = 291,76 \text{ KN/m}^2$$

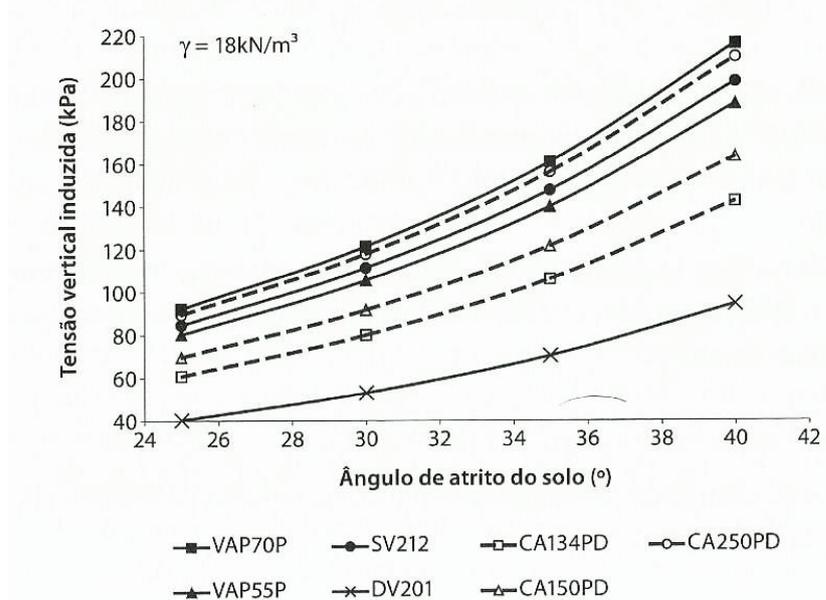
Sendo a tensão atuante na base do muro ($\sigma_{z,b}$) da ordem de 291,76 kN/m², um valor aceitável.

4.1.3 Análise da estabilidade interna - Geotêxtil

A tensão vertical induzida pelo rolo compactador Dynapac CA134PD.

De acordo com EHRlich e BECKER *et al.* (2009) a tensão vertical induzida pela compactação é obtido através do gráfico da figura 4.9.

Figura 4.6 – Tensões verticais induzidas por diversos rolos compactadores.



Fonte: EHRlich e BECKER, (2009).

De acordo com a figura 4.6 a tensão vertical induzida ($\sigma'_{zc,i}$) é 67 KPa.

Calculo da tensão vertical geostática no nível do reforço (σ'_z) eq.(23):

$$\sigma'_z = \frac{\gamma \cdot z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{Lr}\right)^2} \quad (23)$$

Onde:

σ'_z = Tensão vertical geostática

γ = Peso específico Nat.

Ka = Coeficiente de empuxo

Lr = Comprimento do reforço

$$\sigma'_z = \frac{\gamma \cdot z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{Lr}\right)^2} = \frac{18 \cdot z}{1 - \left(\frac{0,33}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{4}\right)^2} = \frac{18z}{1 - 0,0068z^2}$$

Obs: Profundidades $\sigma'_z < \sigma_{zc,i}$, ou seja, $\sigma'_z < 67$ KPa, adota-se = 67KPa se for $\sigma'_z > 67$ KPa, a tensão vertical vale = $\frac{18z}{1-0,0068z^2}$.

4.1.3.1 Determinação de β

Podemos determinar β e Si com as eq. (24) e (25) respectivamente.

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_z}{Pa}\right)^n}{Si} \quad (24)$$

$$Si = \frac{Jr}{K.Sv.Pa} \quad (25)$$

Onde:

β = parâmetro que reflete a deformabilidade dos reforços [adimensional]

Pa = pressão atmosférica [kPa]

Si = índice de rigidez relativa [adimensional]

Sv = espaçamento vertical do reforço [m]

K = módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico (Duncan et al. (1980))

n = módulo expoente da curva tensão deformação no modelo hiperbólico

Jr= módulo de rigidez do reforço à tração [kN/m]

A tabela 4.3 apresenta os parâmetros hiperbólicos conservativos sugeridos por DUNCAN *et al.* (1980) para diferentes tipos de solos que podem ser empregados no dimensionamento de muros de contenção com solo reforçado, caso os parâmetros de comportamento mecânico dos solos não sejam conhecidos (Ehrlich E Becker, 2009).

Tabela 4.3 – Parâmetros Hiperbólicos conservativos de diversos solos

Classif. Unific.(1)	GC (2) (%)	$\gamma^{(3)m}$ (KN/m ³)	\emptyset (°)	c (Kpa)	K (4)	n (5)
GW, GP SW, SP	105	24	42	0	600	0,4
	100	23	39	0	450	0,4
	95	22	36	0	300	0,4
	90	21	33	0	200	0,4
SM	100	21	36	0	600	0,25
	95	20	34	0	450	0,25
	90	19	32	0	300	0,25
	85	18	30	0	150	0,25
SM-SC	100	21	33	24	400	0,6
	95	20	33	19	200	0,6
	90	19	33	14	150	0,6
	85	18	33	10	100	0,6
CL	100	21	30	19	150	0,45
	95	20	30	14	120	0,45
	90	19	30	10	90	0,45
	85	18	30	5	60	0,45

(1) Classificação do solo pelo sistema unificado; (2) Grau de Compactação AASHTO;
(3) Peso específico seco máximo; (4) Módulo Tangente inicial do solo do modelo hiperbólico;
(5) Módulo expoente da curva tensão deformação no modelo hiperbólico

Fonte: (DUNCAN et al. (1980) apud EHRlich E BECKER, 2009).

Para a primeira iteração serão adotados valores de $S_i = 0,01$ $K=150$ e $n=0,25$ (Geotêxtil).

Os valores de K (módulo tangente inicial do solo) e n (módulo expoente da curva tensão deformação) foram obtidos da tabela 4.3 em função dos Parâmetros $\gamma = 18\text{KN/m}^3$, $\emptyset = 30^\circ$ e $c = 0\text{Kpa}$.

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_z}{Pa}\right)^n}{S_i} = \frac{\left(\frac{\sigma'_z}{101,32}\right)^{0,25}}{0,01} = 31,54 \cdot (\sigma'_z)^{0,25}$$

$$S_i = \frac{Jr}{K \cdot Sv \cdot Pa} = \frac{Jr}{150 \cdot 0,6 \cdot 101,32} = \frac{Jr}{9118,8}$$

4.1.3.2 Determinação de Tmax

Deve ser realizado um processo iterativo, para determinar $T_{\text{máx}}$ (força de tração máxima atuante nos reforços) para cada nível do reforço.

Para cada camada de reforço será determinado $T_{\text{máx}}$, considerando os valores de

β, σ'_z e σ'_{zc} a partir do ábaco (figura 2.14) para determinação de χ .

Para realizar a primeira iteração, foi adotado um valor de $S_f = 0,01$ (tabela 2.4), e utilizada a seguinte equação de χ , conforme eq. (26):

$$\chi = \frac{T_{\text{máx}}}{S_v \cdot S_h \cdot \sigma'_{zc}} \quad (26)$$

As tabelas 4.4 e 4.6 a seguir mostrarão as iterações realizadas e os valores de ($T_{\text{máx}}$). Para este projeto o espaçamento vertical entre os reforços é variável.

Tabela 4.4 - Cálculo para a primeira iteração.

Camadas de Reforço	Sv (m)	Altura (m)	Si	Jr	Lr	σ'_z (Kpa)	σ'_{zc} (Kpa)	σ'_z/σ'_{zc}	β	χ (ábaco)	$T_{\text{máx}}$ (KN)
10	0,4	4,4	0,01	60,792	4,00	10,8265	67,00000	0,16	90,18	0,28	7,50
9	0,4	4,0	0,01	60,792	4,00	18,12324	67,00000	0,27	90,18	0,28	7,50
8	0,4	3,6	0,01	60,792	4,00	25,5404	67,00000	0,38	90,18	0,28	7,50
7	0,4	3,2	0,01	60,792	4,00	33,12992	67,00000	0,49	90,18	0,26	6,97
6	0,4	2,8	0,01	60,792	4,00	40,94767	67,00000	0,61	90,18	0,26	6,97
5	0,6	2,4	0,01	91,188	4,00	49,05496	67,00000	0,73	90,18	0,26	10,45
4	0,6	1,8	0,01	91,188	4,00	61,91099	67,00000	0,92	90,18	0,26	10,45
3	0,6	1,2	0,01	91,188	4,00	75,84763	75,84763	1,00	93,02	0,26	11,83
2	0,6	0,6	0,01	91,188	4,00	91,20725	91,20725	1,00	97,41	0,26	14,23
1 (base)	0,4	0,0	0,01	60,792	4,00	108,4337	108,4337	1,00	101,71	0,26	11,28

Fonte: AUTORES, (2015)

Para esta primeira iteração (Tabela 4.4), com os valores de ($T_{\text{máx}}$), podemos estabelecer as características adequadas para a geotêxtil que utilizaremos no projeto, considerando os fatores de segurança e as resistências de projeto calculadas para a ruptura e arrancamento do reforço. As características nominais são indicadas na tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Características do reforço selecionado

Característica da Geotêxtil		
Descrição	Und.	Valor
Resistência à Tração ($T_{\text{máx}}$)	(KN/m)	70,00
Alongamento na ruptura	(%)	5,00
Jr	(KN/m)	1000
Resistência à Tração de referência (T_{ref})	(KN/m)	33,20
f_m, f_{dm}, f_{amb}		1,50
Resistência de projeto	(KN/m)	22,13

Fonte: Huesker,(2013).

Para refinar o cálculo foi feita uma segunda iteração (Tabela 4.6) com um novo valor de S_f , diferente do que foi arbitrado na primeira iteração, obtendo um novo valor de β e

uma nova leitura no ábaco, que dará um novo valor de $T_{m\acute{a}x}$. Se este for compatível com o reforço selecionado, encerra-se o cálculo. Caso contrário, escolhe-se um novo reforço e realiza-se mais uma iteração. Neste caso, somente duas iterações foram necessárias. Os cálculos correspondentes à segunda iteração são apresentados na tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Cálculo para a segunda iteração.

Camadas de Reforço	Sv (m)	Altura (m)	Si	Jr	Lr	$\sigma'z$ (Kpa)	$\sigma'zc$ (Kpa)	$\sigma'z/\sigma'zc$	β	χ (ábaco)	Tmáx (KN)
10	0,4	4,4	0,05	303,96	4,00	10,8265	67,00000	0,16	18,04	0,26	6,97
9	0,4	4,0	0,05	303,96	4,00	18,12324	67,00000	0,27	18,04	0,26	6,97
8	0,4	3,6	0,05	303,96	4,00	25,5404	67,00000	0,38	18,04	0,27	7,24
7	0,4	3,2	0,05	303,96	4,00	33,12992	67,00000	0,49	18,04	0,3	8,04
6	0,4	2,8	0,05	303,96	4,00	40,94767	67,00000	0,61	18,04	0,32	8,58
5	0,6	2,4	0,05	455,94	4,00	49,05496	67,00000	0,73	18,04	0,29	11,66
4	0,6	1,8	0,05	455,94	4,00	61,91099	67,00000	0,92	18,04	0,29	11,66
3	0,6	1,2	0,05	455,94	4,00	75,84763	75,84763	1,00	18,60	0,27	12,29
2	0,6	0,6	0,05	455,94	4,00	91,20725	91,20725	1,00	19,48	0,27	14,78
1 (base)	0,4	0,0	0,05	303,96	4,00	108,4337	108,4337	1,00	20,34	0,32	13,88

Fonte: AUTORES, (2015)

4.1.3.3 Resistência admissível do reforço

Ao final da segunda iteração obteve-se um fator de segurança na ruptura de $\frac{22,13}{14,78} \cong 2,0$. Este valor é compatível com o mínimo estabelecido de 1,5.

$$F.SR = \frac{\text{Resistência Material}}{\text{Maior Valor de } T_{max} \text{ (2ª Iteração)}} \cong 2,0 \quad (27)$$

4.1.3.4 Estabilidade ao arrancamento

O comprimento do embutimento disponível além da cunha ativa (L_e) depende da profundidade de cada reforço e é dado pela eq.(16):

$$L_e = L_r - (H - z) \cdot \left[\text{tg} \left(45^\circ - \frac{\omega}{2} \right) - \frac{1}{\text{tg} \omega} \right] \quad (28)$$

$$L_e = 4 - (5 - z) \cdot \left[\text{tg} \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) - \frac{1}{\text{tg} 90^\circ} \right]$$

$\omega = 90^\circ$ (inclinação da face).

L_e = Comprimento de reforço na zona resistente (além da superfície potencial de ruptura).

A resistência ao arrancamento (P_r) pode ser determinada com base nas características do contato solo-reforço e das tensões geostáticas vertical atuantes em cada reforço com as eq.

(29) e (30):

$$Pr = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'v \cdot Le \geq FS \cdot T_{\text{máx}}$$

f = (Coeficiente de aderência para geotêxteis) = 0,7 a 0,8 – Adotamos 0,8.

α = (Fator de escala para geotêxteis) = 0,6 a 0,8. – Adotamos 0,8.

F^* = (Fator de resistência ao arrancamento).

O valor de f adotado é 0,8 e o valor de α é 0,8.

$$F^* = f \cdot \tan \phi = 0,8 \cdot 0,577 = 0,46.$$

A tabela 4.7 apresenta os comprimentos de embutimento por camada.

Tabela 4.7- Comprimento de embutimento

Camadas de Reforço	Cota (m)	Le
10	0,4	3,12
9	0,8	2,88
8	1,2	2,64
7	1,6	2,41
6	2	2,17
5	2,6	1,82
4	3,2	1,46
3	3,8	1,11
2	4,4	0,75
1	4,8	0,52

Fonte: AUTORES, (2015)

A tabela 4.8 apresenta os fatores de segurança relativos ao arrancamento. Verificando que foi atendido o fator de segurança mínimo de 1,5 em todas as camadas do reforço.

Tabela 4.8 - Fator de Segurança relativo ao arrancamento.

Camadas de Reforço	Cota (m)	Le	$\sigma'z$ (Kpa)	Pr (KN/m)	$T_{\text{máx}}$ (KN)	F.S
10	0,4	3,12	10,83	24,93	6,97	2,78
9	0,8	2,88	18,12	38,57	6,97	2,78
8	1,2	2,64	25,54	49,90	7,24	2,89
7	1,6	2,41	33,13	58,94	8,04	3,21
6	2	2,17	40,95	65,70	8,58	3,43
5	2,6	1,82	49,05	65,87	11,66	4,66
4	3,2	1,46	61,91	66,92	11,66	4,66
3	3,8	1,11	75,85	62,13	12,29	4,91
2	4,4	0,75	91,21	50,84	14,78	5,91
1	4,8	0,52	108,43	41,52	13,88	5,55

Fonte: AUTORES, (2015)

4.1.4 Considerações da memória de calculo

A resistência de projeto do geotêxtil depende da rigidez do reforço. Considerando um fator de segurança de 1,5, com respeito à ruptura dos reforços, seria necessária resistência de projeto de $T = 20,46 \text{ KN/m}$ para o geotêxtil. O material selecionado foi de resistência à tração de 22 KN/m , valor superior ao calculado.

O valor do fator de segurança mínimo de 1,5 foi atendido em todos os níveis de reforços em geotêxtil tecido. Indicando que o comprimento do reforço utilizado atende bem as necessidades do projeto.

Cabe a seguinte observação:

O objetivo deste trabalho era fazer um projeto e uma elaboração de orçamento de um muro de contenção com material geossintético. Com o estudo foi possível perceber que o geotêxtil, com a resistência de projeto calculada, apresentava uma deformação muito grande da estrutura do muro com paramento de blocos de concreto, sendo necessário aumentar a resistência à tração do geotêxtil e a gramatura.

Foi utilizado o material geotêxtil tecido, que possui um bom comportamento com relação à deformação da estrutura e uma resistência à tração maior, com a mesma resistência de projeto calculada.

4.2 ORÇAMENTO

Agora analisaremos os custos deste muro de contenção com material geossintético.

Neste orçamento que iremos apresentar não iremos considerar: Serviços Preliminares como: Placa de Obra, serviços topográfico e geotécnico, alojamento, já que em quase todas as obras exigem estes itens para medição, portanto, são parâmetros relevantes de comparação.

Foram feitos vários tipos de cotações para analisar materiais de construção, serviços e mão-de-obra qualificada.

De acordo com o tipo de reforço escolhido, que foi o geotêxtil, os cálculos para a estabilidade externa terão o comprimento de $7,89\text{m}$.

Para a estabilidade interna, serão utilizados os espaçamentos entre $0,4\text{m}$ a $0,6\text{m}$ para os reforços, por isso serão obtidos valores para o comprimento de ancoragem.

O valor final do orçamento ficou no valor de $\text{R\$ } 2.203,49/\text{m}^2$ para um muro de $H=5\text{m}$ nestas condições de projeto. A tabela 4.9 a seguir mostra o orçamento para um muro de contenção por m^2 de face com geotêxtil.

EXECUÇÃO DE MURO DE CONTENÇÃO COM GEOTEXTIL EM FACE EM BLOCOS INTERTRAVADOS INCLUINDO ATERRO COMPACTADO E FORNECIMENTO DOS MATERIAIS

TABELA: SICRO2 - DNIT

DATA BASE: MARÇO/2015

NOMECLATURA	UNID	QUANTIDADE	P. UNIT(R\$)	VALOR(R\$)
AREIA GROSSA LAVADA	m3	0,6000	79,12	47,47
BRITA 1 E 2	m3	0,5500	55,95	30,77
GEOTEXTIL PARA SOLO REFORÇADO	m2	18,0000	40,80	734,40
BLOCO 40x40x20cm	un	15,0000	25,50	382,50
ARGAMASSA CIM. AREIA TRACO 1:4 (MEC)	t x km	0,0300	322,93	9,69
TRANSPORTE CARGA CAMINHAO 7.5T 30KM/H	t x km	33,2000	0,81	26,89
CARGA E DESC. MEC C/PA CARREG.	m3	2,0000	12,15	24,30
CONCRETO ARMADO FCK 15MPA	m3	0,0210	1.790,20	37,59
ATERRO MANUAL C/TRANSP. A 5KM	m3	7,5000	108,14	811,05
PEDREIRO	h	3,0000	12,34	37,02
SERVENTE	h	7,0000	8,83	61,81
TOTAL DA COMPOSIÇÃO:				2.203,49

Tabela 4.9 - Orçamento por m² de face de muro de contenção (geotêxtil).

4.3 VANTAGENS E DESVANTAGENS

Tabela 4.10 – Vantagens e Desvantagens do Muro de Arrimo e Muro de Contenção

TIPO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
Muro de Arrimo	<ul style="list-style-type: none"> a) Baixo custo; b) Não requiere mão-de-obra ou equipamentos especializados; c) Dispensa de dispositivos de drenagem. 	<ul style="list-style-type: none"> a) A estabilidade interna do muro requer que os blocos tenham dimensões aproximadamente regulares, o que causa um valor menor do atrito entre as pedras. b) Recomendação da altura de até 2m, a base do muro deve ter largura mínima de 0,5 a 1,0m e deve ser apoiada em uma cota inferior à da superfície do terreno.
Muro de Contenção com Geossintético	<ul style="list-style-type: none"> a) É aplicado em parede vertical; b) É uma solução econômica e simples que outros sistemas de parede vertical; c) Utiliza tirante de aço comum de construção ou geossintético; d) É uma peça de ancoragem de concreto pré-moldado de fácil execução; e) Permite pequenas deformações. 	<ul style="list-style-type: none"> a) Alto custo; b) Demora na execução da obra.

Fonte: AUTORES, (2015)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho relatou um estudo de caso de um projeto de muro de contenção para suportar um aterro, de um Instituto do município de Anápolis-GO. Após alguns estudos, o projeto escolhido foi o de solo reforçado com material geossintético por utilizar uma solução tecnicamente eficiente.

Durante a produção da revisão bibliográfica encontrou-se vários tipos de materiais geossintéticos para reforço o escolhido dentre eles, para este projeto foi o Geotêxtil, o principal motivo para escolha foi à ocorrência do solo compactado, esse material propicia drenagem, mas retém o solo mais fino, para que não ocorra recalque no solo. Realizou-se memória de cálculo com testes de estabilidade interna e externa, cálculo de empuxo e de tensão máxima obtendo assim um quantitativo para confeccionar um orçamento para construção do objeto relacionado.

Portanto o solo reforçado foi escolhido como uma solução que permite à utilização do solo local ou próximo a área da construção, evitando o gasto excessivo com transporte de materiais para área de empréstimo.

Pelo uso da técnica de solo reforçado, a estrutura será praticamente vertical com capacidade de suportar uma sobrecarga elevada além de ser mais limpa. Usam-se maquinários pesados e mão-de-obra especializada, tendo assim agilidade na execução da obra. Nesta razão, a estrutura de contenção se torna a escolha tecnicamente mais viável para esse tipo de obra estudada.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. *Projeto e execução de fundações - NBR 6122*. Brasil: ABNT, 1996.

ABNT. *Estabilidade de encostas - NBR 11682*. Brasil: ABNT, 2009.

ABNT. *Geossintéticos – Terminologia - NBR 12553*. Brasil: ABNT, 2003.

ABNT. *Segurança de Escavação a Céu Aberto – NBR9061*. Brasil: ABNT, 1985.

ABNT. *Projeto e execução de fundações – NBR6122*. Brasil: ABNT, 1996.

BRAJA, M. das – *Fundamentos de Engenharia Geotécnica – 7ª Edição*, Trad. São Paulo – Ed. CENGAGE Learning, 2011.

EHRlich, M.; BECKER, L., *Muros e taludes de solo reforçado*. São Paulo, Editora Oficina de Textos, 2009.

JESUS, Andreilisa S. – *Investigação Multidisciplinar de Processos Erosivos Lineares: Estudo de Caso da Cidade de Anápolis-GO*, Distrito Federal, 2013.

MARCHETTI, O., *Muros de Arrimo*. São Paulo, Editora Blucher, 2008.

MASSAD, F., *Obras de Terra*. 2ed. São Paulo, Editora Oficina de Textos. 2003.

MOLITERNO, Antonio – *Caderno de Muros de Arrimo – 2ª Edição*, São Paulo – Ed. Blucher, 1994.

RANZINI, Stelvio M. T. & NEGRO JR., Arsênio – *Fundações: Teoria e Prática – 2ª Edição*, São Paulo – Ed. PINI, 1998.

SIEIRA, A.C.C.F. *Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo Geogrelha*, 2003. 363p. Dissertação de doutorado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2003.

SOUZA, Pinto C., *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. São Paulo, 2006.

VERTEMATTI, C., *Manual Brasileiro de Geossintético*. São Paulo, 2004.

7 ANEXOS

eng

Anápolis, 05 de Novembro de 2015.

Sond. 040-15
Ref.: Sondagem de Reconhecimento do Solo - SPT
Cliente: Instituto Pequeno Abandonado Luz de Jesus
Obra: Residencial
Local: Rua 38, S/N, B. Recanto do Sol, Anápolis-GO

Prezado Senhor(a),

Temos pelo presente, o prazer de apresentar o resultado das sondagens de reconhecimento, executadas para a obra em epígrafe.

Nas posições assinaladas na planta em anexo foram executados 02 (dois) furos de Sondagem, **perfurados com circulação de água**, num total de 20,90 m.

Durante a sondagem, foi executado de metro em metro o "ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA", o qual consiste em se contar o número de golpes necessários para que um peso de 65 kg caindo de 75 cm de altura faça o barrilete amostrador penetrar 45 cm no terreno, em 3 seções de 15 cm cada uma.

Os números fracionários indicam no numerador o número de golpes e no denominador a penetração correspondente em cm.

Quando o numerador dessa fração for zero, o amostrador padrão penetrou o comprimento indicado no denominador, sob o peso próprio das hastes.

O número de golpes para cravar os 30 cm finais do amostrador padrão fornece a indicação da compactidade (caso dos solos de predominância arenosa ou siltosa), ou da consistência (caso dos solos de predominância argilosa), dos solos em estudo.

A extração das amostras foi feita com a cravação de um AMOSTRADOR PADRONIZADO de 1 3/8" e 2" de diâmetros, interno e externo respectivamente. As amostras foram recolhidas em invólucros plásticos e examinadas em nosso Laboratório.

Nas sondagens em que o NÍVEL D'ÁGUA é encontrado, mede-se o mesmo 24 horas após sua ocorrência, período este, suficiente para sua estabilização. A correta verificação destas posições poderá ser obtida através de um poço de maior diâmetro, que traduzirá melhor as condições de permeabilidade do subsolo.

Aos furos de sondagem à percussão correspondem os perfis individuais indicando: cota da boca do furo em relação ao RN indicado; números de golpes necessários à cravação do amostrador padrão, em terreno penetrável à percussão; posição das amostras extraídas à percussão; cota do nível da água na data indicada; profundidade das diversas camadas encontradas em relação à superfície do terreno e, finalmente a classificação das camadas atravessadas, de acordo com a nomenclatura da ABNT.

Permanecendo ao inteiro dispor de V. Sa. para maiores esclarecimentos, subscrevemos-nos,

SONDAGEM DE RECONHECIMENTO - SPT

Cliente: Instituto Pequeno Abandonado Luz de Jesus	SP 01
Obra: Residencial	
Local: Rua 38, S/N, B. Recanto do Sol, Anápolis-GO	
Rel. nº: 040-15 Data: 03/11/2015 Cota do furo: - 0,13 m	

PERFIL GEOTÉCNICO																		
Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		GRÁFICO					NÍVEL D'ÁGUA: 5,60 m	INÍCIO LAVAGEM: 8,45 m	COMP. REVESTIMENTO: 8,00 m	DATA DA SONDAGEM: 04/10/2015	LIMITE DA SONDAGEM: 10,45 m	Tipo de Solo	Consistência / Compacidade		
			1ª + 2ª penetrações	2ª + 3ª penetrações	Nº DE GOLPES	10	20	30	40								50	
			1ª-2ª	2ª-3ª						CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL								
	00	-1,00														Argila arenosa, marrom.		
	1	-2,00	2	2												Argila arenosa, marrom.	1	Muito Mole
	2	-3,00	2	2												Argila arenosa, marrom.	1	Muito Mole
	3	-4,00	2	2												Argila arenosa, marrom.	1	Muito Mole
	4	-5,00	2	2												Argila arenosa, marrom.	1	Muito Mole
	5	-6,00	2	2												Argila arenosa, marrom.	1	Muito Mole
	6	-7,00	3	3												Silte argiloso, variegado marrom.	2	Mole
	7	-8,00	6	7												Silte argiloso, variegado marrom.	2	Média(o)
	8	-9,00	12	18												Silte argiloso, variegado marrom.	2	Rija(o)
	9	-10,00	9	12												Silte argiloso, variegado marrom.	2	Rija(o)
	10	-11,00	11	14												Silte argiloso, variegado marrom.	2	Rija(o)
		-12,00																
		-13,00																
		-14,00																
		-15,00																
		-16,00																
		-17,00																
		-18,00																
		-19,00																
		-20,00																
		-21,00																

Obs.: O nível d'água foi encontrado, verificado em 31/10/2015 às 15:00 horas.

SONDAGEM DE RECONHECIMENTO - SPT

Cliente: Instituto Pequeno Abandonado Luz de Jesus	SP 02
Obra: Residencial	
Local: Rua 38, S/N, B. Recanto do Sol, Anápolis-GO	
Rel. nº: 040-15 Data: 03/11/2015 Cota do furo: - 0,17 m	

PERFIL GEOTÉCNICO

Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		GRÁFICO					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Tipo de Solo	Consistência / Compacidade		
			1ª+2ª penetrações	2ª+3ª penetrações	1ª+2ª	2ª+3ª	10	20	30				40	50
			Penetração: SPT - N golpes/30cm		NÍVEL D'ÁGUA: 6,10 m									
			----- 1ª + 2ª penetrações		INÍCIO LAVAGEM: 8,45 m									
			----- 2ª + 3ª penetrações		COMP. REVESTIMENTO: 8,00 m									
					DATA DA SONDAGEM: 04/10/2015									
					LIMITE DA SONDAGEM: 10,45 m									
00		-1,00										Argila arenosa, marrom.	---	
1		-2,00	3	3								Argila arenosa, marrom.	1	Mole
2		-3,00	2	2								Argila arenosa, marrom.	1	Muito Mole
3		-4,00	2	2								Argila arenosa, marrom.	1	Muito Mole
4		-5,00	2	2								Argila arenosa, marrom.	1	Muito Mole
5		-6,00	2	3								Argila arenosa, marrom.	1	Mole
6		-7,00	9	10								Argila arenosa, marrom.	1	Média(o)
7		-8,00	13	16								Silte argiloso, variegado marrom.	2	Rija(o)
8		-9,00	11	16								Silte argiloso, variegado marrom.	2	Rija(o)
9		-10,00	36	34								Silte argiloso, variegado marrom.	2	Dura(o)
10		-11,00	9	10								Silte argiloso, variegado marrom.	2	Média(o)
		-12,00												
		-13,00												
		-14,00												
		-15,00												
		-16,00												
		-17,00												
		-18,00												
		-19,00												
		-20,00												
		-21,00												

Obs.: O nível d'água foi encontrado, verificado em 31/10/2015 às 17:40 horas.