



LUCAS FELIPE DOMINGUES RIBEIRO

**VERIFICAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE
TALUDE DE INFRAESTRUTURA FERROVIÁRIA: UM ESTUDO DE CASO DA
APLICAÇÃO DO MURO DE GABIÃO**

São Luís – MA
2017



LUCAS FELIPE DOMINGUES RIBEIRO

**VERIFICAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE
TALUDE DE INFRAESTRUTURA FERROVIÁRIA: UM ESTUDO DE CASO DA
APLICAÇÃO DO MURO DE GABIÃO**

Monografia apresentada como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, do Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal do Maranhão.
Orientador: Prof. Dr. George Fernandes Azevedo.

São Luís – MA
2017

LUCAS FELIPE DOMINGUES RIBEIRO

**VERIFICAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE
TALUDE DE INFRAESTRUTURA FERROVIÁRIA: UM ESTUDO DE CASO DA
APLICAÇÃO DO MURO DE GABIÃO**

Monografia apresentada como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, do Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal do Maranhão.
Orientador: Prof. Dr. George Fernandes Azevedo.

Aprovada em / /

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. George Fernandes Azevedo (Orientador)
Universidade Federal do Maranhão

Prof. Dr. Rodrigo Da Cruz De Araújo (Membro da banca)
Universidade Federal do Maranhão

Prof^a. Ma. Ana Carolina da Cruz Reis (Membro da banca)
Universidade Federal do Maranhão



“Se não houver frutos, valeu a beleza das flores; se não houver flores, valeu a sombra das folhas; se não houver folhas, valeu a intenção da semente.” (HENFIL)



AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me abençoar, me dando força e paciência nesta caminhada. Agradeço a Universidade Federal do Maranhão pela estrutura e o suporte fornecido para o meu aprendizado. Agradeço ao curso de Ciência e tecnologia e ao curso de Engenharia Civil, pelos conhecimentos que adquiri até hoje. Agradeço por cada professor que contribuiu para a minha formação acadêmica até hoje. Agradeço à minha Mãe Luciléia Ribeiro por ter me apoiado, e entendido minha abdicação de alguns afazeres durante o período de escrita. E a todos os familiares e amigos que acreditaram em mim.

RESUMO

Atualmente o setor ferroviário no Brasil vem ganhando grandes investimentos por partes de empresas privadas que estão ampliando suas malhas ferroviárias na perspectiva de aumento de escoamento de cargas. Mediante esse crescimento, problemas em infraestrutura ferroviária são evidenciados e recorrentes. Problemas relacionados com a estabilidade de taludes nas ferrovias brasileiras podem ter grandes potenciais de destruição, causando enormes prejuízos financeiros ou até mesmo ceifando vidas humanas. Desta forma neste trabalho será abordado um estudo a respeito do fator de segurança da estabilidade de um talude, com contenção do tipo Gabião, ao longo de uma ferrovia hipotética, fazendo-se um estudo a respeito dos tipos de movimentações de massas, métodos de estabilidades de taludes, ensaios pertinentes ao estudo e tipos de contenções de maciços de solo. O cálculo do fator de segurança teve como base os parâmetros obtidos na concepção do mesmo, ensaios de campo e ensaios de laboratório a respeito das camadas de solo em estudo. O cálculo da estabilidade será realizado utilizando recursos computacionais para a obtenção dos fatores de segurança, através do software MACSTARS®, em que será feito uma comparação entre o maciço com o lançamento da estrutura de de gabião e com o lançamento de um talude respeitando-se as limitações da situação de estudo. Após dados da análise da estabilidade e obtenção dos fatores de segurança, é realizada uma verificação com base em valores mínimos estabelecidos por normas técnicas e manuais técnicos, considerando a estabilidade global, ruptura interna, deslizamento, tombamento e capacidade de suporte da fundação.

Palavras-chave: Ferrovia, Estabilidade de Taludes, Estruturas de contenção, Gabião.

ABSTRACT

Currently the railway sector in Brazil has been gaining large investments by private companies that are expanding their rail networks with a view to increasing freight flows. Through this growth, problems in railway infrastructure are evident and recurrent. Problems related to the stability of slopes in Brazilian railroads can have great potential for destruction, causing enormous financial losses or even harvesting human lives. In this work, a study will be carried out regarding the safety factor of the stability of a slope with Gabion type containment, along a hypothetical railway, a study was carried out on types of mass movements, slope stabilization methods, relevant study trials and soil mass containment types. The calculation of the safety factor will be obtained based on the parameters obtained in the design of the same, field trials and laboratory tests regarding the layers of soil under study. The calculation of the stability will be realized using computational resources to obtain the safety factors, through MACSTARS® software, in which a comparison will be made between the massif with the launch of the gabion structure and with the launch of a slope respecting the limitations of the study situation. After data from the analysis of the stability and obtaining of the safety factors, a verification based on minimum values established by technical standards and technical manuals, considering the overall stability, internal rupture, slip, tipping and support capacity of the foundation is performed.

Keywords: Railroad, Stability of slopes, Containment structures, Gabion.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Modais de transporte em transporte de cargas.	15
Figura 2 - Comparativo entre modal rodoviário e ferroviário	16
Figura 3 – Distribuição da malha ferroviária brasileira	17
Figura 4 – Mecanismo de rastejo.....	24
Figura 5 – Alterações que promovem escorregamentos	25
Figura 6 – Mecanismo de quedas de blocos	26
Figura 7 – Método de Culmann	29
Figura 8 – Superfície de ruptura tentativa.....	32
Figura 9 – Forças atuantes na n-ésima fatia.....	32
Figura 10 – Forças que atuam na n-ésima fatia e polígono de forças para o equilíbrio	34
Figura 11 – Homogeneização do material	39
Figura 12 – Aplicação dos golpes	40
Figura 13 – Curva de compactação.....	41
Figura 14 – Ensaio de frasco de areia	42
Figura 15 – Aplicações de solo arrimado.....	46
Figura 16 – Mecanismo de funcionamento da cortina atirantada	48
Figura 17 – Muro de flexão	49
Figura 18 – Modelo de aplicação da técnica de Terra Armada.....	50
Figura 19 – Muro de contenção	51
Figura 20 – Forças atuantes em uma estrutura de Gabião.....	55
Figura 21 – Condição do empuxo ativo	56
Figura 22 – Condição do empuxo passivo.....	57
Figura 23 – Forças que agem sobre a cunha de solo no caso ativo.....	58
Figura 24 – Forças que atuam sobre a cunha de solo no estado passivo	59
Figura 25 – Tipos de ruptura de muros de gabiões	60
Figura 26 – Ruptura global do maciço pelo método das cunhas	61
Figura 27 – Ruptura global pelo método das fatias	62
Figura 28 – Verificação de suporte da fundação	62
Figura 29 – Distribuição das pressões na fundação	63



Figura 30 – Verificação quanto ao deslizamento	64
Figura 31 – Verificação quanto ao tombamento	65
Figura 32 – Local de estudo	67
Figura 33 – Local da aplicação do Muro de Gabião	68
Figura 34 – Seção do muro de gabião.....	72
Figura 35 – Análise da estabilidade com talude de off-set reduzido.....	76
Figura 36 – Análise da estabilidade global	77
Figura 38 – Fator de segurança contra deslizamento, tombamento e suporte de fundação.....	79



LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação dos movimentos conforme Varnes.....	22
Tabela 2 – Classificação dos movimentos conforme Augusto Filho	22
Tabela 3 – Classificação de solos segundo a NBR 6484:2001.....	38
Tabela 4 – Energias de compactação em laboratório.....	39
Tabela 5- Tabela pressão x % de umidade	45
Tabela 6 – Comparativo entre estruturas de contenção	53
Tabela 7 – Parâmetros médios do solo	73
Tabela 8 – Dados dos parâmetros de cálculo.....	75



LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Avanços e retrocessos na malha ferroviária brasileira	16
Gráfico 2 – Evolução dos investimentos em ferrovias: privado (na malha concedida) e público	17



LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

CNT: Confederação Nacional do Transporte.

FS: Fator de Segurança.

IAEG: Internacional Association of Engineering Geology.

NBR: Norma Brasileira.

TCIC II: Trabalho De Contextualização e Integração Curricular II.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	15
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	15
1.2	OBJETIVOS	19
1.2.1	Objetivo Geral	19
1.2.2	Objetivos Específicos	19
1.3	METODOLOGIA.....	20
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	CLASSIFICAÇÃO DE TALUDES.....	21
2.2	ELEMENTOS DE UM TALUDE ARTIFICIAL	21
2.3	PROCESSOS DE MOVIMENTOS DE MASSAS	21
2.3.1	Rastejos.....	24
2.3.2	Escorregamentos	25
2.3.3	Quedas	25
2.3.4	Corridas.....	26
2.4	MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES.....	27
2.4.1	Método de Culmann	28
2.4.2	Método Comum das Fatias	31
2.4.3	Método de Bishop Simplificado	33
2.5	STANDARD PENETRATION TEST – SPT	35
2.5.1	Procedimento de ensaio do SPT	36
2.5.2	Amostragem e SPT.....	37
2.5.3	Aplicação de Resultados Do Ensaio SPT	37
2.6	ENSAIO DE PROCTOR	38
2.7	ENSAIO DE FRASCO DE AREIA – “ <i>IN SITU</i> ”	41
2.8	ENSAIO SPEEDY	44

2.9	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	45
2.9.1	Tipos de Estruturas de Contenção	47
2.9.1.1	Parede Atirantada.....	47
2.9.1.2	Muro de Arrimo por Flexão	48
2.9.1.3	Terra Armada	49
2.9.1.4	Estruturas de Gravidade do Tipo Gabião	50
2.9.2	Vantagens e Desvantagens das Estruturas de Contenção.....	53
2.9.3	Escolha da Estrutura de Contenção para Estudo	54
2.9.4	Cálculo Da Estabilidade do Muro de Gravidade	54
2.9.4.1	ATUAÇÃO DE FORÇAS	55
2.9.4.2	Teoria de Rankine	56
2.9.4.3	TEORIA DE COULOMB	58
2.9.4.4	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE.....	60
2.9.4.4.1	<i>Verificação da estabilidade contra a ruptura global</i>	<i>61</i>
2.9.4.4.2	<i>Verificação das pressões aplicadas à fundação.....</i>	<i>62</i>
2.9.4.4.3	<i>Verificação da estabilidade contra o deslizamento.....</i>	<i>64</i>
2.9.4.4.4	<i>Verificação da estabilidade contra o tombamento</i>	<i>65</i>
2.9.4.4.5	<i>Verificação da estabilidade contra a ruptura interna.....</i>	<i>66</i>
3.	ESTUDO DE CASO	67
3.1	CÁLCULO DAS TENSÕES AO LONGO DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO.....	68
3.2	ANÁLISE DA ESTABILIDADE.....	72
4.	CONCLUSÃO	80
	REFERÊNCIAS.....	81
	ANEXOS	85

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Atualmente o setor ferroviário no Brasil vem ganhando grandes investimentos por partes de empresas privadas, que estão ampliando suas malhas ferroviárias na perspectiva de aumento de escoamento de cargas. Mediante esse crescimento, problemas em infraestrutura ferroviária são evidenciados e recorrentes.

Apesar de possuírem grandes vantagens em transporte de cargas, as ferrovias ainda têm pouca expressão no Brasil quando comparadas com o modal rodoviário, visto que este possui maior percentual de utilização com 61,1%, seguido pelo setor ferroviário com 20,7% e aquaviário 13,6%, sendo estes os meios de transporte de carga mais expressivos, conforme CNT (2013), como mostrado na figura 1.

Figura 1 – Modais de transporte em transporte de cargas.



Fonte: CNT, 2013.

Em termos de comparação de cargas, existe uma grande vantagem para o modal ferroviário, pois para cada vagão de 100 toneladas tem-se um equivalente de

3,57 caminhões com capacidade de 28 toneladas, ou seja, aproximadamente 4 caminhões para transportar a mesma carga (figura 2).

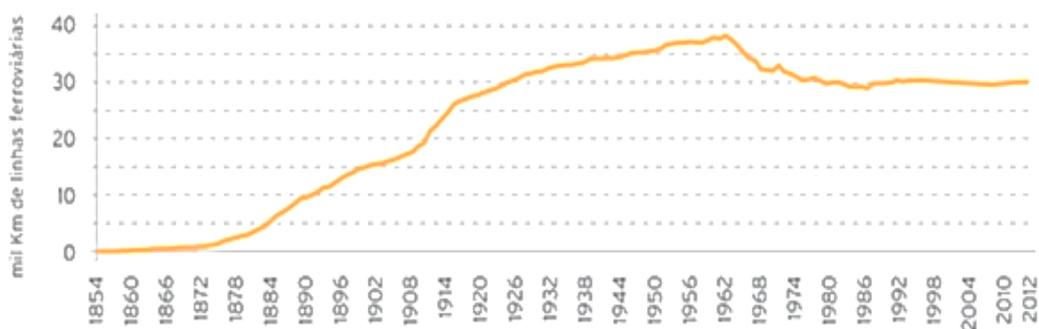
Figura 2 - Comparativo entre modal rodoviário e ferroviário



Fonte: Albuquerque, 2011.

A malha ferroviária brasileira passou por diversas fases ao longo de mais de 160 anos. No gráfico 1 observa-se os avanços e retrocessos nas dimensões da malha ao longo dos anos. Já no gráfico 2, pode-se ver o desenvolvimento das malhas após as concessões e privatizações.

Gráfico 1 – Avanços e retrocessos na malha ferroviária brasileira



Fonte: CNT, 2013.

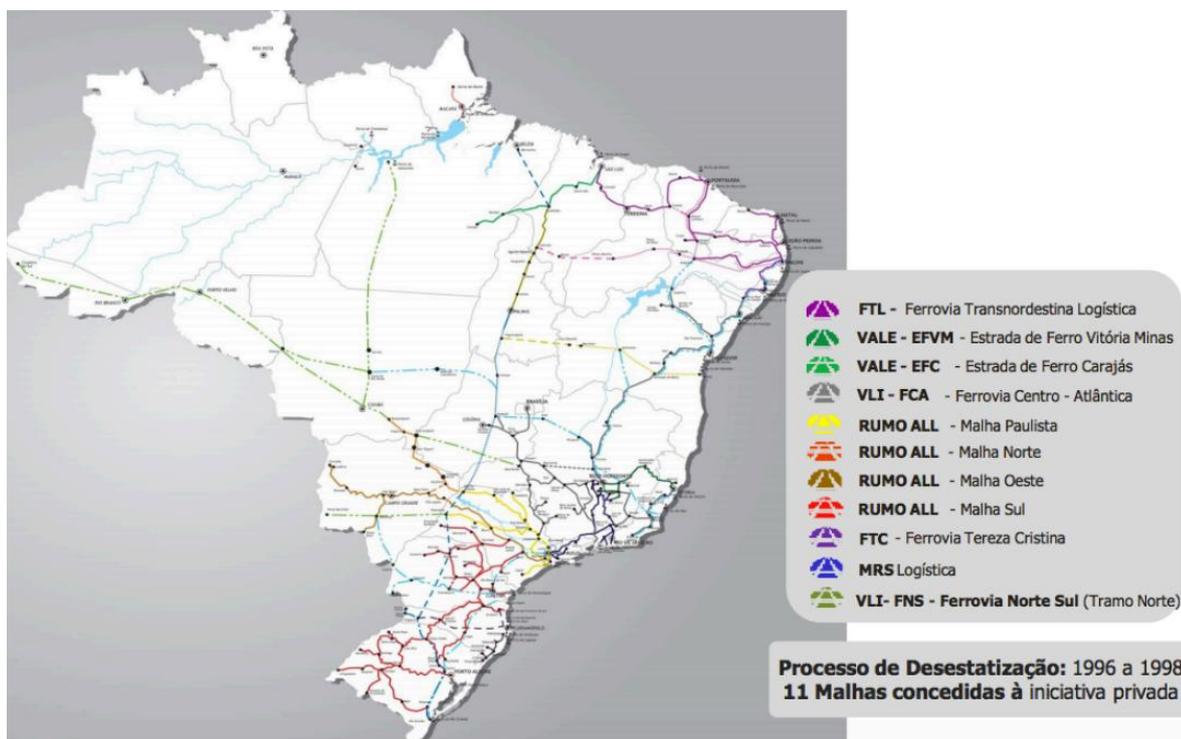
Gráfico 2 – Evolução dos investimentos em ferrovias: privado (na malha concedida) e público.



Fonte: CNT, 2013.

Na figura 3, tem-se a distribuição da atual malha ferroviária no Brasil. Vale ressaltar a densidade de linhas existentes no sul e sudeste do país.

Figura 3 – Distribuição da malha ferroviária brasileira



Fonte: ANTF, 2012.

Conforme o Governo Federal (2012), a partir de 2012 as ferrovias previa-se ter investimentos de R\$ 86,4 bilhões. Uma parcela de R\$ 12,7 bilhões para o projeto da ferrovia Norte-Sul. Outros R\$ 16,4 bilhões estavam previstos para concessões já existentes. O governo espera uma ampliação de capacidade de tráfego, novos pátios, duplicações, construção de novos ramais e aumento de frota. Mediante grandes investimentos e escoamento de produção contínua, há necessidade da manutenção das vias permanentes, assim como garantir a trafegabilidade nas mesmas.

Conforme Massad (2010), problemas relacionados a estabilidades em encostas naturais tem afetado muito a população brasileira, como em casos de quedas de barreiras em estradas ou mesmo casos de deslizamentos de terras em áreas de povoamento desordenado em morros, catástrofes essas provocadas em sua maioria pela ação de chuvas intensas e prolongadas.

Quando taludes ferroviários apresentam tais problemas, podem ter grandes potenciais de destruição, causar enormes prejuízos financeiros ou até mesmo ceifar vidas humanas, partindo então destes pontos para que sejam tomadas medidas reparativas.

Os taludes em vias permanentes atuam como um mecanismo de contenção, fazendo parte da infraestrutura da via. O acabamento é feito por corte ou aterro, formando um ângulo com o plano horizontal da via permanente.

Ainda de acordo com Massad (2010), é através do conhecimento da mecânica dos solos e dos escorregamentos de maciços que pode-se projetar obras com segurança, prezando pela preservação do meio ambiente e de vidas.

Conforme Alves (2014), problemas de linhagem geológico-geotécnica podem causar grandes agravantes em ferrovias. Em geral são provocadas instabilidades em taludes tanto de corte, quanto de aterro que ficam ao longo das vias permanentes, se manifestando em encostas naturais de solo e de rocha.

Mediante São Luís - MA ser uma cidade privilegiada com grande variação de maré, é possível que grandes navios atraiam em seu litoral, mais precisamente na Ponta da Madeira, e faça escoamento de cargas como soja, milho, açúcar, fertilizantes, minério de ferro, dentre outros, insumos estes que chegam em significativa parcela através de ferrovia. A capital maranhense também conta com

grandes extensões ferroviárias, estando elas suscetíveis a taludes e encostas, desta forma problemas em taludes podem ocasionar grandes perdas na produção.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo fazer um estudo de estabilidade em um talude ao longo de uma ferrovia hipotética.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Pesquisar e estabelecer os principais pontos teóricos e métodos teóricos presentes na literatura técnica usados na abordagem de estabilidade de taludes e obras de contenção;
- Realizar uma pesquisa e coleta de informações para compor o caso de estudo idealizado;
- Definir dos parâmetros representativos do solo a serem utilizados nas análise de estabilidade de encostas a partir de ensaios;
- Definir a sobrecarga imposta ao terreno pela infraestrutura correspondente à malha ferroviária presente no talude;
- Aplicar modelos de estabilidade de taludes 2D contemplando o uso e a ausência de uma estrutura de contenção na encosta, possibilitando comparar os resultados em termos de segurança.

1.3 METODOLOGIA

Para alcançar os objetivos propostos, o trabalho será desenvolvido nas seguintes etapas:

- I. Para alcançar o objetivo proposto, que é fazer um estudo a respeito do fator de segurança da estabilidade de um talude ao longo de uma ferrovia hipotética, primeiramente será realizada uma revisão bibliográfica sobre o tema, de forma a consolidar o conhecimento sobre os taludes, abordando os principais tipos de movimentações e métodos de estabilidade. A pesquisa bibliográfica será implementada através de livros, revistas, trabalhos científicos, normas técnicas e manuais técnicos;
- II. Após a percepção necessária sobre os tipos de movimentações e métodos de estabilidades de taludes, o próximo passo será a compreensão sobre os tipos de contenção em taludes, no tocante a concepção, interpretação e execução do mesmo. Prosseguindo, será escolhido um tipo de contenção para ser utilizado como estudo de caso.
- III. Como objeto de estudo do trabalho, será selecionado um exemplo de aplicação de estrutura de contenção, escolhida no item anterior, em caso criado especificamente para esse trabalho;
- IV. Será realizado o cálculo das tensões atuantes provenientes de carregamentos no maciço de solo, que estará contido pela estrutura do tipo gabião, tensões essas advindas de cargas ferroviárias, em que serão calculadas através da metodologia clássica;
- V. Será feita a definição dos parâmetros dos solos e elementos presentes na situação em questão através de dados de concepção, dados de sondagens e ensaios.
- VI. Nesta fase final será feito o cálculo dos fatores de segurança da contenção através do software Macstars 2000®, da Macafferri. Através desses dados será feita uma análise comparativa da aplicação e da não aplicação da estrutura de gabião.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CLASSIFICAÇÃO DE TALUDES

Os taludes podem se dividir em dois grupos, naturais e artificiais. Taludes naturais são originados de forma natural pela natureza, através de ações geológicas e intempéries, tais como chuva, sol e vento. Por outro lado, os taludes artificiais são originados através da ação antrópica, possuindo materiais pré-especificados e com o controle do procedimento executivo. Marangon (2009) afirma que estes últimos apresentam uma maior homogeneidade do que os maciços naturais, desta forma, adequando-se às teorias de análise de estabilidades.

2.2 PROCESSOS DE MOVIMENTOS DE MASSAS

Segundo Oliveira & Brito (1998) citado por Lima (2002), os taludes e encostas naturais são superfícies com determinada inclinação, compostos de maciços terrosos, rochosos ou mesmo de composição mista (terroso e rochoso), originados de processos geológicos e geomorfológicos, podendo apresentar também ações antrópicas como ação de cargas, modificação da superfície e cortes.

Dias (2006), afirma que existem vários tipos de movimentações de massas, dependendo delas de fatores diversos, tais como tipo de material envolvido, conteúdo em água e parâmetros ambientais como a temperatura.

Os motivos dos escorregamentos são naturais, partindo do princípio que na natureza existe a tendência dos solos das encostas descenderem para atingir um nível de base, fenômeno este chamado de peneplanização. Desta forma pode-se adotar que os coeficientes de segurança de encostas naturais estão próximos de 1, necessitando apenas de uma variação atípica de chuva, ou uma pequena intervenção do homem para que venham eclodir escorregamentos (MASSAD, 2010).

Segundo Lima (2002), diversas são as classificações de movimentações de massas, porém a classificação de Varnes (1978), é a mais utilizado no mundo inteiro, sendo reconhecida como oficial pelo Internacional Association of Engineering Geology

(IAEG). Esta classificação relaciona o tipo de movimento com o tipo de material, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação dos movimentos conforme Varnes.

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			ROCHA	SOLO (ENGENHARIA)	
				GROSSEIRO	FINO
QUEDAS			De rocha	De detritos	De terra
TOMBAMENTOS			De rocha	De detritos	De terra
ESCORREGAMENTOS	ROTACIONAL	Poucas unidades	Abatimento e rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
	TRANSLACIONAL	Muitas unidades	De blocos rochosos	De blocos de detritos	De blocos de terra
EXPANSÕES LATERAIS			De rocha	De detritos	De terra
CORRIDAS/ESCOAMENTOS			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
				Rastejo de solo	
COMPLEXOS: Combinação de 2 ou mais tipos de movimentos					

Fonte: LIMA apud. Varnes, 2002.

Lima (2002), ratifica que a classificação imposta por Varnes (1978), não faz o detalhamento do movimento, material e granulometria das movimentações em questão, ou seja, é uma classificação mais simplista, porém há modelos com níveis de detalhes maiores. A exemplo tem-se a classificação segundo Augusto filho (1992), conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação dos movimentos conforme Augusto Filho

PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIA E GEOMETRIA
RASTEJO (CREEP)	<ul style="list-style-type: none"> • Vários planos de deslocamentos (internos); • Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade; • Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes;

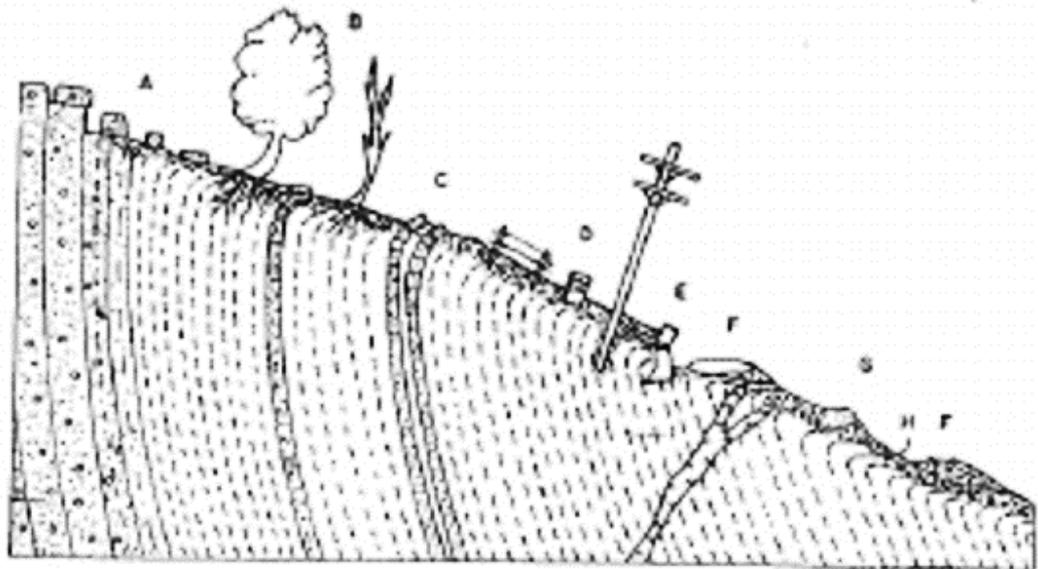
PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIA E GEOMETRIA
	<ul style="list-style-type: none"> • Solos, depósitos, rocha alterada/fraturada; • Geometria indefinida.
ESCORREGAMENTOS	<ul style="list-style-type: none"> • Poucos planos de deslocamentos (externos); • Velocidades média (m/h) e altas (m/s); • Pequenos a grandes volume de material • Geometria e materiais variáveis; • PLANARES = solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza; • CIRCULARES = solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas; • EM CUNHA = solos e rochas com dois planos de fraqueza.
QUEDAS (FALLS)	<ul style="list-style-type: none"> • Sem planos de deslocamentos; • Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado; • Velocidades muito altas (vários m/s); • Material rochoso; • Pequenos à médios volumes; • Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc.; • ROLAMENTO DE MATAÇÃO; • TOMBAMENTO.
CORRIDAS (FLOWS)	<ul style="list-style-type: none"> • Muitas superfícies de deslocamentos (internas e externas à massa em movimentação); • Movimento semelhante ao de um líquido viscoso; • Desenvolvimento ao longo das drenagens; • Velocidades médias e altas; • Mobilização de solo, rocha, detritos e água; • Grandes volumes de material; • Extenso raio de alcance mesmo em áreas planas.

Fonte: Augusto Filho, 1992.

2.2.1 Rastejos

Os rastejos são gerados pela ação da gravidade juntamente com fatores de variação de temperatura e umidade, ocasionando movimento dos materiais de forma gradativa e contínua, podendo ter grandes quantitativos de solo. O fenômeno não necessariamente apresenta uma diferenciação visível entre o que está sendo movimentado e o que é estacionário (TOMINAGA et al., 2009). A figura 4 ilustra este tipo de movimentação.

Figura 4 – Mecanismo de rastejo



Fonte: Guidicini e Nieble, 1983.

Conforme Guidicini e Nieble (1983), além da continuidade e lentidão de movimentação, os rastejos se diferenciam dos escorregamentos pelo mecanismo de movimentação. No escorregamento o mecanismo de deformação acontece como um sólido que tenha atingido a sua tensão de cedência ao cisalhamento, enquanto que nos rastejos o mecanismo assemelha-se à um líquido bem viscoso, cuja tensão a partir da qual o terreno passa a sofrer fluência é menor do que a tensão de cisalhamento do mesmo. As movimentações de fluência dependem diretamente da curva tensão-deformação do material particular presente no talude.

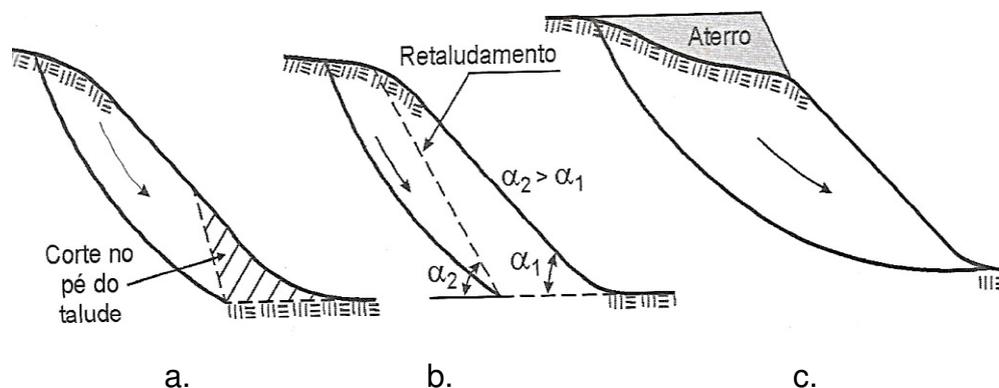
2.2.2 Escorregamentos

Segundo Massad (2010), os escorregamentos são deslizamentos de volumes de solo ao longo de superfícies de ruptura bem definidas, cilíndricas ou planares, podendo ser submetidos a análises estáticas.

Os escorregamentos podem acontecer pelos seguintes fatores (MASSAD, 2010):

- I. Alteração da geometria, em que a partir de escavações, cortes ou descalçamento do pé do talude (figura 5a), retaludamento com aumento da inclinação (figura 5b), os escorregamentos são originados;
- II. Sobrecarga na região superior do talude provocando o escorregamento de massas (figura 5c);
- III. Destruição da vegetação presente nos taludes provocando desestabilização dos mesmos, devido a ação das águas da chuva, facilitando o escoamento das mesmas.

Figura 5 – Alterações que promovem escorregamentos



Fonte: MASSAD (2010).

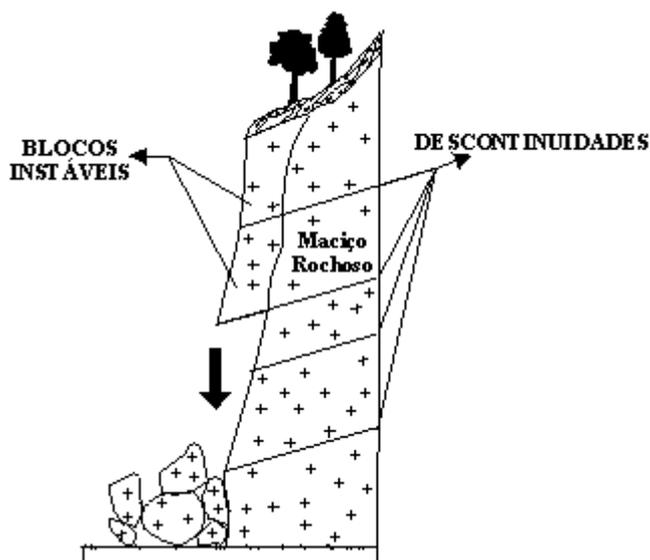
2.2.3 Quedas

Em penhascos verticais ou taludes íngremes, blocos de rocha deslocados do maciço, caem pela ação da gravidade, mediante variação térmica do maciço rochoso, perda de sustentação dos blocos por ação erosiva da água, alívio de tensões de

origem tectônica e vibrações, sendo estes processos mecanismos de formação de tálus, (GUIDICINI E NIEBLE, 1983).

A figura 6 ilustra o mecanismo de quedas de blocos.

Figura 6 – Mecanismo de quedas de blocos



Fonte: UNESP, 2001.

Conforme Massad (2010) os fragmentos rochosos (tálus) de escorregamentos antigos se encontram geralmente de forma saturada, podendo causar deslizamentos sob ação conjunta da gravidade e pressões neutras, fazendo com que os solo e blocos de rocha escoem como um fluido ou um líquido viscoso, não havendo uma linha de ruptura bem definida.

2.2.4 Corridas

De acordo com Guidicini e Nieble (1983), as corridas tem como características, formas rápidas de escoamento, de teor hidrodinâmico. As mesmas são provocadas através da perda de atrito do solo, causada pelo excesso de água.

As corridas são caracterizadas por deslizamentos nas encostas, transportando grandes volumes de materiais, possuindo escoamento por um ou mais

canais de drenagem, se comportando de forma líquida-viscosa, com alto poder de transporte de materiais (BRASIL, 2007).

As corridas de terras são classificadas de acordo com o grau de fluidez, podendo ser (Guidicini e Nieble, 1983):

- I. Corridas de terra: Em que podem ser vistas a partir de menores graus de fluidez, ocorrendo em decorrência de condições topográficas. Sendo provocadas por encharcamentos do solo, através de chuvas intensas ou mesmo chuvas de menor intensidade, porém de longa duração;
- II. Corrida de areia ou silte: Materiais arenosos que não possuem capacidade de carga são chamados de movediços. Em taludes naturais esse fenômeno pode ocorrer se leitos de areia forem bruscamente embebidos e saturados por uma fonte de posição mais alta ou externa;
- III. Corridas de lama: É um fenômeno caracterizado com corridas de intensa fluidez, gerados pela lavagem e remoção de solos por cursos de água, durante enchentes ou tempestades.

2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

A análise da estabilidade de um talude pode se tornar um procedimento demasiadamente complicado, pois envolve várias variáveis: Estratificação do solo e parâmetros de resistência ao cisalhamento no local (DAS, 2011).

Quando se fala em estabilidade de taludes, o fator de segurança é um elemento inerente ao processo. Definido conforme Equação 1 (DAS, 2011):

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (1)$$

Em que:

FS = Fator de segurança em relação a resistência.

τ_f = Resistência média ao cisalhamento do solo.

τ_d = Resistência média ao cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura.

Conforme Das (2011), a resistência ao cisalhamento de um solo possui duas variáveis, que é a coesão e atrito, sendo elas relacionadas da seguinte forma, (Equação 2):

$$\tau_f = c' + \sigma'.tg \phi' \quad (2)$$

Em que:

c' = coesão;

ϕ' = ângulo de atrito;

σ' = tensão normal na superfície potencial de ruptura.

Trazendo estas variáveis para ao longo da superfície potencial de ruptura, tem-se, (Equação 3):

$$\tau_d = c'd + \sigma'.tg \phi'd \quad (3)$$

Com isto, tem-se os fatores de segurança da seguinte forma, (Equação 4):

$$FS = \frac{c' + \sigma'.tg \phi'}{c'd + \sigma'.tg \phi'd} \quad (4)$$

Quando o fator de segurança é igual a 1, o talude estará em estado de ruptura iminente. Existem diversos métodos de cálculo de estabilidades de taludes, porém para fins de abordagem este trabalho irá utilizar o método de Culmann, das Fatias e Bishop.

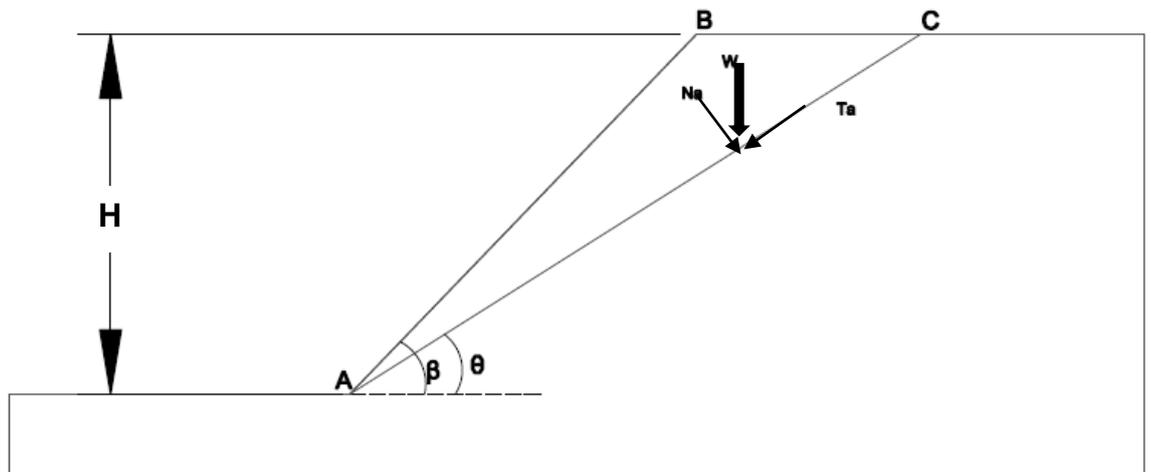
2.3.1 Método de Culmann

Das (2011), afirma que a análise de Culmann, parte do princípio que a ruptura de um talude vem acontecer quando a tensão média de cisalhamento solicitante é maior do que a resistência de cisalhamento do solo. Possuindo como plano crítico

aquele que tem uma relação mínima entre a tensão média de cisalhamento que tende a causar a ruptura e a resistência de cisalhamento do solo.

Para Das (2011), uma altura H e uma inclinação com ângulo β com a horizontal, AC será um plano tentativo de ruptura. Desta forma, conforme a figura 7, tem-se como peso a cunha delimitada pelos pontos ABC .

Figura 7 – Método de Culmann



Fonte: Das, 2011.

Para o desenvolvimento da componente normal, Equação (7), tem-se:

$$W = \frac{1}{2} \times H \times \overline{BC} \times 1 \times \gamma \quad (5)$$

$$W = \frac{1}{2} \times H(H \times \cotg \theta - H \times \cotg \beta) \times \gamma \quad (6)$$

$$W = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen} \beta \times \text{sen} \theta} \right] \quad (7)$$

Para os componentes normal e tangencial de W no plano AC tem-se as Equações 8 e 9, respectivamente.

$$Na = W \cos \theta = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen} \beta \times \text{sen} \theta} \right] \times \cos \theta \quad (8)$$

$$Ta = W \times \text{sen} \theta = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen} \beta \times \text{sen} \theta} \right] \times \text{sen} \theta \quad (9)$$

Desta forma a tensão normal efetiva e a tensão média de cisalhamento no plano AC, será conforme as equações (11) e (13) respectivamente:

$$\sigma' = \frac{Na}{(AC) \times 1} = \frac{Na}{\frac{H}{\text{sen } \theta}} \quad (10)$$

$$\sigma' = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \left[\frac{\text{sen } (\beta - \theta)}{\text{sen } \beta \times \text{sen } \theta} \right] \times \cos \theta \times \text{sen } \theta \quad (11)$$

$$\tau = \frac{Ta}{(AC) \times 1} = \frac{Ta}{\frac{H}{\text{sen } \theta}} \quad (12)$$

$$\tau = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \left[\frac{\text{sen } (\beta - \theta)}{\text{sen } \beta \times \text{sen } \theta} \right] \times \text{sen}^2 \theta \quad (13)$$

A tensão média de resistência ao cisalhamento, Equação (15), ao longo do plano AC, ficará:

$$\tau_d = c'd + \sigma' \cdot \text{tg } \phi'd \quad (14)$$

$$\tau_d = c'd + \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \left[\frac{\text{sen } (\beta - \theta)}{\text{sen } \beta \times \text{sen } \theta} \right] \times \text{sen } \theta \times \cos \theta \times \text{tg } \phi'd \quad (15)$$

Relacionando-se as Equações (13) e (15), obtém-se a Equação (17):

$$\frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \left[\frac{\text{sen } (\beta - \theta)}{\text{sen } \beta \times \text{sen } \theta} \right] \times \text{sen}^2 \theta = c'd + \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \left[\frac{\text{sen } (\beta - \theta)}{\text{sen } \beta \times \text{sen } \theta} \right] \times \text{sen } \theta \times \cos \theta \times \text{tg } \phi'd \quad (16)$$

$$c'd = \frac{1}{2} \times \gamma \times H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)(\text{sen } \theta - \cos \theta \times \text{tg } \phi'd)}{\text{sen } \beta} \right] \quad (17)$$

Para determinação do plano de ruptura, deve-se usar o princípio de máximos e mínimos, para encontrar o ângulo θ em que a coesão seria máxima. Desta forma a primeira derivada de $c'd$ em relação a θ é igualada a zero, Equação 18.

$$\frac{\partial c'd}{\partial \theta} = 0 \quad (18)$$

Sendo γ , H e β são constantes tem-se que, (Equação 19):

$$\frac{\partial}{\partial \theta} [\text{sen}(\beta - \theta)(\text{sen}\theta - \text{cos}\theta \times \text{tg } \phi' d)] = 0 \quad (19)$$

Com isso é possível se obter o valor crítico de θ , (Equação 20):

$$\theta_{cri} = \frac{\beta + \phi' d}{2} \quad (20)$$

Para $\theta = \theta_{cri}$, tem-se, (Equação 21 e 22):

$$c'_d = \frac{\gamma \times H}{4} \left[\frac{1 - \text{cos}(\beta - \phi' d)}{\text{sen}\beta \text{cos } \phi' d} \right] \quad (21)$$

$$m = \frac{c'_d}{\gamma \times H} \left[\frac{1 - \text{cos}(\beta - \phi' d)}{4 \times \text{sen}\beta \text{cos } \phi' d} \right] \quad (22)$$

Em que:

m = número de estabilidade.

Com isso pode-se obter a altura máxima do talude para o qual o equilíbrio crítico ocorre, substituindo $c'_d = c'$ e $\phi'_d = \phi$:

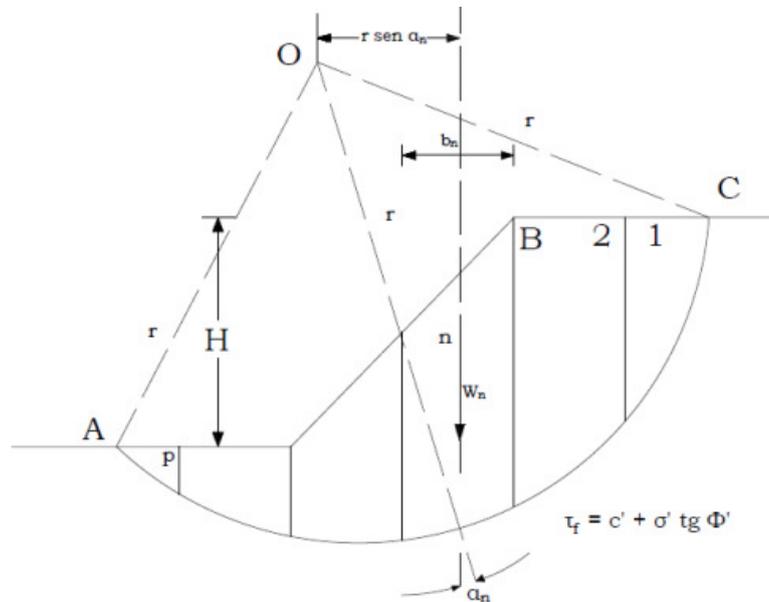
$$H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma} \left[\frac{\text{sen } \beta \times \text{cos } \theta}{1 - \text{cos}(\beta - \phi')} \right] \quad (23)$$

2.3.2 Método Comum das Fatias

Das (2011), afirma que para o cálculo de estabilidade de taludes pelo método comum das fatias, deve considerar como superfície tentativa de ruptura um arco conforme AC na figura 8. O solo é dividido em diversas fatias na vertical, não necessariamente sendo as mesmas igualmente espaçadas. W_N é o peso da fatia, as forças N_r e T_r , respectivamente, são as componentes normal e tangencial da reação R. P_n e P_{n+1} são as forças normais que atuam nas faces da fatia. De forma análoga as forças de cisalhamento que atuam nas faces da fatia são T_n e T_{n+1} .

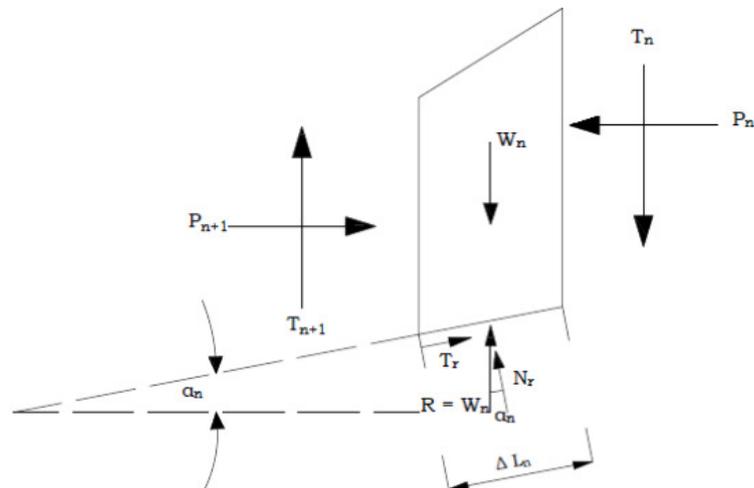
Para facilitação adota-se poro-pressão igual a zero e que as forças resultantes de P_n e T_n são iguais às resultantes P_{n+1} e T_{n+1} e que suas linhas de ação são coincidentes.

Figura 8 – Superfície de ruptura tentativa



Fonte: Das, 2011.

Figura 9 – Forças atuantes na n-ésima fatia



Fonte: Das, 2011.

Para equilíbrio do sistema, tem-se que, (Equação 24):

$$Nr = Wn \times \cos \alpha_n \quad (24)$$

A força de cisalhamento Tr , será expressa da seguinte forma, (Equação 25):

$$Tr = \tau_d(\Delta Ln) = \frac{\tau_f(LN)}{F_S} = \frac{1}{F_S} [c' + \sigma' \times tg \varphi'] \times \Delta \times L_N \quad (25)$$

A tensão normal na fórmula Equação (25) é igual a:

$$\frac{Nr}{\Delta L_N} = \frac{W_n \times \cos \alpha_n}{\Delta L_N} \quad (26)$$

Para o equilíbrio da cunha tentativa ABC, o momento da força motriz em relação à O é igual ao momento da força de resistência em relação a O, (Equação 27).

$$\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \times r \times \sin \alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} \left(\frac{1}{F_S} \right) \times \left(c' + \frac{W_n \times \cos \alpha_n \times tg \varphi'}{\Delta L_N} \right) \times \Delta L_N \times r \quad (27)$$

Desta forma, tem-se, (Equação 28):

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \times \Delta L_N + W_n \times \cos \alpha_n \times tg \varphi')}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \times \sin \alpha_n)} \quad (28)$$

Nota1: o valor de α_n será positivo quando a inclinação do arco estiver no mesmo quadrante que a inclinação do talude, caso contrário será negativo.

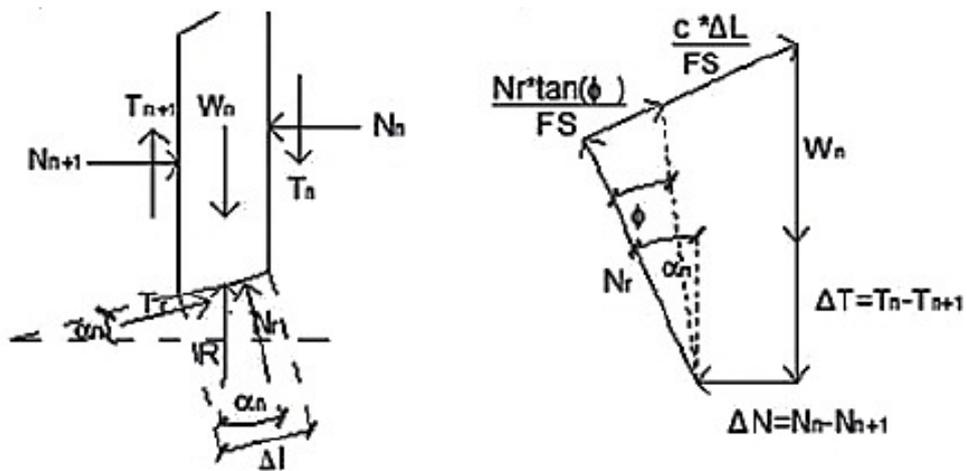
Nota 2: Para encontrar o valor de segurança mínimo (valor de segurança para o ângulo crítico), deve-se fazer um processo iterativo com várias tentativas, de modo a mudar o centro do círculo de ensaio.

2.3.3 Método de Bishop Simplificado

O método simplificado de Bishop é um dos métodos mais utilizado atualmente para o cálculo do fator de segurança em taludes, podendo ser visto em muitos

softwares de cálculo de estabilidade. Conforme Das (2011), Bishop propôs no ano de 1955 uma solução mais sofisticada para o método comum das fatias. Em que o efeito das forças nas faces de cada fatia é levado em conta até determinado ponto. A ruptura é produzida ao longo de uma superfície curvilínea, sendo um mecanismo característico de solos coesivos e homogêneos. Pode-se estudar tal método fazendo referência à análise de talude conforme tem-se na figura 10 abaixo. As forças que atuam na n-ésima fatia de acordo com a representação abaixo.

Figura 10 – Forças que atuam na n-ésima fatia e polígono de forças para o equilíbrio



Fonte: Das, 2011.

Então, tem-se que, (Equação 29):

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - c' \Delta L_n \text{sen} \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\text{tg} \phi' \text{sen} \alpha_n}{F_s}} \quad (29)$$

Para o equilíbrio da cunha ABC que pode-se ver na figura 8, calculando os momentos em relação a O, tem-se, (Equação 30):

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \text{sen} \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r \quad (30)$$

Em que, tem-se, (Equação 32):

$$T_r = \frac{1}{F_s} (c' + \sigma' \text{tg} \phi') \Delta L_n \quad (31)$$

$$T_r = \frac{1}{F_s} (c' \Delta L_n + N_r \text{tg} \phi') \quad (32)$$

Substituindo o valor de N' na equação geral tem-se, (Equação 33):

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \operatorname{tg} \phi' + \Delta T \operatorname{tg} \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \quad (33)$$

Em que, tem-se, (Equação 34):

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\operatorname{tg} \phi' \operatorname{sen} \alpha_n}{F_s} \quad (34)$$

Então, simplificando para $\Delta T = 0$, tem-se, (Equação 36):

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \operatorname{tg} \phi' + \Delta T \operatorname{tg} \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \quad (35)$$

$$F_s = \frac{\left[\frac{(W \cdot \Delta T - u \cdot \Delta T) \cdot \operatorname{tg} \phi + c \cdot \Delta T}{F_s (\cos \alpha + \frac{\operatorname{sen} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi}{F_s})} \right]}{W \cdot \operatorname{sen} \alpha} \quad (36)$$

Substituindo o valor de $M_{\alpha(n)}$, pode-se observar que F_s constará nos dois lados da equação, desta forma o procedimento adotado é de tentativa e erro para encontrar o valor de F_s , conforme o método comum das fátias, várias superfícies de ruptura são investigadas, a fim de se encontrar a superfície crítica, em que tem-se o fator de segurança mínimo.

Quando se fala em programas de computador o método de Bishop é bastante utilizado devido a iteratividade, trazendo desta forma, resultados satisfatórios.

2.4 STANDARD PENETRATION TEST – SPT

Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio Standard Penetration Test (SPT), é um dos ensaios mais populares, rotineiros e viáveis em geotecnia. É utilizado no mundo inteiro como ferramenta de determinação de dados geotécnicos, consistindo em uma medida de resistência dinâmica aliada a uma sondagem de simples reconhecimento.

O ensaio SPT se torna vantajoso pois utiliza-se de equipamentos simples, com baixo custo e obtenção de valores numéricos que podem ser relacionados com regras empíricas de projeto.

2.4.1 Procedimento de ensaio do SPT

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação, usando-se a queda de peso de 65 kg de uma altura de 750 mm. O valor N_{SPT} é o número de golpes que será necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm após uma cravação inicial de 150 mm.

De acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001), com o amostrador devidamente posicionado no fundo da perfuração, coloca-se o martelo, sobre a cabeça de bater e mede-se a penetração da composição em decorrência do peso próprio do martelo. Caso não haja penetração, marca-se sobre a haste três seguimentos de 15 cm cada um e inicia-se a cravação, contando-se o número de golpes para cada 15 cm de penetração, recomenda-se anotar o valor efetivamente aplicado. O número de golpes nos projetos de engenharia é a soma dos valores correspondentes aos últimos 30 cm de penetração do amostrador.

A sondagem deve ser iniciada com emprego do trado-concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 m, seguindo-se a instalação até essa profundidade, do primeiro segmento do tubo de revestimento dotado de sapata cortante. Já nas operações subsequentes de perfuração, intercaladas às de ensaio e amostragem, deve ser utilizado trado helicoidal até se atingir o nível d'água freático (ABNT, 2001).

Toda a vez que for descida a composição de perfuração com o trépano ou instalado novo segmento de tubo de revestimento, os mesmos devem ser medidos com erro máximo de 10 mm. Durante as operações de perfuração, caso a parede do furo se mostre instável, é obrigatória, para ensaios e amostragens subsequentes, a descida de tubo de revestimento até onde se fizer necessário, alternadamente com a operação de perfuração (ABNT, 2001).

Durante todas as operações da perfuração, deve-se manter o nível d'água no interior do furo, em cota igual ou superior ao do nível d'água do lençol freático encontrado e correspondente. Antes de se retirar a composição de perfuração, com o trado helicoidal ou o trépano de lavagem apoiado no fundo do furo, deve ser feita uma marca na haste à altura da boca do revestimento, para que seja medida, com erro

máximo de 10 mm, a profundidade em que se irá apoiar o amostrador na operação subsequente de ensaio e amostragem (ABNT, 2001).

2.4.2 Amostragem e SPT

A NBR 6484 (ABNT, 2001), instrui que uma parte representativa do solo deve ser coletada para exames posteriores, a mesma deve ser recolhida com o suporte do trado-concha durante a perfuração, até 1 m de profundidade.

A cada metro de perfuração, a partir de 1 m de profundidade, devem ser colhidas amostras dos solos por meio do amostrador-padrão, com execução de SPT. O amostrador-padrão, conectado à composição de cravação, deve descer livremente no furo de sondagem até ser apoiado suavemente no fundo. Após o posicionamento do amostrador-padrão conectado à composição de cravação, coloca-se a cabeça de bater e, utilizando-se o tubo de revestimento como referência, marca-se na haste, com giz, um segmento de 45 cm dividido em três trechos iguais de 15 cm. (ABNT, 2001).

Não tendo ocorrido penetração igual ou maior do que 45 cm, prossegue-se a cravação do amostrador-padrão até completar os 45 cm de penetração por meio de impactos sucessivos do martelo padronizado caindo livremente de uma altura de 75 cm, anotando-se, separadamente, o número de golpes necessários à cravação de cada segmento de 15 cm do amostrador-padrão. (ABNT, 2001)

2.4.3 Aplicação de Resultados do Ensaio SPT

De acordo com Schnaid e Odedebrecht (2012), o ensaio SPT tem sido utilizado para inúmeras aplicações: de amostragem para a identificação de ocorrência dos diferentes horizontes, passando pela previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares até correlações com diversos outros tipos de propriedades geotécnicas.

Ainda conforme Schnaid e Odedebrecht (2012), a aplicação mais usual do SPT, consiste na determinação do perfil de subsolo e na identificação tátil visual das diferentes camadas a partir do material recolhido no amostrador padrão. Sendo feita a classificação do material de acordo com a combinação da descrição do testemunho de sondagem com as medidas de resistência a penetração (Tabela 3).

Tabela 3 – Classificação de solos segundo a NBR 6484:2001

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	< 4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-8	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	>40	Muito compacta
Argila e silte argiloso	< 2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	>19	Dura

Fonte: NBR 6484, 2001.

2.5 ENSAIO DE PROCTOR

O ensaio de proctor, regulamentado pela NBR 7182 (ABNT, 2016), tem por objetivo determinar a relação entre teor de umidade e massa específica aparente seca de solos quando compactados. Com o ensaio, é possível descobrir a densidade máxima do solo em estudo.

Para realizar o ensaio deve-se fazer o recolhimento da amostra do solo que se deseja estudar, e em seguida deve-se realizar a secagem da amostra, calcula-se a umidade higroscópica do material, em seguida para a realização do ensaio, separa-se 5 amostras de 7000,00 gramas, e para cada amostra é realizado a homogeneização com água, iniciando-se com 5% de água em relação ao volume total conforme pode-se ver na figura 11.

Figura 11 – Homogeneização do material



Fonte: Próprio autor, 2017.

Após a homogeneização o material é colocado dentro do cilindro de proctor podendo ser ele de 10 cm de diâmetro, altura de 12,73 cm e volume de 1.000 cm³ ou de 15,24 cm de diâmetro, 11,43 cm de altura, 2.085 cm³ de volume. O tipo de compactação em laboratório são divididos em três tipos: Ensaio Proctor Normal, Ensaio Modificado e Ensaio Intermediário, sendo especificados pela NBR 7182 (ABNT 2016), conforme pode-se ver na tabela a seguir:

Tabela 4 – Energias de compactação em laboratório

CILINDRO	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: NBR 7182, 2016.

O soquete do tipo grande possui massa de (4.536 ± 10) g e com controle de queda de altura de (457 ± 2) mm, já o soquete do tipo pequeno possui massa de (2500 ± 10) g e com controle de queda de altura de (305 ± 2) mm.

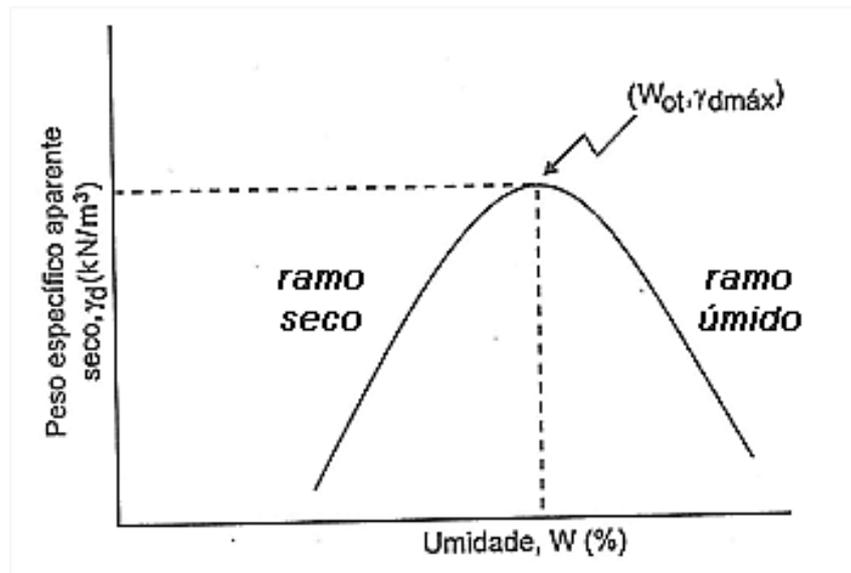
Figura 12 – Aplicação dos golpes



Fonte: Próprio autor, 2017.

Após a fase dos golpes, o molde cilíndrico é retirado da base e é pesado em seguida, com os dados da massa e volume do cilindro é possível obter a densidade da amostra. O procedimento é realizado 5 vezes, variando-se gradualmente a umidade, de modo que se obtém 5 densidades distintas, podendo-se analisar graficamente conforme pode-se ver na figura 13.

Figura 13 – Curva de compactação.



Fonte: Escola Engenharia, 2017.

Após a montagem do gráfico Densidade x Umidade (%) é possível obter a maior densidade para uma dada umidade correspondente conhecida.

2.6 ENSAIO DE FRASCO DE AREIA – “*IN SITU*”

O ensaio do tipo Frasco de Areia, é um ensaio realizado “*in situ*”, com o objetivo da determinação da massa específica do solo que se deseja estudar.

O mesmo é regulamentado pela NBR 7185 (ABNT, 2016), definindo as diretrizes de execução do ensaio, em que consiste em instalar em uma superfície do terreno uma bandeja com abertura circular de 15 cm de diâmetro, através dessa abertura escava-se um buraco de 15cm de profundidade, o solo escavado é pesado (W_t) e o volume do solo (V_t) é o volume do buraco aberto, após esta etapa enche-se o buraco com areia de densidade conhecida. Sabendo-se o peso da areia que preencheu o buraco pode-se calcular o volume.

Figura 14 – Ensaio de frasco de areia



Fonte: Próprio autor, 2017.

Conforme a NBR 7185 (ABNT, 2016) para a determinação da massa de areia que preenche o funil e o orifício no rebaixo da bandeja deve-se:

- I. Montar o conjunto frasco + funil, estando o frasco cheio de areia, determinar sua massa e anotar (M_1);
- II. Instalar o conjunto frasco + funil, de modo que o funil fique apoiado no rebaixo da bandeja, e colocar esta sobre uma superfície plana. Deixar a areia escoar até cessar o movimento no interior do frasco. Retirar o conjunto frasco + funil, determinar sua massa e anotar (M_2);
- III. A massa de areia que preenche o funil e o orifício no rebaixo da bandeja será:

$$M_3 = M_1 - M_2 \quad (37)$$

- IV. Repetir o procedimento de I a III pelo menos duas vezes. A massa da areia M_3 deverá ser a média de três determinações. Não são aceitos resultados que diferenciem mais de 1% do valor da média.

Conforme a NBR 7185 (ABNT, 2016) para a determinação da massa específica da areia deve-se:

I. Montar o conjunto frasco + funil, estando o frasco cheio de areia, determinar sua massa e anotar (M4);

II. Instalar o conjunto frasco + funil, de modo que o funil fique apoiado no rebaixo da bandeja, e colocar esta sobre a borda de um cilindro metálico de volume conhecido (V). Deixar a areia escoar até cessar o seu movimento. Fechar o registro e retirar o conjunto frasco + funil, determinar sua massa (M5);

A massa de areia que preenche o cilindro de volume conhecido será:

$$M_6 = M_4 - M_5 - M_3 \quad (38)$$

M3 é a massa de areia que preencheu o funil e o orifício no rebaixo da bandeja;

III. Repetir o procedimento de I a III pelo menos duas vezes. A massa da areia que enche o cilindro deverá ser a média das três determinações. Não são aceitos resultados que diferem de 1% do valor da média.

Para o cálculo da massa da areia tem-se que:

$$\gamma_{Areia} = \frac{M_6}{V} \quad (39)$$

γ_{Areia} = massa específica aparente da areia

M6 = massa da areia que preencheu o cilindro

V = volume do cilindro

Conforme a NBR 7185 (ABNT, 2016) para a determinação da massa de areia que preenche a cavidade do terreno deve-se:

I. Limpar a superfície do terreno, tornando-a plana e horizontal;

II. Colocar a bandeja, certificando se há um bom contato entre a superfície do terreno e a bandeja em torno do orifício central. Escavar com o auxílio da talhadeira uma cavidade cilíndrica no terreno com profundidade cerca de 15 cm;

III. Recolher cuidadosamente na bandeja o solo extraído da cavidade, determinar a massa do material e anotar (Mh);

IV. Determinar o teor de umidade (h), do solo extraído da cavidade através do Speedy;

V. Montar o conjunto frasco + funil, estando o frasco cheio de areia, determinar sua massa ($M7$);

VI. Instalar o conjunto frasco + funil, de modo que o funil fique apoiado no rebaixo da bandeja. Deixar a areia escoar até cessar o seu movimento no interior do frasco. Retirar o conjunto frasco + funil, determinar sua massa e anotar ($M8$);

VII. A massa de areia deslocada que preencheu o funil, o orifício no rebaixo da bandeja e a cavidade do terreno será:

$$M9 = M7 - M8 \quad (40)$$

VIII. A massa de areia deslocada que preencheu a cavidade no terreno será:

$$M10 = M9 - M3 \quad (41)$$

Desta forma pode-se calcular a massa específica aparente seca do solo *in situ*:

$$\gamma_s = \gamma_{Areia} \times \frac{M_h}{M_{10}} \times \frac{100}{100+h} \quad (42)$$

γ_s = massa específica aparente seca do solo *in situ*.

γ_{Areia} = massa específica aparente da areia.

M_h = massa do solo extraído da cavidade no terreno.

h = teor de umidade do solo extraído da cavidade do terreno.

2.7 ENSAIO SPEEDY

O ensaio de Speedy, tem a finalidade de determinar a umidade do material de forma breve. O Ensaio é regulamentado pela norma DNER-ME 052/94.

De acordo com a norma DNER-ME 052/94, o ensaio consiste em utilizar uma amostra do solo, de modo que essa amostra será colocada na câmara da garrafa do aparelho "Speedy" juntamente com duas esferas e o elemento químico carbureto, elemento este que após a agitação da garrafa do aparelho, irá reagir com a umidade do solo e fazer o manômetro variar. Dependendo da variação do manômetro haverá uma umidade para a quantidade de solo correspondente, esta correlação pode ser vista na Tabela 5 .

Tabela 5- Tabela pressão x % de umidade

Pressão final Kg/cm ²	Peso de amostra úmida utilizada		
	20g	10g	5g
0,10	0,5	0,9	1,8
0,15	0,7	1,4	2,9
0,20	0,9	1,9	4,0
0,25	1,2	2,5	5,0
0,30	1,5	3,0	6,2
0,35	1,7	3,5	7,3
0,40	2,0	4,1	8,5
0,45	2,3	4,6	9,7
0,50	2,6	5,2	10,9
0,55	2,8	5,7	12,1
0,60	3,1	6,3	13,4
0,65	3,3	6,8	14,7
0,70	3,6	7,3	18,8
0,75	3,8	7,9	20,2
0,80	4,1	8,4	21,7
0,85	4,4	9,0	23,2
0,90	4,6	9,5	24,8
0,95	4,9	10,0	26,4
1,00	5,2	10,6	28,0
1,05	5,4	11,1	29,7
1,10	5,7	11,7	31,4
1,15	5,9	12,2	33,3
1,20	6,2	12,7	33,8
1,25	6,5	13,3	35,3
1,30	6,7	13,8	36,9
1,35	7,0	14,4	38,4
1,40	7,3	14,9	39,9
1,45	7,5	15,4	41,5
1,50	7,8	16,0	43,0

Fonte: Viatest, 2017.

2.8 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Em engenharia geotécnica com frequência é necessário conter massas de solo, tais como criação de espaços subterrâneos, escavações para instalações de tubos/cabos, solos instáveis em proximidades de rodovias e ferrovias.

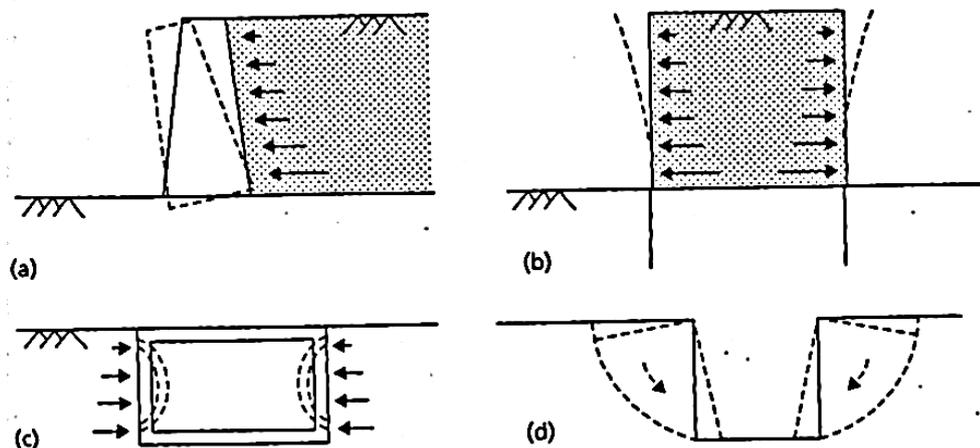
As estruturas de contenção são elementos realizados com a finalidade de fornecer estabilidade contra a ruptura de maciços de terra, dando suporte ao maciço

de modo a garantir que o mesmo se mantenha íntegro mediante solicitações do peso próprio e carregamentos.

De acordo com Barros (2005), a análise de uma estrutura de contenção está baseada em se verificar o equilíbrio do conjunto formado pelo maciço de solo e a própria estrutura, sendo o equilíbrio afetado pelas características de resistência, deformabilidade, permeabilidade e pelo peso próprio desses dois elementos, além das condições que regem a interação entre eles.

A seguir tem-se de forma ilustrativa tipos de necessidade de contenções mais usuais (Figura 15).

Figura 15 – Aplicações de solo arrimado



Fonte: Craig e Knappett, 2014.

Em que, no item (a) tem-se aplicações de represamento de uma massa instável de solo; (b) criação de terrenos elevados; (c) criação de espaços subterrâneos; (d) escavações temporárias.

Quando se trata de aplicações permanentes, costuma-se usar elementos estruturais para suportar a massa de solo contida. Podendo ser feita tanto por muro de contenção de gravidade, em que se baseia na estabilidade do solo por ação de sua massa, quanto também por muros de contenção flexível, que resiste às solicitações do maciço de solo por flexão. Para as duas situações é necessário determinar a grandeza e a distribuição do empuxo (pressão) lateral entre a massa de solo e a estrutura de contenção para que seja verificada a estabilidade de um muro

de gravidade em relação ao deslizamento e ao tombamento ou mesmo optar por muros de contenção do tipo flexível (KNAPPET E CRAIG, 2014).

2.8.1 Tipos de Estruturas de Contenção

O fundamento do funcionamento das estruturas de contenção é a mesma para as diversas situações, todas proporcionam, seja de forma ativa ou de forma passiva, resistência ao deslocamento de maciços de solo (BOTELHO, 2016).

Diversos são os tipos de estrutura de contenção, cabendo ao projetista escolher um dos modelos, vários são os critérios, tais como visibilidade da obra, aspectos estéticos, disponibilidade de tecnologia, disponibilidade de mão de obra e custo. A seguir serão descritos alguns dos tipos de contenções mais usuais (BOTELHO, 2016).

2.8.1.1 Parede Atirantada

Consistem em estruturas de concreto armado que trabalham em conjunto com tirantes feitos de cordoalhas ou manobras. São contenções ancoradas ou acopladas a outras estruturas mais rígidas.

De acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2006), os tirantes são peças que têm como componente principal um ou mais elementos resistentes à tração, que são introduzidos no terreno, em perfuração própria, nas quais, por meio de injeções de calda de cimento (ou outro aglutinante) em partes dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.

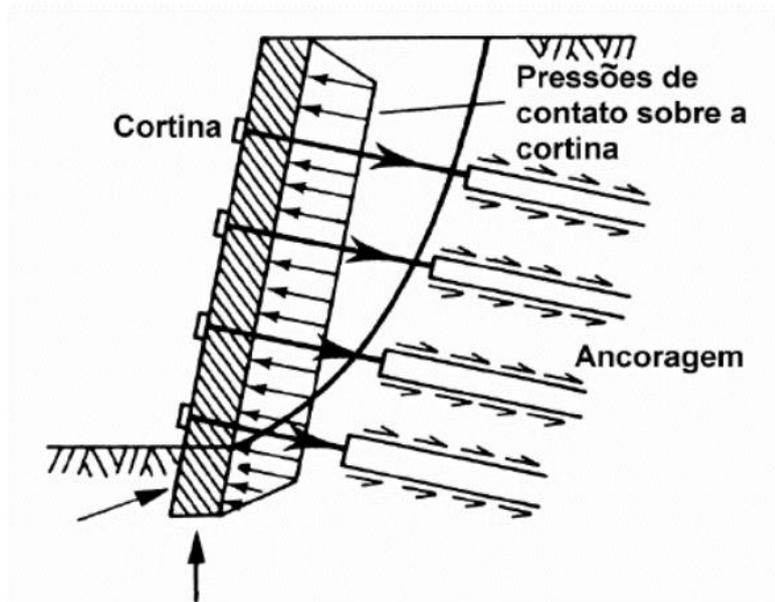
De acordo com Santos (2013), o tirante é formado por:

- Cabeça: é a parte que suporta a estrutura do paramento. Existem várias configurações para a cabeça, dependendo do tipo de tirante, mas genericamente, suas partes podem ser divididas em placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem.
- Trecho livre: nessa região o elemento constituinte do tirante (barras, fios ou cordoalhas) é isolado da calda de cimento. Normalmente é utilizado um tubo ou mangueira (bainha) para proteger essa região.
- Trecho ancorado: nessa região o elemento constituinte do tirante (barras, fios ou cordoalhas) está em contato com a nata de cimento, a qual forma o

bulbo de ancoragem. É essa a região responsável por transmitir os esforços de tração do tirante para o terreno, através do atrito gerado entre o bulbo e o solo.

Na figura 16, tem-se de forma ilustrada o método de parede atirantada.

Figura 16 – Mecanismo de funcionamento da cortina atirantada



Fonte: More, 2003.

De acordo com More (2003), o comportamento de uma ancoragem em solo é fundamentalmente regido pelo mecanismo de transferência da carga suportada pelo tirante para o maciço de solo através de interações na interface solo-bulbo. A interação por sua vez resulta num acréscimo das tensões normais efetivas do solo, o que provoca o aumento da sua resistência ao cisalhamento, portanto, com o aumento desta há o aumento do fator de segurança contra a ruptura.

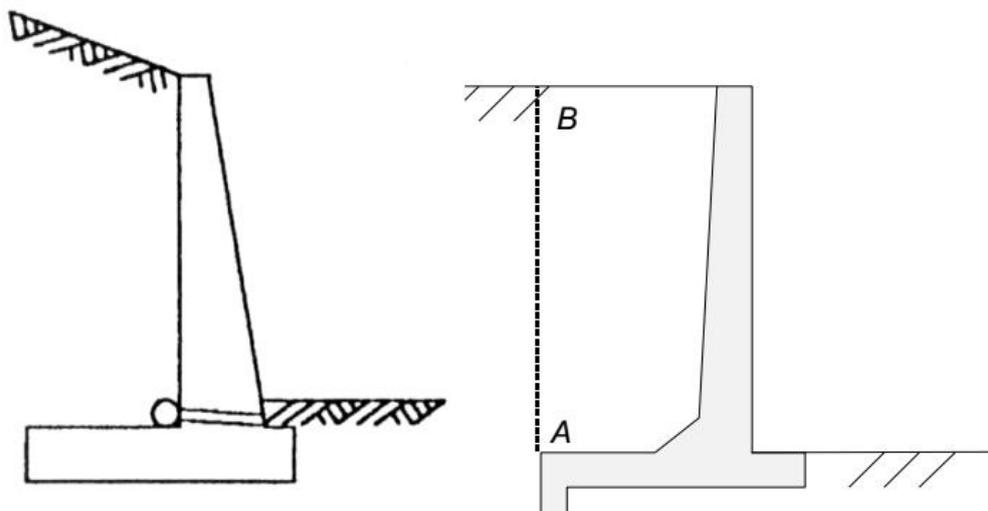
2.8.1.2 Muro de Arrimo por Flexão

Os muros por flexão, são mais leves se comparados com os de gravidade, são executados, em sua generalidade, de concreto armado. De acordo com

Gerscovich (2016), os mesmos são antieconômicos para alturas acima de 5 a 7m. A laje de base em geral apresenta largura entre 50 e 70% da altura do muro.

A face trabalha à flexão e se necessário pode empregar vigas de enrijecimento, no caso alturas maiores. Na figura 17 tem-se de forma ilustrada o mecanismo de funcionamento de um muro de flexão.

Figura 17 – Muro de flexão

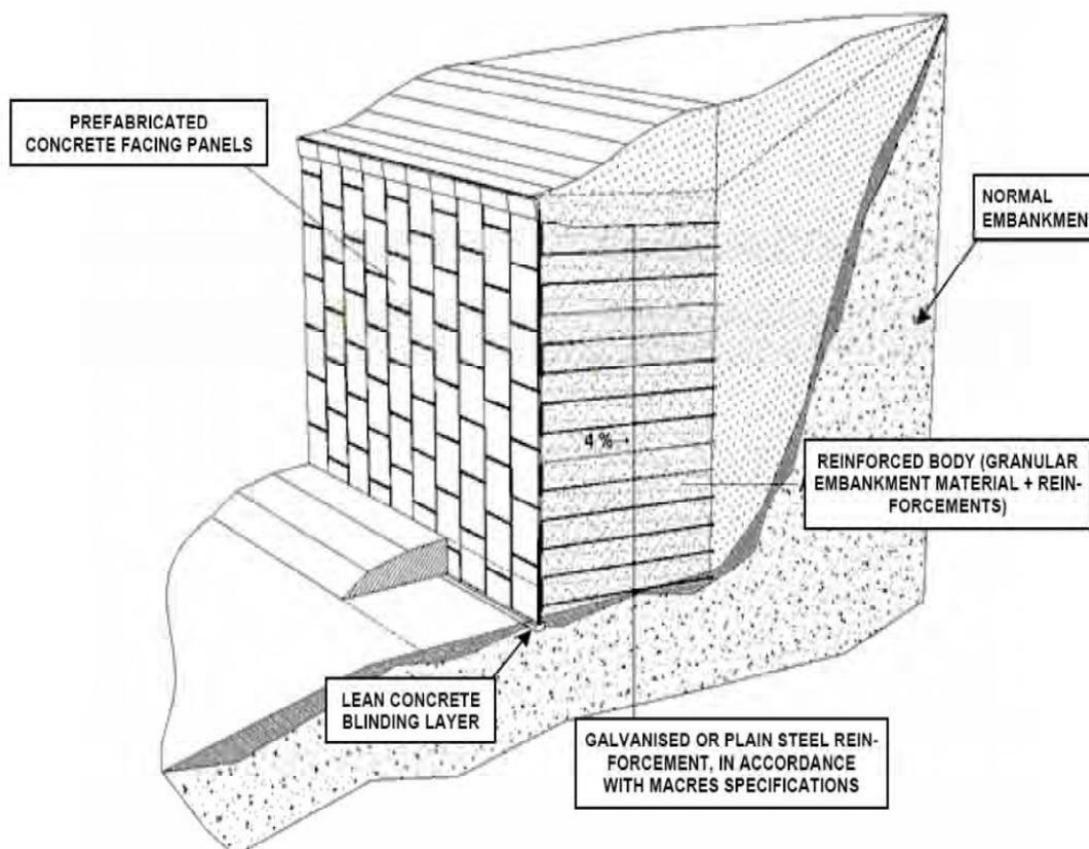


Fonte: Gerscovich, 2016.

2.8.1.3 Terra Armada

É composta por elementos de reforço, que são as tiras metálicas ligadas às placas da face, se estendendo até a parte interna do maciço de solo, conforme pode-se ver na figura 18. As placas da face não possuem função estrutural, impedindo apenas instabilizações locais e erosão da face.

Figura 18 – Modelo de aplicação da técnica de Terra Armada.



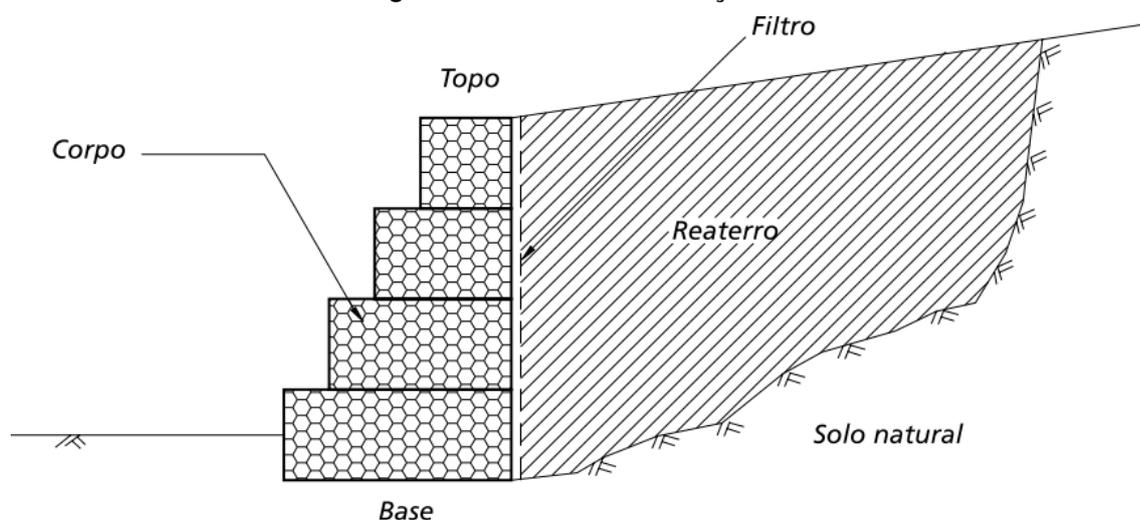
Fonte: Mota, 2010.

De acordo com Corsini (2012), o mecanismo de funcionamento da tecnologia terra armada, se dá através do atrito que se desenvolve através do contato dos reforços com o solo.

2.8.1.4 Estruturas de Gravidade do Tipo Gabião

As estruturas do tipo gravidade tem por objetivo conter os empuxos laterais de maciços de solo. A estrutura é formada por um corpo maciço que pode ser construído em concreto ciclópico, pedras argamassadas, gabiões ou até a combinação de vários tipos de materiais. A representação gráfica desta estrutura pode-se ver na figura 19.

Figura 19 – Muro de contenção



Fonte: Barros, 2005.

Estruturas de gravidade do tipo de gabião se tornaram um tradicional sistema de contenção no mundo inteiro, sendo constituídas por elementos metálicos que formam telas de malhas hexagonais de dupla torção, o enchimento das telas é feito com pedras. De acordo com Barros (2005), estruturas do tipo gabião são altamente vantajosas, tanto do ponto de vista econômico quanto técnico, possuindo características funcionais que inexistem em outros tipos de estruturas. A escolha do material a ser usado, seja no que se refere às características da malha quanto ao que se refere ao material de enchimento, é de fundamental importância para a obtenção de uma estrutura realmente eficaz.

Barros (2005), afirma que o tipo de malha metálica que melhor atende a estes requisitos é aquela do tipo hexagonal de dupla torção, produzida com arames de baixo teor de carbono, revestidos com liga de zinco 95%, alumínio 5% e terras raras. E que a malha, em particular, deve possuir as seguintes características:

- Elevada resistência mecânica;
- Elevada resistência à corrosão;
- Boa flexibilidade;
- Não se desfiar facilmente.

De acordo com Barros (2005), no quesito de execução uma estrutura em gabião é algo extremamente simples, porém a estrutura final apresentará características técnicas muito importantes, tais como:

- **Monolíticas:** Os elementos que formam as estruturas são unidos entre si através de amarrações executadas ao longo de todas as arestas em contato. O resultado é um bloco homogêneo que tem as mesmas características de resistência em qualquer ponto da estrutura;

- **Resistentes:** As telas utilizadas são em malha hexagonal de dupla torção proporcionando uma distribuição mais uniforme dos esforços a que são submetidas, possuindo tensão nominal de tração, a dupla torção impede o desfiamento da tela, caso ocorram rupturas em alguns dos arames que a compõem;

- **Duráveis:** Para garantir maior durabilidade os arames recebem revestimentos especiais para evitar sua corrosão. Em ambientes não agressivos usa-se uma liga composta por Zinco, Alumínio e Terras Raras, nestas condições a vida útil do revestimento supera em muito os 50 anos. Já quando a estrutura estiver em contato direto com ambientes quimicamente agressivos, ambientes litorâneos ou zonas com alto grau de contaminação, é necessária a adoção de um revestimento suplementar em material plástico, tornando o arame inerte aos ataques químicos;

- **Armadas:** São estruturas que resistem a solicitações de tração e corte. A armadura metálica não tem somente a função de conter as pedras, mas de também suportar e distribuir os esforços de tração oriundos daqueles que agem sobre a estrutura, mesmo quando tais esforços são consequência de assentamentos ou recalques localizados e não previstos em cálculo;

- **Flexíveis:** Fornecem a possibilidade de adaptações à acomodações e movimentos do terreno sem perder sua estabilidade e eficiência. Essa característica também permite, na maioria dos casos, que a estrutura se deforme muito antes do colapso permitindo a detecção antecipada do problema e propiciando a oportunidade de realizar intervenções de recuperação, minimizando gastos e evitando acidentes com proporções trágicas;

- **Permeáveis:** Para uma vida útil prolongada é indispensável um sistema drenante eficiente. Os muros de gabiões, através de suas características de

composição, são totalmente permeáveis, sendo autodrenantes, aliviando por completo o empuxo hidrostático sobre a estrutura;

- De baixo impacto ambiental: As estruturas de gabião se adaptam muito bem a este quesito, tanto na sua construção, quanto ao longo de sua utilização em serviço, tendo em vista que a composição da estrutura não interpõem obstáculo impermeável para as águas de infiltração e percolação, se integrando facilmente ao ambiente circundante;

- Econômicas: Quando se compara a outros tipos de contenção, de mesmas resistências solicitantes, apresentam custos mais baixos e ainda podem ser executadas por etapas, adequando cada etapa ao balanço financeiro da obra.

2.8.2 Vantagens e Desvantagens das Estruturas de Contenção

Na tabela 6 será feito um comparativo dos tipos de estruturas de contenção que foram abordados. O comparativo se dá por meio da identificação das vantagens e desvantagens de cada técnica de contenção.

Tabela 6 – Comparativo entre estruturas de contenção

Tipo de contenção	Vantagens	Desvantagens
Parede atirantada	<ul style="list-style-type: none"> • Sem restrições de aplicação; • É possível vencer qualquer altura e situação; • Aplicação sem a necessidade de cortar. 	<ul style="list-style-type: none"> • São sustentadas por tirantes protendidos, requerendo tecnologia; • Requer mão de obra especializada; • Alto custo; • Demora para a execução.
Muro de arrimo por flexão	<ul style="list-style-type: none"> • Não utilizam peso próprio para conter o solo; • Maior versatilidade; • Resistência externa. 	<ul style="list-style-type: none"> • Impermeáveis; • Execução demorada;
Terra armada	<ul style="list-style-type: none"> • Estética da estrutura: a face pode ser adaptada à paisagem do local; • Possuem capacidade de atingir grandes alturas; • Agilidade na execução. 	<ul style="list-style-type: none"> • Limitação de espaço para estabilidade; • Faixa granular específica para atender a técnica;

Tipo de contenção	Vantagens	Desvantagens
Estrutura do tipo gabião	<ul style="list-style-type: none"> • Elevada resistência mecânica; • Elevada resistência à corrosão; • Boa flexibilidade; • Facilita a drenagem; • De baixo impacto ambiental; • Boa relação custo x benefício. 	<ul style="list-style-type: none"> • Atuam com elevadas cargas no solo de fundação; • Demandam de grande espaço físico; • Necessita de grandes quantidades de pedras;

Fonte: Próprio autor, 2017.

2.8.3 Escolha da Estrutura de Contenção para Estudo

Neste trabalho de conclusão de curso, foi adotado o método de contenção do tipo gabião para abordagem do estudo de caso, pois, uma vez que o mesmo se mostra vantajoso quando se tem uma boa fundação de suporte e quando possui disponibilidade dos insumos necessários para a sua construção.

Em relação ao estudo de caso estudado, optou-se pelo tipo de contenção de gabião, no sentido de adaptar o exemplo hipotético utilizado à disponibilidade de material nas imediações de São Luís, tendo em vista a existência de municípios vizinhos (Rosário e Bacabeira) que possuem afloramento de rochas conhecidos pela intensa exploração comercial para produção de brita. Com isto, há a viabilidade da disponibilização de insumos do principal elemento que compõe a estrutura de contenção do Gabião.

Desta forma serão aprofundados os conhecimentos a respeito da contenção por gravidade do tipo de gabião nos capítulos a seguir, sendo explanado as atuações de forças, teorias de cálculo de estabilidade e verificações de segurança.

2.8.4 Cálculo da Estabilidade do Muro de Gravidade

Os muros de gabião são estruturas dimensionáveis, e como embasamento, têm-se as teorias de Coulomb e Rankine para determinação dos empuxos atuantes.

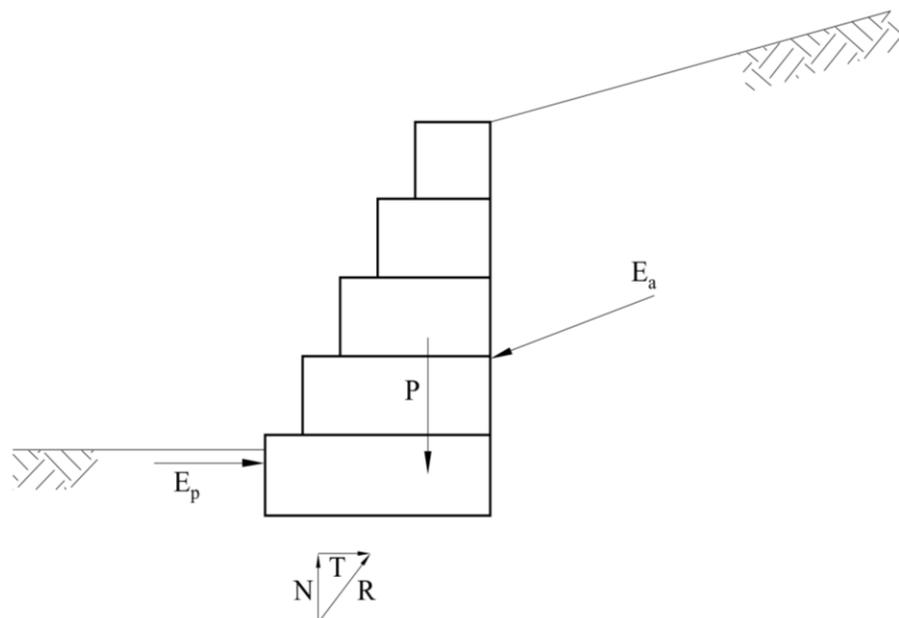
Caso as condições específicas do problema analisado sejam mais complexas, não permitindo a utilização direta da teoria de Coulomb, recorre-se geralmente ao método do equilíbrio limite. Neste caso, entretanto, o trabalho envolvido na determinação do empuxo atuante é consideravelmente maior. Por isso foram

desenvolvidos programas de computador que auxiliam o projetista nessa tarefa (BARROS, 2005). O programa Macstars, distribuído pela Maccaferri aos projetistas, utiliza o método do equilíbrio limite na determinação do empuxo ativo atuante, o que torna-o capaz de analisar a maioria dos casos que podem surgir.

2.8.4.1 Atuação de Forças

Conforme Barros (2005), a relação entre o maciço de solo e a estrutura, baseia-se em interações de forças atuantes, em que as forças presentes são os empuxos " E_A " e " E_P ", o peso próprio da estrutura " P " e a reação da fundação " R ". Esta última força pode ser decomposta em uma força normal " N " e numa força tangente " T " à base da estrutura de arrimo conforme pode-se ver ilustrado na figura 20.

Figura 20 – Forças atuantes em uma estrutura de Gabião



Fonte: Barros, 2005.

Para determinação dos empuxos em geral, utiliza-se as teorias de Rankine e Coulomb, havendo êxito, mediante a correta avaliação dos parâmetros do solo que compõe o maciço e das condições gerais do problema.

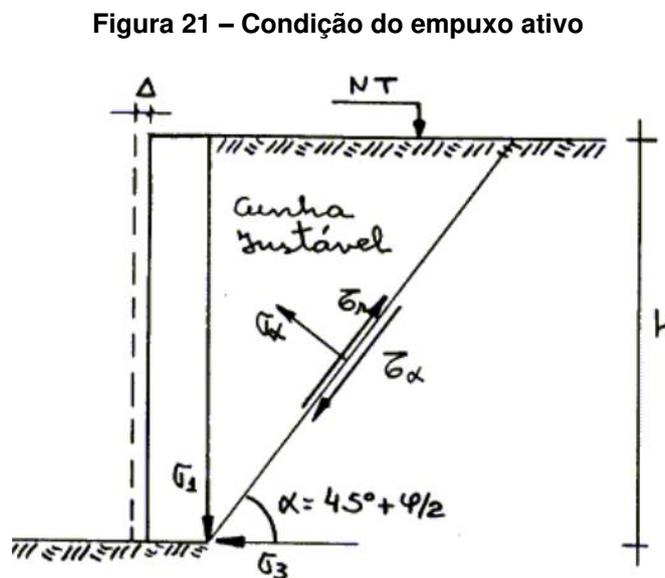
2.8.4.2 Teoria de Rankine

De acordo com Knappet e Craig (2014), Rankine considerou o estado plástico do solo usando as equações do círculo de Mohr, tendo o muro como flexível, ou seja, havendo necessidade de deformações para que possa haver mobilização dos empuxos ativos e passivos. O solo do terrapleno considerado é areia pura seca (sem coesão), o atrito entre o terrapleno e o parâmetro vertical do plano de contenção é considerado nulo.

A condição inicial de Rankine impõe a condição de $c = 0$ (coesão nula). Tomando-se a equação analítica da rutura, tem-se, (Equação 43):

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N_\phi + 2C\sqrt{N_\phi}, \text{ para } c = 0, \text{ temos: } \sigma_1 = \sigma_3 \cdot N_\phi \quad (43)$$

Para empuxos ativos, a tendência da cunha, formada pela linha de ruptura, é acompanhar o movimento com o afastamento, porém a resistência ao cisalhamento, desenvolvida ao longo do plano de rutura, reduz sua ação de movimento, diminuindo o esforço sobre o parâmetro vertical ao valor mínimo (MARANGON, 2009).



Fonte: Marangon, 2009.

Para condição ativa, tem-se, (Equação 44):

$$\sigma_h = \sigma_3 \text{ e } \sigma_v = \sigma_1 \quad (44)$$

Então:

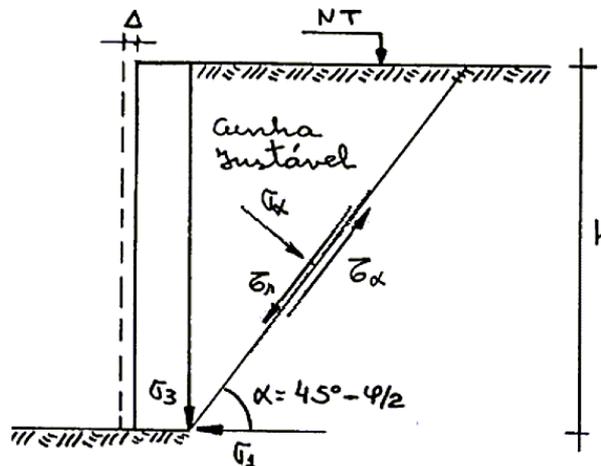
$$\sigma_v = \sigma_h \cdot N_\varphi \quad (45)$$

Com $\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$, tem-se então que, (Equação 46):

$$K_a = \frac{1}{N_\varphi} = \frac{1}{\text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (46)$$

Para o empuxo passivo o peso da cunha agindo sobre o parâmetro vertical se soma toda a resistência ao cisalhamento desenvolvida ao longo do plano de ruptura. A tendência da cunha, no caso passivo, é resistir ao movimento da estrutura, ao longo de toda a superfície de ruptura, por sua resistência interna ao cisalhamento (MARANGON, 2009).

Figura 22 – Condição do empuxo passivo



Fonte: Marangon, 2009.

Por analogia às considerações anteriores, tem-se (Equação 47):

$$\sigma_1 = N_\varphi \cdot \sigma_3 \text{ ou } \sigma_h = N_\varphi \cdot \sigma_v \quad (47)$$

Então, tem-se, (Equação 48):

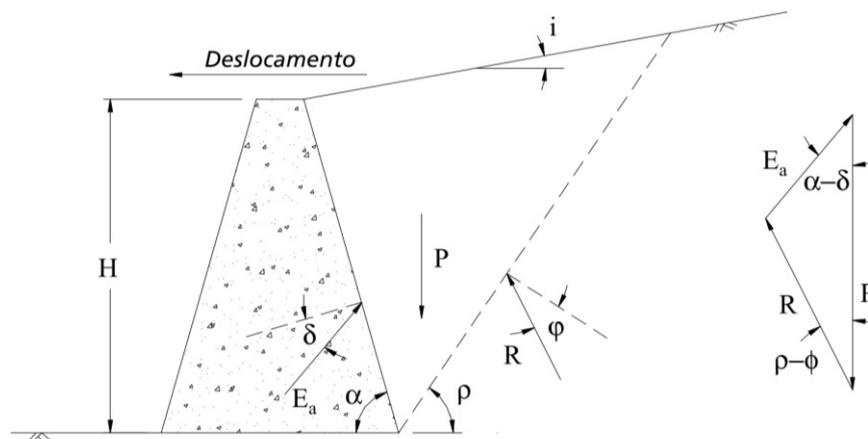
$$K_p = N_\varphi = \operatorname{tg}^2 \alpha = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (48)$$

2.8.4.3 Teoria de Coulomb

Conforme Knappet e Craig (2014), Coulomb mensurou empuxo ativo e passivo admitindo que no momento da solicitação total da resistência do solo, formam-se superfícies de deslizamento ou de ruptura no maciço. As superfícies delimitam a parcela do maciço que se movimenta em relação ao solo restante, se esta parcela do solo for considerada como um corpo rígido, o empuxo pode então ser determinado do equilíbrio das forças atuantes sobre este corpo rígido.

Para se achar o empuxo ativo, o método de cálculo se processa através do equilíbrio de forças como pode-se ver ilustrado na figura 23.

Figura 23 – Forças que agem sobre a cunha de solo no caso ativo



Fonte: Barros, 2005.

O valor do peso próprio é definido conforme Equação 49:

$$P = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \operatorname{sen}^2 \alpha} \left[\operatorname{sen}(\alpha + \rho) \cdot \frac{\operatorname{sen}(\alpha + i)}{\operatorname{sen}(\rho - i)} \right] \quad (49)$$

Desta forma, tem-se que o valor do empuxo no caso ativo é, (Equação 50):

$$E_a = \frac{P \cdot \text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (50)$$

Desta forma tem-se que o empuxo ativo será, (Equação 51):

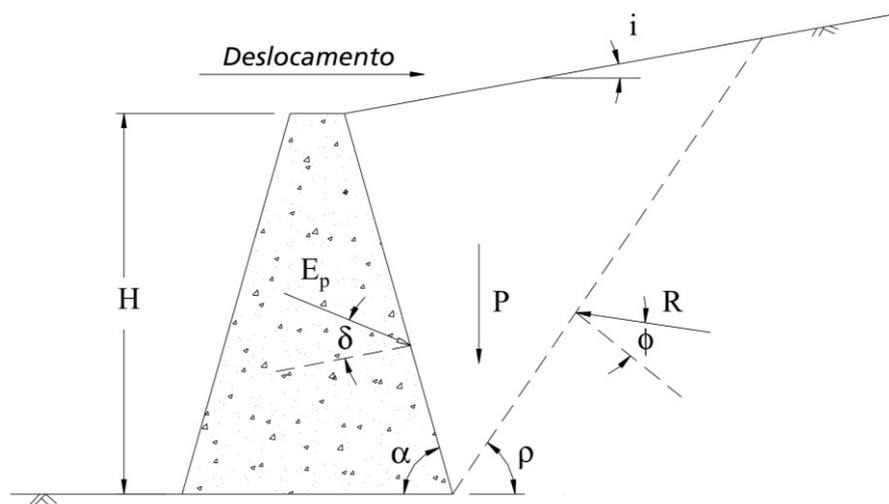
$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (51)$$

Em que para o valor do coeficiente do empuxo ativo tem-se, (Equação 52):

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (52)$$

Já no estado passivo há uma troca nas obliquidades das forças “R” e “Ep” devido à inversão no sentido do deslocamento da estrutura, e a superfície mais crítica é aquela que leva “Ep” a um valor mínimo conforme pode-se ver ilustrado na figura 24.

Figura 24 – Forças que atuam sobre a cunha de solo no estado passivo



Fonte: Barros, 2005.

Desta forma tem-se que o empuxo passivo será, (Equação 53):

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (53)$$

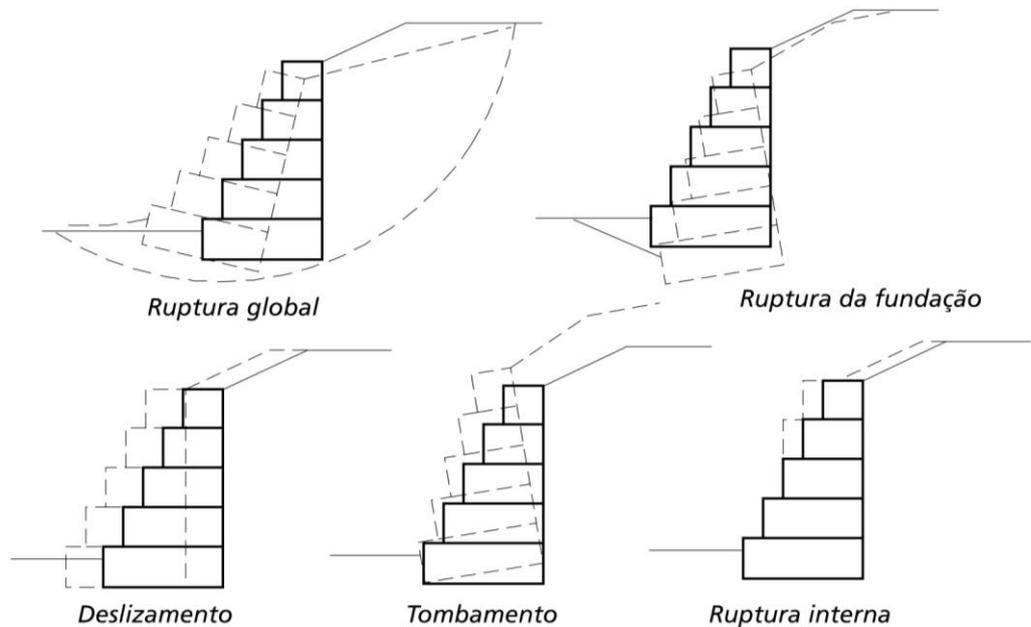
Em que para o valor do coeficiente do empuxo passivo, tem-se (Equação 54):

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + i)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (54)$$

2.8.4.4 Verificação da Estabilidade

Segundo Barros (2005), para a estabilidade de estruturas de contenção, do tipo gravidade, deve-se analisar as seguintes condições de estabilidade: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação, ruptura global e ruptura interna, conforme pode-se ver ilustrado na figura 25 abaixo.

Figura 25 – Tipos de ruptura de muros de gabiões



Fonte: Barros, 2005.

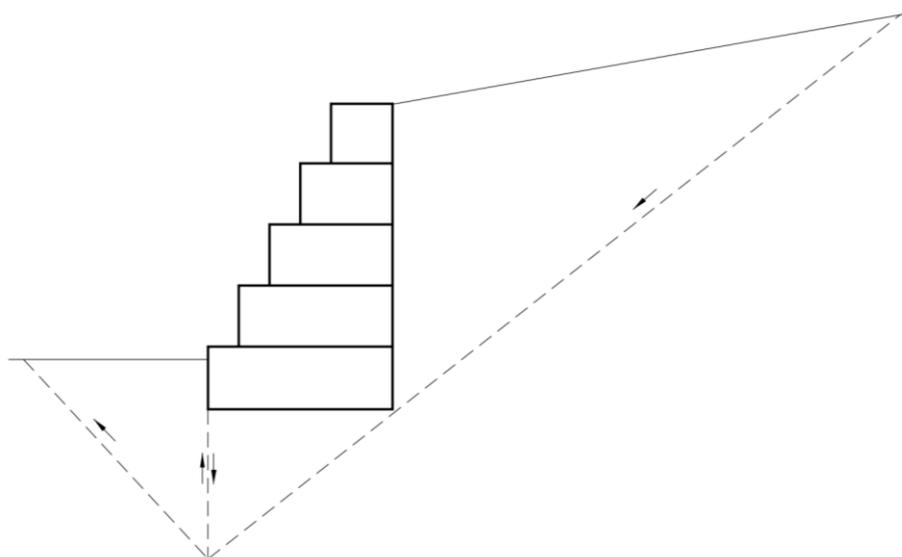
2.8.4.4.1 Verificação da Estabilidade Contra a Ruptura Global

A ruptura global acontece quando há escorregamento do maciço de solo que contorna a estrutura de contenção, de modo que o mesmo não atua combatendo as solicitações.

De acordo com Barros (2005), os métodos utilizados na estabilidade de taludes também são aplicados para a verificação de ruptura global, sendo que há métodos que analisam a parte do maciço sujeita ao deslizamento como blocos rígidos e métodos que o analisam como um bloco único dividido em fatias.

O primeiro tipo, que é o método das cunhas, foi explicitado no capítulo 2, através da teoria de Culmann, em que a resistência mobilizada é o coeficiente de segurança contra a ruptura do maciço, conforme pode-se ver na figura 26.

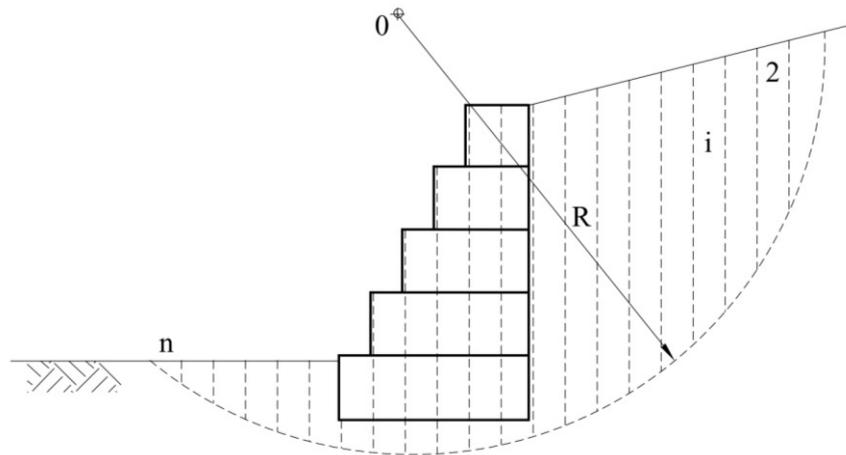
Figura 26 – Ruptura global do maciço pelo método das cunhas



Fonte: Barros, 2005.

O segundo tipo também foi explicitado, por meio do método das fatias, em que, conforme Barros (2005), o material é dividido em lamelas com a possibilidade de se considerar um grande número de diferentes situações tais como camadas de solos diferentes, pressões neutras, lençol freático, sobrecargas, na figura 27, tem-se ilustrado a ruptura global sob análise do método das fatias.

Figura 27 – Ruptura global pelo método das fatias

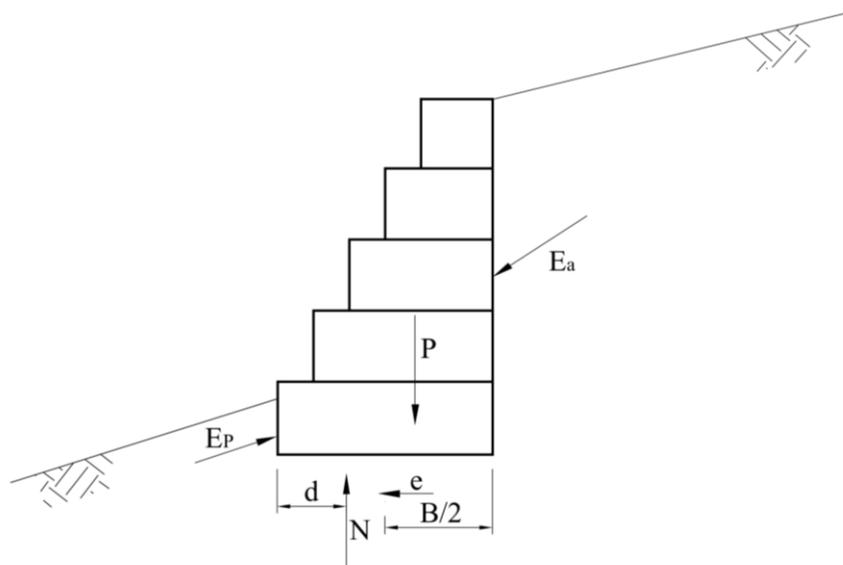


Fonte: Barros, 2005.

2.8.4.4.2 Verificação das Pressões Aplicadas à Fundação

De acordo com Barros (2005), a ruptura da fundação acontece mediante as pressões que são exercidas pela estrutura sobre o solo de fundação serem superiores à sua capacidade de carga. Na Figura 28, tem-se de forma ilustrada as forças atuantes na fundação, provenientes da estrutura de contenção.

Figura 28 – Verificação de suporte da fundação



Fonte: Barros, 2005.

Por equilíbrio dos momentos, tem-se, (Equação 55):

$$d = \frac{M_p + M_{E_p} + M_{E_{av}}}{N} \quad (55)$$

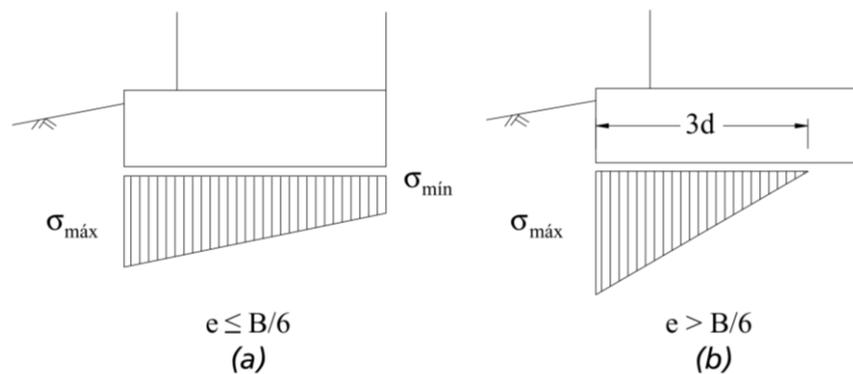
Em que:

d = Ponto de aplicação da força normal.

N = Força normal.

Em geral admite-se uma distribuição linear para as pressões, e então, os valores máximo e mínimo delas ocorrerão nas bordas da base da estrutura conforme pode-se ver na Figura 29.

Figura 29 – Distribuição das pressões na fundação



Fonte: Barros, 2005.

Em que para a excentricidade ($e \leq B/6$):

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B} \right) \quad (56)$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B} \right) \quad (57)$$

Para a excentricidade ($e \geq B/6$):

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d} \quad (58)$$

2.8.4.4.3 Verificação da Estabilidade Contra o Deslizamento

De acordo com Barros (2005), o deslizamento acontece quando a resistência ao escorregamento na base do muro quando submetida ao empuxo passivo disponível à frente da estrutura é insuficiente para neutralizar o efeito do empuxo ativo atuante.

Como coeficiente de segurança contra deslizamento tem-se, (Equação 59):

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}} \quad (59)$$

Em que “ E_{ad} ” e “ E_{pd} ” são as componentes dos empuxos ativo e passivo na direção do escorregamento, e “ T_d ” é a resistência disponível ao longo da base da estrutura.

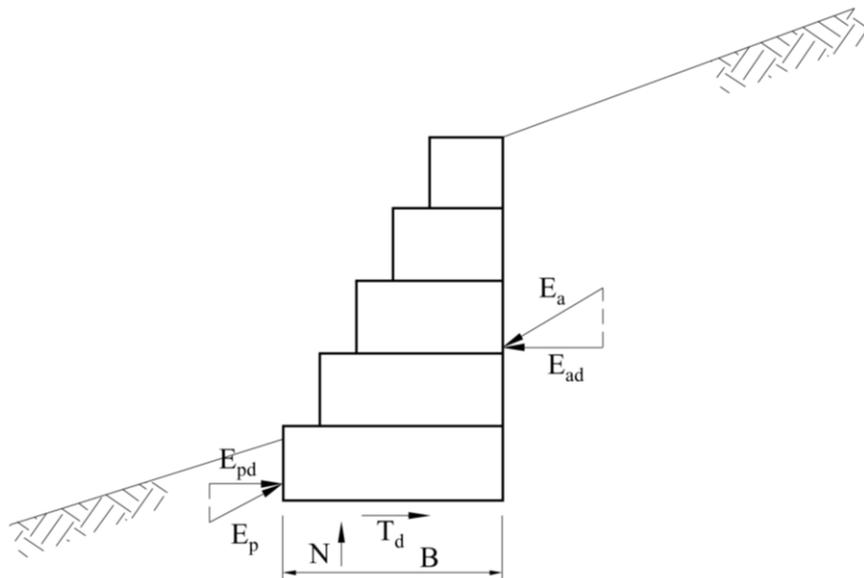
$$T_d = N \cdot \tan \delta^* + a^* \cdot B \quad (60)$$

Sendo:

δ^* : O ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base da estrutura

a^* : A adesão entre o solo e a base.

Figura 30 – Verificação quanto ao deslizamento



Fonte: Barros, 2005.

2.8.4.4.4 Verificação da estabilidade contra o tombamento

De acordo com Barros (2005), o tombamento ocorre quando o gerado pelo empuxo ativo do solo é maior do que o resistente, obtido pelo peso do próprio muro de contenção. Para o valor mínimo para o coeficiente de segurança contra o tombamento, Barros sugere $FS \geq 1,5$.

O coeficiente de segurança contra o tombamento é dado pela Equação 61 e ilustrado pela Figura 31:

$$F_1 = \frac{M_P + M_{E_P}}{M_{E_a}} \quad (61)$$

Em que:

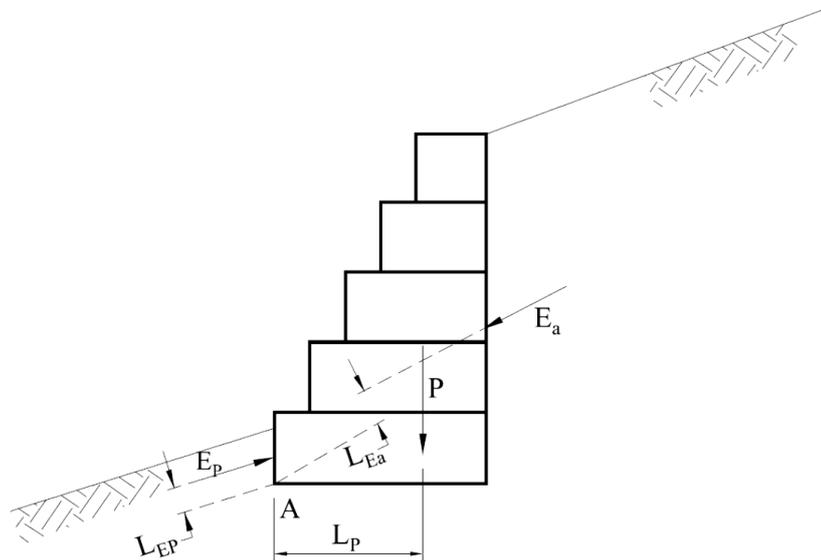
M_P : Coeficiente de segurança contra o tombamento;

M_P : Momento do peso próprio da estrutura;

M_{E_P} : Momento do empuxo passivo;

M_{E_a} : Momento do empuxo ativo.

Figura 31 – Verificação quanto ao tombamento



Fonte: Barros, 2005.

2.8.4.4.5 Verificação da Estabilidade Contra a Ruptura Interna

Quando se fala em ruptura interna, remete-se a estabilidade do muro de gravidade. De acordo com Barros (2005), deve-se verificar a segurança contra o deslizamento dos blocos de gabiões superiores sobre os inferiores. Para cada nível de blocos de gabiões executa-se a análise de deslizamento, considerando-se para o cálculo do empuxo a altura total da estrutura a partir do topo até o nível de deslizamento, considerando-se o atrito entre os blocos como a resistência ao longo da base, sendo dada através do ângulo de atrito, “ ϕ^* ” e pela coesão “ C_g ” entre os gabiões.

Os mesmos são obtidos da seguinte forma, através das Equações 62 e 63:

$$\phi^* = 25.\gamma_g - 10^\circ \quad (62)$$

$$c_g = 0,30.p_u - 0,50 \text{ [tf/m}^2\text{]} \quad (63)$$

Sendo:

“ γ_g ”: O peso específico dos gabiões em “tf/m³”;

“ p_u ”: O peso da rede metálica em “kgf/m³”.

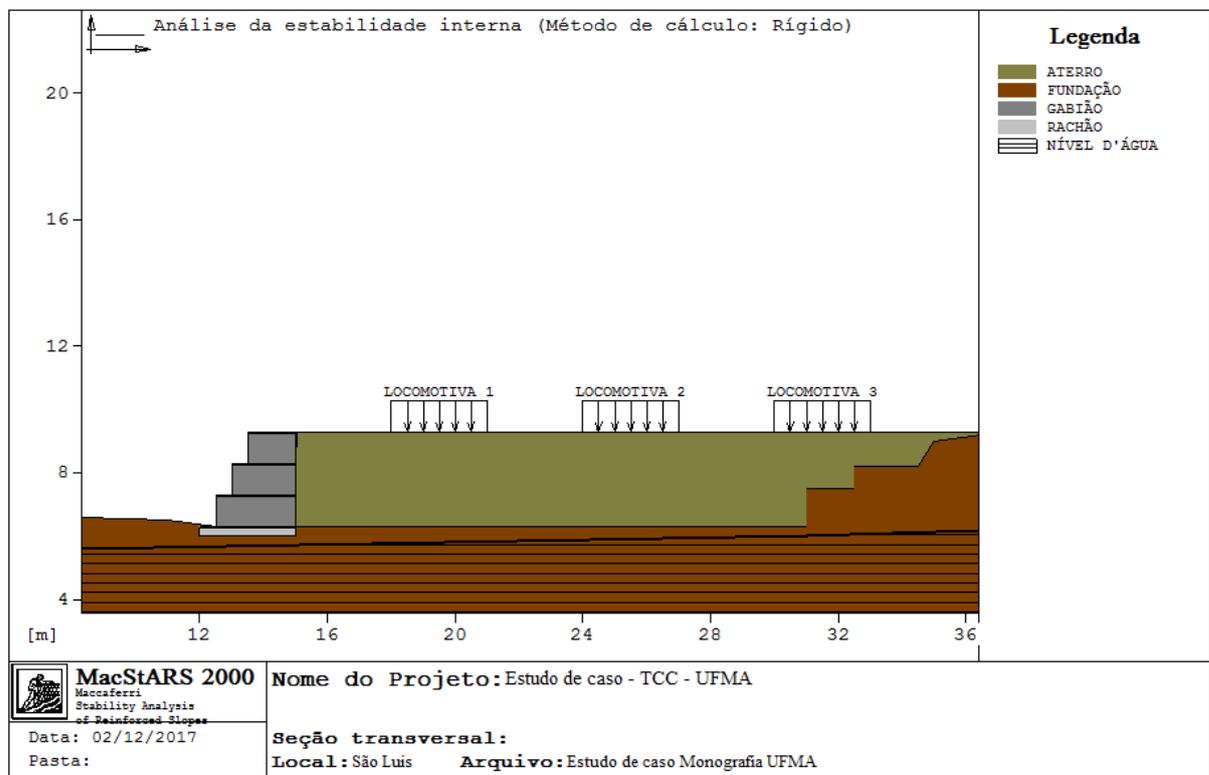
A tensão normal máxima admissível entre os gabiões é, (Equação 64):

$$\sigma_{adm} = 0,30.\gamma_g - 30 \text{ [tf/m}^2\text{]} \quad (64)$$

3. ESTUDO DE CASO

Para a execução do presente trabalho, foi utilizado um exemplo hipotético simulando um talude presente nas imediações de uma ferrovia, o qual necessita de intervenção para estabilização. A figura abaixo mostra a configuração do estudo de caso.

Figura 32 – Caso hipotético estudado com definição do talude e a ferrovia em análise.



Fonte: Próprio autor, 2017.

Foi adotado a estrutura de contenção de gravidade do tipo gabião, como mostrado na figura 33, para limitar a configuração do offset, uma vez que, caso fosse utilizado um talude, haveria interferências nas linhas existentes adjacentes simuladas, de modo que as mesmas seriam atingidas. Desta forma, a utilização do muro de gabião foi uma alternativa válida para a contenção do maciço de solo, sendo este um reaterro que possuirá locomotivas e vagões como carga. O reaterro foi realizado com

material selecionado e pré-especificado, possuindo uma altura de 3 metros, dividido em várias camadas de compactação.

Figura 33 – Exemplo de aplicação do muro de gabião



Fonte: Próprio autor, 2017.

3.1 CÁLCULO DAS TENSÕES AO LONGO DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO

O roteiro de cálculo das cargas atuantes ao longo do pavimento rodoviário, apresentado neste trabalho segue o modelo adotado por Silva Filho e Guimarães (2014), em que para o cálculo da carga atuante, considera-se o efeito dinâmico e a propagação através de fórmulas empíricas que retornam as tensões em cada camada do pavimento, e até mesmo a grade ferroviária.

A seguir tem-se algumas variáveis que são dados prefixados dos elementos da ferrovia em que foi realizado o estudo.

- Carga por eixo da locomotiva = 30,0 toneladas;
- Carga por eixo do vagão = 32,5 toneladas;
- Velocidade diretriz = 30 km/h;
- Diâmetro da roda $D_w = 965,2$ mm;
- Distância entre eixos de um truque D: 181 cm;
- Dormentes = C:280xL:26xH:17, em centímetros e em madeira;
- Espessura do lastro pétreo = 30 cm;
- Bitola da linha = 1,60m;
- Comprimento do dormente, igual a 280 cm;

- Distância eixo a eixo dos trilhos. Para bitola de 1,60 m, $s = 167$ cm;
- Largura do dormente, igual a 26 cm;
- Coeficiente de influência de eixos vizinhos – adotado 1,33 segundo Ziemmermann;
- S – espaçamento dos dormentes, igual a 60 cm;

Para o cálculo da carga dinâmica, considerando 32,5 t/eixo, tem-se, (Equação 65):

$$P_D = C_d \times P \quad (65)$$

Em que:

P : é a carga da roda estática;

C_d : é o fator de carga.

O método de cálculo do fator de carga utilizado no Brasil é através do manual da AREMA, em que tem-se, (Equação 66):

$$C_d = 1 + \frac{5,2 \times V}{D_w} \quad (66)$$

Em que:

V : é a velocidade (km/h);

D_w : é o diâmetro da roda (mm).

Substituindo os valores das variáveis do estudo de caso em questão, tem-se então, (Equação 67):

$$P_d = \left(1 + \frac{5,2 \times 30}{965,2} \right) \times 162,5 \quad (67)$$

$$P_d = 188,76 \text{ kN}$$

O valor da reação (R), de acordo com Stopatto (1987) citado por Silva Filho e Guimarães (2013), pode ser obtida através da equação de Driescsen, da seguinte forma, (Equação 68):

$$R = \frac{P}{N} \times C_d \quad (68)$$

Em que:

P: é a carga aplicada sobre um dormente;

N: é a quantidade de dormentes solicitados;

C_d : é o coeficiente dinâmico.

$$N = \frac{D}{d} \quad (69)$$

Em que:

D: a distância entre eixos de um truque;

d: o espaçamento entre dormentes.

Substituindo os valores:

$$N = \frac{181}{60} = 3,02 \quad (70)$$

$$R = \frac{16250}{3,02} \times 1,16 = 6241,72 \text{ kgf} \quad (71)$$

Para o cálculo da área de contato do dormente com o lastro (A_s), será utilizado a fórmula de Schramm (1961), (Equação 72):

$$A_s = (L - s) \times b \quad (72)$$

Em que:

L - Comprimento do dormente;

s - Distância de eixo a eixo dos trilhos;

b - Largura do dormente.

$$A_s = (280 - 167) \times 26 = 2938 \text{ cm}^2 \quad (73)$$

Como pressão é igual a relação entre força e área, tem-se que a pressão no lastro conforme Equação 74:

$$P = \frac{R}{A_S} = \frac{6241,72}{2938} = 2,12 \frac{kgf}{cm^2} = 212,25 \text{ kPa} \quad (74)$$

As pressões transmitidas pelo dormente para as camadas inferiores podem ser definidas com base na expressão a seguir, conforme Equação 75, formulado por Schramm (1961), em que:

$$P_h = \frac{1,5 \times 6241,72}{[3 \times (L - s) + b] \times h \times \text{tg}(\epsilon)} \quad (75)$$

Onde:

P_h : Pressão transmitida à profundidade h, a partir da face inferior do dormente;

h: Profundidade contada da face inferior do dormente, em cm;

ϵ : ângulo formado pela vertical e a linha de espraçamento das tensões, em grau. Adotou-se o valor de 40° para o lastro, 36° para o Sublastro e 30° para o subleito, conforme Stopatto (1987).

Substituindo os valores tem-se:

- Para lastro (h = 30 cm):

$$P_h = \frac{1,5 \times 6241,72}{[3 \times (280 - 167) + 26] \times 30 \times \text{tg} 40^\circ} = 1,06 \frac{kgf}{cm^2} \quad (76)$$

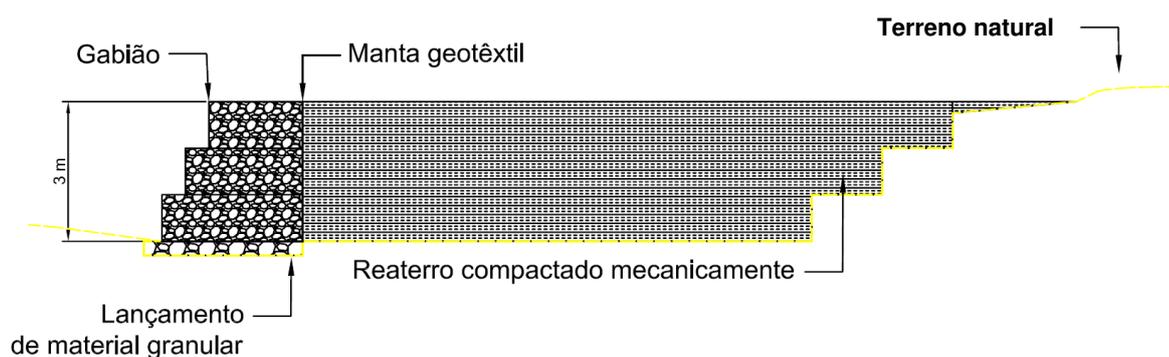
- Para a base do sublastro (topo do subleito) (h=60 cm):

$$P_h = \frac{1,5 \times 6241,72}{[3 \times (280 - 167) + 26] \times (30 + 30) \times \text{tg} 36^\circ} = 0,59 \text{ kgf/cm}^2 \quad (77)$$

3.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE

Para atender a dimensão e contenção do reaterro, o gabião adotado contém 2,5 m de base x 3,0 m de altura, ilustrado na figura 34.

Figura 34 – Seção do muro de gabião



Fonte: Próprio autor, 2017.

O dimensionamento do pavimento ferroviário é feito de acordo com os resultados das sondagens executadas, a partir de um plano de sondagem apresentado e aprovado. Se as sondagens não forem feitas nos locais determinados, ou se os ensaios de laboratório com as amostras coletadas não reproduzirem as características dos materiais, fatalmente este dimensionamento não atenderá às condições de cargas da ferrovia.

Para a verificação da estabilidade, os valores utilizados para os parâmetros de cálculo foram dados fictícios com base em ensaios reais. Para o solo de fundação, foram utilizados os dados contidos a partir da folha de sondagem conforme Anexo A, através de valores médios das camadas. Para a camada de reaterro foram utilizados os dados de concepção e verificados pela folha de dados de granulometria, classificação do solo e de densidade “In situ” fictícios, com base em dados reais, conforme Anexo B. Os dados reais aqui citados correspondem a ensaios realizados na região do Itaqui, São Luís, Maranhão. Pelo fato de serem dados particulares, e necessitarem de uma autorização expressa para serem divulgados, optou-se por não emprega-los diretamente na presente pesquisa.

Para obtenção dos valores de coesão e ângulo de atrito do solo de fundação foram utilizados valores médios do nº de SPT das camadas, de modo a se

correlacionar com a Tabela 7, em que Joppet (2007) faz a especificação/correlação dos parâmetros do solo. Com isso, conforme Anexo A, adotou-se uma areia média e fina muito argilosa e a média de golpes das camadas permaneceu na faixa de 5 a 8 golpes, podendo-se então obter dados de peso específico, ângulo de atrito e coesão, através da tabela 7.

Tabela 7 – Parâmetros médios do solo

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (φ)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa/pouco argilosa	0-4	2000-5000	1,7	1,8	25°	-
	5-8	4000-8000	1,8	1,9	30°	-
	9-18	5000-10000	1,9	2,0	32°	-
	19-41	8000-15000	2,0	2,1	35°	-
	≥41	16000-20000	2,0	2,1	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0-4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5-8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	8-18	5000	1,9	2,0	32°	0,75
	19-41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0-2	200-500	1,5	1,7	20°	0,75
	3-5	500-1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6-10	1000-2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥10	2000-3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (φ)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0-2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3-5	100-250	1,8	1,9	23°	1,5
	6-10	250-500	1,9	1,9	24°	2,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	11-19	500-1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20-30	3000-10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥30	10000-15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0-2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3-5	500-1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6-10	1500-2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11-19	2000-3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥20	3500-5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0-1	40-100	1,1	1,1	15°	0,5
	2-5	100-150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5-8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9-18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19-41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

Fonte: Joppet, 2007.

Tabela 8 – Dados dos parâmetros de cálculo

Propriedades	Solo			
	Aterro	Fundação	Gabião	Rachão
Coesão [kN/m ²]	8,00	5,00	20,00	20,00
Ângulo de atrito [°]	32,00	28,00	40,00	40,00
Peso unitário – acima do Nível de água [kN/m ³]	19,30	19,00	17,00	21,00
Peso unitário – abaixo do Nível de água [kN/m ³]	20,30	20,00	18,00	22,00

Fonte: Próprio autor.

Para a verificação da estabilidade do muro de Gabião são necessários seis tipos de análises, os fatores de segurança para cada análise possuem como referência o Manual técnico de Obras de Contenção de Barros (2005) e a NBR 11682 (ABNT, 2009).

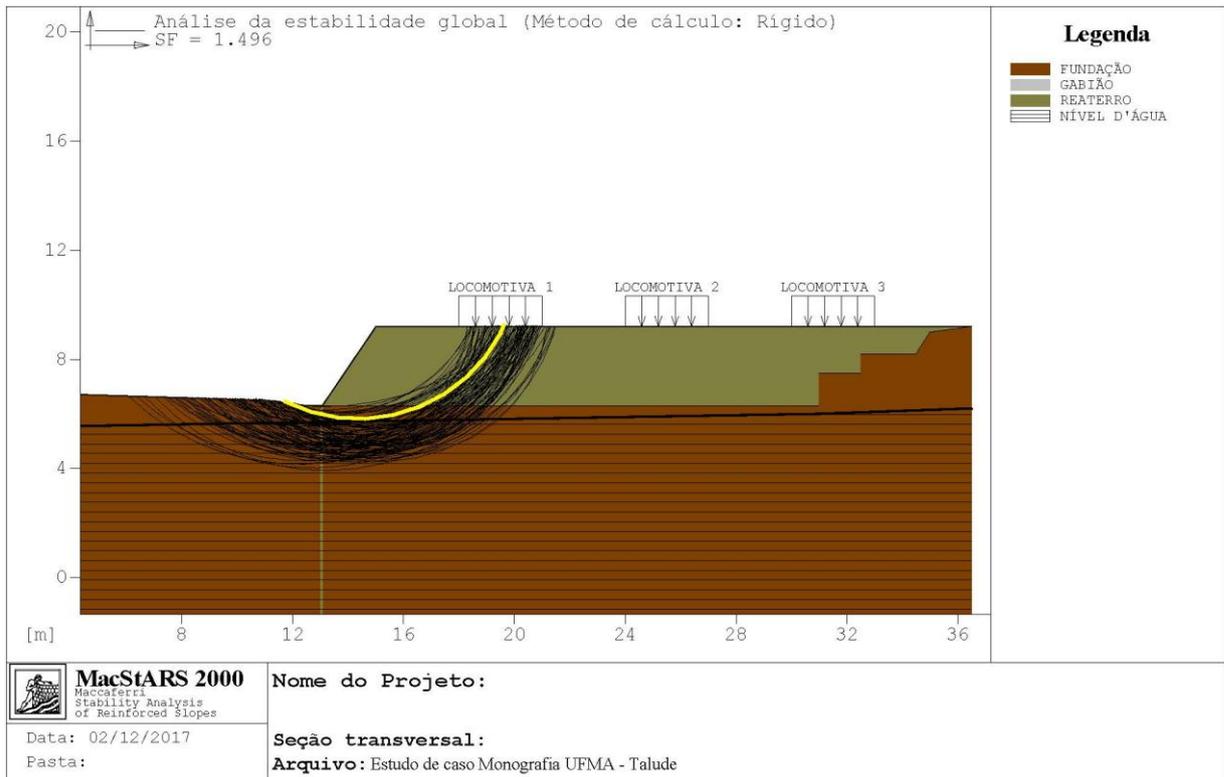
- Estabilidade Global - Analisa o bloco reforçado como um todo, ou seja, a superfície crítica engloba todo o maciço reforçado e parte de sua fundação através de uma superfície circular – resultado deve apresentar Fator de Segurança >1,5;
- Estabilidade Interna – Analisa as tensões geradas dentro do corpo físico – resultado deve apresentar Fator de Segurança > 1,5;
- Estabilidade Externa - Este item subdivide-se em três verificações:
- Verificação contra o Deslizamento – FS > 1,5;
- Tombamento – FS > 1,5;
- Capacidade de Suporte da Fundação – FS > 3.

O cálculo da estabilidade foi realizado por meio de recursos computacionais, através do software MACSTARS 2000, fornecido pela Maccaferri, empresa referência em soluções para geotecnia.

A seguir tem-se os resultados dos fatores de segurança proveniente do lançamento das variáveis correspondente aos parâmetros das camadas de solo, estrutura de contenção e aos carregamentos impostos, conforme foi descrito em tópicos anteriores.

Fazendo um lançamento hipotético do talude composto pela camada de aterro (figura 35), considerando as limitações do off-set para não atingir as linhas ferroviárias vizinhas, obteve-se um fator de segurança da estabilidade global menor do que o previsto em norma, FS igual a 1,496, em que o mínimo deve ser 1,5 conforme a NBR 11682 (ABNT, 2009).

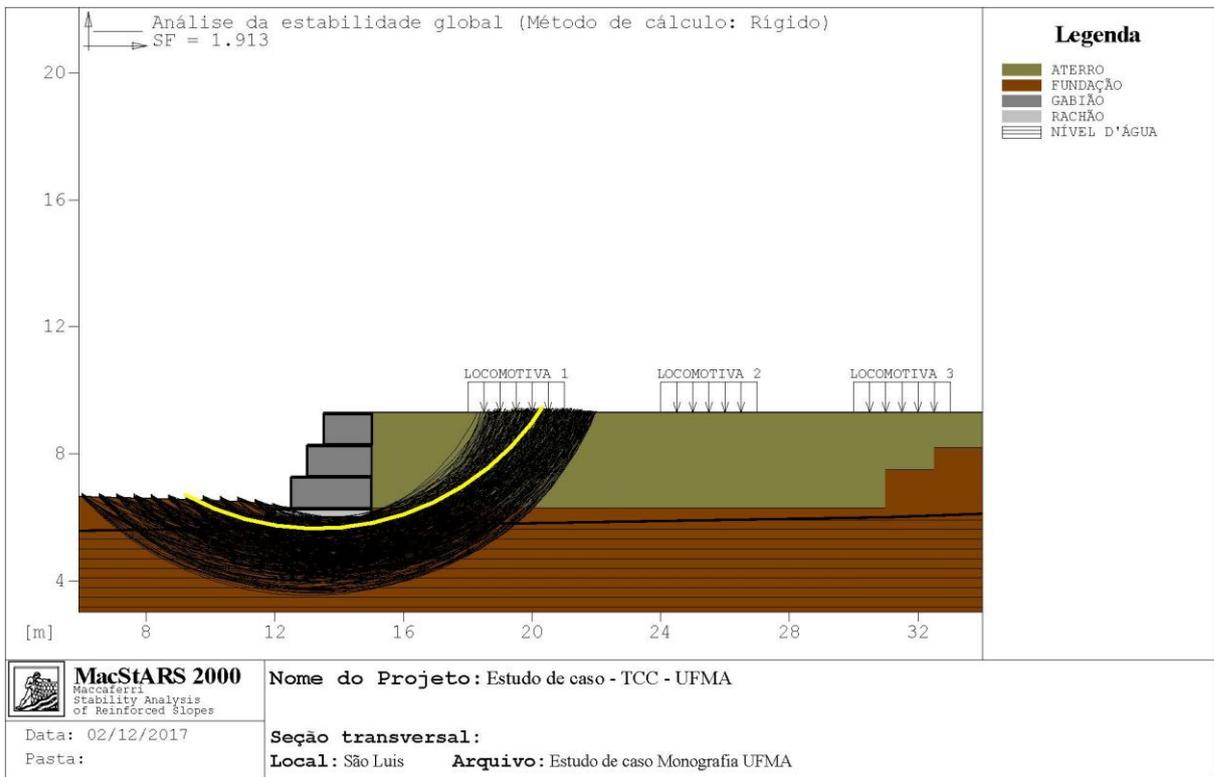
Figura 35 – Análise da estabilidade com talude de off-set reduzido.



Fonte: Próprio autor, 2017.

Já com o lançamento da estrutura de contenção do tipo gabião (figura 36), fazendo-se a análise da Estabilidade Global, considera-se satisfatório para ferrovia o valor para o fator de segurança encontrado, que foi de 1,913, visto que este fator deve ser maior que 1,5 conforme NBR 11682 (ABNT, 2009). Foi utilizado a força atuante nos reforços de acordo com o Método Rígido e a análise da estabilidade foi realizada com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop.

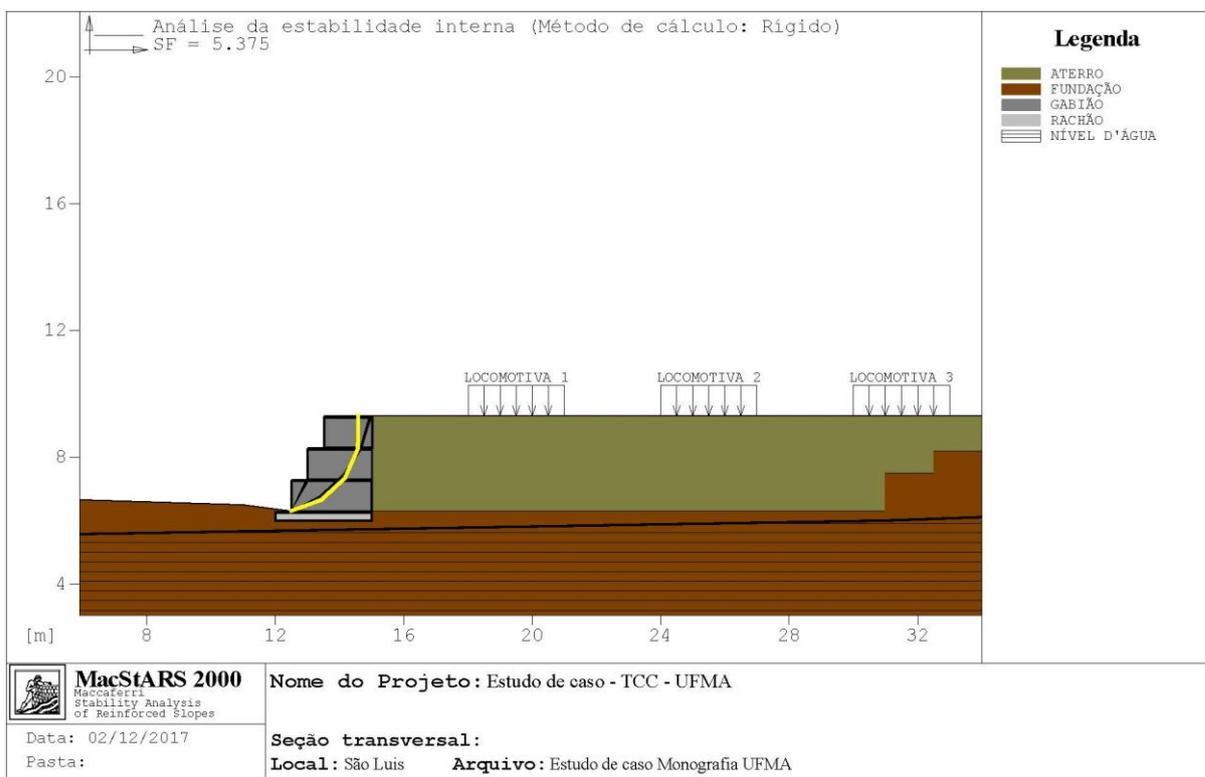
Figura 36 – Análise da estabilidade global



Fonte: Próprio autor, 2017.

Fazendo a análise da estabilidade interna (figura 37), considera-se satisfatório o valor encontrado para o fator de segurança, que foi de 5,375, visto que este fator deve ser maior que 1,5, conforme Barros (2005). Foi utilizado a força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido e a análise da estabilidade foi realizada com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop.

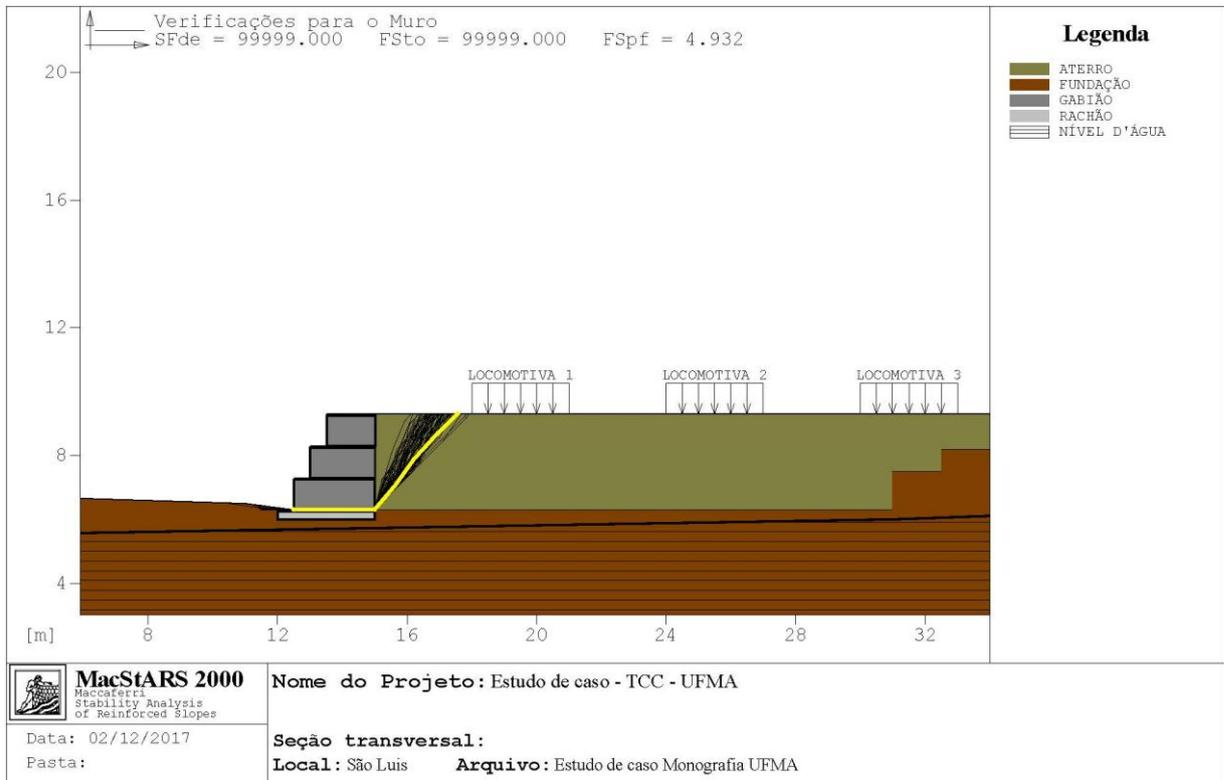
Figura 37 – Fator de segurança para Estabilidade Interna



Fonte: Próprio autor, 2017.

Fazendo a análise da Estabilidade externa (figura 38) analisou-se o fator de segurança contra o deslizamento, fator de segurança contra o tombamento e fator de segurança da capacidade de suporte do solo de apoio.

Figura 38 – Fator de segurança contra deslizamento, tombamento e suporte de fundação.



Fonte: Próprio autor, 2017.

Verificação como muro a gravidade:

- Bloco Considerado: GAB1;
- Pressão disponível na Fundação [kN/m²]: 201.42;
- Força Horizontal Máx [kN/m]: -1.7804;
- Fator de Segurança contra o Deslizamento: 99999.000;
- Momento Máx. de tombamento [kN*m/m]: 0.00;
- Fator de segurança contra o tombamento: 99999.000;
- Pressão Máx. na fundação [kN/m²]: 40.79;
- Fator de segurança da capacidade de suporte do solo de apoio: 4,932.

Verifica-se que os valores de estabilidade interna, externa e global estão em níveis satisfatórios, atendendo ao mínimo estabelecido por Barros (2005) e por norma, com base na NBR 11682 (ABNT, 2009).

4. CONCLUSÃO

Com o estudo e conhecimento das propriedades e mecanismo de funcionamento do solo, é possível ter um controle sobre o mesmo. Ressalta-se a importância desse controle, pois como já citado nesse trabalho, os taludes se fazem presente ao longo de corredores ferroviários, e a não conformidade dos mesmos podem acarretar em grandes prejuízos para a produção.

Para a situação em que foi lançado o talude composto de solo, considerando as limitações do gabarito das linhas vizinhas, de modo que o offset não atingisse as mesmas, obteve-se uma não conformidade nos resultados, em que o fator de segurança da análise de estabilidade global foi de 1,476, ficando bem próximo do especificado pela NBR 11682 (ABNT, 2009), em que o fator de segurança mínimo para a estabilidade global é de 1,5.

Fazendo o lançamento do gabião para a situação em questão do estudo de caso, pôde-se ver que o mesmo se mostra uma solução eficiente, uma vez que para todos os tipos de análises da estabilidade o mesmo se mostrou favorável considerando os valores mínimos conforme a norma técnica NBR 11682:2009 e o Manual técnico de Obras de Contenção de Barros (2005), em que o menor valor de estabilidade encontrado foi para a estabilidade global. A seguir tem-se um comparativo dos fatores de segurança:

- ✓ $FS_{\text{estabilidade global}} = 1,912 \geq 1,5$;
- ✓ $FS_{\text{ruptura interna}} = 5,375 \geq 1,5$;
- ✓ $FS_{\text{deslizamento}} = 99999,000 \geq 1,5$;
- ✓ $FS_{\text{tombamento}} = 99999,000 \geq 1,5$;
- ✓ $FS_{\text{capacidade de suporte da fundação}} = 4,932 \geq 3,0$.

Pôde-se ver que para a situação lançada, para o menor fator de segurança obtido ($FS_{\text{estabilidade global}} = 1,912$, a estrutura suportaria quase até o dobro do fator de segurança limite de ruptura ($FS_{\text{limite}} = 1,0$). Sendo desta forma a contenção de gabião um estrutura válida e eficiente.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: **Estabilidade de Taludes**. São Paulo, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629: **Execução de Tirantes Ancorados no Terreno**. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: **Solo – Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7185: **Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do frasco de areia**. Rio de Janeiro, 2016.

ALBUQUERQUE, S. M. **Ferrovias: Aspectos Técnicos de Projeto**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2011.

ALVES, S. M. **Proposta de Monitoramento das Encostas da MRS logística**. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2012.

Associação Nacional do Transporte Ferroviário: Disponível em: <<http://www.antf.org.br/>>. Acesso em 10. Julho 2017.

BARROS, P. L. A. **Obras de contenção: manual técnico**. Jundiaí, SP: Maccaferri, 2005.

BOTELHO, M.H.C. **Princípios da mecânica de solos e fundações para a construção civil**. 2ª ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2016.

BRASIL, PORTAL. **Infraestrutura Ferroviária**. Publicado em, v. 7, n. 11, 2011. <<http://www.brasil.gov.br/infraestrutura/2015/06/plano-de-concessoes-tem-investimento-de-r-198-4-bi>>. Acesso em 20. Julho 2017.

CNT. **O sistema ferroviário brasileiro**. Brasília: Confederação Nacional do Transporte. 58 p. Disponível em:<www.cnt.gov.br >. Acesso em: 20 Julho 2017.

CNT. **Pesquisa Ferroviária – Relatório Gerencial**. Brasília: Confederação Nacional do Transporte. 132 p. Disponível em:<www.cnt.gov.br >. Acesso em: 15 Julho 2017.

CNT. **Pesquisa Rodoviária – Relatório Gerencial**. Brasília: Confederação Nacional do Transporte. Disponível em:< www.cnt.gov.br >. Acesso em: 15 Julho 2017.

CORSINI,R. **Fundações e Contenções**. 2012. Disponível em: < <http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/23/artigo276269-1.aspx>>. Acesso em: 20 set. 2017.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM - DNER-ME 052. Solos e agregados miúdos – **Determinação da umidade com emprego do “Speedy”**. Rio de Janeiro - RJ: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 1994, 4p

DIAS, J.A. **MOVIMENTOS DE MASSA: Tipos de Movimentações de Massa**. UALG, 2006.

Escola Engenharia. **Compactação de solos**. 2013. Disponível em: < <https://www.escolaengenharia.com.br/compactacao-de-solos/>>. Acesso em: 08 set. 2017.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R.. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. Oficina de textos, São Paulo, 2016.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. Editora Edgard Blücher, 1983.

JOPPERT JR, I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. Pini, 2007.

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. **Craig Mecânica dos Solos**. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

LIMA, A. F. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade do Recife**. 2002. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.

MARANGON, M. **Empuxos de terra** . 01 feb. 2009, 06 jun. 2009. 29 p. Notas de Aula.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. Oficina de textos, 2010.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2003. 120p. 2003.

MOTA, G. M. **Comparação de métodos de dimensionamento de muros em solo reforçado através de programas computacionais**. 2011.

OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. (1998). **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.

SANTOS, F. A. (2013). **Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espaçadas, atirantada, em areia**. Dissertação (mestrado), Rio Grande do Norte: Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição**. Oficina de Textos, 2012.

SCHRAMM, G. **Permanent Way Technique and Permanent Way Economy**. 1. Ed. Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Darmstadt, 1961.

SILVA FILHO, J.C. E GUIMARÃES, A.C.R. **Um Estudo sobre a Influência da Infraestrutura Ferroviária na Integridade Estrutural de uma Via Férrea Tipo Heavy Haul**. 43ª RAPv, Maceio, 2014.

STOPATTO, S. **Via permanente ferroviária: conceitos e aplicações**. Ed. T.A. Queiroz: Ed. Universidade de São Paulo: CBTU: São Paulo, Brasil, 1987.

TOMINAGA, L.; SANTORO, J.; DO AMARAL, R. **Desastres naturais: conhecer para prevenir**. Instituto geológico, 2009.

UNESP. **Riscos geológicos**. 01 jan. 2001, 01 jun. 2001. 13 p. Notas de Aula.

VARNES, D. **Slope movement types and processes.** Special report, v. 176, p. 11-33, 1978.

ANEXOS

Anexo A – Ensaio dados de sondagem fictício com base em dados reais.

Golpes 30 cm finais	Camada (m)		Descrição do material
6	1,43		Areia fina siltosa, fofa e pouco compacta amarelo claro
4			
4	3,43		Areia fina siltosa, fofa, cinza claro.
3			
4	4,46		Argila arenosa siltosa, fofa e cinza escuro.
9	7,95		Argila arenosa siltosa, fofa e medianamente compacta.
10			
10			
6	9,01		Argila arenosa pouco compacta amarelo claro com óxido de ferro.
7			

Fonte: Próprio autor, 2017.

Anexo B – Dados de granulometria, classificação do solo e de densidade “In situ” fictícios com base em dados reais.

Camada	Granulometria						Classificação	Laboratório				Campo			
	2"	3/4"	3/8"	N.º 4	N.º 10	N.º 40		N.º 200	H.R.B	DMáx	Ho	C.B.R	Exp.	D.Campo	Ho
1º	100,0	100,0	98,6	97,8	97,1	90,5	23,5	A2-4	1,902	11,2	9,1	0,00	1,910	12,0	100,4
1º	100,0	100,0	98,6	97,8	97,1	90,5	23,5	A2-4	1,902	11,2	9,1	0,00	1,913	11,9	100,6
1º	100,0	100,0	98,6	97,8	97,1	90,5	23,5	A2-4	1,902	11,2	9,1	0,00	1,921	11,0	101,0
2º	100,0	100,0	98,6	97,8	97,1	90,5	23,5	A2-4	1,902	11,2	9,1	0,00	1,902	12,7	100,0
2º	100,0	100,0	98,6	97,8	97,1	90,5	23,5	A2-4	1,902	11,2	9,1	0,00	1,921	12,0	101,0
2º	100,0	100,0	98,6	97,8	97,1	90,5	23,5	A2-4	1,902	11,2	9,1	0,00	1,917	11,5	100,8
3º	-	-	-	-	-	-	-	-	1,882	11,8	-	-	1,907	13,0	101,3
4º	-	-	-	-	-	-	-	-	1,882	11,8	-	-	1,907	13,6	101,3
5º	100,0	100,0	99,5	99,1	98,6	90,7	21,0	A2-4	1,921	10,9	10,4	0,00	1,925	11,1	100,2
6º	100,0	100,0	99,5	99,1	98,6	90,7	21,0	A2-4	1,921	10,9	10,4	0,00	1,932	9,8	100,6
7º	-	-	-	-	-	-	-	-	1,905	9,5	-	-	1,914	9,8	100,5
8º	-	-	-	-	-	-	-	-	1,905	9,5	-	-	1,922	9,2	100,9
9º	100,0	100,0	98,4	97,0	96,1	83,6	24,8	A2-4	1,968	9,1	10,5	0,00	1,976	8,6	100,4
10º	100,0	100,0	98,4	97,0	96,1	83,6	24,8	A2-4	1,968	9,1	10,5	0,00	1,992	8,0	101,2
Média													1,93		

Fonte: Próprio autor, 2017.