

ANÁLISE PARAMÉTRICA DE MUROS DE GABIÕES

Vinícius Pereira Tondo

Dissertação apresentada à Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança (Portugal) em conjunto com a Universidade Tecnológica Federal do Paraná (Brasil) para cumprir os requisitos do programa de Dupla Diplomação para obtenção do Grau de **Mestre em Engenharia da Construção**

Orientado por:

António Miguel Verdelho Paula

Manuel Teixeira Braz César

Professor UTFPR: Guilherme Alan Souza Costa

**BRAGANÇA
2024**



ANÁLISE PARAMÉTRICA DE MUROS DE GABIÕES

Vinícius Pereira Tondo

Dissertação apresentada à Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança (IPB) como requisito para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia da Construção no âmbito do Acordo de Dupla Diplomação com a Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

**BRAGANÇA
2024**

Aos meus pais,
Vicente e Isabel

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço aos meus pais, Vicente e Isabel, pelo apoio e compreensão durante esse período, pelo amor e carinho que sempre recebi, por mesmo distantes, estarem presentes. Seus ensinamentos são e foram os mais valiosos que eu poderia receber, amo vocês imensamente e não consigo encontrar palavras para expressar minha gratidão, muito obrigado.

Agradeço também às minhas irmãs que tanto amo, Letícia e Camila, por tantos momentos alegres compartilhados durante a vida e por me incentivarem em todos os momentos, vocês são e sempre serão muito importantes na minha vida.

À minha namorada Thais, pelo suporte e apoio inabalável durante este período, com as conversas e ligações diárias, tornando meus dias mais leves e felizes. Sua presença constante foi imprescindível para me manter firme e realizar este trabalho, obrigado por estar sempre ao meu lado e por ser meu porto seguro, sou profundamente grato por seu amor. Agradeço também a Marcelia, Wagner, Glorinha e Vitor, pelo carinho e atenção que tem por mim, aos quais também tenho imenso carinho, muito obrigado.

Ao orientador Prof^o António Miguel Verdelho Paula pela atenção e rica contribuição neste trabalho e por compartilhar o conhecimento de forma esclarecedora. Ao orientador Prof^o Manuel Teixeira Braz César, pelas contribuições.

Ao Prof^o Guilherme Alan Souza Costa, pela contribuição neste trabalho e apoio na iniciação científica e TCC1 na UTFPR, suas orientações sempre foram de grande valia.

Agradeço também as amigas que fiz desde que cheguei em Bragança e que sempre me apoiaram: Beatriz, Camila, João e Vitor. Obrigado por tantos momentos alegres compartilhados e pela amizade que levaremos, com certeza, para a vida, minha profunda gratidão e admiração por vocês.

Agradeço também aos professores da UTFPR Toledo e do IPB, pelo ensino com qualidade e rigor necessários que colaboraram para uma formação técnica e pessoal com a qual tenho confiança para encarar os desafios da profissão. Meu carinho e admiração por vocês.

RESUMO

Na engenharia civil, as estruturas de suporte são comuns e essenciais em diversas situações, seja para garantir a segurança em escavações, construção de auto estradas e edifícios, ou para outras finalidades. Uma estrutura de suporte para taludes pode ser entendida como uma construção que permite ao talude manter com segurança uma inclinação maior do que a original, otimizando o espaço, o que é crucial em muitos casos. Entre as categorias de estruturas de suporte, destacam-se os muros de gravidade, nos quais a principal força resistente é o peso próprio do muro. Dentro dessa categoria, encontram-se os muros de gabiões. Esses muros são formados por gaiolas de malha hexagonal de aço galvanizado com dupla torção, preenchidas com rochas que devem ter características de resistência à compressão e ao intemperismo. Os muros de suporte resistem a forças de impulso de terra que podem causar o colapso da estrutura por rotura global, rotura interna, rotura da fundação, deslizamento e derrubamento. Além disso, sismos geram forças adicionais que aumentam as forças de Impulso, agindo de forma desfavorável à segurança da estrutura. Dessa forma, o presente trabalho possui como objetivo analisar a influência dos parâmetros utilizados no dimensionamento de muros de gabiões, alterando seus valores em diferentes cenários, para entender o impacto dessas mudanças no comportamento da estrutura, bem como verificar a estabilidade dos taludes utilizando diferentes métodos de análise. Para tanto, foi utilizado o programa Geo5 (2020) para calcular as forças atuantes e verificar a estabilidade de taludes. Para confirmar a estabilidade global, realizou-se a verificação do talude após a incorporação dos muros de gabiões como estrutura de suporte. Após as verificações realizadas, observou-se que a coesão e o ângulo de atrito do solo exercem uma influência significativa. Nos casos em que esses parâmetros foram mais favoráveis, verificou-se uma maior resistência ao corte do solo. A ação sísmica teve um impacto substancial nos fatores de segurança, reduzindo-os quando considerada, especialmente em solos de aterro com menor resistência ao corte, onde foram observadas inclinações mais acentuadas. Comparando diferentes métodos de verificação de estabilidade de taludes, concluiu-se que o método de Fellenius/Petterson (1955), devido às suas simplificações, mostrou-se excessivamente conservador, diferindo consideravelmente dos outros métodos em termos de fator de segurança. Os métodos de Janbu (1954) e Morgenstern-Price (1965) demonstraram valores de fator de segurança muito próximos em todas as análises realizadas. Adicionalmente, a análise em termos de tensões totais do solo revelou limitações significativas para o dimensionamento de muros de gabiões, pois não considera adequadamente as tensões efetivas e neutras, resultando em estimativas que se afastam da realidade.

Palavras-chave: Muro de gabiões; muro de gravidade; estrutura de suporte; estabilidade global.

ABSTRACT

In civil engineering, support structures are common and essential in various situations, whether to ensure safety in excavations, construction of highways and buildings, or for other purposes. A support structure for slopes can be understood as a construction that allows the slope to safely maintain an inclination greater than the original, optimizing space, which is crucial in many cases. Among the categories of support structures, gravity walls stand out, in which the main resistant force is the wall's own weight. Within this category are gabion walls. These walls are made up of double-twisted galvanized steel hexagonal mesh cages, filled with rocks that must be resistant to compression and weathering. The retaining walls resist earth thrust forces that can cause the structure to collapse by global rupture, internal rupture, foundation rupture, sliding and overturning. Furthermore, earthquakes generate additional forces that increase the buoyancy forces, acting unfavorably for the safety of the structure. Therefore, the present work aims to analyze the influence of the parameters used in the design of gabion walls, changing their values in different scenarios, to understand the impact of these changes on the behavior of the structure, as well as verify the stability of the slopes using different methods of analysis. To this end, the program Geo5 (2020) was used to calculate the acting forces and check slope stability. To confirm global stability, the slope was checked after incorporating the gabion walls as a support structure. After the checks carried out, it was observed that the cohesion and friction angle of the soil have a significant influence. In cases where these parameters were more favorable, there was greater resistance to soil cutting. Seismic action had a substantial impact on safety factors, reducing them when considered, especially in embankment soils with lower shear resistance, where steeper slopes were observed. Comparing different slope stability verification methods, it was concluded that the Fellenius/Petterson (1955) method, due to its simplifications, proved to be excessively conservative, differing considerably from other methods in terms of safety factor. The methods of Janbu (1954) and Morgenstern-Price (1965) demonstrated very close safety factor values in all analyzes performed. Additionally, the analysis in terms of total soil stresses revealed significant limitations for the design of gabion walls, as it does not adequately consider effective and neutral stresses, resulting in estimates that are far from reality.

Keywords: Gabion wall; gravity wall; support structure; global stability.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	16
1.2	OBJETIVOS	18
1.2.1	Objetivo Geral.....	18
1.2.2	Objetivos Específicos.....	18
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	18
2	ESTADO DA ARTE	20
2.1	RESISTÊNCIA AO CORTE DE SOLOS	20
2.2	MÉTODOS DE CÁLCULO PARA IMPULSO DE TERRA.....	24
2.2.1	Método de Rankine	24
2.2.2	Solos coesivos e o Teorema dos Estados Correspondentes	28
2.2.3	Superfícies inclinadas	32
2.2.4	Solos com presença de água.....	33
2.2.5	Solos heterogêneos.....	35
2.2.6	Atrito solo-paramento e a Teoria de Caquot & Kérisel	35
2.2.7	Método de Coulomb.....	38
2.2.8	Método de Mononobe-Okabe	39
2.3	VERIFICAÇÕES AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	41
2.3.1	Determinação do peso do muro	41
2.3.2	Verificação da estabilidade contra o deslizamento	43
2.3.3	Verificação contra o derrubamento.....	46
2.3.4	Verificação de tensões à fundação	48
2.3.5	Verificação da estabilidade contra a rotura interna.....	51
2.3.6	Verificação da estabilidade contra a rotura global.....	52
2.4	ESTABILIDADE DE TALUDES	52
2.4.1	Tipos de movimento de massa	54
2.4.2	Método das fatias	55
2.4.3	Método de Fellenius.....	57
2.4.3.1	Método de Fellenius/Petterson.....	58
2.4.4	Método de Bishop simplificado	58

2.4.5	Método de Morgenstern & Price.....	60
2.4.6	Método de Spencer.....	62
2.4.7	Método de Janbu	64
2.4.8	Resumo sobre a estabilidade de taludes	67
2.5	ABORDAGEM DO EUROCÓDIGO 7	68
2.5.1	Acções	70
2.5.2	Estabilidade global	71
2.5.3	Estado Limite	71
2.5.3.1	Estado Limite Último (ELU)	73
2.5.3.2	Estado Limite de Utilização (ELUt)	75
2.5.4	Estabilidade de taludes	75
2.6	GABIÃO.....	75
2.6.1	Material de enchimento.....	76
2.6.2	Drenagem	81
2.6.3	Geotêxtil.....	82
2.6.4	Malha	82
2.6.4.1	Eurocódigo.....	82
2.6.4.2	Norma Brasileira.....	82
3	PROGRAMA DE TRABALHO	85
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	91
4.1	VERIFICAÇÕES DA ESTRUTURA	91
4.1.1	Peso do muro.....	91
4.1.2	Forças atuantes na análise estática	91
4.1.3	Forças atuantes na análise dinâmica	94
4.1.4	Derrubamento e deslizamento.....	95
4.1.5	Verificação da capacidade de carga da fundação.....	96
4.1.6	Dimensionamento interno	98
4.2	ESTABILIDADE DE TALUDES	100
4.2.1	Influência do ângulo de atrito do solo de aterro no FS	100
4.2.2	Influência da coesão no solo de fundação.....	101
4.2.3	Influência da análise dinâmica	103

4.2.4	Alteração do tipo de solo de aterro	105
4.2.5	Análise do solo de aterro em tensões totais	106
4.2.6	Comparação entre os métodos	108
5	CONCLUSÕES	110
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	112
	ANEXOS.....	115

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Muro de gabião em autoestrada	17
Figura 2.1 - Critério de rotura de Mohr-Coulomb	21
Figura 2.2 – Comparação entre dois círculos de Mohr	22
Figura 2.3 - Conceito de tensão efetiva	23
Figura 2.4 – Círculo de Mohr para tensões normais e tensões efetivas.....	23
Figura 2.5 - Solo granular, emerso, de superfície horizontal no estado de repouso.....	24
Figura 2.6 - Maciço com solo substituído por paramento vertical, lisa e rígida	24
Figura 2.7 - Circunferências de Mohr nos estados de repouso, ativo e passivo num solo com coesão e ângulo de atrito	26
Figura 2.8 - Teorema dos Estados Correspondentes	29
Figura 2.9 – Fenda de tração: a) Visão geral; b) Em detalhe	30
Figura 2.10 - Sugestão de Bowles (1997) para σ_h em solos coesivos	31
Figura 2.11 - Tensões horizontais para solos coesivos.	31
Figura 2.12 - Determinação da tensão lateral para " $i \neq 0$ " ($c=0$).....	33
Figura 2.13 - Estrutura parcialmente submersa.	34
Figura 2.14 - Aplicação do Método de Rankine a maciços parcialmente submersos.	34
Figura 2.15 - Aplicação do método de Rankine a maciços estratificados	35
Figura 2.16 – Interação de um paramento vertical com um maciço de superfície horizontal em estado ativo (em cima) ou passivo (em baixo): a) paramento liso – condição de Rankine; b) paramento rugoso.....	36
Figura 2.17 - Hipóteses da Teoria de Boussinesq.....	36
Figura 2.18 – Convenção utilizada nas tabelas de Caquot-Kérisel: a) estado ativo; b) estado passivo.....	37
Figura 2.19 – Caso suscetível de solução analítica	38
Figura 2.20 – Cunha de terras em estado ativo: a) Condições estáticas; b) Condições sísmicas.....	40
Figura 2.21 – Esquema geral para cálculos de verificação da estabilidade do muro	42
Figura 2.22 – Cunhas de solo	45

Figura 2.23 – Plano de aplicação do empuxo ativo	45
Figura 2.24 - Momento de derrubamento gerado pelo impulso ativo	47
Figura 2.25 – Tensões aplicadas à fundação	49
Figura 2.26 - Tensão retangular aplicada à fundação	50
Figura 2.27 – Superfície de deslizamento circular	52
Figura 2.28 – Resultado do intemperismo em rocha basáltica	53
Figura 2.29 - Zona cisalhada e superfície de corte: (a) solo homogêneo; (b) solo heterogêneo.....	54
Figura 2.30 - Método das fatias: a) massa de terras em análise; b) fatia genérica com as forças aplicadas.	56
Figura 2.31 - Esforços na fatia n.....	60
Figura 2.32 - Função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias sugeridas por Morgenstern e Price	61
Figura 2.33 – Método de Spencer.....	63
Figura 2.34 – Determinação do coeficiente de segurança pelo Método de Spencer	64
Figura 2.35 – Forças atuantes no método de Janbu. (GEO5, 2024).	65
Figura 2.36 – Gráfico para obtenção do fator de correção	67
Figura 2.37 – Aplicação da abordagem de Cálculo 1 do EC 7 a um estado limite de uma estrutura genérica em que as ações variáveis são desprezíveis	69
Figura 2.38 - Tipos de rotura de muros de gabiões.	72
Figura 2.39 - A) Monolítica; B) Resistente; C) Drenante; D) Flexível	76
Figura 2.40 - Diferentes tipos de gabião.....	77
Figura 2.41 – Detalhe da instalação dos sensores no interior do gabião.....	78
Figura 2.42 – Detalhe da borda lateral reforçada em gabião tipo caixa	79
Figura 2.43 - Gabião tipo caixa. (Barros, 2021)	79
Figura 2.44 – Processo construtivo Gabião tipo caixa	80
Figura 2.45 - Elementos constituintes dos gabiões tipo saco	80
Figura 2.46 - Elementos constituintes dos colchões Reno®.	81
Figura 3.1 – Modelo geral	88
Figura 3.2 – Coordenadas na verificação da estabilidade de talude	89
Figura 3.3 – Modelo D.4.....	90

Figura 4.1 – a: Modelo C, solo de aterro em tensões efetivas; b: Modelo D, solo de aterro em tensões totais..... 93

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores de pesos volúmicos de rochas	43
Tabela 2.2 – Resistência a tração da malha	46
Tabela 2.3 – Sumário da nova versão proposta para o sistema de classificação de Varnes	55
Tabela 2.4 - Abordagem de Cálculo 1 – Coeficientes de segurança parciais relativos às ações e às propriedades do terreno	70
Tabela 2.5 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para fundações superficiais.....	70
Tabela 3.1 – Valores de parâmetros padronizados no dimensionamento.....	85
Tabela 3.2 – Parâmetros utilizados para solo de aterro em termos de tensões efetivas.....	86
Tabela 3.3 - Parâmetros utilizados para solo de aterro em termos de tensões totais.....	87
Tabela 4.1 – Peso do muro de gabião	91
Tabela 4.2 – Forças atuantes na análise estática.....	92
Tabela 4.3 – Forças geradas pelas cunhas de solo no tardo do muro	92
Tabela 4.4 – Forças atuantes na análise dinâmica	94
Tabela 4.5 – Ação dos sismos nas cunhas de solo.....	94
Tabela 4.6 – Verificação ao derrubamento e deslizamento	95
Tabela 4.7 – Verificação da capacidade de carga da fundação	96
Tabela 4.8 – Verificação do derrubamento e deslizamento no dimensionamento interno	98
Tabela 4.9 - Verificação da resistência da malha no dimensionamento interno.	99
Tabela 4.10 – Descrição e verificação das superfícies de deslizamento críticas para os modelos A, A.1 e A.2.....	100
Tabela 4.11 - Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos A, A.1 e A.2	101
Tabela 4.12 – Descrição e verificação das superfícies de deslizamento críticas para os modelos A, B.1 e B.2	102
Tabela 4.13 - Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos A, B.1 e B.2.....	102

Tabela 4.14 – Valores das superfícies de deslizamento críticas para os modelos A e A-S.....	103
Tabela 4.15 – Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos A e A-S.....	104
Tabela 4.16 - Valores das superfícies de deslizamento críticas para os modelos A e C	105
Tabela 4.17 – Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos A e C	105
Tabela 4.18 - Valores das superfícies de deslizamento críticas para os modelos D.1, D.2, D.3 e D.4	106
Tabela 4.19 - Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos D.1, D.2, D.3 e D.4	107
Tabela 4.20 – Comparação percentual entre os FS dos métodos de verificação de estabilidade de taludes	108

NOMENCLATURA

ALFABETO LATINO

B	base do muro [m]
C	coesão [kPa]
c'	coesão efetiva [kPa]
d	distância [m]
C_g	centro de gravidade
e	excentricidade [m]
E	módulo de deformabilidade ou módulo de Young [kPa]
F_d	fator de segurança contra o deslizamento
FS	fator de segurança
FS_t	fator de segurança contra o derrubamento
h_w	altura de água
h	altura do paramento [m]
H	componente de inércia horizontal
I_o	impulso de repouso [kN]
I_a	impulso ativo [kN]
I_{ae}	impulso ativo sísmico [kN]
I_p	impulso passivo [kN]
I_{pe}	impulso passivo sísmico [kN]
K	coeficiente de impulso
K_o	coeficiente de impulso em repouso
K_a	coeficiente de impulso ativo
K_{ae}	coeficiente de impulso ativo sísmico
K_p	coeficiente de impulso passivo
K_{pe}	coeficiente de impulso passivo sísmico
l	comprimento do paramento [m]
M_{Iah}	momento devido ao impulso ativo horizontal [kNm]
M_{Iav}	momento devido ao impulso ativo vertical [kNm]
M_H	momento horizontal em relação à componente de inércia horizontal [kNm]
M_v	momento vertical em relação à componente de inércia vertical [kNm]
N	força normal
N_q	fator de capacidade de carga
N_c	fator de capacidade de carga
N_γ	fator de capacidade de carga
P	Peso do muro de gabião [kN]
r	raio [m]
R	Reação
s	resistência ao corte [kPa]
T	força de corte
V	componente de inércia vertical
W	peso do muro [kN]
z	profundidade [m]
z_o	profundidade crítica [m]

ALFABETO GREGO

α	inclinação da estrutura com a horizontal
β	inclinação da superfície do terreno com a horizontal
Λ	inclinação do paramento com a vertical
ν	coeficiente de Poisson
δ	ângulo de resistência tangencial solo – paramento [°]
σ	tensão normal total [kPa]
σ_{max}	tensão máxima [kPa]

$\sigma_{\text{mín}}$	tensão mínima [kPa]
σ_{lim}	tensão limite [kPa]
σ'_{h}	tensão normal efetiva horizontal [kPa]
σ'_{ho}	tensão normal efetiva horizontal de repouso [kPa]
σ'_{ha}	tensão normal efetiva horizontal no estado ativo [kPa]
σ'_{hp}	tensão normal efetiva horizontal no estado passivo [kPa]
σ'_{v}	tensão normal efetiva vertical [kPa]
σ'_{vo}	tensão normal efetiva vertical de repouso [kPa]
σ'_{va}	tensão normal efetiva vertical no estado ativo [kPa]
σ'_{vp}	tensão normal efetiva vertical no estado passivo [kPa]
ϕ'	ângulo de atrito efetivo [°]
γ	peso volúmico do solo [kN/m ³]
γ_{g}	peso volúmico dos gabiões [kN/m ³]
γ_{p}	peso volúmico da rocha [kN/m ³]
γ_{w}	peso volúmico da água [kN/m ³]
τ	tensão de corte [kPa]

ABREVIACÕES

DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (Brasil)
EC	Eurocódigo
Eq.	Equação
NBR	Norma Brasileira

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A história da evolução humana esteve sempre relacionada à capacidade de moldar o ambiente para atender as necessidades apresentadas, seja para construção de autoestradas, residências ou qualquer outra finalizada em que seja necessário alterar a característica natural do talude.

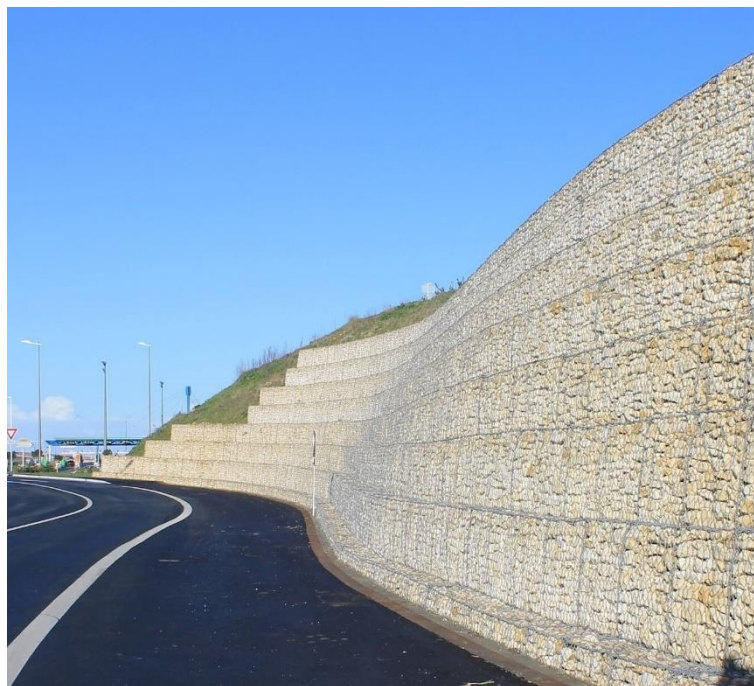
As soluções para estruturas de suporte apresentam diferentes técnicas, como cortinas atirantadas, betão projetado, muros de Munique, terra armada, solo grampeado e muros de gravidade, grande área esta que o gabião está incluído. A melhor solução depende da finalidade da obra, características geotécnicas, vida útil, esforços aos quais a estrutura está submetida, orçamento disponível, acesso disponibilidade de equipamentos e mão de obra local.

De acordo com Korin (2022), o uso de rochas como sistema de retenção remonta a aproximadamente 7000 anos, no Egito, em que cestas com juncos ou vinhas eram preenchidas com rocha para proteger as margens do Rio Nilo da erosão. No século XV Leonardo da Vinci utilizou de mecanismo similar aos gabiões atuais para construir a fundação do Castelo de San Marco, em Milão, este sistema ficou conhecido como Corbeille Leonard. O gabião em sua versão moderna passou a ter maior difusão no final do século XIX na Itália, sendo amplamente difundido em diferentes campos de aplicação. (Barros, 2021).

O gabião apresenta vantagens construtivas que tornam essa solução interessante do ponto de vista do custo-benefício. Por ser um material de montagem simples não requer mão de obra altamente especializada e o fato de ser auto-drenante também dispensa a realização de drenos que muitas vezes são necessários em outros tipos de estruturas de retenção, formado por um conjunto rochas soltas em uma gaiola de aço galvanizada, possui a capacidade de absorver pequenas deformações. A principal desvantagem é que por ser escalonado, para alturas elevadas é necessário também uma grande disponibilidade de terreno horizontal. Um exemplo de uso de muro de gabião pode ser visualizado na Figura 1.1.

Para suportar os esforços atuantes, é importante conhecer as características da rocha utilizada na estrutura, sendo necessário apresentar boa resistência ao intemperismo

e baixo nível de fraturas, por estar submetido a esforços de compressão da própria estrutura. Além disso, a caixa em “arame” que sustenta as rochas deve ser protegida para evitar a corrosão e possuir resistência aos esforços de tração a que estão expostas, estes fatores em conjunto e uma execução correta garantem a vida útil da estrutura.



*Figura 1.1 - Muro de gabião em autoestrada
(www.maccaferri.com)*

Os esforços aos quais as estruturas de suporte normalmente são submetidas são os impulsos de terra, estes foram alvos de inúmeros estudos ao longo dos últimos séculos e a compreensão desta área só foi possível pelo aprimoramento dos estudos de Coulomb (1773) e Rankine (1857). Baseando-se nestes dois métodos, surgiram outros que também ganharam notoriedade, como a Teoria de Boussinesq (1885) no qual foi considerado o atrito entre solo e estrutura, Résal (1903, 1910) e Caquot & Kerisel (1949).

O avanço computacional possibilitou a criação de softwares avançados na área geotécnica. Por ser uma área complexa, muitos dos cálculos são obtidos com melhor precisão através de métodos computacionais, entretanto para um resultado condizente com a realidade, é necessário que haja conhecimento teórico sobre os fundamentos que regem os programas computacionais. Para o dimensionamento de muros de gabiões aos diferentes estados limites últimos, incluindo a verificação da estabilidade global existe uma variedade de métodos que devem ser utilizados em condições específicas, sendo a visão crítica e o conhecimento do engenheiro essenciais para um resultado otimizado.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo realizar o dimensionamento de muros de gravidade do tipo gabião utilizando o *softwares* Geo5 2020, através do estudo de um caso particular e por parametrizações abranger situações distintas, utilizando diferentes métodos de dimensionamento para estados limite últimos e estados limites de utilização. O desenvolvimento norteia-se principalmente no Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico (NP EN 1997-1. 2010), por ser a norma vigente em Portugal, e cálculos consagrados utilizados para dimensionamento de muros de gabião.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para chegar ao resultado final do dimensionamento, percorre-se diferentes estágios. O presente trabalho busca comparar o impacto da variação do ângulo de atrito, coesão, tipo de solo e análise em termos de tensões efetivas e tensões totais. Para todos os casos serão realizadas análises estáticas e dinâmicas, considerando a ação do sismo.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo 2 serão apresentados conceitos sobre mecânica dos solos, impulsos de terra, forças atuantes na estruturas, fundações em muros de gabiões e estabilidade de taludes. Será realiza uma abordagem sobre os principais conceitos do Eurocódigo 7 (2010) relacionados à muros de gabiões e a apresentação de detalhes construtivos deste tipo de muro de gravidade.

No capítulo 3 será retratado o programa de trabalho, com a exposição dos diferentes modelos utilizados no dimensionamento da estrutura, com a variação dos valores de parâmetros do solo, tipo de solo de aterro, análise em termos de tensões totais e efetivas e a consideração da ação sísmica.

Os resultados obtidos a partir dos diferentes modelos serão apresentados no capítulo 4, descrevendo os motivos que levaram aos diferentes modelos. Também será realizada uma comparação numérica e visual das superfícies de deslizamento extraídas do programa.

No capítulo 5 serão expostas de forma sintetizada, as conclusões que podem ser auferidas pelos resultados apresentados, bem como os principais motivos que levaram a isto. Também estão inclusas sugestões de trabalhos futuros, a fim de tornar o estudo mais completo.

2 ESTADO DA ARTE

Neste capítulo serão abordadas explicações sobre mecânica dos solos, métodos de dimensionamento em que se baseia o programa de cálculo automático utilizado no presente trabalho, além de informações relevantes sobre diferentes normas e características de projeto e execução de muros de gabiões.

2.1 Resistência ao corte de solos

A resistência ao corte de solos é definida na Equação 1 e é conhecida como Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb (1773).

$$s = c + \sigma \times \tan \phi \quad (1)$$

Onde:

s = resistência ao corte;

c = coesão;

σ = Tensão normal;

ϕ = ângulo de atrito interno.

O estado de tensões do solo pode ser representado graficamente através do círculo de Mohr (Figura 2.1), onde a Equação 1 representa a linha de resistência (s), σ_1 a tensão principal máxima, σ_3 a tensão principal mínima e σ_2 a tensão intermediária, calculada de acordo com a Equação 2.

O raio do círculo de Mohr possui o mesmo valor da tensão de corte máxima ($\tau_{máx}$) e é definido na Equação 3.

O eixo das abcissas é representado pela tensão normal e o eixo das ordenadas pela tensão de corte.

Em solos não-coesivos a parcela da coesão “c” é nula e portanto, a resistência nestes casos está relacionada somente à tensão “ σ ” e ao ângulo de atrito interno “ ϕ ”.

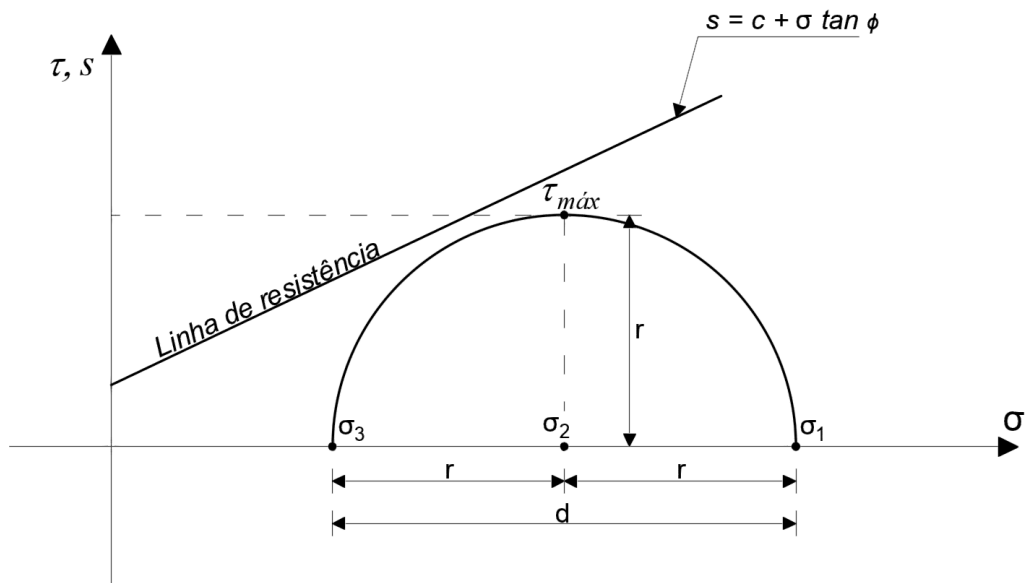


Figura 2.1 - Critério de rotura de Mohr-Coulomb

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2)$$

$$r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \tau_{máx} \quad (3)$$

Para exemplificar melhor esta relação, é apresentada a Figura 2.2, que apresenta para um solo coesivo, dois círculos de Mohr: um em estado possível (B), e outro em estado impossível (A), onde ocorre rotura. Isto é definido pela linha de resistência (s), onde uma área do círculo acima desta linha apresenta rotura.

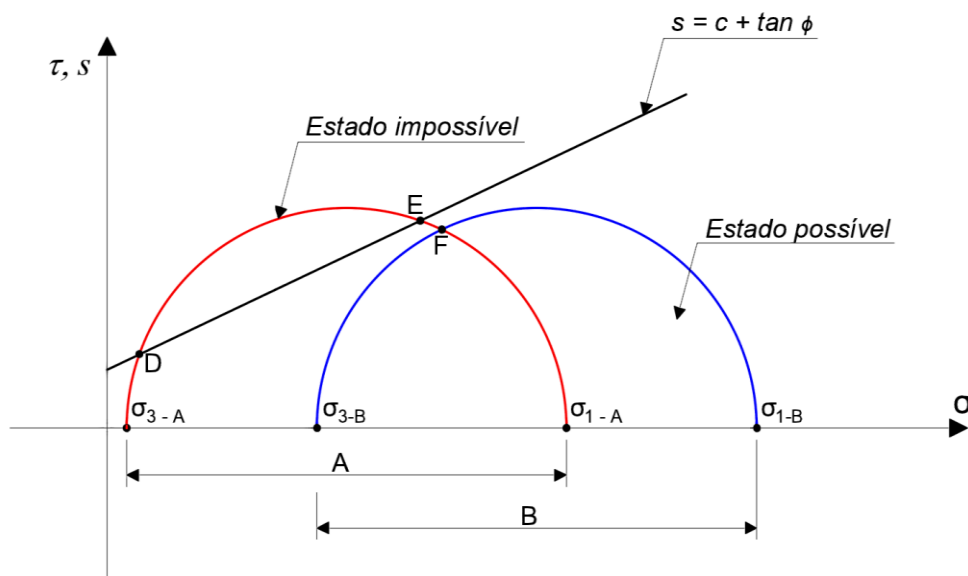


Figura 2.2 – Comparação entre dois círculos de Mohr
(Adaptado de Barros, 2021)

Os pontos D e E estão em condição de ruptura eminente. No ponto F ocorre a intersecção entre o círculo A e o círculo B, neste ponto os dois círculos estão sujeitos à mesma tensão normal e tensão cisalhante.

Como apresentado na Equação 1, os dados de ângulo de atrito interno e coesão são necessários para expressar a resistência ao corte do solo pelo critério de Mohr-Coulomb (1773), para isto devem ser realizados ensaios em laboratórios, com uma avaliação cuidadosa, entretanto para obras de pequeno porte a correlação empírica com ensaios como o SPT é tolerável (Barros, 2021).

Os principais ensaios de laboratório para determinar a coesão e o ângulo de atrito interno são o ensaio triaxial e de corte direto. Para o peso volúmico e peso volúmico saturado é realizado em laboratório o ensaio de densidade para ambas condições.

Em solos saturados a tensão normal é transmitida aos grãos e a água, a parcela transmitida aos grãos é denominada tensão efetiva, sendo que este conceito nem sempre foi percebido na Mecânica dos Solos, foi introduzido por Terzagui (1943) e gerou importante evolução na compreensão do comportamento de solos saturados, tanto em relação a compressibilidade quanto a resistência (Gerscovich, 2016). A Figura 2.3 apresenta um resumo acerca deste assunto.

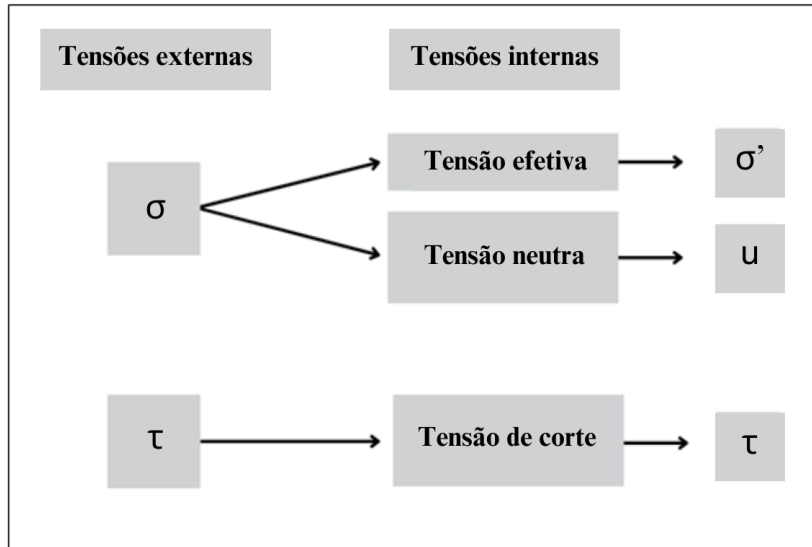


Figura 2.3 - Conceito de tensão efetiva
(Adaptado de Gerscovich, 2016)

O conceito de tensão efetiva também pode ser compreendido a partir do círculo de Mohr. A Figura 2.4 apresenta dois círculos de Mohr: o círculo à esquerda (tracejado) representa as tensões do solo em tensões efetivas, enquanto o círculo à direita representa o solo em tensões normais. Ocorre um deslocamento para a esquerda, com o valor da tensão neutra (u) quando as tensões efetivas são consideradas. Como a água não apresenta resistência ao corte, a tensão máxima de corte permanece a mesma, já que o raio do círculo de Mohr (Equação 3) é o mesmo para ambos os círculos.

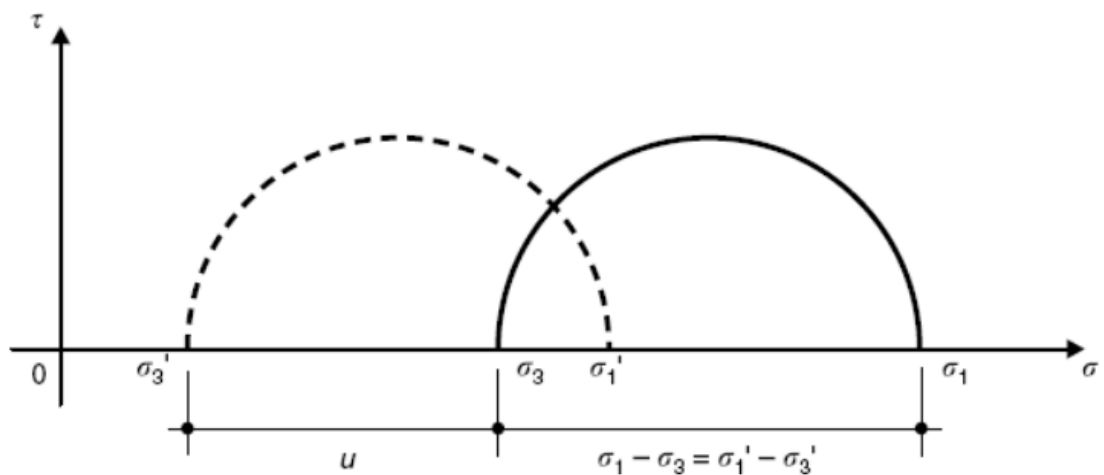


Figura 2.4 – Círculo de Mohr para tensões normais e tensões efetivas
(Caputo, 2022)

2.2 Métodos de cálculo para impulso de terra

2.2.1 Método de Rankine

O principal destaque do Método de Rankine (1857) é a introdução dos conceitos de estado de equilíbrio limite ativo e estado de equilíbrio limite passivo, em sua formulação as condições de partida iniciais são um solo granular, emerso, de superfície horizontal no estado de repouso e então depois é realizada a substituição do maciço de solo da parte esquerda por uma placa rígida, lisa e vertical, que não introduz deformações no solo excedente, com isto não há alteração no estado de tensão (Fernandes, 2015). A Figura 2.5 representa a condição inicial, enquanto a Figura 2.6 apresenta a condição posterior.

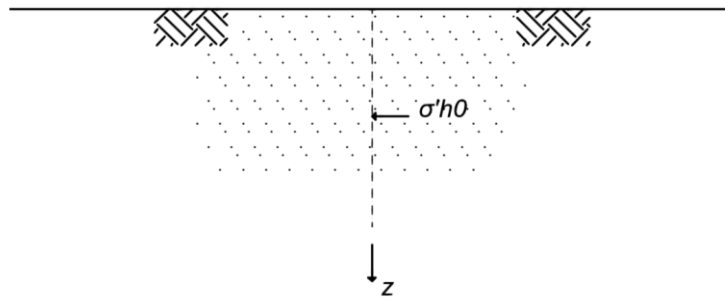


Figura 2.5 - Solo granular, emerso, de superfície horizontal no estado de repouso (Adaptado de Fernandes, 2015)

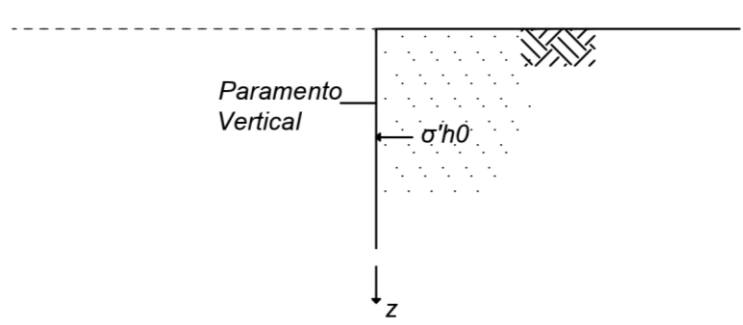


Figura 2.6 - Maciço com solo substituído por paramento vertical, lisa e rígida (Adaptado de Fernandes, 2015)

Na Equação 4 é exposto o cálculo para as tensões geradas pelo maciço sobre o paramento, para o caso da Figura 2.6.

$$\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} \quad (4)$$

Os coeficientes de impulso podem ser obtidos de forma geral pela relação entre a tensão horizontal e tensão vertical do solo (Equação 5).

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (5)$$

Onde:

- K = Coeficiente de impulso;
- σ'_h = Tensão efetiva horizontal [kPa];
- σ'_v = Tensão efetiva vertical [kPa].

Para um paramento vertical hipotético (Figura 2.6), caso ocorra uma translação horizontal gradual em direção ao tombamento da estrutura, as tensões horizontais sofreriam um alívio e as tensões verticais permaneceriam constantes. No círculo de Mohr apresentado na figura a seguir, ocorreria então, a partir do ponto A, um deslocamento da tensão horizontal para a esquerda e, simultaneamente, uma elevação das tensões de corte (τ). O limite para isso acontecer é quando a circunferência atinge a envolvente de rotura, onde as tensões do solo são totalmente mobilizadas. Esse ponto é definido como estado de equilíbrio limite ativo e a tensão horizontal, que é a mínima, é denominada tensão horizontal ativa (σ'_{ha}) (Fernandes, 2015).

Fernandes (2015) discorre também sobre a hipótese de a translação ocorrer para a em direção ao solo retido, o que resultaria no surgimento de forças de compressão e no aumento da tensão horizontal, enquanto a tensão vertical permaneceria constante. Com a tensão horizontal aumentando em direção ao solo retido, a partir do ponto em que a tensão horizontal (σ'_h) se iguala à tensão vertical de repouso (σ'_{v0}), a tensão principal máxima passa a ser a horizontal. Como efeito são geradas tensões de corte no solo até atingir a envolvente de rotura, onde a resistência total do solo é mobilizada. Esse ponto é designado por estado de equilíbrio limite passivo, onde a tensão horizontal é denominada tensão horizontal passiva (σ'_{hp}).

As circunferência de Mohr para os estados de repouso, ativo e passivo são exibidas na Figura 2.7.

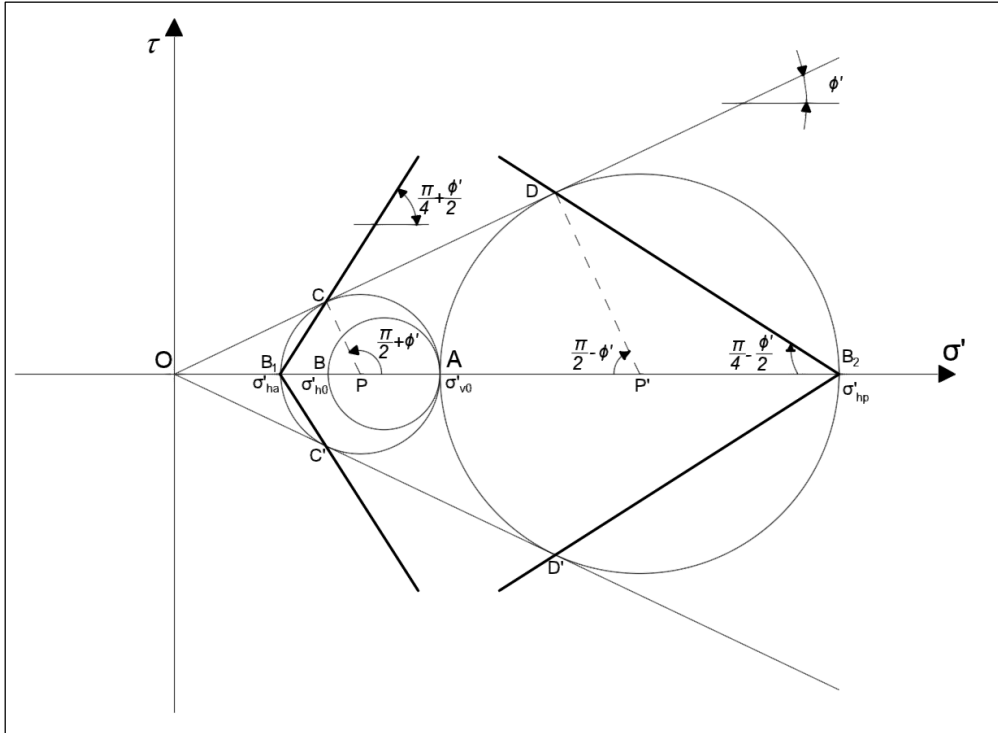


Figura 2.7 - Circunferências de Mohr nos estados de repouso, ativo e passivo num solo com coesão e ângulo de atrito
(Adaptado de Fernandes, 2015)

O coeficiente de impulso ativo é encontrado pela relação entre a tensão horizontal ativa e a tensão vertical em repouso, como descreve a Equação 6. O valor para K_a é encontrado a partir da Figura 2.7, para isso é necessário obter a distância entre a origem (O) e o ponto P. Na Equação 7 é encontrado o raio da circunferência centrada em P, o que permite encontrar a distância \overline{OP} , com o procedimento descrito na Equação 8. O ângulo para \overline{PCO} é 90° , então é simples concluir que a distância $\overline{PC} = OP \sin \phi'$, sendo PC igual ao raio desta circunferência, pode-se chegar aos valores K_a apresentados na Equação 9. O resultado final, em que K_a depende apenas do ângulo de atrito efetivo (ϕ') está disposto na Equação 10.

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{v0}} \quad (6)$$

$$\frac{\overline{B_1A}}{2} = \frac{\sigma'_{v0} - \sigma'_{ha}}{2} = \frac{\sigma'_{v0} - K_a \sigma_{v0}}{2} = \frac{1 - K_a}{2} \sigma'_{v0} \quad (7)$$

$$\overline{OP} = \sigma'_{v0} - \frac{\overline{B_1A}}{2} = \sigma'_{v0} - \frac{1 - K_a}{2} \sigma'_{v0} = \frac{1 + K_a}{2} \sigma'_{v0} \quad (8)$$

$$\frac{\overline{B_1A}}{2} = \overline{OP} \times \sin \phi' \rightarrow (1 - K_a) = (1 + K_a) \sin \phi' \quad (9)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (10)$$

O mesmo procedimento para encontrar o valor de K_a é realizado para obtenção de K_p , entretanto agora o coeficiente de impulso, passivo neste caso, é encontrado pela relação entre a tensão horizontal passiva e a tensão vertical em repouso (Equação 11), e a distância a ser encontrada é $\overline{OP'}$. O procedimento é descrito entre nas Equações 12, 13, 14, com o resultado final de K_p apresentado na Equação 15.

$$K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_{v0}} \quad (11)$$

$$\frac{\overline{AB_2}}{2} = \frac{\sigma'_{hp} - \sigma'_{v0}}{2} = \frac{K_p \sigma'_{v0} - \sigma'_{v0}}{2} = \frac{K_p - 1}{2} \sigma'_{v0} \quad (12)$$

$$\overline{OP'} = \sigma'_{v0} + \frac{\overline{AB_2}}{2} = \sigma'_{v0} + \frac{K_p - 1}{2} \sigma'_{v0} = \frac{1 + K_p}{2} \sigma'_{v0} \quad (13)$$

$$\frac{\overline{AB_2}}{2} = \overline{OP'} \times \sin \phi' \rightarrow (K_p - 1) = (1 + K_p) \sin \phi' \quad (14)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (15)$$

O Impulso ativo ($K < 1,0 = K_a$) representa a ação do solo em direção ao muro, sendo uma força de tração, enquanto o Impulso passivo ($K > 1,0 = K_p$) representa a força que a estrutura exerce no solo e é uma força de compressão. A tensão horizontal em certa profundidade z pode ser determinada a partir do coeficiente de Impulso K e da tensão vertical naquele ponto. As tensões horizontais ativa e passiva são calculadas seguindo respectivamente as Equação 16 e 17.

$$\sigma'_{ha}(z) = K_a \sigma_v(z) = K_a \gamma z \quad (16)$$

$$\sigma'_{hp}(z) = K_p \sigma_v(z) = K_p \gamma z \quad (17)$$

A Equação 18 refere-se ao cálculo do impulso ativo, enquanto a Equação 19 aborda o impulso passivo. Ambos são calculados a partir da integral desde a superfície até a profundidade analisada (h).

$$I_a = \int_0^h K_a \sigma'_v dz = \int_0^h K_a \gamma z dz = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \quad (18)$$

$$I_p = \int_0^h K_p \sigma'_v dz = \int_0^h K_p \gamma z dz = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 \quad (19)$$

Fernandes (2015) destaca que Rankine (1857) delineou condições ideais que, na prática, revelam-se de difícil ocorrência. Para aprimorar sua aplicabilidade, foram efetuadas generalizações, possibilitando assim aplicar a teoria em uma gama diversificada de cenários. Isso abrange desde situações envolvendo sobrecargas na superfície do terreno até a consideração de solos com coesão, maciços estratificados e maciços com nível freático.

2.2.2 Solos coesivos e o Teorema dos Estados Correspondentes

Em solos coesivos há uma alteração na linha de resistência no critério de rotura de Mohr-Coulomb. A coesão gera uma força inicial de resistência ao corte, sendo este fator descrito por Caquot & Kérisel na concepção do Teorema dos Estados Correspondentes, publicado em 1949 no Capítulo 2 de *Traité de Mécanique Des Sol*, (com tradução livre do autor):

“Um meio coerente está em equilíbrio se puder ser igualado por um meio pulverulento com o mesmo formato, mesmo atrito interno, em equilíbrio sob a ação das forças que atua sobre o meio coerente, complementadas por uma tensão hidrostática constante em todos os pontos igual a $H = c' \cotg \phi'$. Como nesse último meio as tensões estarão em todos os pontos e para todos os elementos da superfície as resultantes das tensões do meio coerente e da tensão hidrostática H , será portanto fácil calcular as tensões do meio coerente, sendo então a diferença entre as tensões do meio pulverulento e as pressões hidrostáticas H .”

Na citação original de Caquot & Kérisel (1949) foi utilizada a tensão hidrostática “H” para explicar o Teorema dos Estados Correspondentes, o termo pulverulento refere-se ao solo granular, sem coesão. Esta tensão pode ser calculada pela Equação 20.

$$H = c' \times \cotg \phi' \quad (20)$$

Na Figura 2.8 nota-se que P e P* estão no mesmo eixo das ordenadas (τ), variando somente no eixo da abcissa (σ'), essa distância horizontal H entre uma circunferência e outra é a relação descrita anteriormente por Caquot & Kérisel (1949), concluindo então que um maciço coesivo com propriedades idênticas a de um maciço não coesivo, em equilíbrio limite, exposto às mesmas condições, difere somente em “H” quanto as tensões

normais em seu interior. A tensão ao corte não varia, como apresentado na Equação 21. A diferença entre a tensão do círculo fictício, com coesão nula, e do círculo que representa o solo coesivo é explicitada na Equação 22.

$$\tau = \tau^* \quad (21)$$

$$\sigma' = \sigma^* - H \quad (22)$$

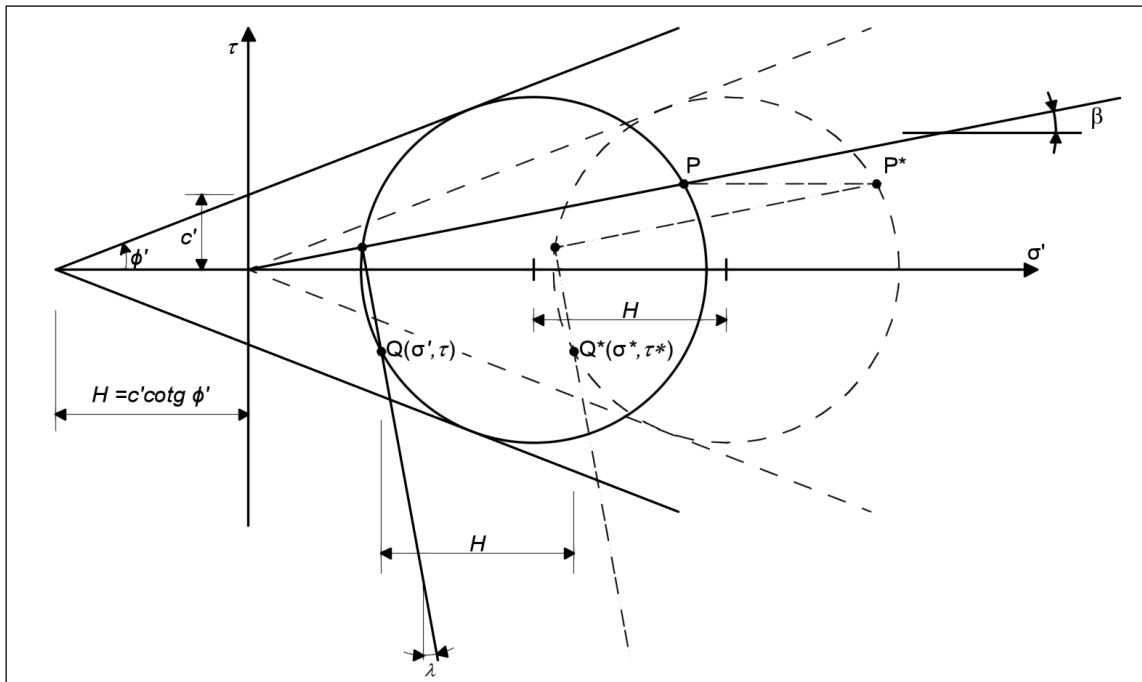


Figura 2.8 - Teorema dos Estados Correspondentes
(Adaptado de Fernandes, 2015)

Bowles (1997) afirma que Coulomb e Rankine não realizaram cálculos a partir de solos coesivos, as equações de impulsos de terra com solos coesivos tiveram início com Bell (1915), que introduziu as Equações 23 e 24, referentes às tensões horizontais no para o círculo de Mohr.

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (23)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (24)$$

Até uma profundidade “z₀”, denominada, profundidade crítica, ocorrem forças de tração no estado ativo, essas forças em teoria auxiliariam o equilíbrio do maciço por

diminuírem o impulso ativo, entretanto o solo normalmente não é capaz de suportar forças de tração e em consequência disso surgem fendas de tração (Figura 2.9), que se preenchidas com água de chuvas, aumentam o valor do impulso ativo, gerando uma força atuante devido à água (F_w) (Barros, 2021).

A Equação 25 apresenta o cálculo para a profundidade crítica (z_0). A Equação 26 aborda o cálculo para obter a força (F_w) que surge quando a fenda é preenchida com água e a força resistente devido à coesão (C) é apresentada na Equação 27.

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \times \frac{1}{\sqrt{K_a}} = \frac{2c}{\gamma} \times \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (25)$$

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_a \times Z_0^2 \quad (26)$$

$$C = c \times \overline{AC'} \quad (27)$$



Figura 2.9 – Fenda de tração: a) Visão geral; b) Em detalhe

A sugestão de Bowles para a tensão horizontal (σ_h) em solos coesivos é considerar a profundidade crítica (z_0) e realizar um diagrama aproximado para o caso ativo, composto pela tensão d'água (fenda de tração preenchida com água) e a tensão horizontal do solo (Figura 2.10).

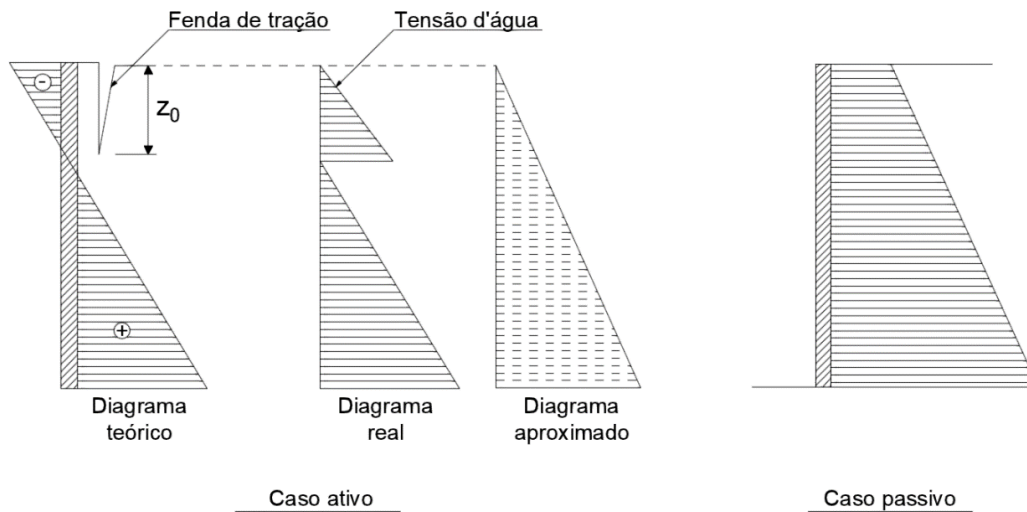


Figura 2.10 - Sugestão de Bowles (1997) para σ_h em solos coesivos.
(Adaptado de Barros, 2021)

As tensões em solos coesivos são apresentadas no critério de rotura de Mohr-Coulomb na Figura 2.11, seguindo o Teorema dos Estados Correspondentes citado anteriormente.

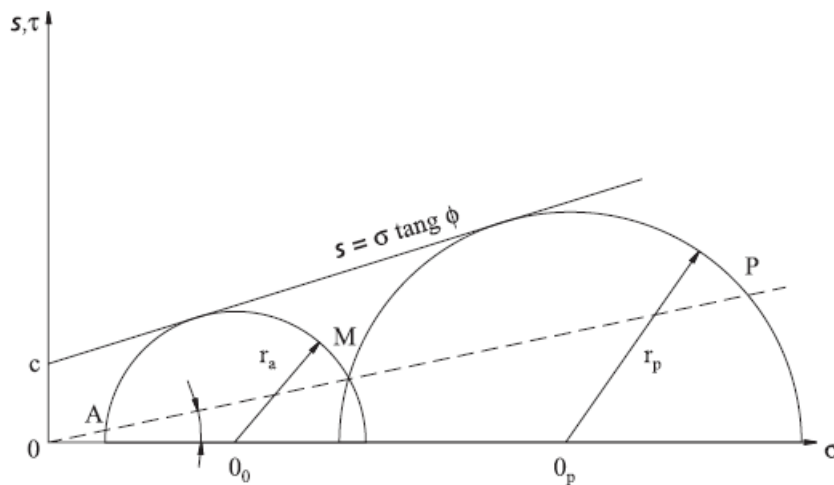


Figura 2.11 - Tensões horizontais para solos coesivos.
(Barros, 2021)

A partir da Figura 2.11 determinam-se o ponto M, por meio das Equações 28 e 29. O centro “O” e o raio do círculo que intercepta M é obtido a partir das Equações 30 e 31. A distância \overline{OM} é apresentada na Equação 32.

$$\sigma_M = \gamma \times z \times \cos^2(i) \tag{28}$$

$$\tau_M = \gamma \times z \times \sin i \times \cos i \quad (29)$$

$$0 = \frac{\phi_M \times \tan^2 \phi + c(\sin^2 \phi \times \tan \phi)}{1 - \cos^2 \phi} \pm \frac{\sqrt{2 c \sigma_M \tan^3 \sigma \sin^2 \sigma + c^2 \tan^2 \sigma \sin^2 \sigma - \tau_M^2 \tan^4 \sigma + (\sigma_M^2 + \tau_M^2) \sin^2 \sigma \tan^4 \sigma}}{1 - \cos^2 \phi} \quad (30)$$

$$r = \left(0 + \frac{c}{\tan \phi}\right) \times \sin \phi \quad (31)$$

$$\overline{0M} = p_v = \gamma \times z \times \cos i \quad (32)$$

Na ocorrência de sobrecarga uniforme (q) a tensão horizontal terá um acréscimo, este efeito é calculado pelas Equações 33 e 34.

$$\sigma_{ha} = (\gamma z + q) \times K_a \times \cos i \quad (33)$$

$$\sigma_{ha} = (\gamma z + q) \times K_q \times \cos i \quad (34)$$

As Equações 35 e 36 referem-se ao impulso ativo e impulso passivo, respectivamente.

$$I_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \cos(i) + q H K_a \cos i \quad (35)$$

$$I_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos(i) + q H K_p \cos i \quad (36)$$

2.2.3 Superfícies inclinadas

Em superfícies inclinadas há alteração nas magnitudes de Impulso e a tensão vertical (p_v) é obtida de acordo com a Equação 37. Nestes casos a tensão (σ) é calculada a partir da Equação 38 e a tensão de corte pela Equação 39.

$$p_v = \gamma \times z \times \cos i \quad (37)$$

$$\sigma = p_v \times \cos i = \gamma \times z \times \cos^2 i \quad (38)$$

$$\tau = p_v \times \sin i = \gamma \times z \times \sin i \times \cos i \quad (39)$$

Na Figura 2.12 essa situação pode ser observada com maior clareza, nota-se que a inclinação “ i ” interfere nos planos de ruptura nos critérios de Mohr-Coulomb (1773).

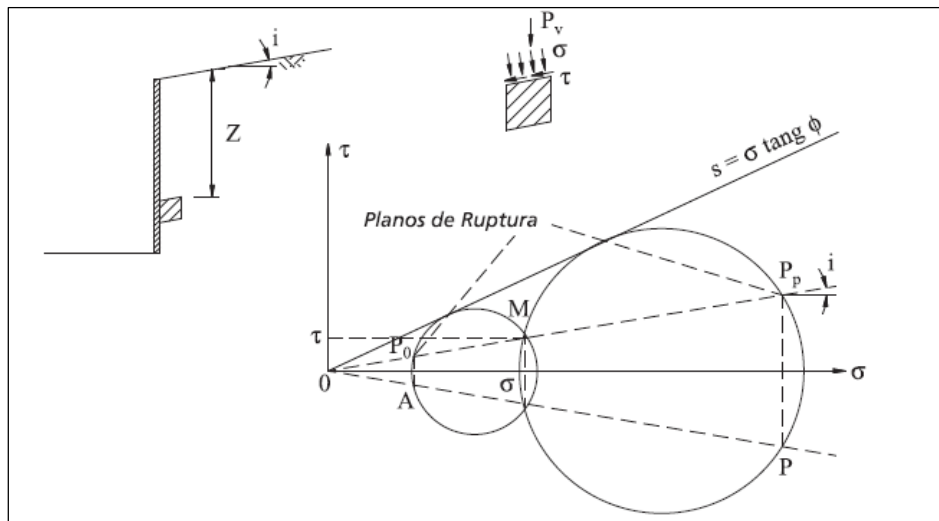


Figura 2.12 - Determinação da tensão lateral para " $i \neq 0$ " ($c=0$).
(Barros, 2021)

2.2.4 Solos com presença de água

De acordo com Gerscovish (2016) a água é um dos fatores determinantes para a estabilidade de taludes e sua ocorrência possui relação direta com o ciclo hidrológico. Neste ciclo parte da água se infiltra no solo, sendo que essa quantidade varia de acordo com o tipo de solo, vegetação, intensidade da chuva, topografia e outros fatores.

A água não apresenta resistência ao corte, portanto em casos de estruturas parcial ou totalmente submersas é necessário considerar o solo em termos de tensões efetivas, separando o efeito da água nos vazios do solo, para isto utiliza-se o peso específico submerso " γ " do solo (Barros, 2021).

O Impulso Ativo (I_a) é obtida pela multiplicação do peso das partículas do solo e tensão da água sobre a estrutura. Com isto as forças atuantes são as descritas na Figura 2.13, com o traçado ABC representando a zona de ruptura crítica, A_1 sendo a área sem presença de água e A_2 a área submersa.

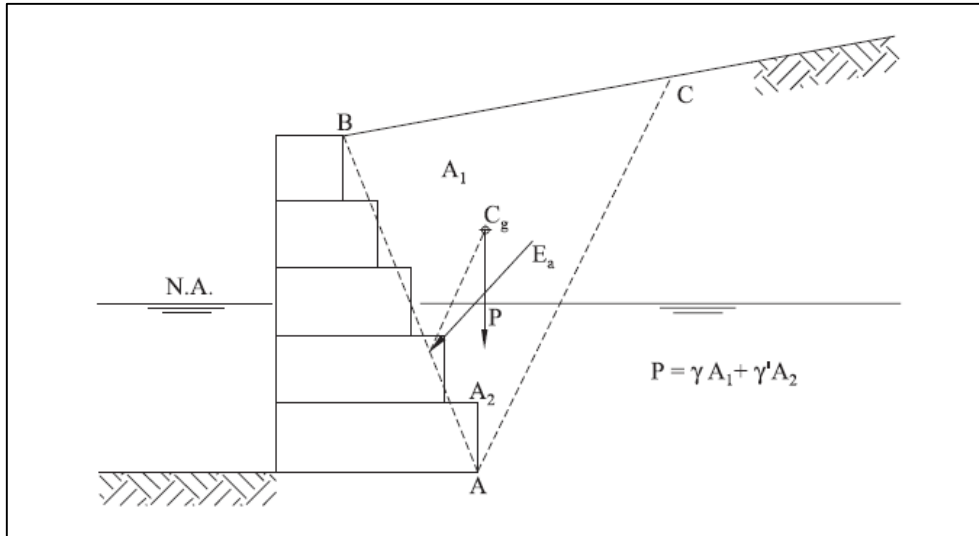


Figura 2.13 - Estrutura parcialmente submersa.
(Barros, 2021)

Fernandes (2015) demonstra na Figura 2.14 a aplicação do Método de Rankine para solos parcialmente submersos, de acordo com o autor a situação pode ser encarada como se houvesse dois estratos diferentes, adicionando no maciço com água as pressões hidrostáticas. Na Figura 2.14 os diagramas 1, 2 e 3 referem-se respectivamente ao solo acima do nível da água, ao solo abaixo do nível da água e às pressões hidrostáticas.

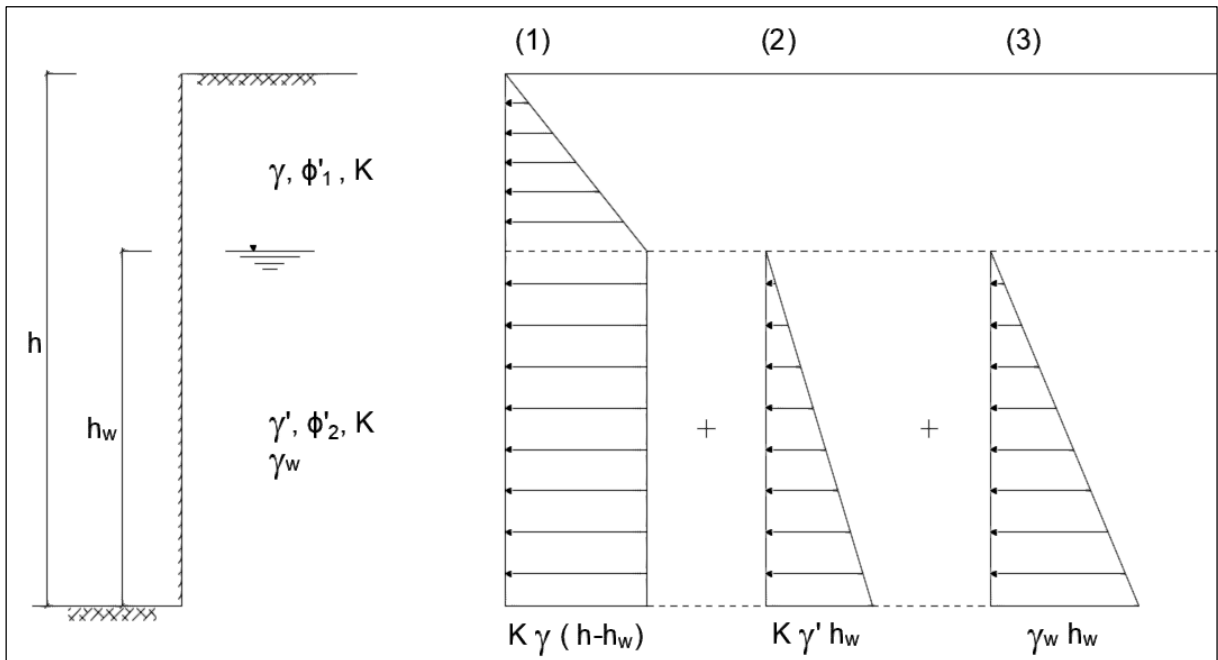


Figura 2.14 - Aplicação do Método de Rankine a maciços parcialmente submersos.
(Adaptado de Fernandes, 2015)

2.2.5 Solos heterogêneos

Em maciços estratificados surge a descontinuidade no diagrama resultante das tensões devido aos diferentes ângulos de atrito ϕ'_1 e ϕ'_2 dos estratos, para o cálculo das tensões no estrato 2 o estrato 1 pode ser considerado uma sobrecarga de valor $\gamma_1 h_1$, gerando a parcela retangular do diagrama no estrato 2 (Fernandes, 2015). O método de Rankine pode ser aplicado para estes casos, conforme a Figura 2.15.

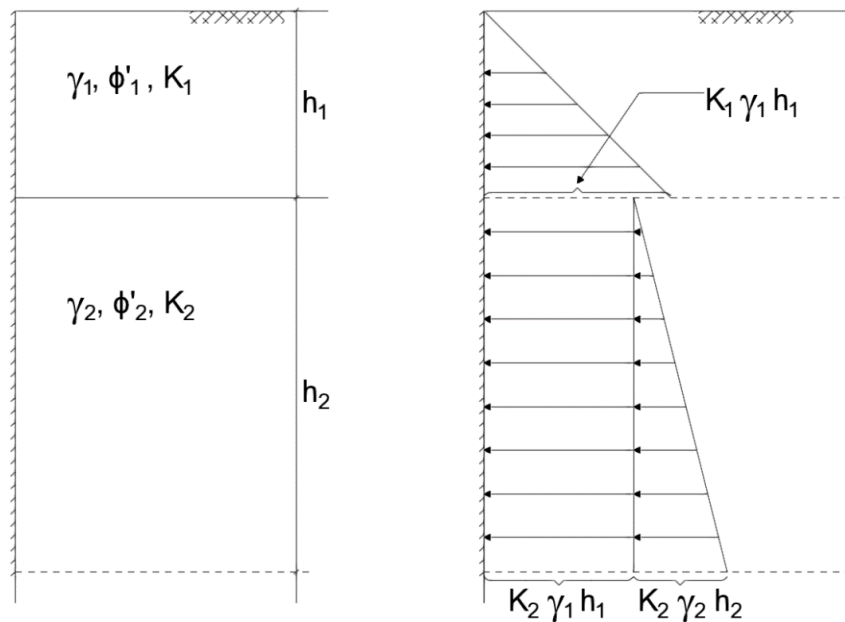


Figura 2.15 - Aplicação do método de Rankine a maciços estratificados (Adaptado de Fernandes, 2015)

2.2.6 Atrito solo-paramento e a Teoria de Caquot & Kérisel

A Teoria de Rankine generalizada apresenta limitações nos casos em que a superfície do terreno é inclinada em relação a horizontal ou quando o paramento não é vertical. A limitação consiste na impossibilidade de impor uma inclinação qualquer para o impulso de terras, impedindo a análise deste parâmetro de cálculo. A resolução para este problema passa pela Teoria de Boussinesq (1885), Résal (1903) e Caquot & Kérisel (1949) (Fernandes, 2015).

Além disso, Rankine adotou a simplificação de que a parede seja lisa, entretanto na prática, geralmente ela apresenta rugosidade, e se houver movimento do solo na direção vertical, surge uma tensão de corte, causando atrito com a parede (Barnes, 2016). A mudança das tensões tangenciais causa além da inclinação do impulso de terra e a

curvatura das superfícies de rotura (Fernandes, 2015). Os efeitos do atrito no muro podem ser observados na Figura 2.16.

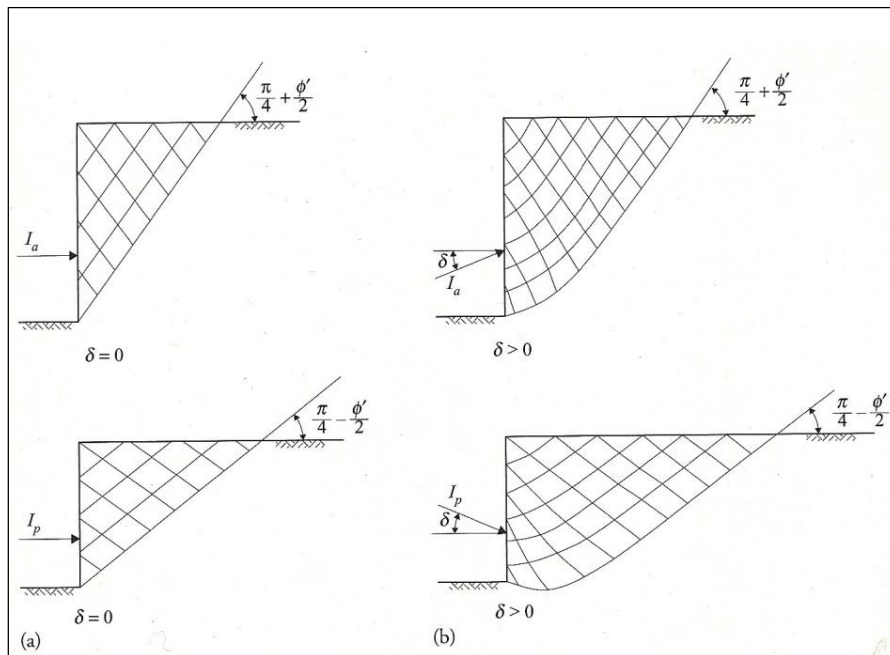


Figura 2.16 – Interação de um paramento vertical com um maciço de superfície horizontal em estado ativo (em cima) ou passivo (em baixo): a) paramento liso – condição de Rankine; b) paramento rugoso (Fernandes, 2015)

Boussinesq (1885) foi o primeiro a formular cálculo de tensões abrangendo o impacto do atrito solo-estrutura, conforme a Figura 2.17.

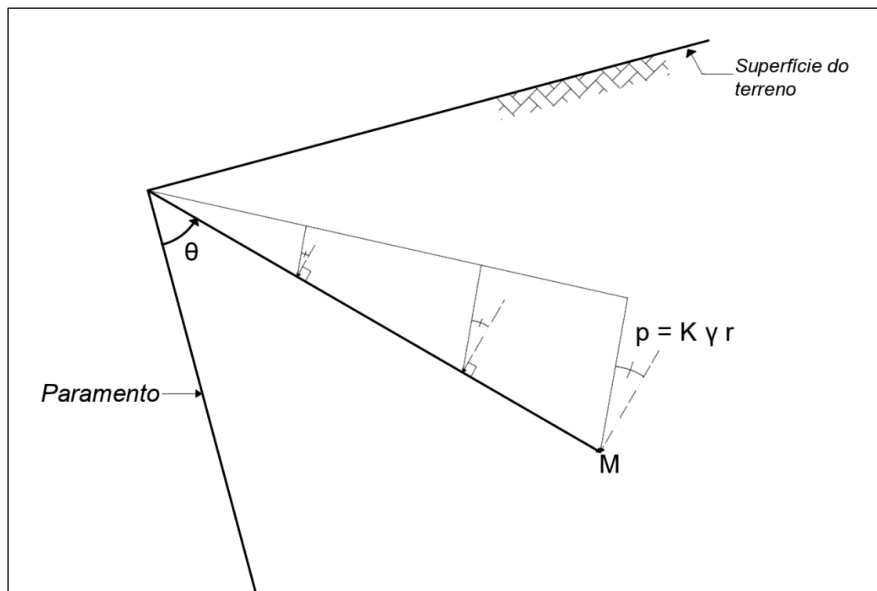


Figura 2.17 - Hipóteses da Teoria de Boussinesq (Adaptado de Fernandes, 2015)

- ϕ' : ângulo de resistência ao corte de massa de solo granular homogêneo;
- γ : peso volúmico limitado por uma superfície de qualquer inclinação.

A Figura 2.17 ilustra um ponto M que é determinado pelas coordenadas polares θ e r . Neste contexto, M representa o tensor das tensões. O critério de rotura de Mohr-Coulomb (1773) é utilizado, onde $\tau/\sigma' = \tan \phi$. As condições de fronteira são definidas como: tensões nulas na superfície do terreno e uma inclinação δ no paramento.

Com base nessas informações, Boussinesq (1885) formulou um sistema de equações diferenciais. Este sistema foi posteriormente complementado por Résal (1903, 1910). A integração numérica do sistema foi completada por Caquot & Kérisel (1949), resultando em tabelas que permitem um dimensionamento com precisão e agilidade (Fernandes, 2015).

As convenções utilizadas por Caquot & Kérisel (1949) são expostas na Figura 2.18.

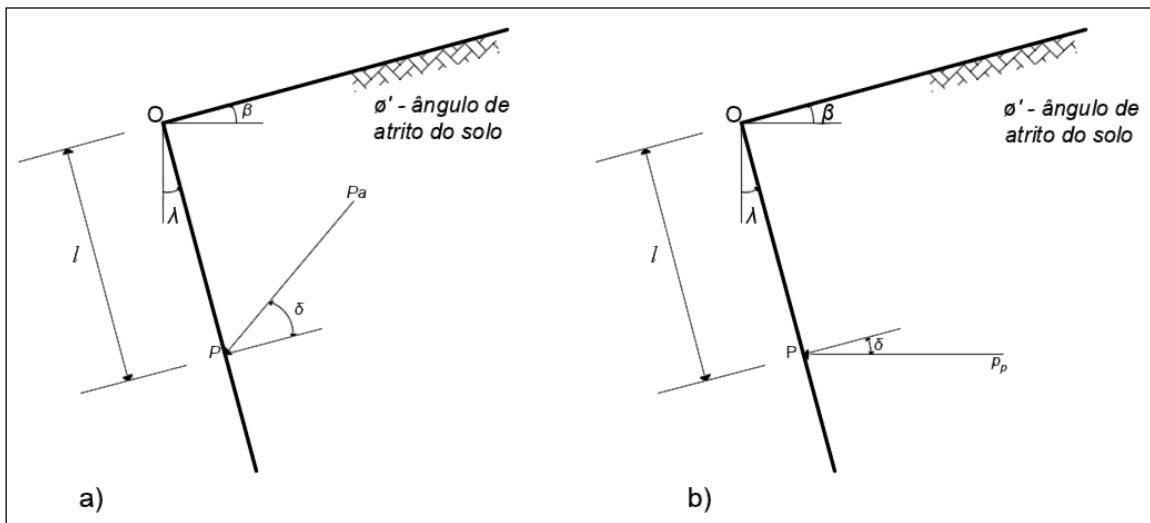


Figura 2.18 – Convenção utilizada nas tabelas de Caquot-Kérisel: a) estado ativo; b) estado passivo. (Adaptado de Fernandes, 2015)

Para o ponto P, a uma distância “l” do vértice, as tensões ativa podem ser calculadas de acordo com a Equação 40 e as tensões passivas seguindo a Equação 41. Para esta mesma distância o impulso ativo é alcançado a partir da Equação 42 e o impulso passivo a partir da Equação 43.

$$\sigma_a = K_a \gamma l \quad (40)$$

$$\sigma_p = K_p \gamma l \quad (41)$$

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \gamma l^2 \quad (42)$$

$$I_p = \frac{1}{2} K_p \gamma l^2 \quad (43)$$

2.2.7 Método de Coulomb

Em sua teoria Coulomb buscava encontrar as forças limite mínima e máxima entre o solo e o paramento. Na formulação do método adotou simplificações, que são: O solo é homogêneo, sem coesão, com superfície superior do maciço arrimado plana, não há sobrecargas irregulares no maciço e o lençol freático se encontra abaixo da base do muro (Barros, 2021).

Para a determinação das forças limites mínima e máxima de interação entre o solo-paramento, adota-se a premissa de que a cunha está prestes a deslizar ao longo da superfície adoptada e ao longo do próprio paramento. A Figura 2.19 apresenta um caso onde a solução analítica é viável.

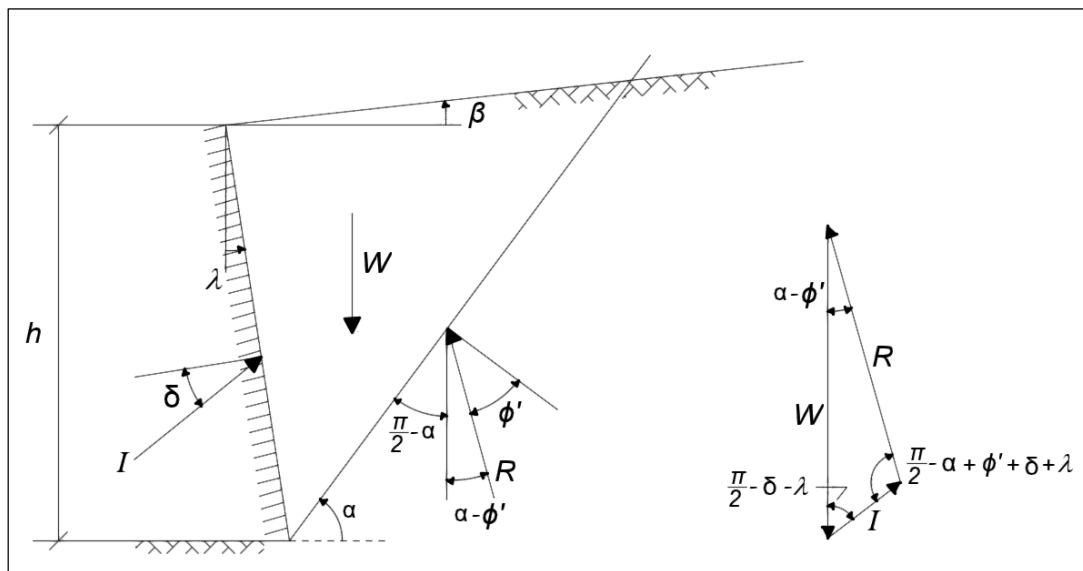


Figura 2.19 – Caso suscetível de solução analítica
(Adaptado de Fernandes, 2015)

Com esta consideração de estado iminente de deslizamento o problema passa a ser estaticamente determinado, viabilizando o cálculo da força limite de interação solo-

paramento. É um método iterativo em que a identificação da cunha é feita por tentativas, obtendo uma série de forças de iteração. (Fernandes, 2015).

A partir da Figura 2.19 é possível elaborar as equações a seguir. As equações 44 e 45 descrevem respectivamente o impulso ativo (I_a) e impulso passivo (I_p), enquanto as equações 46 e 47 apresentam o procedimento para obter os coeficientes de impulso ativo (K_a) e coeficiente de impulso passivo (K_p) para a solução analítica do Método de Coulomb (1776).

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \quad (44)$$

$$I_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 \quad (45)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\beta + \lambda)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (46)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda) \left[1 - \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta - \lambda)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (47)$$

2.2.8 Método de Mononobe-Okabe

As primeiras teorias para o efeito de ações sísmicas em estruturas de suporte foram realizadas por Okabe (1926) e Mononobe e Matsuo (1929). Baseando-se na teoria de Coulomb e tratando a cunha de terras durante um sismo como corpo rígido, foi acrescentado a uma força de inércia que possui componente vertical ($W \pm k_v$) e horizontal ($k_h W$), impondo o cumprimento das equações do equilíbrio estático.

Os componentes k_h (horizontal) e k_v (vertical) são adimensionais e a força resultante é dada por W_e , que possui inclinação θ com a vertical (Fernandes, 2015). O cálculo para esta inclinação é apresentado na Equação 48.

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (48)$$

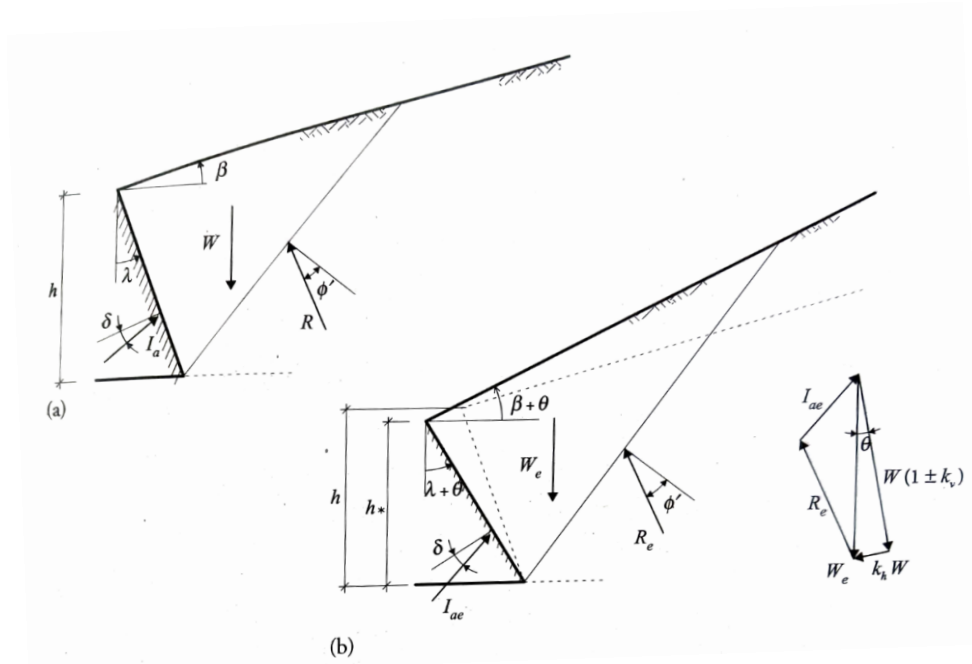


Figura 2.20 – Cunha de terras em estado ativo: a) Condições estáticas; b) Condições sísmicas. (Fernandes, 2015)

Fernandes (2015) explica a alteração nas condições sísmicas na Figura 2.20.b, com W_e na direção vertical e K_{a*} obtido a partir de Coulomb (Eq. 33), entretanto há alteração na inclinação, sendo agora $\beta = \beta + \theta$ e $\lambda = \lambda + \theta$, calculando o impulso ativo sísmico pela Equação 49.

$$I_{ae} = \frac{1}{2} K_{a*} \times \gamma_* \times h_*^2 \quad (49)$$

O comprimento do tardo do muro (l), peso volúmico (γ_*) e altura (h_*) podem ser determinados por semelhança entre Figura 2.20.a e Figura 2.20.b, com os pormenores de cálculo explicitados nas Equações 50, 51, 52 e 53.

$$l = \frac{h}{\cos \lambda} = \frac{h_*}{\cos(\lambda + \theta)} \quad (50)$$

$$h_* = h \frac{\cos(\lambda + \theta)}{\cos \lambda} \quad (51)$$

$$\frac{\gamma_*}{\gamma} = \frac{W_e}{W} = \frac{W(1 \pm k_v)}{W \cos \theta} = \frac{1 \pm k_v}{\cos \theta} \quad (52)$$

$$\gamma_* = \gamma \frac{1 \pm k_v}{\cos \theta} \quad (53)$$

A partir disso os termos antes desconhecidos designados por “*” nas Equações anteriores passam a ser conhecidos, obtendo também por analogia os termos referentes ao impulso passivo sísmico. A Equação 54 refere-se ao impulso ativo sísmico, com o coeficiente de impulso ativo sísmico podendo ser obtido na Equação 55. Para o impulso passivo sísmico, o mesmo ocorre nas Equações 56 e 57.

$$I_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma (1 \pm k_v) h^2 \quad (54)$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\beta + \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (55)$$

$$I_{pe} = \frac{1}{2} K_{pe} \gamma (1 \pm k_v) h^2 \quad (56)$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda + \theta) \left[1 - \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta - \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (57)$$

Onde:

- K_{ae} : Coeficiente ativo sísmico;
- I_{ae} : Impulso ativo sísmico;
- K_{pe} : Coeficiente passivo sísmico;
- I_{ap} : Impulso passivo sísmico:

2.3 Verificações aos estados limites últimos

Serão apresentadas neste capítulo os conceitos das verificações da estabilidade de deslizamento, derrubamento, fundação, estrutura interna e rotura global

2.3.1 Determinação do peso do muro

O peso volúmico dos gabiões (γ_g) é obtido a partir do peso volúmico da rocha (γ_p) e da porosidade (n) dos gabiões, sendo que este varia normalmente de 0,30 a 0,40 e irá

dependem da curva granulométrica e da execução. O peso do muro então é dado pela Equação 58.

$$P = \gamma_g \times S = \gamma_p(1 - n) \times S \quad (58)$$

A relação entre o peso volúmico do gabião e peso volúmico da rocha está apresentada no Anexo 1, a reta é descrita na Equação 59.

$$\gamma_g = (0,7\gamma_p) - 0,1 \quad (59)$$

A Figura 2.21 exibe um modelo geral das forças atuantes nos muros de gabiões e a área hachurada “S” utilizada na Equação 58.

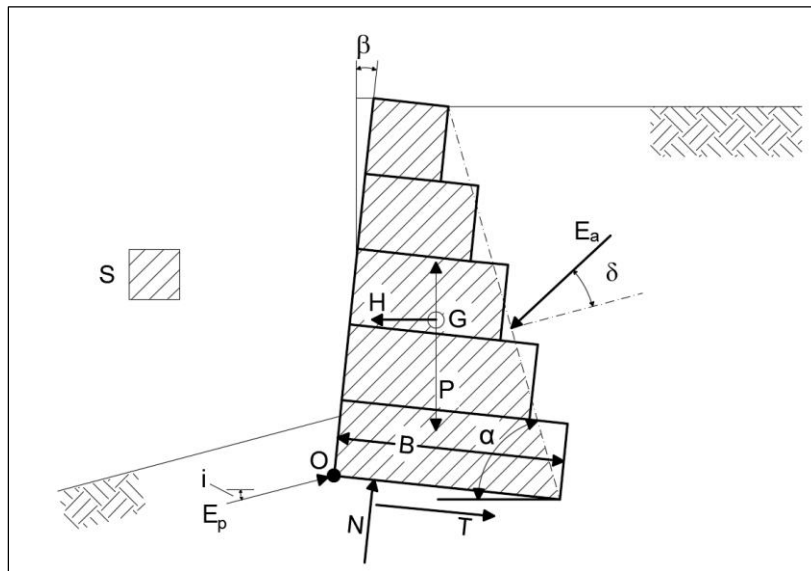


Figura 2.21 – Esquema geral para cálculos de verificação da estabilidade do muro (Adaptado de Barros, 2021)

A Tabela 2.1 apresenta de forma simplificada um intervalo de peso volúmico para cada tipo de rocha.

Tabela 2.1 - Valores de pesos volúmicos de rochas
(Barros, 2021)

Tipo de Rocha	Peso volúmico (kN/m ³)
Basalto	25 – 33
Diorito	25 – 33
Gabro	27 – 31
Gnaisse	25 – 30
Granito	26 – 33
Calcário	17 – 31
Mármore	25 – 33
Quartzito	26,5
Arenito	12 – 30
Argilito	20 – 25

Como visto na Figura 2.21 a área hachurada “S” forma uma figura geométrica irregular e é necessário o conhecimento desta para definir o centro de gravidade “G”. Para isto a área “S” é subdividida em triângulos com área “S_i” com as respectivas coordenadas de cada centro de gravidade “G_i”, a partir disso determina-se o centro de gravidade em que o peso do muro (P) atua por médias ponderadas entre as áreas “S_i”, já em casos com presença de água em que o muro estiver parcialmente submerso, deve-se utilizar o peso volúmico submerso (γ'_g), obtido a partir da Equação 60.

$$\gamma'_g = \gamma_g - (1 - n)\gamma_w = (1 - n)(\gamma_p - \gamma_w) \quad (60)$$

Quando considerado os efeitos sísmicos, as componentes de inércia horizontal (H) e vertical (V) atuam no centro de gravidade (G). O valor destas componentes podem ser obtidos a partir das Equações 61 e 62, onde C_h é o coeficiente de aceleração horizontal, C_v o coeficiente de aceleração vertical associados ao risco sísmico do local.

$$H = C_h \times P \quad (61)$$

$$V = C_v \times P \quad (62)$$

2.3.2 Verificação da estabilidade contra o deslizamento

Para obter o fator de segurança contra o deslizamento é necessário compreender as forças atuantes, incluindo sismos, e então calcular o equilíbrio de forças. Posteriormente calcula-se o atrito na base do gabião, que é uma força resistente ao deslizamento (Barros, 2021).

As Equações 63 e 64 apresentam os cálculos para obter a força normal (N) e força de corte (T) que atuam na base. Na Figura 2.21, α , δ e β são referentes aos ângulos, P é relativo ao peso da estrutura, I_a refere-se ao impulso ativo e I_p ao impulso passivo.

$$N = (P - V) \cos \beta + I_a \cos(\alpha - \delta - \beta) - I_p \sin(i + \beta) + H \sin \beta \quad (63)$$

$$T = -(P - V) \sin \beta + I_a \sin(\alpha - \delta - \beta) - I_p \sin(i + \beta) + H \sin \beta \quad (64)$$

Quando houver consideração de sismos, devem ser incluídas as componentes de inércia horizontal (H) e vertical (V), apresentadas nas Equações 61 e 62.

A Equação 65 descreve o procedimento para calcular a força resistente devido ao atrito disponível na base do muro, definido por T_d .

$$T_d = N \tan \delta^* + aB \quad (65)$$

O valor do ângulo de atrito solo-estrutura (δ) depende das condições entre o solo de aterro e o muro. As características mais relevantes são relacionadas à rugosidade da estrutura e características do solo de aterro: ângulo de atrito, tipo de solo e compactação.

Em relação ao último item citado, é necessário realizar uma compactação adequada a fim de diminuir o índice de vazios e conseqüentemente aumentar seu peso volúmico e ângulo de atrito. Este fator portanto é imprescindível para a segurança da estrutura devendo ser realizada de acordo as propriedades do solo e sua humidade ótima de compactação.

Muros de gabião são estruturas rugosas, o que propicia uma boa aderência entre a estrutura e o solo, ainda mais quando os degraus do muro são direcionados ao tardoz do muro (b). Neste caso isso irá gerar cunhas de solo, definidas a partir de uma linha imaginária traçada entre o fim da base do muro e da camada mais subjacente à superfície do solo de aterro, como demonstrada na Figura 2.22.

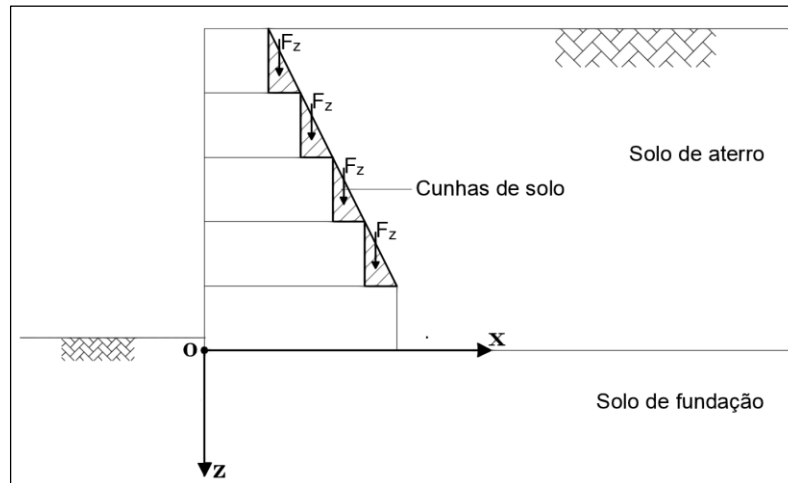


Figura 2.22 – Cunhas de solo

O ângulo de atrito solo-fundação é representado por “ δ^* ” e se não houver instalação de filtro geotêxtil sobre a base do muro pode ser tomado como “ $\delta^* = \phi$ ”, caso isto ocorra deve ocorrer desconto de 10%, sendo “ $\delta^* = 0,9 \phi$ ”, “ a ” é referente a adesão e recomenda-se “ $a = 0,5c$ ” (Barros, 2021).

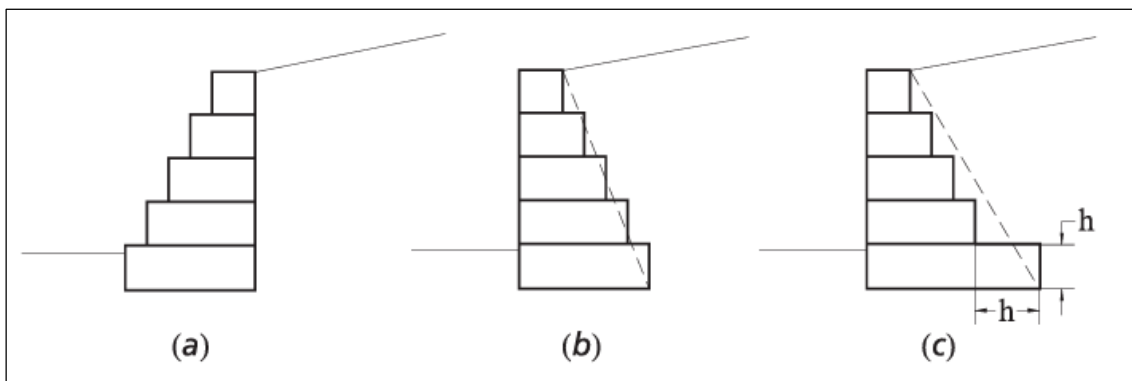


Figura 2.23 – Plano de aplicação do empuxo ativo (Barros, 2021)

A Figura 2.23 aborda o procedimento para definição da área de atuação do impulso ativo. Caso a face plana do muro de gabião seja direcionada ao tardoz do muro (Figura 2.23 -a), o plano de aplicação do impulso ativo é definido por esta face.

Nos casos em que a face escalonada do muro esteja direcionada ao tardoz do muro, surge uma linha de atuação do impulso ativo, que sempre se inicia no tardoz da camada do muro subjacente à superfície do solo de aterro e ao tardoz da camada de base da estrutura.

Se a extensão da camada de base ultrapassar a linha de atuação do impulso ativo, então essa extensão excedente (h) é tomada como uma força de ancoragem “ T_a ”, definida na Equação 66. “ L_a ” é o comprimento da ancoragem e “H” a profundidade da parte da base que atua como ancoragem em relação à superfície do terreno, sendo T_a limitado pela força de tração resistência da malha, abordado na Equação 67 e Tabela 2.2.

$$T_a = L_a \gamma H \tan \delta^* \quad (66)$$

$$T_a \leq \frac{2T_m}{1,2} \quad (67)$$

Tabela 2.2 – Resistência a tração da malha
(Barros, 2021)

Malha	Resistência T_m (kN/m)				
	Diâmetro do fio (mm)				
	2,00	2,20	2,40	2,70	3,00
5 x 7	35	40	45	-	-
6 x 8	30	35	42	47	-
8 x 10	-	-	34	43	53
10 x 12	-	-	-	35	43

Por fim o fator de segurança contra o deslizamento (F_d) é obtido a partir da Equação 68.

$$F_d = \frac{T_d + T_a + I_p \cos(i + \beta)}{I_a \sin(\alpha - \delta - \beta) + H \cos \beta - (P - V) \sin \beta} \quad (68)$$

2.3.3 Verificação contra o derrubamento

Neste caso o fator de segurança é obtido a partir da divisão dos momentos resistentes pelos momentos de derrubamento, em que são considerados os momentos de derrubamento referentes à componente horizontal. A definição do ponto de derrubamento é essencial nesta verificação, sendo pela própria definição do cálculo de momentos o ponto inferior externo do muro (O).

O impulso ativo pode ser decomposto em relação à F_x e F_z , como apresentado na Figura 2.24. O conceito de momento é força multiplicada pela distância perpendicular entre seu ponto de aplicação e o ponto a ser analisado, neste caso o ponto O da figura.

Então, do impulso ativo apenas a força F_x é causadora de forças de derrubamento, isto explica somente a altura y_{I_a} ser levada em conta no cálculo de momento de derrubamento.

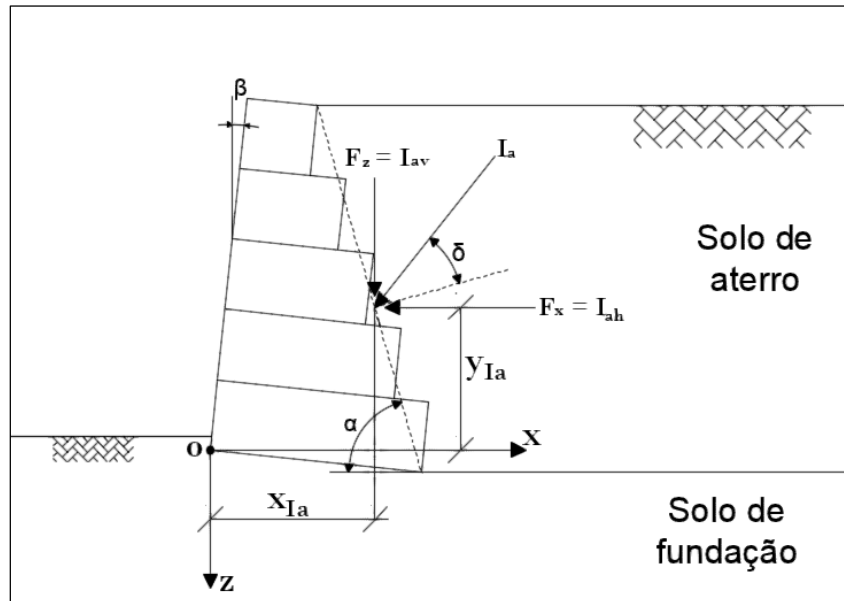


Figura 2.24 - Momento de derrubamento gerado pelo impulso ativo

A força F_x pode então ser também chamada de Impulso ativo horizontal (I_{ah}), com a descrição do cálculo deste momento na Equação 69. Quando calculado os efeitos de sismos, o momento horizontal (M_H) e momento vertical (M_V), também devem ser calculados, com estes apresentados nas Equações 70 e 71, na mesma ordem. H e V são obtidos a partir das Equações 61 e 62.

$$M_{I_{ah}} = I_a \cos(\alpha - \delta) y_{I_a} \quad (69)$$

$$M_H = H \times y_{I_a} \quad (70)$$

$$M_V = V \times x_G \quad (71)$$

Para os momentos resistentes, considera-se o peso próprio do muro, as componentes verticais da força do impulso ativo e passivo, multiplicando pela distância horizontal até o ponto “O”.

A Equação 72 representa o momento resistente gerado pelo peso do muro (P). O momento do impulso passivo pode ser obtido a partir da Equação 73, enquanto o momento devido ao impulso ativo vertical é calculado pela Equação 74.

$$M_p = x_G \times P \quad (72)$$

$$M_{I_p} = I_p (x_{I_p} \sin i + y_{I_p} \cos i) \quad (73)$$

$$M_{I_{av}} = I_a \cos(\alpha - \delta) x_{I_a} \quad (74)$$

O coeficiente de segurança em relação ao derrubamento (FS_t) é então a divisão dos momentos resistentes pelos momentos de derrubamento, dado pela Equação 75.

$$FS_t = \frac{M_p + M_{I_p} + M_{I_{av}}}{M_{I_{ah}} + M_H + M_V} \quad (75)$$

2.3.4 Verificação de tensões à fundação

Para que toda a base do muro esteja carregada a força de reação “R” deve estar atuando no terço central da base do muro, gerando tensão máxima e mínima nos extremos da base da estrutura (Figura 2.25.a), sendo comum a imposição deste posição para casos estáticos, isto se deve ao fato que ligeiros aumentos da excentricidade podem gerar altos valores da tensão máxima transmitida ao maciço, podendo levar ao derrubamento da estrutura, com a elevada tensão ocasionando recalque excessivo (Fernandes, 2015).

Calcula-se inicialmente a distância “d” entre o ponto de derrubamento e o ponto de aplicação da força normal, pela divisão dos momentos pela força normal (Equação 76)

$$d = \frac{M_p + M_{I_p} + M_{I_{av}} - M_{I_{ah}} - M_h - M_v}{N} \quad (76)$$

Obtendo a distância “d” é possível conhecer a excentricidade do ponto N em relação à base do muro a partir da Equação 77.

$$e = \frac{B}{2} - d \quad (77)$$

A partir disso pode se obter a tensão máxima (Equação 78) e tensão mínima (Equação 79) para os casos em que $e \leq B/6$.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) \quad (78)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) \quad (79)$$

Se a força de reação “R” atuar fora do terço central ($e > B/6$) ocorre uma distribuição triangular (Figura 2.25.b), com parte do muro sem contato direto com o solo, esta situação deve ser evitada (Barros, 2021).

Para estes casos a tensão máxima é definida pela Equação 80.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2N}{3d} \quad (80)$$

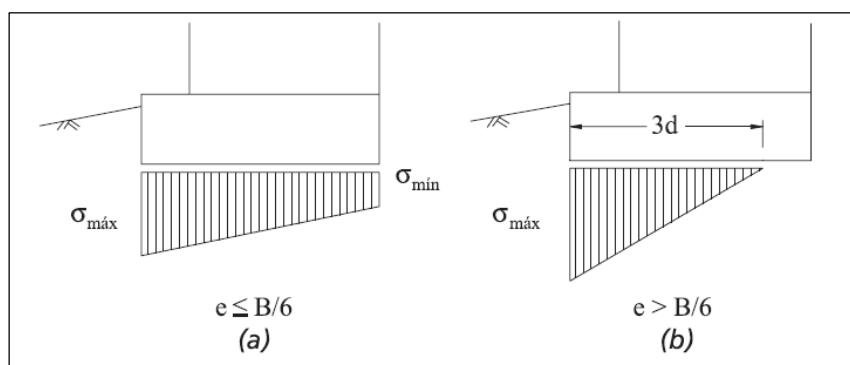


Figura 2.25 – Tensões aplicadas à fundação (Barros, 2021)

As equações a seguir são utilizadas para o cálculo da capacidade de carga limite do solo de fundação. O ângulo no cálculo dos fatores N_q e N_γ deve ser expresso em radianos, com a letra “e” no cálculo de N_q sendo o número de Euler. T é a força tangente que atua na base do muro e y é diferença de altura entre o solo frente ao muro e a cota de apoio, N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga, d_c , d_q e d_γ são fatores de profundidade. i_q e i_γ são relativos à inclinação.

A tensão limite pode ser obtida pelo cálculo exposto na Equação 81, com os cálculos para obter o valor dos parâmetros necessários para isto apresentados entre as Equações 82 e 89.

$$\sigma_{\text{lim}} = c N_c d_c + q N_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (81)$$

$$q = \gamma \times y \quad (82)$$

$$i_q = 1 - \frac{T}{2N} \quad (83)$$

$$i_\gamma = i_q^2 \quad (84)$$

$$d_c = d_q = 1 + 0,35 \frac{y}{B} \quad (85)$$

$$d_y = 1 \quad (86)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad (87)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (88)$$

$$N_y = 1,8 (N_q - 1) \tan \phi \quad (89)$$

As tensões de reação também podem ser analisadas como retangulares (Figura 2.26), entretanto trata-se de uma simplificação e deve ser evitado, já que o formato do muro de gabião é de forma geral escalonado (com degraus), o que gera uma distribuição variável das forças de reação na fundação.

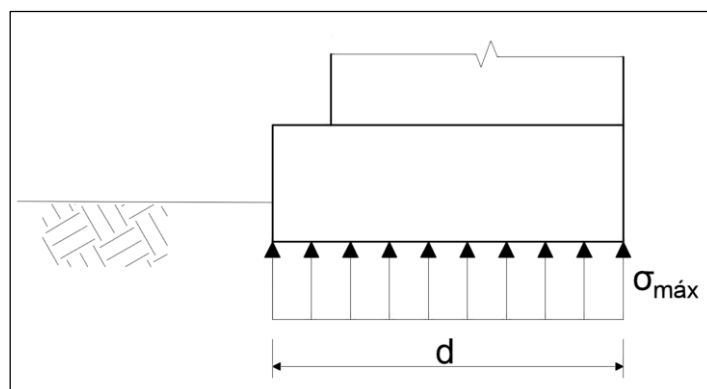


Figura 2.26 - Tensão retangular aplicada à fundação

A Equação 90 apresenta o cálculo da tensão em formato retangular, onde e representa a excentricidade, “ N ” é a força normal e “ d ” a largura de atuação desta força. Nestes casos a para a reação estar em contato com toda a base da fundação, a força normal deve atuar no terço central da base, com $e \leq B/6$, onde B é a largura da base do muro.

$$\sigma = \frac{N}{d - 2e} \quad (90)$$

Barros (2021) recomenda que a tensão admissível seja um terço da tensão limite (Equação 91) e o valor da tensão sempre menor que a capacidade de carga.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{3} \quad (91)$$

Alguns solos podem apresentar características complexas quanto ao seu comportamento, são estes: solos colapsíveis, solos expansivos e argilas moles.

Os solos colapsíveis são solos não saturados que, na presença de água, contraem. A diminuição do seu volume gera um rearranjo do solo, podendo levar a danos estruturais graves.

Solos expansivos também são solos não saturados que, por conta dos minerais presentes em sua composição, podem, quando expostos à água, sofrer ampliação de seu volume. Ao ressecar, esses solos voltam a se tornar não saturados. Essas modificações alteram as tensões no solo, podendo causar danos à estrutura.

As argilas moles são solos plásticos que apresentam baixa capacidade de carga. Suas propriedades instáveis tornam necessárias técnicas específicas para atingir o fator de segurança, como, por exemplo, o melhoramento de solo.

2.3.5 Verificação da estabilidade contra a rotura interna

Em muros de gabião, a rotura interna pode ocorrer pelo deslizamento de um bloco superior sobre o inferior, uma das formas é realizar a análise de forma análoga a de taludes, calculando o Impulso total e tratando a coesão (c_g) e o atrito (ϕ^*) entre os blocos como forças resistentes. Outra verificação necessária é a da resistência à tensão normal, admitindo que a força normal N é distribuída uniformemente em torno do ponto de aplicação até a borda do gabião (d) (Barros, 2021).

A Equação 92 apresenta o ângulo de atrito entre interno do gabião e a Equação 93 a coesão interna. A tensão máxima e tensão admissível são calculados pelas Equações 94 e 95. γ_g refere-se ao peso volúmico dos gabiões e p_u o peso da rede metálica.

$$\phi^* = 25\gamma_g - 10^\circ \quad (92)$$

$$c_g = 0,30p_u - 0,50 \text{ [tf/m}^2\text{]} \quad (93)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{2d} \quad (94)$$

$$\sigma_{adm} = 0,30\gamma_g - 30 \text{ [tf/m}^2\text{]} \quad (95)$$

2.3.6 Verificação da estabilidade contra a rotura global

Quando a superfície de deslizamento contorna o maciço sem tocá-lo, pode ocorrer então a rotura global, que normalmente está ligada a solos de menor capacidade de carga abaixo da fundação, sendo esta forma de deslizamento similar à de taludes sem a presença da estrutura de suporte, pode-se então seguir o mesmo princípio de cálculo, levando em conta agora a existência da estrutura de suporte (Barros, 2021). A Figura 2.27 exemplifica o exposto anteriormente.

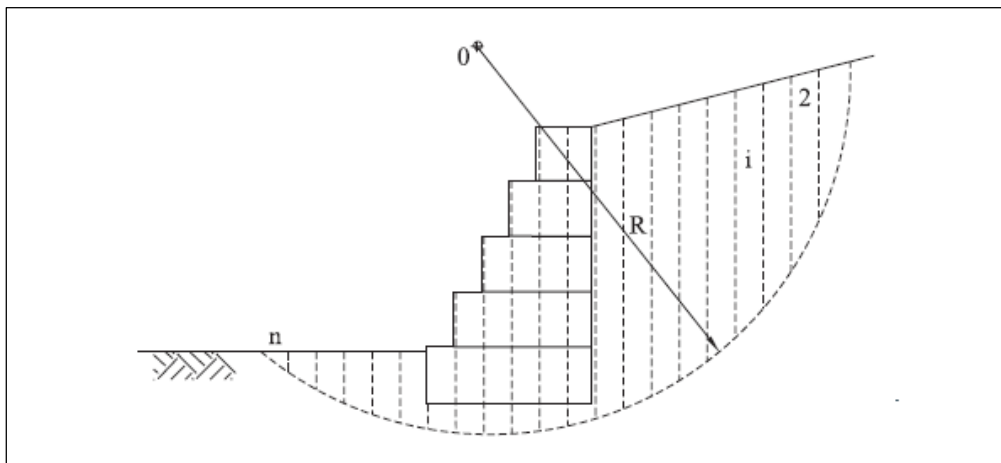


Figura 2.27 – Superfície de deslizamento circular
(Adaptado de Barros, 2021)

A verificação da estabilidade global normalmente é alcançada a partir de *softwares* específicos para análise de estabilidade, verificando várias superfícies de rotura e encontrando a crítica, geralmente por superfícies circulares (Barros, 2021). Neste trabalho será utilizado o *software* Geo 5 (2020).

2.4 Estabilidade de taludes

Taludes naturais podem ser constituídos por solos residuais e/ou coluvionares, além de rochas. As ações contínuas de forças gravitacionais e do processo de intemperismo resultam em solos com resistência inferior à da rocha de origem, ocasionando alterações de tensões. Dependendo da influência da topografia, essas tensões podem tornar-se favoráveis à movimentação de massa (Gerscovich, 2016).

Um exemplo de modificação de tensões do solo pode ser observado na Figura 2.24, que destaca a fragilidade da rocha após o processo de intemperismo, corroborando

com o exposto acima sobre a alteração de tensões no solo. Há um padrão para a composição do solo em função da rocha-mãe, apresentado no Quadro 1.

A modificação de um talude natural para uma inclinação maior do que a original traz a necessidade de estruturas para suportar o novo formato, tendo em vista que a partir da modificação as condições de equilíbrio não seriam satisfeitas.

Quadro 1 - Composição do solo em função da rocha mãe. (Adaptado de Gerscovich, 2016)

Rocha	Tipo de Solo
Basalto	Argiloso
Quartzito	Arenoso
Filito	Argiloso
Granito	Arenoargiloso (micáceo)
Calcário	Argiloso
Gnaisse	Siltoso e micáceo

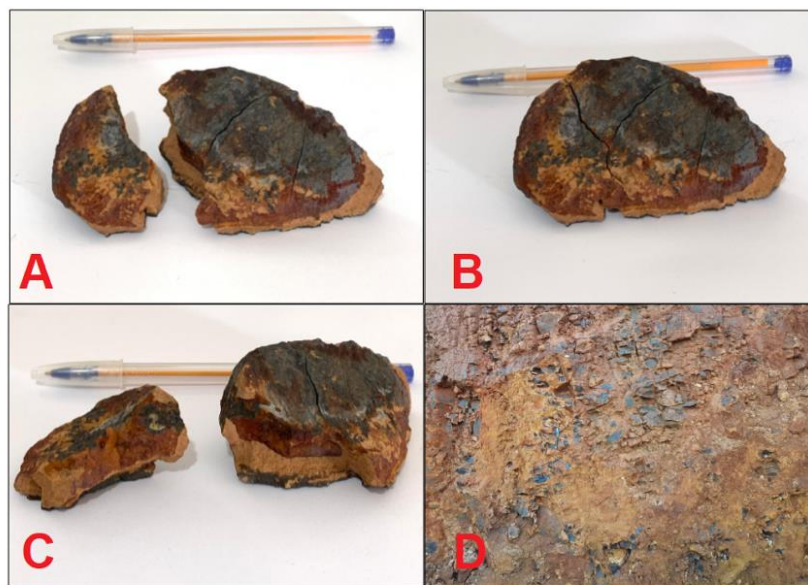


Figura 2.28 – Resultado do intemperismo em rocha basáltica (Tondo; Costa, 2022)

Uma certa homogeneidade e isotropia do solo permite um arco com circunferência de raio constante, descrita como deslizamento circular, observada na Figura 2.29 (a), enquanto a heterogeneidade do solo apresentando diferentes resistências torna essa superfície irregular, como visto na Figura 2.29 (b), essa superfície irregular é tratada como não-circular.

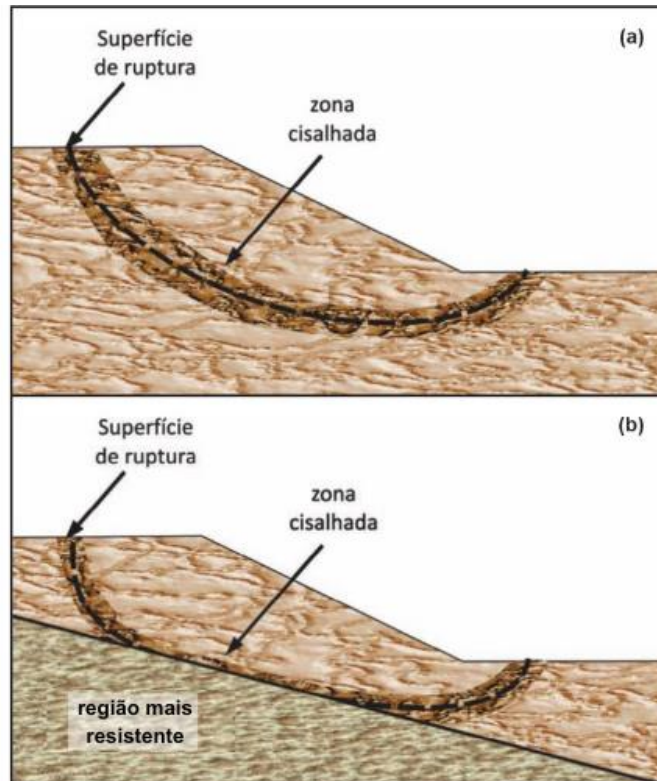


Figura 2.29 - Zona cisalhada e superfície de corte: (a) solo homogêneo; (b) solo heterogêneo. (Adaptado de Gerscovich, Vargas JREA, TMP de Campos, 2023)

2.4.1 Tipos de movimento de massa

Hungr, Leroueil e Picarrelly (2014) apresentaram uma proposta de atualização da classificação de Varnes para os movimentos de massa, segundo os autores a justificativa principal para a atualização é de que a definição dos materiais formados de deslizamentos por Varnes (1978) é incompatível com padrões geotécnicos e a terminologia geológica de rochas e solos, além de outras modificações decorrentes de atualizações geotécnicas.

A Tabela 2.3 apresenta a classificação quanto aos movimentos de massa.

Tabela 2.3 – Sumário da nova versão proposta para o sistema de classificação de Varnes.
(Adaptado de Hungr, Leroueil, Picarelli, 2014)

Tipo de movimento	Rocha	Solo
Queda	Queda de gelo/rocha ^a	Queda de pedras/detritos/silte ^a
Derrubamento	Queda de blocos de rocha ^a	Derrubamento de cascalho/areia/silte ^a
	Flexão de rocha	
Deslizamento	Deslizamento rotacional de rocha	Deslizamento rotacional de argila/silte
	Deslizamento plano de rocha ^a	Deslizamento planar de argila/silte
	Deslizamento de cunha de rocha ^a	Deslizamento de cascalho/areia/detritos ^a
	Deslizamento composto de rocha	Deslizamento composto de argila/silte
	Deslizamento irregular de rocha ^a	
Espalhamento	Alargamento de taludes rochosos	Propagação de liquefação de areia/silte ^a
		Argila sensível a propagação ^a
Fluxo	Avalanche de rocha/gelo ^a	Fluxo seco de areia/silte/detritos
		Fluxo de deslizamentos areia/silte/detritos
		Fluxo de deslizamento de argila sensível ^a
		Fluxo de detritos ^a
		Fluxo de lama ^a
		Inundação de detritos
		Avalanche de detritos ^a
		Fluxo de terra
		Fluxo de turfa
Deformação do talude	Deformação de encostas de montanha	Deformação do talude do solo
	Deformação do talude rochoso	Fluência do solo
		Solifluxão

2.4.2 Método das fatias

O método das fatias está incorporado na teoria do equilíbrio limite, em que se admite que a rotura ocorre ao longo de uma superfície circular, poligonal ou qualquer outra geometria definida, em que a condição de rotura iminente é atingida ao mesmo tempo por todos os elementos dessa superfície (Gerscovich, 2019). O modelo geral é apresentado na Figura 2.30.

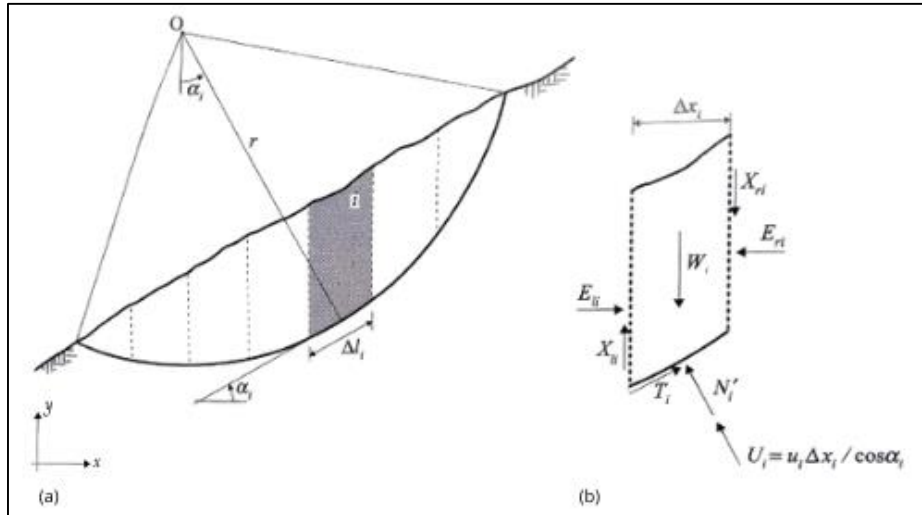


Figura 2.30 - Método das fatias: a) massa de terras em análise; b) fatia genérica com as forças aplicadas. (Fernandes, 2015)

A formulação geral do método das fatias é apresentada na Equação 96:

$$FS = \frac{\sum c' \times \Delta l + N' \times \tan \phi'}{\sum W_i \sin \alpha} \quad (96)$$

Sendo:

- FS : Fator de segurança;
- W_i : Peso;
- N'_i : Resultante das tensões efetivas normais à base da fatia;
- U_i : Resultante da tensão da água nos poros da base da fatia;
- T_i : Resultante das tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia;
- E_{li} e X_{li} : As componentes normal e tangencial das forças de interação na face esquerda;
- E_{ri} e X_{ri} : As componentes normal e tangencial das forças de interação na face direita;

A principal dificuldade do método das fatias é que é um problema estaticamente indeterminado, pelo sistema possuir mais incógnitas do que equações disponíveis, isso é detalhado no Quadro 2.

Quadro 2 - Equações e incógnitas no método das fatias (Adaptado de Whitman & Bailey, 1967) Apud Fernandes (2015)

Equações disponíveis		Incógnitas	
Equilíbrio de forças		Relacionadas com o equilíbrio de forças:	
2 por fatia:	$2n$	Forças N'_i	N
		Forças E_i e X_i	$2(n-1)$
		Valor de F que relaciona T_i com N'_i	1
Equilíbrio de momentos		Relacionadas com o equilíbrio de momentos:	
1 por fatia:	n	Pontos de aplicação das forças E_i	$n - 1$
Total:	$3n$	Total:	$4n - 2$

Para tornar o problema estaticamente determinado os autores propuseram diferentes considerações com o intuito de diminuir o número de incógnita. A partir disso diferentes métodos foram postulados, estes serão apresentados nos capítulos a seguir.

2.4.3 Método de Fellenius

Também conhecido como método Sueco, o método de Fellenius (1936) é considerado um método clássico na análise de estabilidade de taludes e foi o primeiro método de cálculo consagrado nesta área, possibilitando estudos complementares por outros autores e um importante desenvolvimento e compreensão no âmbito da estabilidade de taludes. É importante ressaltar que este método foi desenvolvido numa época anterior aos computadores, ou seja é um método puramente manual, em que se alcança o fator de segurança pela soma das forças atuantes em cada fatia, normalmente utilizando tabelas.

O esquema geral do método é o mesmo que o apresentado na Figura 2.30.b, mas para tornar o problema estaticamente determinado considera-se que as forças normais (E_i) e de corte entre as fatias (X_i) são iguais e opostas. As Equações 97 e 98 demonstram essas considerações.

$$E_i = E_{i+1} \quad (97)$$

$$X_i = X_{i+1} \quad (98)$$

As forças atuantes na direção normal são força peso (W) com inclinação α , força normal efetiva (N') e a força da poropressão (u) pelo comprimento da fatia (l). O cálculo para obtenção da força normal efetiva (N') é descrito na Equação 99.

$$N' = W \cos \alpha - ul \quad (99)$$

A partir disso com $u = \gamma_w h_w$, onde h_w é a altura do lençol freático acima da base da fatia ou em relação à equipotencial, o Fator de Segurança (FS) é obtido pela Equação 100.

$$FS = \frac{c' L_{AB} + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha} \quad (100)$$

Uma observação importante sobre este método é que ele é conservativo, de tal modo que se comparado com métodos mais precisos, o erro pode chegar até a 20% (Barnes, 2000)

Gerscovich (2019) alerta que em casos de círculos muito profundos e quando houver elevados valores de poropressão este método tende a ser menos preciso, tornando-o pouco confiável.

2.4.3.1 Método de Fellenius/Petterson

É o método utilizado pelo *software Geo5 (2020)*, por ser uma complementação do método original de Fellenius realizada por Petterson, agregando ao método a possibilidade de calcular os efeitos da água na estabilidade de taludes. O Método de Fellenius/Petterson (1955) apresenta assim como no método base a desconsideração da força de corte (X_i) e força normal (E_i) entre as fatias, com a equação de equilíbrio global de momentos é calculado em relação ao centro da superfície de deslizamento (GEO5, 2024).

O coeficiente de segurança é obtido de forma direta na Equação 101.

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \sum_i [c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \tan \phi_i] \quad (101)$$

2.4.4 Método de Bishop simplificado

Neste método para tornar o problema estaticamente determinado as forças de corte X_i entre os blocos é desconsiderada e assim como no método original, a obtenção do fator de segurança é realizada por meio de iterações. GEO5 (2024) apresenta a Equação 102 para o cálculo de FS.

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \sum_i \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_i \sin \alpha_i}{FS}} \quad (102)$$

Fernandes (2015) apresenta o método de forma detalhada, facilitando a compreensão do processo até se obter da equação do fator de segurança.

O cálculo das forças normais efetivas (N'_i) segue o exposto na Equação 103.

$$W_i - N'_i \cos \alpha_i - u_i \Delta x_i - T_i \sin \alpha_i = 0 \quad (103)$$

A força T_i representa a força tangencial mobilizada na base da fatia, e a força tangencial resistente (T_{fi}) é obtida a partir da Equação 104.

$$T_{fi} = c'_i \Delta \ell_i + \tan(\phi') N'_i \quad (104)$$

Com a força T_{fi} podendo ser alcançada a partir do fator de segurança (FS), com a descrição do cálculo na Equação 105.

$$T_i = \frac{c'_i}{FS} \Delta \ell_i + \frac{\tan \phi'_i}{FS} N'_i \quad (105)$$

Substituindo a Equação 105 na Equação 103:

$$N'_i = \frac{W_i - u_i \Delta x_i - \left(\frac{1}{FS}\right) c'_i \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \left[1 + \left(\frac{1}{FS}\right) \tan \phi'_i \tan \alpha_i\right]} \quad (106)$$

A Equação 106 representa a resultante das tensões efetivas normais à base da fatia e substituindo este valor na Equação 96 apresentada na formulação geral do método das fatias (Cap.2.4.2), é possível obter o fator de segurança, que estará presente nos dois membros da equação, tratando-se, portanto, de método iterativo. Com isso, o fator de segurança pode ser obtido a partir da Equação 107.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c'_i \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \tan \phi'_i] \left[\frac{1}{M_i(\alpha)}\right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (107)$$

O fator de segurança do segundo membro está implícito, como apresentando na Equação 108.

$$M_i(\alpha_i) = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'_i}{FS}\right) \quad (108)$$

2.4.5 Método de Morgenstern & Price

O Método de Morgenstern & Price (1965) é o mais abrangente para o equilíbrio limite, com uma abordagem distinta dos outros métodos, considera que a inclinação da resultante (θ) é alterada por uma função ao longo da superfície de rotura e os esforços atuam em fatias infinitesimais (Gerscovich, 2019). A Figura 2.31 demonstra o modelo geral para este método.

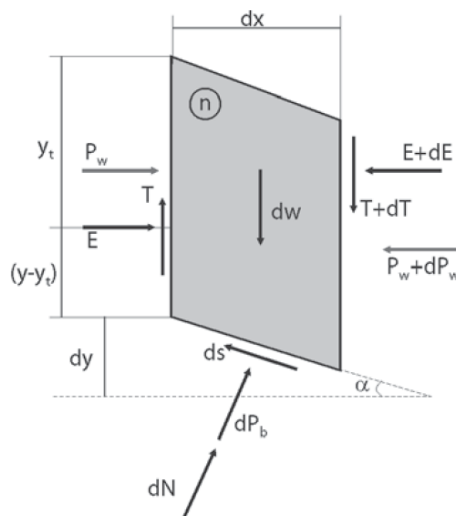


Figura 2.31 - Esforços na fatia n (Gerscovich, 2019)

Na Figura 2.31, dW representa o peso da fatia, P_w a poropressão no contorno entre fatias, ds a resistência na base e E e T os esforços entre fatias em $(y-y_t)$.

Para fugir da indeterminação estática, uma relação entre as componentes tangencial e normal das forças de interação é adotada, sendo $f(x)$ uma função de forma arbitrária e λ um fator de escala adimensional, com isso o número de incógnitas passa a ser $3n$, que é o mesmo das equações de equilíbrio (Fernandes, 2015). Esta relação é descrita na Equação 109.

$$\tan \theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad (109)$$

A Figura 2.32 apresenta o comportamento das diferentes funções, para optar por $f(x)$ é necessário uma análise inicial da variação da inclinação das forças entre fatias da superfície de deslizamento talude (Gerscovich, 2019).

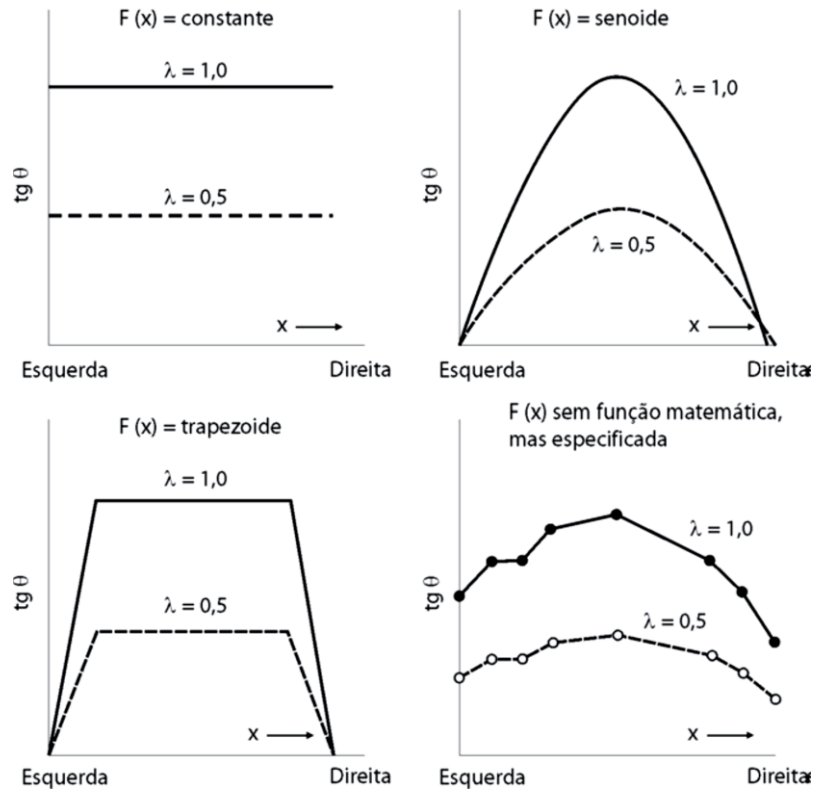


Figura 2.32 - Função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias sugeridas por Morgenstern e Price (Gerscovich, 2019)

As fatias são consideradas infinitesimais ($dx \rightarrow 0$). Para garantir que não ocorra rotação da fatia, assume-se que o equilíbrio de momentos em relação ao centro da base da fatia seja igual a zero (Gerscovich, 2019). A partir disto é possível obter a Equação 110.

$$-T = \frac{d\{E(y - y_t)\}}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d\{P_w(y - h)\}}{dx} - P_w \frac{dy}{dx} \quad (110)$$

Baseando-se no critério de rotura de Mohr-Coulomb em conjunto com o equilíbrio de forças na direção normal e tangente à base da fatia, utilizando a Equação 109 é possível gerar a Equação 111, possibilitando o cálculo da força (E_x) entre fatias, com x sendo o eixo das abcissas (Gerscovich, 2019).

$$E(x) = \frac{1}{L + K_x} \left[E_i L + \frac{N x^2}{2} + P_x \right] \quad (111)$$

Onde K , L , N e p são obtidos a partir das Equações 112, 113, 114 e 115.

$$K = \lambda k \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} + A \right\} \quad (112)$$

$$L = 1 - \frac{A \tan \phi'}{FS} + \lambda m \left(\frac{\tan \phi'}{FS} + A \right) \quad (113)$$

$$N = \frac{\tan \phi'}{FS} [2AW_w + p - r(1 + A^2)] + [-2W_w + pA] \quad (114)$$

$$p = \frac{1}{FS} \{ (c - s \tan \phi')(1 + A^2) + V_w A \tan \phi' + q \tan \phi' \} + \{ qA - V_w \} \quad (115)$$

Para o equilíbrio de momentos, utiliza-se a Equação 106, obtendo as Equações 116 e 117.

$$M(x) = E(y_t - y) = M_{ew}(x) + \int_{x_0}^x \left(\lambda f - \frac{dy}{dx} \right) E dx \quad (116)$$

$$M_{ew}(x) = \int_{x_0}^x \left(-P_w \frac{dy}{dx} \right) dx + [P_w(y - h)] \quad (117)$$

2.4.6 Método de Spencer

O método de Spencer (1967) apresenta a vantagem de calcular o coeficiente de segurança simultaneamente em termos de momentos e de forças.

Spencer (1967) considera as forças entre fatias, mas propõe uma inclinação constante, a soma dessas forças resulta numa força Q (em termos totais) com inclinação θ , que passa no ponto de intersecção das outras forças atuantes – Peso (W), Normal (N) e Corte (S) - além disso ele admite a existência de fendas de tração (Gerscovich, 2019). O modelo geral para este método é apresentado na Figura 2.33.

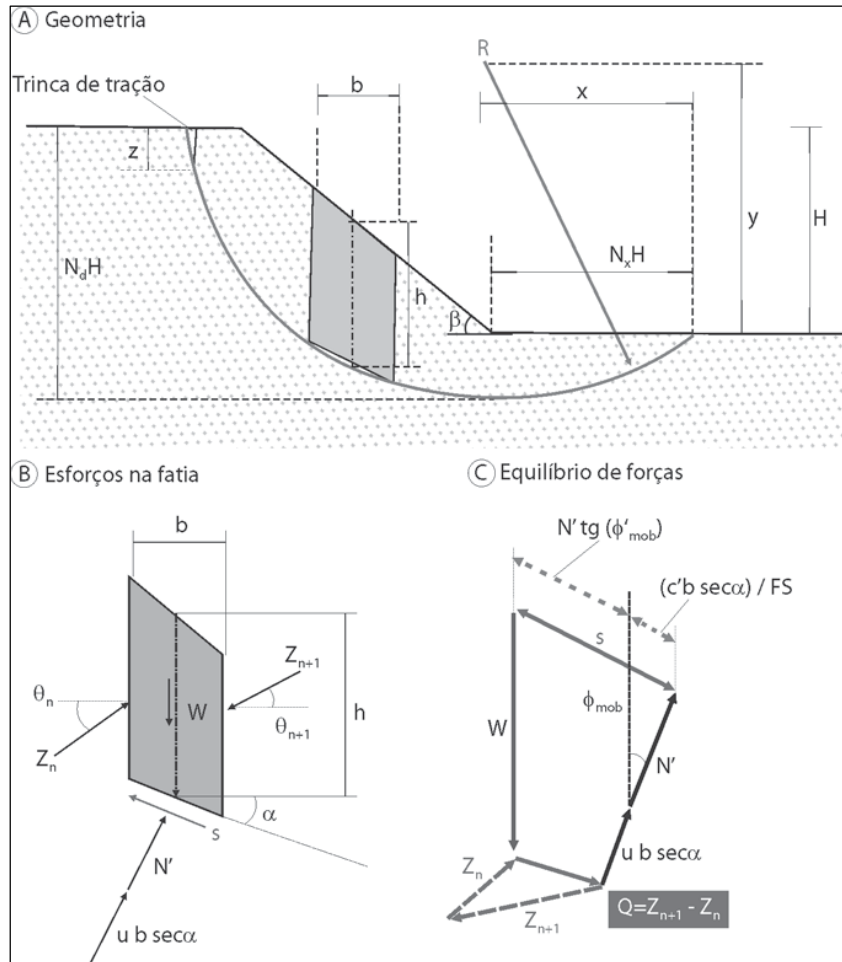


Figura 2.33 – Método de Spencer
(Gerscovich, 2019)

As equações para equilíbrio de forças e momentos baseiam-se na Figura 2.33. Gerscovich (2019, p.163) elucida a interpretação para o equilíbrio de momentos: “...se o somatório de momentos das forças externas em relação ao centro do círculo for nulo, então o mesmo deverá ocorrer com o somatório de momentos das forças internas.”

A resultante Q é obtida a partir da Equação 118.

$$Q = \frac{\frac{c'b}{FS} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{FS} (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{FS} \tan(\alpha - \theta) \right]} \quad (118)$$

Se levada em conta a poropressão (r_u), que é assumida como constante no talude, então a força resultante Q é definida na Equação 119 por:

$$Q = \gamma H b \left\{ \frac{\frac{c'}{FS \gamma H} + \frac{1}{2} \frac{h \tan \phi'}{H FS} (1 - 2r_u + 2 \cos \alpha) - \frac{1}{2} \frac{h}{H} \sin 2\alpha}{\cos \alpha \cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{FS} \tan(\alpha - \theta) \right]} \right\} \quad (119)$$

Como as fatias possuem inclinação constante, então a igualdade exposta na Equação 120, que apresenta o equilíbrio de forças, é verdadeira.

$$\sum Q \cos \theta = \sum Q \sin \theta = \sum Q = 0 \quad (120)$$

Para o equilíbrio de momentos, segue-se a Equação 121.

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (121)$$

Na Figura 2.34 pode-se visualizar o principal diferencial do método de Spencer (1967) em relação aos Métodos de Fellenius (1936) e Bishop (1955), com o coeficiente de segurança respeitando o equilíbrio de forças e momentos, tornando-o mais preciso.

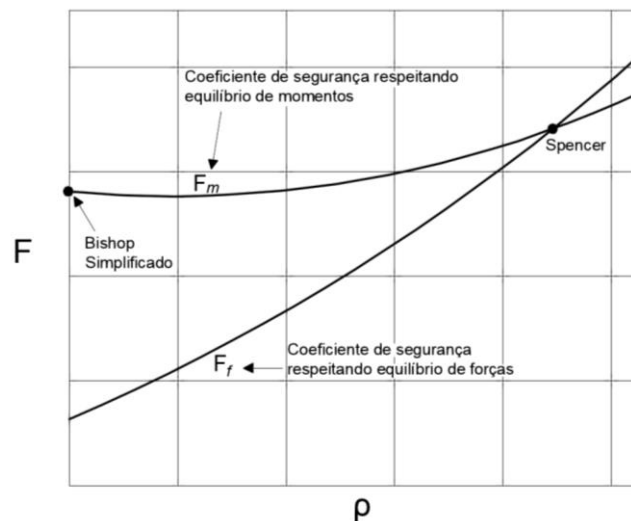


Figura 2.34 – Determinação do coeficiente de segurança pelo Método de Spencer (Adaptado de Fernandes, 2015)

2.4.7 Método de Janbu

O Método de Janbu (1954) permite a análise da estabilidade de taludes de independente da forma de rotura, podendo ser ou circular ou não. Neste método são levados em conta fatores sísmicos, como aceleração horizontal e vertical, tornando-o importante também para este tipo de situação. Os planos entre as fatias são tratados sempre como verticais, com a linha de ação do peso do bloco (W_i) passando pelo centro da superfície de deslizamento (M), onde também atua a força normal (N_i), z_i refere-se ao ponto de atuação das forças E_i , medida a partir da superfície de deslizamento e normalmente com altura adotada de 1/3 da altura interlamelar (GEO5).

O método de Janbu (1954) é um método rigoroso e optou-se por isto descrevê-lo de forma detalhada para facilitar sua compreensão, com as forças atuantes descritas na Figura 2.35.

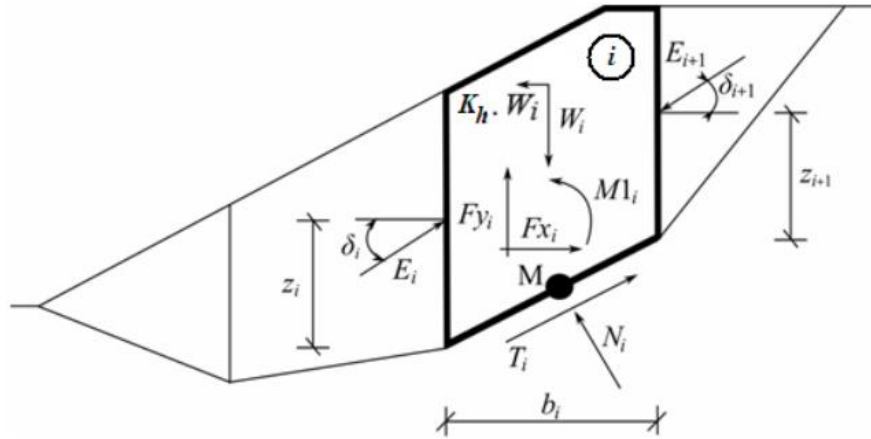


Figura 2.35 – Forças atuantes no método de Janbu. (GEO5, 2024).

As equações e dados a seguir foram descritos por GEO5 (2024) na apresentação do Método de Janbu (1954).

- W_i : peso do bloco, incluindo o valor da componente material vertical de sobrecargas com direção descendente, considerando a influência do coeficiente sísmico vertical K_v ;
- $K_h * W_i$: momento de inércia horizontal considerando o efeito sísmico, onde K_h é o coeficiente sísmico horizontal;
- N_i : força normal atuante na superfície do talude;
- T_i : Força de corte atuante na superfície do talude;
- E_i, E_{i+1} : orças exercidas por blocos vizinhos, com um ângulo de inclinação δ_i e δ_{i+1} , respectivamente, medido a partir do plano horizontal e à cota z_i e z_{i+1} , respectivamente, acima da superfície de deslizamento;
- F_{x_i}, F_{y_i} : outras forças horizontais e verticais atuantes no bloco;
- M_i : momentos das forças F_{x_i}, F_{y_i} em relação ao ponto M , que representa o centro do iésimo segmento da superfície de deslizamento;
- U_i : Impulso resultante no iésimo segmento da superfície de deslizamento;
- φ_i : ângulo de atrito interno do solo no segmento da superfície de deslizamento;
- c_i : coesão do solo no segmento da superfície de deslizamento;
- α_i : inclinação do segmento da superfície de deslizamento;

- y_{gi} : coordenada vertical do ponto de aplicação do peso do bloco;
- y_M : coordenada vertical do ponto M.

A força normal atuante é a soma da tensão normal efetiva e da poropressão (Equação 122).

$$N_i = N'_i + U_i \quad (122)$$

Utilizando o critério de Mohr-Coulomb é definido a relação entre força normal e força de corte para uma fatia qualquer (Equação 123).

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (123)$$

A Equação 124 demonstra o cálculo para o equilíbrio de forças com direção normal ao segmento da superfície de deslizamento.

$$\begin{aligned} N'_i + U_i - W_i \cos \alpha_i + K_h W_i \sin \alpha_i \\ + F y_i \cos \alpha_i \\ - F x_i \sin \alpha_i + E_{i+1} \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0 \end{aligned} \quad (124)$$

O equilíbrio do segmento da superfície de deslizamento é obtido pela Equação 125 onde FS é introduzido na equação com o objetivo de minorar os valores característicos do solo.

$$\begin{aligned} N'_i \frac{\tan \varphi}{FS} + \frac{c_i}{FS \cos \alpha_i} - W_i \sin \alpha_i - K_h W_i \cos \alpha_i + F y_i \sin \alpha_i + \\ F x_i \cos \alpha_i - E_{i+1} \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \end{aligned} \quad (125)$$

O equilíbrio de momentos em relação a M é definido na Equação 126.

$$\begin{aligned} E_{i+1} \cos \delta_{i+1} \left(Z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} \frac{b_i}{2} \\ - E_i \cos \delta_i \left(Z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) \\ - E_i \sin \delta_i \frac{b_i}{2} + M 1_i - K_h W_i (y_M - y_{gi}) = 0 \end{aligned} \quad (126)$$

Janbu a fim de tornar seu método mais ágil adicionou em 1973 um fator de correção “f_o”, obtido de forma gráfica onde na abcissa é a relação da altura da superfície de deslizamento até a altura crítica (d) pelo comprimento (L) da linha crítica, enquanto no eixo das ordenadas são apresentados valores de f_o e então a partir de curvas

relacionadas com diferentes valores de coesão e ângulo de atrito interno do solo, obtém-se o fator f_o . Este método ficou conhecido como Método de Janbu simplificado (1973).

Finalmente o Fator de Segurança é obtido pela Equação 127.

$$FS = f_o \frac{\sum \frac{[c' + (p - u) \tan \phi']}{n_\alpha}}{\sum (W \tan \alpha) + E_T} \quad (127)$$

Para obter f_o basta seguir o gráfico exposto na Figura 2.36.

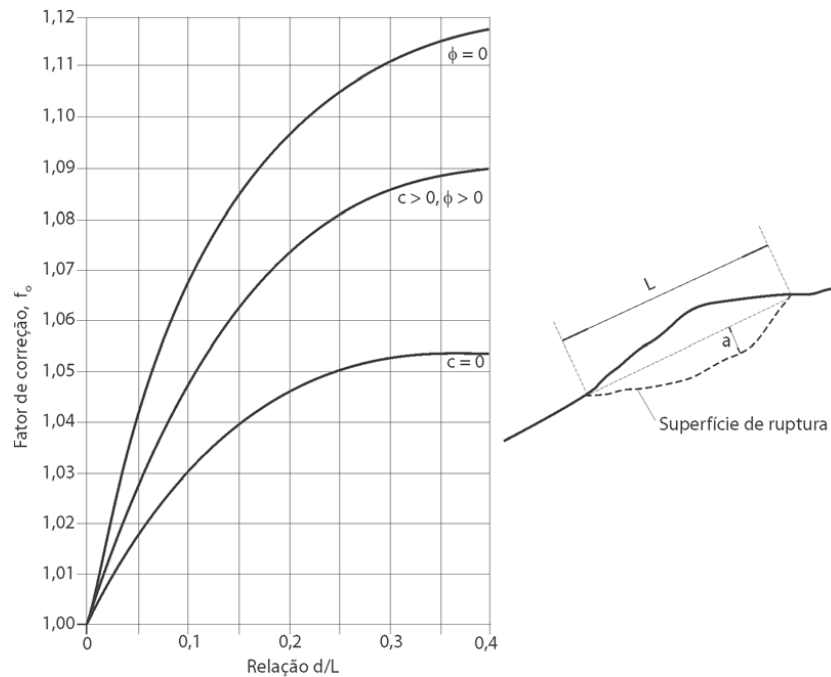


Figura 2.36 – Gráfico para obtenção do fator de correção f_o (Gerscovich, 2019)

O parâmetro n_α de Equação 127 depende da geometria da fatia e pode ser determinado a partir da Equação 128.

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi'}{FS} \tan \alpha \right) \quad (128)$$

Gerscovish (2019) alerta que o Método é apropriado para taludes homogêneos e que não fornece resultados confiáveis para superfície em forma de cunha.

2.4.8 Resumo sobre a estabilidade de taludes

As diferentes metodologias apresentadas podem resultar em valores diferentes e é de responsabilidade do profissional escolher o método que melhor se encaixa àquela obra.

O método mais apropriado irá depender dos ensaios realizados, fatores locais, homogeneidade e isotropia do solo, fatores sísmicos e a presença de água no local, além disso alguns métodos são mais conservadores que outros, a experiência e conhecimento teórico do profissional promovem em conjunto uma escolha adequada.

O Quadro 3 condensa as informações principais sobre os diferentes métodos apresentados anteriormente.

*Quadro 3 - Principais características dos métodos de equilíbrio limite
(Adaptado de Gerscovich, Vargas JREA, TMP de Campos, 2023)*

Método	Forma da Superfície	Equilíbrio de forças	Equilíbrio de Momentos	Características destacáveis
Fellenius (1936)	Circular	A força N é obtida por equilíbrio em relação à normal à superfície de rotura	Satisfaz	Elimina os termos das forças (E, X) entre fatias
Bishop (1955)	Circular	A força N é obtida por equilíbrio em relação à vertical	Satisfaz	Despreza a parcela das forças tangenciais (X) entre fatias
Spencer (1967)	Circular	Satisfaz	Satisfaz	As forças entre fatias (X, E) são representadas por sua resultante, com inclinação constante (θ)
Sarma (1973,1979)	Não Circular	Satisfaz	Satisfaz	Introduz uma função de distribuição para as forças tangenciais (X) entre fatias
Morgenstern & Price (1965)	Não Circular	Satisfaz	Satisfaz	A inclinação da resultante das forças entre fatias (X, E) é representada por uma função de distribuição
Jambu (1972)	Não Circular	Satisfaz	Satisfaz	Existe método simplificado para incorporar efeitos das forças entre fatias

2.5 Abordagem do Eurocódigo 7

A Norma Europeia EN 1997-1:2010 – Eurocódigo 7 (EC 7) é a norma que rege projetos geotécnicos em Portugal, definindo requisitos para segurança estrutural e durabilidade. Os Eurocódigos estruturais são conhecidos pelo formato consolidado dos

coeficientes parciais de segurança, em que estes coeficientes são utilizados para gerar um valor de cálculo de resistência e valor de cálculo dos efeitos das ações para cada estado limite (Fernandes, 2015).

O dimensionamento segundo o EC 7 (2010) segue o padrão do EC 0 (2010) e reforça o conhecimento das propriedades de solos, rochas e outros materiais para isto, que podem ser alcançados por ensaios (directamente ou por correlações), teorias ou formulações empíricas, interpretados levando em conta o estado limite definido.

O EC7 (2010) aponta que é de grande relevância realizar com zelo as etapas relacionadas à recolha, registro e interpretação geotécnica, incluindo dados acerca da geologia, geomorfologia, sismicidade, hidrologia e histórico local, com ensaios de campo obedecendo o disposto no EC7 - Parte 2 (EN 1997-2).

Em Portugal foi adoptado como padrão a abordagem de Cálculo 1 do EC 7 (2010), com o conceito desta abordagem apresentado na Figura 2.37.

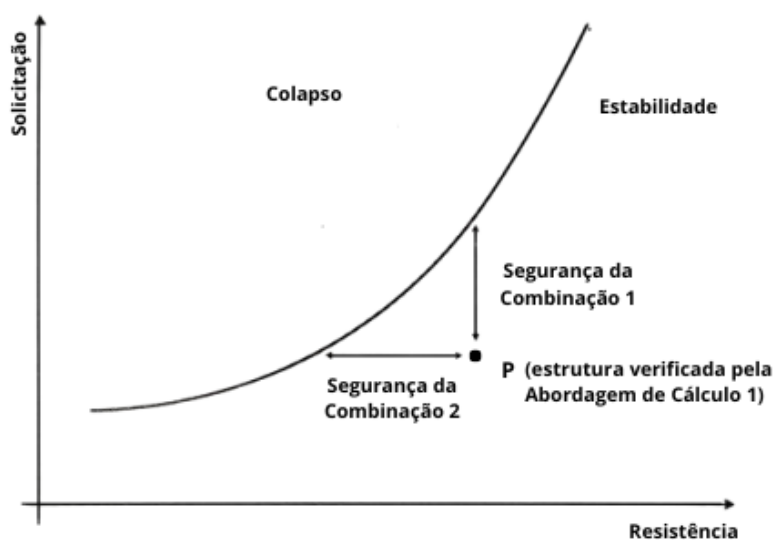


Figura 2.37 – Aplicação da abordagem de Cálculo 1 do EC 7 a um estado limite de uma estrutura genérica em que as ações variáveis são desprezíveis (Adaptado de Frank & Magnan, 1999 apud Fernandes, 2015)

Na abordagem de Cálculo 1 são realizadas duas diferentes combinações. A Equação 129 refere-se à Combinação 1, enquanto a Equação 130 à Combinação 2. O termo “A” é referente às acções, “M” refere-se aos materiais, neste caso as propriedades do terreno. A Tabela 2.4 apresenta os valores referentes a estes termos.

$$\text{Combinação 1: } A1 + M1 + R1 \quad (129)$$

Tabela 2.4 - Abordagem de Cálculo 1 – Coeficientes de segurança parciais relativos às ações e às propriedades do terreno (NP EN 1997:2010) (Fernandes, 2015)

Combinação	Ações (A) (γ_F)			Propriedades do terreno (M) (γ_M)		
	Permanentes (γ_G)		Variáveis (γ_Q)	$\tan \phi'$	c'	c_u
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis			
1	1,35	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00
2	1,00	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40

Nota: De acordo com o Anexo Nacional, nos problemas de estabilidade de taludes os coeficientes de segurança parciais a usar na Combinação 2 para a $\tan \phi'$ e para c' devem ser tomados iguais a 1,50.

Para fundações superficiais, os coeficientes parciais aplicados aos parâmetros de resistência (R) são apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para fundações superficiais (Eurocódigo 7, 2010)

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto	
		R1	R2
Carregamento do terreno	($\gamma_{R,v}$)	1,0	1,4
Deslizamento	($\gamma_{R,h}$)	1,0	1,1

2.5.1 Acções

Ainda de acordo com a norma as ações abordadas no dimensionamento devem ser no mínimo as seguintes:

- Peso do material de aterro de reenchimento;
- Sobrecarga;
- Peso da água;
- Forças das ondas e do gelo;
- Forças de percolação;
- Forças de colisão;
- Efeitos térmicos.

A maioria das ações em estruturas são variáveis e considerar suas atuações de forma simultânea é economicamente inviável e de ocorrência improvável, para calcular a probabilidade de ocorrência simultânea criaram-se coeficientes parciais de segurança obtidos a partir de análises estatísticas, a partir disso houve uma abordagem mais precisa sobre a vida útil da estrutura e sua segurança (Duarte, 2015).

O EC7 (2010) aponta a erosão em frente da estrutura de suporte como uma situação de projeto a ser levada em conta, por este motivo muitas vezes o impulso ativo é desprezado na verificação da estrutura ao derrubamento. Neste trabalho isto foi considerado a fim de obter valores para este impulso e identificar sua margem de contribuição para a estabilidade da estrutura.

O valor de cálculo de uma ação deve ser determinado pelas Equações 131 e 132, onde F_d representa o valor de cálculo de uma ação, F_{rep} o seu valor representativo e F_k o valor característico. γ_F é o coeficiente parcial para ações e ψ o coeficiente de conversão do valor característico no valor representativo.

$$F_d = \gamma_F \times F_{rep} \quad (131)$$

$$F_{rep} = \psi \times F_k \quad (132)$$

Os valores de ψ devem ser obtidos a partir do Eurocódigo 0 (EM 1990:2002).

2.5.2 Estabilidade global

De acordo com o EC 7 no cálculo da estabilidade global de terreno, solo ou rocha, todos os modos de rotura devem ser considerados, para o método de cálculo devem ser avaliados: estratificação do solo, inclinação, percolação e distribuição da água dos poros, estabilidade a curto e longo prazo, fluência distorcional, tipo de rotura, utilização de métodos numéricos, como método dos elementos finitos (MEF).

2.5.3 Estado Limite

Os estados limites são as referências estabelecidas no Eurocódigo 7 para cumprir os requisitos de segurança, divididos entre Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização.

Os valores limites de deformações para a estrutura variam de acordo com o tipo de utilização prevista, material, tipo de fundação, terreno, modo de deformação, etc. (Seminário de Eurocódigos Estruturais, 2015).

Fernandes (2015) explica que o processo para verificação de segurança seguindo o EC 7 (2010) pode ser realizado da seguinte forma:

1. Identificação de todos os potenciais estados limites da estrutura;
2. Individualização das variáveis que impactam na segurança, podendo ser agrupadas por acções, propriedades resistentes e parâmetros geotécnicos;
3. Caracterização de cada variável por seu valor de cálculo, geralmente utilizando o valor característico, minorando acções favoráveis e majorando acções desfavoráveis;
4. Avaliação para cada estado limite;
5. Cálculo do fator de segurança;

No caso dos muros de gabiões os estados limites são definidos por cinco modos de rotura: rotura global, rotura da fundação, deslizamento, derrubamento e rotura interna (Figura 2.38).

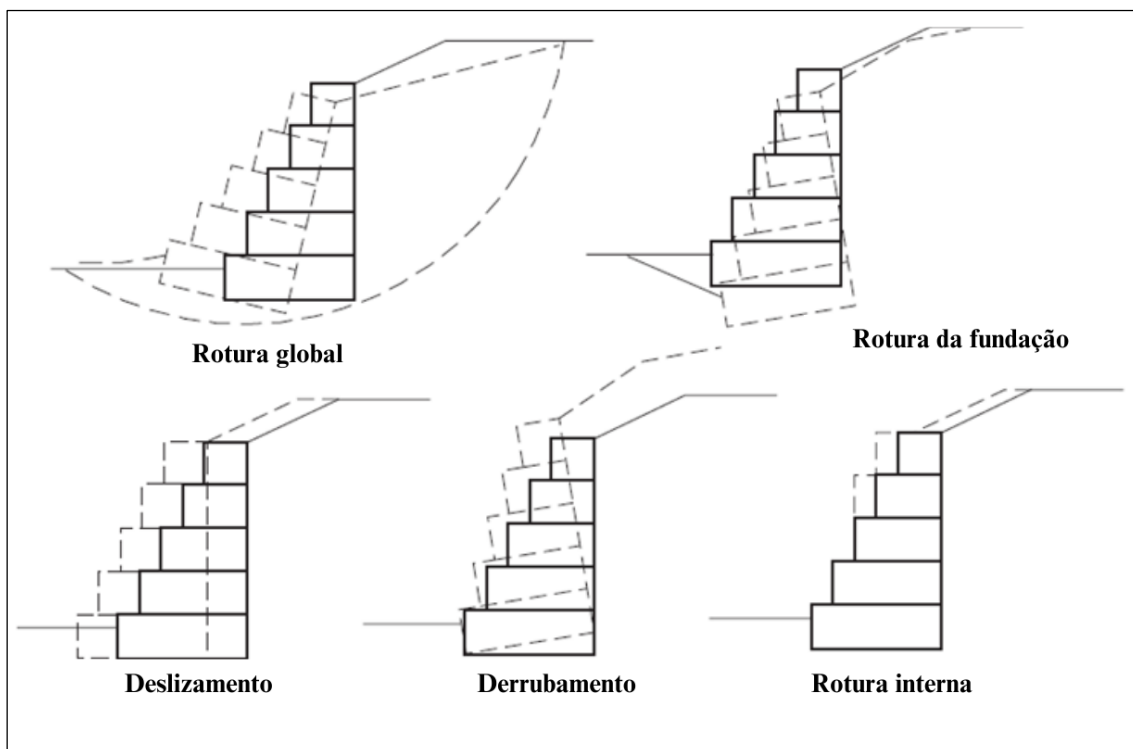


Figura 2.38 - Tipos de rotura de muros de gabiões.
(Adaptado de Barros, 2021)

As verificações de acordo com o EC 7 (2010) podem ser definidas simplesmente como as solicitações de cálculo (S_d) sendo necessariamente menores que as resistências de cálculo (R_d), como exposto na Equação 133.

$$S_d \leq R_d \quad (133)$$

2.5.3.1 Estado Limite Último (ELU)

O Estado Limite Último ocorre quando é atingida a capacidade máxima de resistência ou deformação da estrutura.

2.5.3.1.1 Perda de equilíbrio

Estado crítico de instabilidade, no qual forças adicionais podem não ser suportadas pela estruturas. A falha pode ser ocasionada por diferentes fatores incluindo deslizamentos de solo, falhas geotécnicas e colapso de fundações.

2.5.3.1.2 Rotura Estrutural

É um caso de rotura interna da estrutura, pode ser ocasionado por mau dimensionamento, falhas de execução, materiais inadequados e no caso específico do gabião, deve-se atentar à utilização de aço de resistência adequada para envolver as rochas no gabião, já que este irá suportar cargas de tração.

2.5.3.1.3 Rotura no terreno de fundação

Deve ser demonstrado seguindo a abordagem do capítulo 6 do EC 7 (2010) - que trata especificamente de fundações - que a possibilidade de rotura no terreno de fundação está de acordo com os fatores de segurança requeridos, verificando capacidade de carga, deslizamento do muro e em alguns casos, assentamentos.

A ocorrência de forças inclinadas torna obrigatória a verificação quanto ao deslizamento, em que H_d refere-se ao valores de cálculo de quaisquer impulsos activos de terras à fundação, R_d e $R_{p,d}$ são a acção resistente e acção resistente devido ao solo num lado da fundação, como apresentado na Equação 134.

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad (134)$$

Para condições drenadas é aplicado um coeficiente parcial ao valor de R_d . É necessário determinar se V'_d e H_d são acções dependentes ou não, seguindo para isto a Equação 135 ou 136.

$$R_d = V'_d \tan \delta_d \quad (135)$$

ou

$$R_d = \frac{(V'_d \tan \delta_k)}{\gamma_{R;h}} \quad (136)$$

Nos casos não drenados deve ser utilizado coeficiente parcial para parâmetro do terreno ou para a capacidade resistente. Podendo ser cálculo de acordo com as Equações 137 ou 138.

$$R_d = A' c_{u;d} \quad (137)$$

ou

$$R_d = \frac{(A' c_{u;k})}{\gamma_{R;h}} \quad (138)$$

Nos casos de cargas excêntricas, é necessário atenção redobrada se a excentricidade da carga for maior que 1/3 da largura de uma sapata retangular.

2.5.3.1.4 Levantamento global

Em solos de baixa permeabilidade submetido a presença de água, deve ser analisada a hipótese de levantamento global, comparando as acções resistentes permanentes com as acções desestabilizadoras e variáveis ocasionadas pela presença de água, (EC 7, 2010).

2.5.3.1.5 Rotura por levantamento hidráulico

Neste estado limite último o agente é a água, através de erosão interna ou tubular, levantamento hidráulico ou gradientes hidráulicos pode causar a rotura do solo.

2.5.3.2 Estado Limite de Utilização (ELUt)

O Estado Limite de Utilização, ou Estado Limite de Desempenho é o estado no qual a estrutura ainda apresenta capacidade para corresponder às expectativas de funcionalidade concebidas em projeto.

Quando a fundação for realizada sobre argilas moles, o cálculo de assentamento é obrigatório, ainda para solos parcial ou totalmente saturados, devem ser realizados através de métodos consagrados para o assentamento imediato, por consolidação e por fluência (EC 7, 2010).

2.5.4 Estabilidade de taludes

Na análise de estabilidade de taludes a consideração de superfícies de rotura circulares é normalmente utilizada em casos que o terreno ou material de terreno apresente relativa isotropia e homogeneidade, já em casos de taludes com solos estratificados a atenção deve ser voltada para os estratos de menor resistência, podendo ser necessário realizar análises de superfícies de rotura não circulares (EC 7, 2010).

2.6 Gabião

Barros (2021) define o gabião como estruturas monolíticas, resistentes, duráveis, armadas, permeáveis, de baixo impacto ambiental, práticas e econômicas. Os muros de gabiões também apresentam alguma flexibilidade, entretanto este termo deve ser utilizado com cuidado, tendo em vista que é um comportamento plástico, ou seja, a deformação é permanente e ocorre pelo rearranjo das rochas e pela resistência à tração da malha.

Analisando os pormenores destas atribuições constata-se que é uma estrutura monolítica por haver ligação entre as caixas de gabião (Figura 2.39.A) e com a utilização de materiais corretos se tornam resistentes (Figura 2.39. B). A atribuição de estrutura drenante (Figura 2.39.C) ocorre por sua porosidade, sendo que isto faz com que o esforço solicitante devido à água diminua consideravelmente. A flexibilidade (Figura 2.39.D) é um fator importante para combater esforços de tração que podem ocorrer durante a vida útil da estrutura, que podem ser ocasionados por alterações das tensões do solo contido e de fundação, movimentos de massa acidentais em épocas chuvosas, sobrecargas, etc.

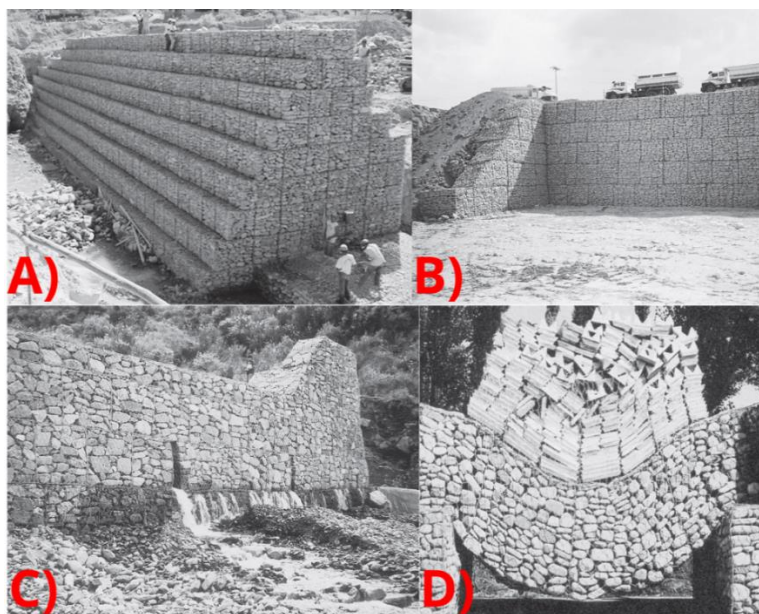


Figura 2.39 - A) Monolítica; B) Resistente; C) Drenante; D) Flexível
(Adaptado de Barros, 2021)

2.6.1 Material de enchimento

O material de enchimento do gabião deve possuir resistência ao intemperismo, sendo normalmente utilizadas rochas britadas provenientes de rocha sã ou seixos rolados, buscando assim garantir a vida útil da estrutura. Por ser uma estrutura de suporte de gravidade, o peso volúmico do material é de grande importância, sendo recomendado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), do Brasil, um valor maior ou igual a 23 kN/m^3 .

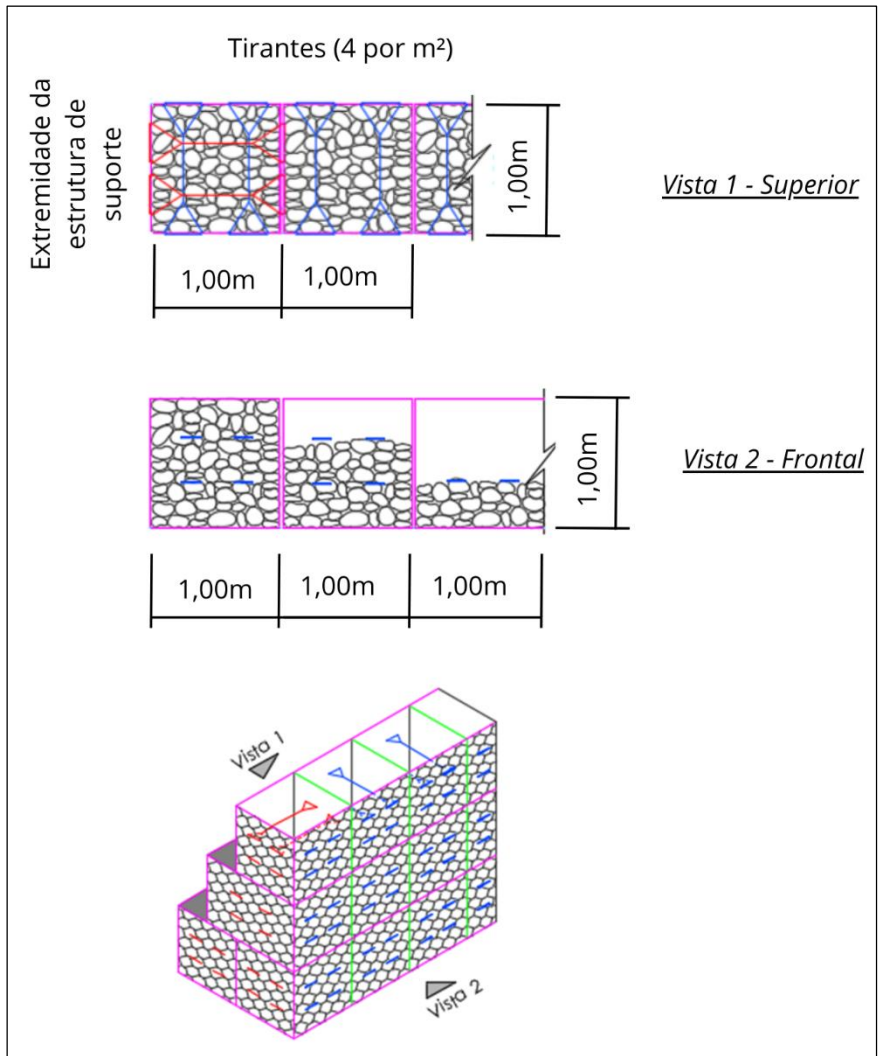
Existem no mercado diferentes tipos de gabião, que variam principalmente em formato, finalidade e montagem e podem ser utilizados em conjunto como na Figura 2.40. O DNIT define na norma DNIT 103/2009 os seguintes tipos: Gabiões tipo caixa, Gabiões tipo colchão (Reno) e Gabiões cilíndricos (saco).



*Figura 2.40 - Diferentes tipos de gabião
(LFA Ambiental, 2024)*

Os gabões tipo caixa, como o nome sugere, são construídos em forma de paralelepípedo, com malha hexagonal de dupla torção, podendo ou não ser revestidas por PVC, seguindo as recomendações descritas no Capítulo 2.6.4, o processo resumido está descrito na Figura 2.44.

Para a montagem dos gabões, é necessário um local específico com pelo menos 16 m² e uma inclinação máxima de 5%. Após a formação das caixas, sem tampas, os gabões são transportados para o local da obra. Ainda vazias, as gaiolas devem ser dispostas e amarradas em uma superfície resistente. Para garantir uma boa estética à estrutura, pode-se utilizar um gabarito de madeira na parte frontal. O procedimento final consiste no enchimento das gaiolas, que deve ser feito em etapas. Para gabões com 1,0 m e 0,50 m de altura, deve-se preencher até 0,30 m e 0,25 m de altura, respectivamente. Em seguida, devem ser amarrados dois tirantes (tensores) no interior da estrutura, conforme o esquema apresentado na Figura 2.41 – que normalmente é enviado junto com os demais produtos – de forma horizontal a cada metro cúbico. O enchimento pode ser realizado manualmente ou mecanicamente (Barros, 2021).



*Figura 2.41 – Detalhe da instalação dos tensores no interior do gabião
(Adaptado de Maccaferri do Brasil, 2024)*

É natural a percepção de que os cantos das gaiolas são mais solicitados, sendo necessária então realizar um reforço, sendo então utilizado arame com as mesmas propriedades do da gaiola, mas com maior diâmetro, como na Figura 2.42.



Figura 2.42 – Detalhe da borda lateral reforçada em gabião tipo caixa

Os componentes do gabião tipo caixa estão apresentados na Figura 2.43, enquanto a Figura 2.44 é um breve resumo do processos construtivo.

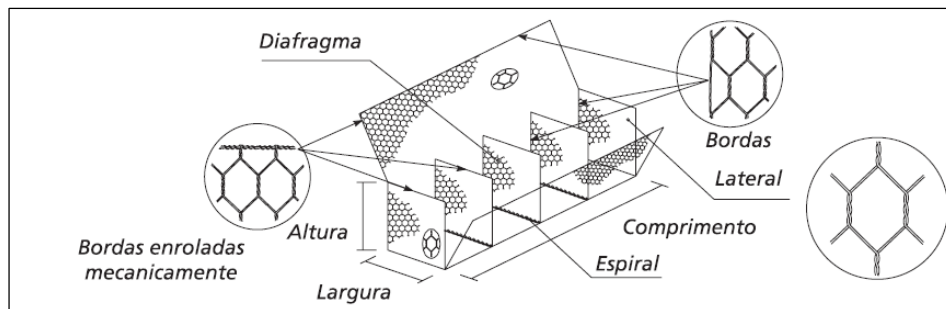


Figura 2.43 - Gabião tipo caixa.
(Barros, 2021)

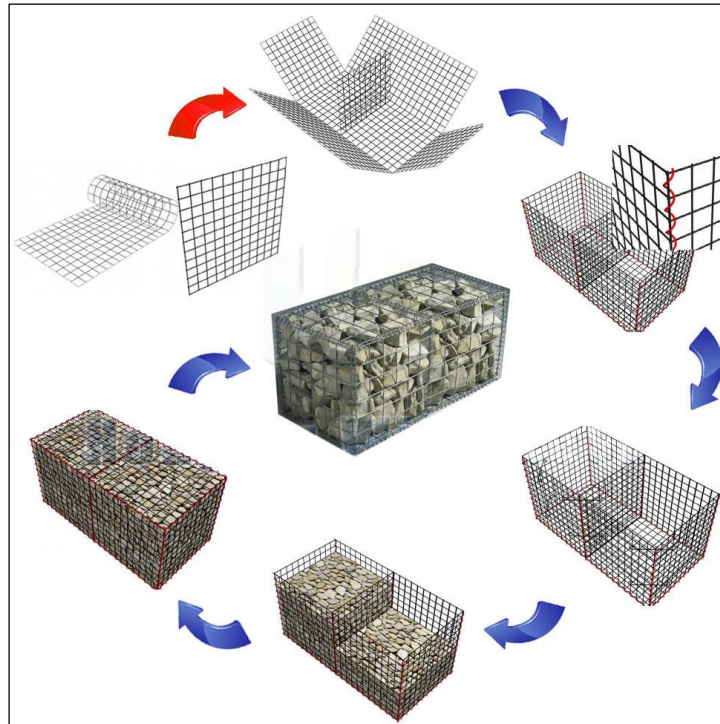


Figura 2.44 – Processo construtivo Gabião tipo caixa
(Anping Hongyu Wire Mesh Co., Ltd, 2024)

Os gabiões cilíndricos, também conhecidos como gabiões tipo “saco” são formados por um único pano de malha hexagonal de dupla torção, nas extremidades é utilizado um arame de fechamento, pode ser utilizado em leitos de rio ou como elemento de fundação para muros de gabião (ArcelorMittal, 2018). A montagem pode ser observada na Figura 2.45.

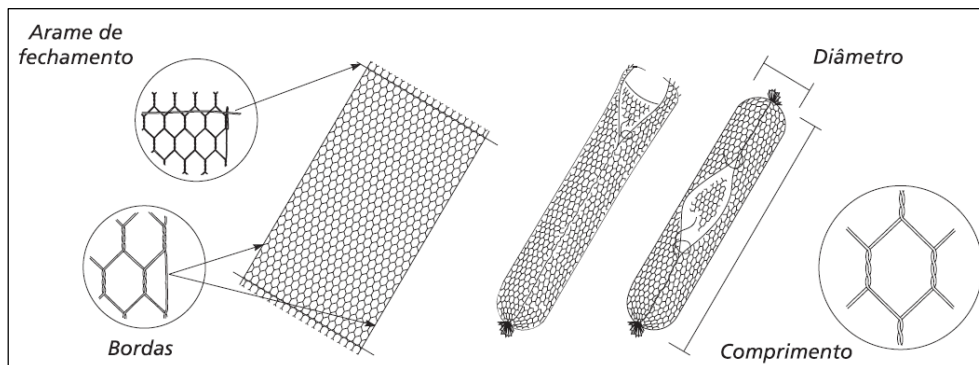


Figura 2.45 - Elementos constituintes dos gabiões tipo saco.
(Barros, 2021)

Como observado na Figura 2.46, os colchões possui similaridade com o gabião tipo caixa, mas com altura muito menor que largura, seu comprimento padrão é de dois metros de largura, três a seis metros de comprimento e trinta centímetros de altura, suas

aplicações mais comuns são voltadas para proteção de taludes contra erosão, base para estruturas hidrotécnicas e fundação para gabiões tipo caixa (Korin, 2022).

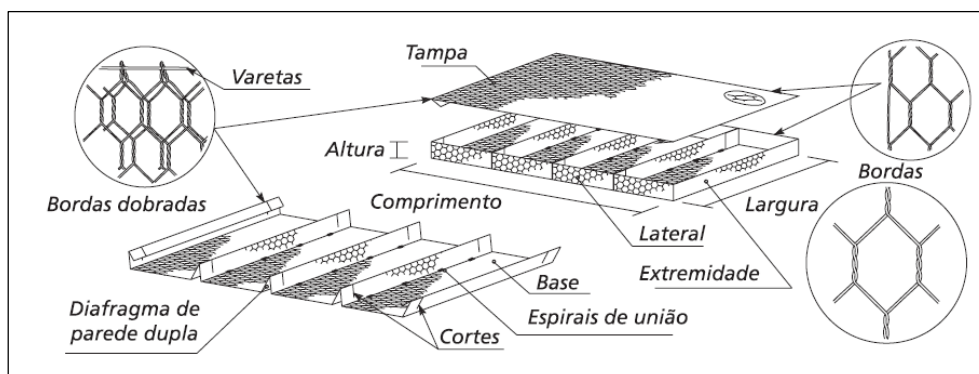


Figura 2.46 - Elementos constituintes dos colchões Reno®.
(Barros, 2021)

2.6.2 Drenagem

Como já citado, muros de gabiões apresentam como característica a sua porosidade, que de acordo com Korin (2022), varia de 35% a 40%, podendo sofrer variação de acordo a dimensão das rochas utilizadas. A porosidade pode ser afetada se não houver uma filtragem adequada no tardo do muro, levando a colmatação do solo, ou seja, o preenchimento dos vazios do muro por finos do solo.

De acordo com Tarbuck & Lutgens (2005) a água pode transportar grandes quantidades de sedimentos, que podem estar dissolvidos, suspensos ou no inferior da corrente de água. O potencial de preenchimento dos vazios do solo irá depender da mineralogia do sedimento, com a quantidade dependendo da velocidade de transporte da água e as características dos sedimentos.

Os sedimentos são compreendidos como materiais orgânicos ou inorgânicos e categorizados como grossos (areias) e finos (siltes e argilas), sendo estes os que mais contribuem para a colmatação (Sandoval, 2020).

Na maioria dos casos não é necessária uma drenagem específica para muros de gabião tendo em vista sua boa capacidade de drenagem, mas a estrutura no geral engloba também o aterro compactado ao tardo, sendo importante elaborar um sistema que permita um fluxo eficiente da água, já que esta causa peso adicional à estrutura e modifica as tensões no solo (Barros, 2021). Korin (2022) comenta que a porosidade recomendada para gabiões varia de 35% a 40% e este valor pode ser reduzido variando os tamanhos de rochas utilizadas.

2.6.3 Geotêxtil

Degoutte e Fry (2002) descrevem que o papel principal do geotêxtil é caracterizado por funções de fluxo, sendo:

- Retenção: Limitação total ou parcial do transporte de partículas do solo;
- Drenagem: transporte e retirada da água;
- Reforço: contribuição para a estabilidade local ou geral da estrutura.

Os autores descrevem ainda que é necessário realizar o dimensionamento para as características e tensões aos quais o geotêxtil será apresentado, resistindo por exemplo à tensões e deslizamentos, tomar precauções acerca da integridade durante a instalação, sustentabilidade e vida útil do material.

O geotêxtil é inserido na interface entre o tardo do muro e o solo de aterro, ou até sobre a fundação, principalmente quando exposta a solos saturados ou de baixa capacidade de carga (Barros, 2021).

2.6.4 Malha

Os tipos de malha de gabião variam de acordo com o fabricante. Há empresas consolidadas que possuem pesquisas e desenvolvimento voltados à melhorias contínuas para gabiões.

Existem no mercado vários produtos para proteção, patenteados por diferentes fabricantes, que promovem prolongamento da vida útil da estrutura.

2.6.4.1 *Eurocódigo*

A proteção adicional das malhas do gabião vai ao encontro com o disposto no capítulo 2.3 do EC7 (2010) que aponta a necessidade de levar em conta as condições ambientais do local e a sua extensão quanto à durabilidade, adotando medidas para proteger os materiais.

2.6.4.2 *Norma Brasileira*

As Normas Brasileiras (NBR's) são elaboradas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A NBR 8964 (2013) denominada "Arames de aço de baixo

teor de carbono, revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção” define as características para produção, ensaios e conformidade dos arames de aço para gabiões.

São elencados quatro tipos de revestimentos para os arames de aço:

- Tipo 1: revestimento metálico, aplicado por imersão a quente, de liga 95% zinco e 5% de alumínio mais terras raras (de acordo com a ASTM B 750);
- Tipo 2: revestimento metálico, aplicado por imersão a quente, de liga 90% zinco e 10% alumínio mais terras raras (de acordo com a ASTM B 860);
- Tipo 3: revestimento do tipo 1, adicionalmente protegido por camada de PVC ou outro polímero que cumpra as funções desenvolvidas pelo PVC;
- Tipo 4: revestimento do tipo 2, adicionalmente protegido por uma camada de PV, ou outro polímero que cumpra as funções desenvolvidas pelo PVC;

A proteção adicional de PVC é utilizada em ambientes de maior agressividade ao aço, quando em contato com a água, em regiões litorâneas, ambientes industriais e químicos ou em outros que seja necessário complementar a proteção do aço galvanizado.

A resistência a tração do arame varia de acordo com o diâmetro do fio de aço e deve estar entre 350 MPa e 500 MPa, sendo que em amostra com 250 mm de comprimento o alongamento mínimo deve ser 10%.

A NBR 8964 especifica requisitos para o PVC, citados a seguir:

- Densidade entre 1,24kg/dm³ e 1,36 kgdm³;
- Resistência à tração de no mínimo 20,6 MPa;
- Módulo de elasticidade mínimo de 18,6 MPa;
- Dureza shore D: de 50 a 60;
- Temperatura de fragilização menor ou igual a -9 °C;
- Resistência a abrasão: Porcentagem de perda menor que 12%;
- Exposição à névoa salina e luz ultravioleta: Não pode ser afetado após exposição à névoa salina de 3000 h, não pode ser afetado após exposição à radiação ultravioleta de 3000 h, por aparelho tipo E a 63 °C.
- Não apresentar fragilidade ou mudança de coloração após as exposições acima mencionadas e não apresentar variação maior que 6% para a densidade, 25% para resistência à tração, 10% para dureza e resistência à abrasão;

- Espessura mínima de 0,40mm;
- Apresentar superfície lisa, sem fissuras ou trincas, após o processo de conformação dos produtos de malhas de dupla torção.

3 PROGRAMA DE TRABALHO

Serão realizadas análises e verificações através do software Geo5 (2020), no módulo “Muro de Gabião” e “Estabilidade de Taludes”. Os parâmetros a serem modificados serão: ângulo de atrito do solo de aterro, coesão do solo de fundação, mudança do solo de aterro granular para silte com alta ou muita plasticidade analisando este em termos de tensões efetivas e tensões totais. Para todos os casos serão realizadas análise estática e dinâmica. Na estabilidade de taludes, realizar-se-á a busca pelo fator de segurança com a opção otimizada, em que o software busca de forma automática a superfície crítica de deslizamento, ou seja, que possui o menor fator de segurança.

Para o cálculo do impulso ativo, adotou-se o método de Coulomb e Caquot & Kérisel para cálculo do impulso passivo.

O objetivo principal é analisar a influência dos parâmetros do solo, portanto foram padronizados os valores de material de enchimento, resistência da malha, inclinação do muro e capacidade de carga da fundação. Os valores são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valores de parâmetros padronizados no dimensionamento

Material de enchimento	Peso volúmico (γ)	17	kN/m ³
	Atrito interno (ϕ)	40	°
	Coesão (c)	0	kPa
Malha	Resistência à tração da malha (Rt)	40	kN/m
	Distância Divisórias verticais (v)	1,00	m
	Resistência da conexão (Rs)	40	kN/m
Inclinação do muro	(α)	6	°
Capacidade de carga da fundação	(Rd)	300	kPa
Altura da resistência da face frontal	-	0,50	m
Inclinação do talude	β	15	°

O modelo A, da Tabela 3.2, será utilizado como referência de comparação com os demais. As tabelas a seguir apresentam os valores de cada parâmetro para os diferentes modelos, sendo a Tabela 3.2 para solo de aterro em análise em tensões efetivas e a Tabela 3.3 para solo de aterro em tensões totais. A letra “S” na coluna modelo é referente a consideração da análise dinâmica (sismo).

Foi considerado que ângulo de atrito solo-estrutura (δ) é sempre igual ao Ângulo de atrito efetivo do solo (ϕ') por neste caso particular os degraus do muro de gabião

estarem direcionados ao tardoz do muro, com isso há contribuição também das cunhas de terra para garantir uma boa adesão entre solo e estrutura, além da superfície rugosa do muro.

Para os modelos C e D, com o solo de aterro sendo o silte argiloso com alta ou muito alta plasticidade (consistência firme), não foi possível realizar análise dinâmica. Como apresentado no Método de Mononobe-Okabe (1929), a ação sísmica gera uma força com inclinação θ em relação a horizontal, nestes casos a inclinação apresentou um valor excessivo, inviabilizando o dimensionamento.

Os coeficientes sísmicos foram arbitrados. O valor do coeficiente horizontal (k_h) é de +0,100 e do coeficiente vertical (k_v) de $\pm 0,050$, utilizando sempre o valor mais desfavorável.

Nas verificações foi considerado o fator de segurança mínimo de 1,50 por ser recorrente em obras de estrutura de suporte. O valor do FS pode ser diferente a depender das condições da obra, relacionadas ao seu local, complexidade geotécnica, tipos de ensaios realizados e outros fatores. Para a verificação satisfeita deve então a resistência de cálculo (Rd) ser pelo menos 50% superior à solicitação de cálculo (Sd), como exposto na Equação 139.

$$\frac{Rd}{Sd} \geq 1,50 \quad (139)$$

Tabela 3.2 – Parâmetros utilizados para solo de aterro em termos de tensões efetivas

Modelo	Sismos		Solo de aterro			Solo de fundação		
	kh	kv	γ kN/m ³	$\phi' = \delta$ °	c' kPa	γ kN/m ³	c' kPa	$\phi'_{cv} = \delta$ °
-	-	-						
A	Não		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0	0	20	30	0	20	10	30
A.1	Não		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0	0	20	25	0	20	10	30
A.2	Não		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0	0	20	35	0	20	10	30
A-S	Sim		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0,100	0,050	20	30	0	20	10	30
A.1-S	Sim		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0,100	0,050	20	25	0	20	10	30
A.2-S	Sim		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0,100	0,050	20	35	0	20	10	30
B.1	Não		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0	0	20	30	0	20	20	30
B.2	Não		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0	0	20	30	0	20	40	30
B.1-S	Sim		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0,100	0,050	20	30	0	20	20	30

B.2-S	Sim		Aterro Granular			Areia argilosa		
	0,100	0,050	20	30	0	20	40	30
C	Não		Silte com alta ou muita plasticidade (Consistência firme)			Areia argilosa		
	0	0	21	17	7	20	10	30

Para a análise em termos de tensões totais do solo de aterro, foi considerada uma adesão solo-fundação de 80% da coesão não drenada (c_u).

Tabela 3.3 - Parâmetros utilizados para solo de aterro em termos de tensões totais

Modelo	Solo de aterro		Solo de fundação		
	c_u	a	γ	c'	$\phi'_{cv} = \delta$
-	kPa	kPa	(kN/m ³)	kPa	(°)
D.1	Silte com alta ou muita plasticidade (Consistência firme)		Areia argilosa		
	50	40	20	10	30
D.2	Silte com alta ou muita plasticidade (Consistência firme)		Areia argilosa		
	75	60	20	10	30
D.3	Silte com alta ou muita plasticidade (Consistência firme)		Areia argilosa		
	100	80	20	10	30
D.4	Silte com alta ou muita plasticidade (Consistência firme)		Areia argilosa		
	Variável	60	20	10	30

A Figura 3.1 apresenta o modelo geral, variando de acordo com as tabelas anteriores. Na verificação da estrutura o ponto de origem das coordenadas é o fulcro de derrubamento, localizado na extremidade inferior externa da estrutura, como pode ser observado na sequência.

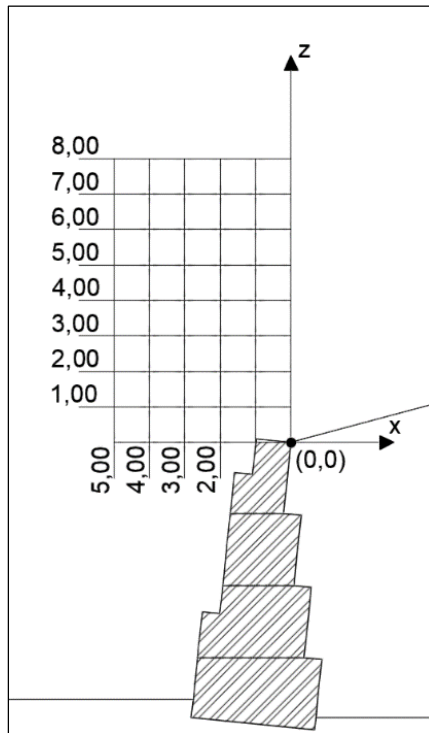


Figura 3.2 – Coordenadas na verificação da estabilidade de talude

No modelo D.4 o solo de aterro foi dividido em três partes iguais, com a coesão não drenada crescendo de acordo com o aumento da profundidade, seguindo os mesmos valores dos modelos D.1, D.2 e D.3. Para facilitar a compreensão, a Figura 3.3 apresenta este modelo.

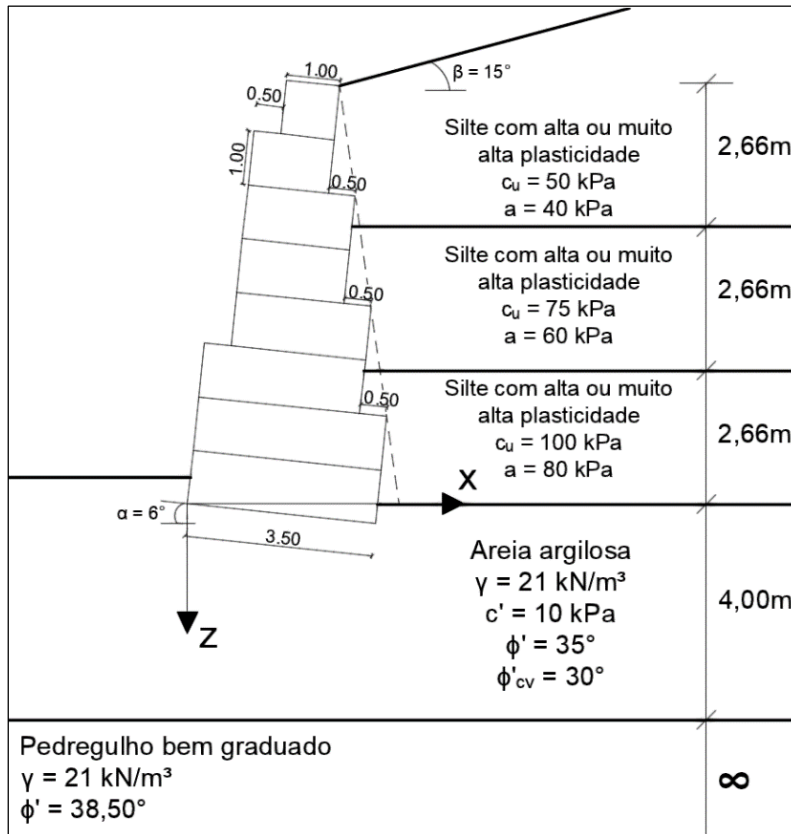


Figura 3.3 – Modelo D.4

Após expor os dados obtidos pela verificação da estabilidade de taludes, será realizada uma análise comparativa entre os fatores de segurança obtidos por todos os métodos a fim de compreender as similaridades e diferenças entre eles.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos a partir do dimensionamento seguindo os parâmetros assinalados nas tabelas Tabela 3.2 e Tabela 3.3.

4.1 Verificações da estrutura

4.1.1 Peso do muro

Como o material de enchimento de gabião foi padronizado para todos os casos, a força ocasionada pelo peso e pontos de aplicação foram constantes, com os valores apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Peso do muro de gabião

Peso do muro de gabião			
Forças		Ponto de aplicação	
F_x	F_z	X	z
(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)
0,00	323,00	1,93	-3,00

4.1.2 Forças atuantes na análise estática

Na Tabela 4.2 são apresentadas as forças geradas pela resistência da face frontal do muro (impulso passivo) e pelo impulso ativo, assim como seus respectivos pontos de aplicação e em seguida na Tabela 4.3 são apresentadas as forças verticais geradas pelas cunhas de solo no tardo do muro.

Tabela 4.2 – Forças atuantes na análise estática

Modelo	Resistência da Face Frontal (Impulso passivo)				Impulso ativo			
	Forças		Ponto de aplicação		Forças		Ponto de aplicação	
	Fx	Fz	x	z	Fx	Fz	x	z
-	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)
A	12,23	-4,90	0,02	-0,22	-221,93	177,13	3,36	-2,50
A.1	12,23	-4,90	0,02	-0,22	-287,48	183,61	3,36	-2,50
A.2	12,23	-4,90	0,02	-0,22	-172,13	167,69	3,36	-2,51
B.1	19,40	-8,09	0,02	-0,23	-221,33	176,67	3,36	-2,51
B.2	33,74	-14,48	0,03	-0,24	-221,33	175,76	3,36	-2,51
C	12,23	-4,90	0,02	-0,22	-420,94	164,43	3,42	-2,35
D.1	12,23	-4,90	0,02	-0,22	-148,76	-1,62	3,65	-2,37
D.2	12,23	-4,90	0,02	-0,22	-147,03	2,11	3,49	-2,40
D.3	12,23	-4,90	0,02	-0,22	-147,03	2,11	3,49	-2,40
D.4	12,23	-4,90	0,02	-0,22	-147,17	2,48	3,49	-2,40

Tabela 4.3 – Forças geradas pelas cunhas de solo no tardo do muro

Modelo	Força	Cunha de solo - 1		Cunha de solo - 2		Cunha de solo - 3	
		Ponto de aplicação		Ponto de aplicação		Ponto de aplicação	
	Fz	x	z	x	z	x	z
	(kN/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
A = B.1 = B.2	4,72	3,39	-1,97	3,10	-4,01	2,81	-6,05
A.1	4,88	3,39	-1,98	3,10	-4,02	2,82	-6,06
A.2	4,78	3,39	-1,98	3,10	-4,02	2,82	-6,06
C	7,69	3,41	-2,14	3,12	-4,18	2,83	-6,23
D.1 = D.2 = D.3 = D.4	89,20	3,31	-5,28	-	-	-	-

Para os modelos A.1 ($\phi'=25$ kPa) e A.2 ($\phi'=35$ kPa), a mudança no ângulo de atrito gera uma alteração no impulso ativo, quando comparados ao modelo A ($\phi'=30$ kPa). Quanto menor o ângulo de atrito, menor é a resistência de corte, com isso há um aumento do impulso ativo no modelo A.1 e redução no modelo A.2.

Com a alteração da coesão do solo de fundação dos modelos B.1 ($c'=20$ kPa) e B.2 ($c'=40$ kPa), superiores às dos modelos A ($c'=10$ kPa), ocorre o aumento de Fx e Fz na resistência da face frontal.

Para o caso C, em que houve alteração do tipo de solo de aterro, no impulso ativo, Fx sofre um aumento na direção contrária do eixo x, sendo este um fator prejudicial à estabilidade, já que a força contrária à direção do eixo x é desfavorável à estabilidade da estrutura. Apesar de o solo de aterro no Modelo C possuir coesão de 7 kPa, sua coesão menor gera uma menor resistência ao corte do solo, o que explica essa alteração.

A resistência ao corte - como já descrito anteriormente na apresentação do critério de rotura de Mohr-Coulomb – é influenciado pelo ângulo de atrito e pela coesão, nos casos A.1, A.2, B.1, B.2 e C, com a mudança dos valores destes parâmetros, há uma alteração da resistência ao corte, o que impacta diretamente nos valores de impulso passivo e impulso ativo, a depender do solo em que ocorre a mudança, de aterro ou de fundação.

As cunhas de solo no tardo do muro, expostas na Tabela 4.3, atuam de forma favorável à estabilidade da estrutura, gerando uma força vertical positiva em relação ao eixo z. Em relação ao derrubamento, quanto mais distante positivamente do eixo x, mais contribui para a estabilidade neste sentido.

Nos modelos B, B.1, e B.2 não houve alteração no solo de aterro, com isso, para as cunhas de solo, os seus valores são os mesmos do modelo de referência (modelo A). Para o modelo C houve alteração no valor de Fz devido ao solo apresentar características diferentes.

Para os casos D.1, D.2, D.3 e D.4, com análise dos solos em tensões totais, o principal ponto a ser destacado é o pequeno valor de Fz no impulso ativo e elevado valor da cunha de solo. A poropressão não calculada de forma separada em tensões totais impacta os resultados de Fz. Para os modelos em tensões totais, o Geo5 (2020) altera a linha de cálculo das cunhas de solo no tardo do muro, de modo que a cunha, que em tensões efetivas apresentava valores baixos, agora apresenta valor considerável devido a uma linha praticamente vertical. Esta diferença pode ser observada na Figura 4.1.

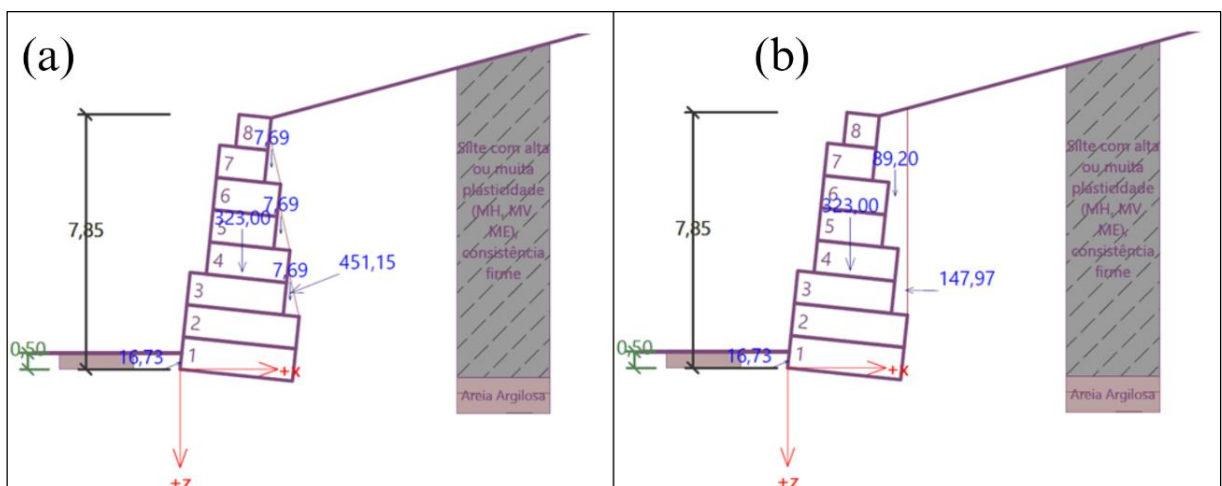


Figura 4.1 – a: Modelo C, solo de aterro em tensões efetivas; b: Modelo D, solo de aterro em tensões totais. (Geo5, 2020)

Na Figura 4.1.(b), com análise em tensões totais, nota-se que não há inclinação para o impulso ativo, como acontecia na Figura 4.1(a). Em tensões totais a análise é simplificada, como já dito anteriormente, não há separação das componentes efetivas e neutras, com a poropressão sendo tratada de forma uniforme, diferentemente do que em tensões efetivas, em que esta aumenta de acordo com a profundidade, esta uniformidade resulta na horizontalidade do impulso ativo.

4.1.3 Forças atuantes na análise dinâmica

A ação sísmica gera forças indesejáveis a estrutura, isso pode ser melhor compreendido a partir da Tabela 4.4, em que ocorrem forças F_x e F_z negativas, isto é, contrárias à estabilidade da estrutura, aumentando os momentos de derrubamento. Além disso os movimentos gerados pela ação sísmica influenciam na estabilidade interna da estrutura, gerando esforços de tração à malha e favorecendo o deslizamento de blocos.

Tabela 4.4 – Forças atuantes na análise dinâmica

Modelo	Análise dinâmica							
	Empuxo ativo				Terrem. Constr.			
	Forças		Ponto de aplicação		Forças		Ponto de aplicação	
	F_x	F_z	x	z	F_x	F_z	x	z
-	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)
A-S	-82,45	69,59	3,09	-5,01	-32,30	-16,15	1,93	-3,00
A.1-S	-121,07	82,97	3,10	-5,02	-32,30	-16,15	1,93	-3,00
A.2-S	-63,24	64,99	3,09	-5,01	-32,30	-16,15	1,93	-3,00
B.1-S	-82,45	69,59	3,09	-5,01	-32,30	-16,15	1,93	-3,00
B.2-S	-82,45	69,59	3,09	-5,01	-32,30	-16,15	1,93	-3,00

Seguindo o mesmo conceito da tabela anterior, a Tabela 4.5 apresenta as forças geradas devido ao sismo e seus pontos de aplicação. As cunhas de solo possuem uma área pequena em relação ao restante da estrutura, mas nota-se que as forças geradas pelos sismos são desfavoráveis à estabilidade da estrutura, com as forças F_x e F_z apresentando atuando em direção ao derrubamento.

Tabela 4.5 – Ação dos sismos nas cunhas de solo

Modelo	Força		Sismo em cunha de solo - 1		Sismo em cunha de solo - 2		Sismo em cunha de solo - 3	
			Ponto de aplicação		Ponto de aplicação		Ponto de aplicação	
	F_x	F_z	x	z	x	z	x	z
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
A-S = B.1-S = B.2-S	-0,47	-0,24	3,39	-1,97	3,10	-4,01	2,81	-6,05
A.1-S	-0,49	-0,24	3,39	-1,98	3,1	-4,02	2,82	-6,06
A.2-S	-0,48	-0,24	3,39	-1,98	3,1	-4,02	2,82	-6,06

4.1.4 Derrubamento e deslizamento

A Tabela 4.6 apresenta os valores da verificação ao derrubamento e deslizamento pela base da estrutura, esses valores possuem relação direta com os impulsos ativos e passivos, conseqüentemente relaciona-se também com os valores de coesão e ângulo de atrito.

Tabela 4.6 – Verificação ao derrubamento e deslizamento

Modelo	Verificação			
	Derrubamento		Deslizamento	
	Mres	Mtom	Hres	Hact
-	(kNm/m)	(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
A	1262,25	552,45	842,34	155,31
	FS = 2,28		FS = 5,42	
A.1	1285,95	714,83	734,35	219,78
	FS = 1,80		FS = 3,34	
A.2	1231,23	428,71	921,21	106,75
	FS = 2,87		FS = 8,63	
A-S	1444,18	1068,26	595,95	265,32
	FS = 1,35		FS = 2,25	
A.1-S	1509,45	1424,87	414,59	366,86
	FS = 1,06		FS = 1,13	
A.2-S	1398,95	848,21	715,37	198,17
	FS = 1,65		FS = 3,61	
B.1	1260,56	550,84	844,27	147,97
	FS = 2,29		FS = 5,71	
B.2	1257,2	547,25	848,59	134,47
	FS = 2,30		FS = 6,31	
B.1-S	1442,29	1066,65	595,25	257,98
	FS = 1,35		FS = 2,31	
B.2-S	1439,13	1063,06	594,2	224,48
	FS = 1,35		FS = 2,65	
C	1257,07	984,88	514,54	353,63
	FS = 1,28		FS = 1,46	
D.1	912,33	350,43	779,22	93,38
	FS = 2,60		FS = 8,34	
D.2	925,59	350,36	789,41	91,27
	FS = 2,64		FS = 8,65	
D.3	925,59	350,36	789,41	91,27
	FS = 2,64		FS = 8,65	
D.4	926,88	350,33	790,39	91,37
	FS = 2,65		FS = 8,65	

A partir dos valores apresentados, conclui-se que a análise sísmica impacta fortemente no fator de segurança, gerando um declínio deste principalmente quanto ao

derrubamento. Isto é verificado pelas forças F_x e F_z negativas geradas pela ação sísmica (Tabela 4.4), o que favorece o derrubamento da estrutura.

É importante destacar que para todos os casos analisados, o fator de segurança em relação ao derrubamento foi sempre inferior ao de deslizamento, deve-se sempre ter atenção, mas isto ocorre de modo geral. Então, se a estrutura suporta os requisitos para o derrubamento, geralmente estará segura também em relação ao deslizamento

4.1.5 Verificação da capacidade de carga da fundação

A Tabela 4.7 apresenta os valores na verificação da capacidade de carga da fundação, tanto para carga retangular, quanto para trapezoidal. A excentricidade é sempre a mesma para ambas as formas de reação.

Tabela 4.7 – Verificação da capacidade de carga da fundação

Modelo	Fundação					
	Retangular		Excentricidade		Trapezoidal	
	Rd (kPa)	σ (kPa)	emax	e	Rd (kPa)	σ (kPa)
-	300	196,77	0,333	0,117	300	258,36
A	FS = 1,52		Verifica		FS = 1,16	
A.1	300	257,47	0,333	0,200	300	346,44
	FS = 1,17		Verifica		FS = 0,87	
A.2	300	164,68	0,333	0,054	300	195,82
	FS = 1,82		Verifica		FS = 1,53	
A-S	300	467,89	0,333	0,321	300	633,44
	FS = 0,64		Verifica		FS = 0,47	
A.1-S	300	2303,42	0,333	0,464	300	3305,07
	FS = 0,13		Não satisfaz		FS = 0,09	
A.2-S	300	297,16	0,333	0,226	300	400,19
	FS = 1,01		Verifica		FS = 0,75	
B.1	300	193,49	0,333	0,114	300	253,27
	FS = 1,55		Verifica		FS = 1,18	
B.2	300	187,02	0,333	0,107	300	243,05
	FS = 1,60		Verifica		FS = 1,23	
B.1-S	300	461	0,333	0,319	300	624,04
	FS = 0,65		Verifica		FS = 0,48	
B.2-S	300	447,12	0,333	0,316	300	605,1
	FS = 0,67		Verifica		FS = 0,50	
C	300	546,7	0,333	0,359	300	743,22
	FS = 0,55		Não satisfaz		FS = 0,40	
D.1	300	155,28	0,333	0,116	300	203,77
	FS = 1,93		Verifica		FS = 1,47	
D.2	300	154,25	0,333	0,110	300	201,23
	FS = 1,94		Verifica		FS = 1,49	
D.3	300	154,25	0,333	0,110	300	201,23
	FS = 1,94		Verifica		FS = 1,49	
D.4	300	154,18	0,333	0,110	300	201,02
	FS = 1,95		Verifica		FS = 1,49	

Ocorre uma disparidade entre os casos de tensão na base na forma retangular e trapezoidal. No formato retangular as tensões são distribuídas de forma constante, enquanto no outro a tensão máxima é superior no ponto do fulcro de derrubamento e decresce conforme se aproxima do tardo do muro.

O único caso em que as tensões em forma trapezoidal foram satisfeitas foi no caso A.2, com ângulo de atrito no solo de aterro (ϕ') igual à 35 kPa, sendo este o maior valor apresentado dentre as opções para o solo de aterro. Como, no caso deste trabalho, o ângulo de atrito solo-estrutura (δ) possui sempre o mesmo valor do ângulo de atrito do solo (ϕ'), um maior valor para este irá ocasionar uma melhor adesão entre o solo e a estrutura, isso gera uma melhor distribuição das tensões na base da fundação e conseqüentemente menor valor de tensão máxima para a carga trapezoidal.

Para os casos com fator de segurança inferiores a 1,50 há diversas alternativas que podem aumentar a capacidade de suporte, através do reforço ou melhoramento do solo de fundação. Especificamente para muros de gabiões, destacam-se:

- Gabião tipo saco ou colchão como reforço de fundação: A sua contribuição para a capacidade de carga irá depender do material de enchimento a ser utilizado e as dimensões do gabião.
- Compactação do solo: utilizam-se equipamentos mecânicos, a fim de realizar o adensamento do solo, expulsando vazios e elevando assim a resistência do solo. Para a otimização do resultado é necessário que o processo seja realizado com humidade correta, que irá variar de acordo com o tipo de solo (Pinto, 2006).
- Melhoramento do solo: Pode ser realizada a substituição do solo da área de fundação por outro material de melhor capacidade de carga.
- Geossintéticos: Esta área está em constante evolução e apresenta diferentes soluções que contribuem para uma maior capacidade de carga, seja por apresentar boa capacidade de resistência a tração –como no caso das geogrelhas –, ou então para drenagem da água do solo de aterro, em que se é muito utilizado os geotêxteis, ajudando a diminuir o impulso ativo.

4.1.6 Dimensionamento interno

A Tabela 4.8 apresenta os valores de derrubamento e deslizamento no dimensionamento interno, ou seja, entre os blocos de gabiões. A verificação crítica foi sempre a junção acima do bloco 1 (bloco da base).

A Tabela 4.9 apresenta os dados obtidos quanto à verificação da resistência da malha aos esforços apresentados.

Tabela 4.8 – Verificação do derrubamento e deslizamento no dimensionamento interno

Modelo	Derrubamento		Deslizamento	
	Mres (kNm/m)	Mtom (kNm/m)	Hres (kN/m)	Hact (kN/m)
-	1042,86	371,32	379,34	132,62
A	FS = 2,81		FS = 2,86	
A.1	1064,01	478,96	389,34	184,38
	FS = 2,22		FS = 2,11	
A.2	1016,57	289,31	369,01	93,46
	FS = 3,51		FS = 3,95	
A-S	1175,73	719,69	420,8	219,27
	FS = 1,63		FS = 1,92	
A.1-S	1227,86	956,86	442,1	299,62
	FS = 1,28		FS = 1,48	
A.2-S	1138,94	573,46	406,19	165,79
	FS = 1,99		FS = 2,45	
B.1	1042,86	371,32	379,34	132,62
	FS = 2,81		FS = 2,86	
B.2	1042,86	371,32	379,34	132,62
	FS = 2,81		FS = 2,86	
B.1-S	1175,73	719,69	420,8	219,27
	FS = 1,63		FS = 1,92	
B.2-S	1175,73	719,69	420,8	219,27
	FS = 1,63		FS = 1,92	
C	1041,48	642,1	390,57	286,87
	FS = 1,62		FS = 1,36	
D.1	771,25	236,45	303,43	76,07
	FS = 3,26		FS = 3,99	
D.2	774,82	236,45	304,28	75,96
	FS = 3,28		FS = 4,01	
D.3	774,82	236,45	304,28	75,96
	FS = 3,28		FS = 4,01	
D.4	774,82	236,45	304,28	75,96
	FS = 3,28		FS = 4,01	

Tabela 4.9 - Verificação da resistência da malha no dimensionamento interno

Modelo	Cap. Carga contra tensão transversal		Verificação da junção entre blocos	
	Capac. carga da junção (kN/m)	Est. da Tensão computado (kN/m)	Capac. carga malha material (kN/m)	Est. da Tensão computado (kN/m)
-	40,00	22,95	40,00	22,95
A	1,74		1,74	
A.1	40,00	27,50	40,00	27,50
	1,45		1,45	
A.2	40,00	20,20	40,00	20,20
	1,98		1,98	
A-S	40,00	40,60	40,00	40,60
	0,99		0,99	
A.1-S	40,00	74,38	40,00	79,25
	0,54		0,50	
A.2-S	40,00	30,81	40,00	30,81
	1,30		1,30	
B.1	40,00	22,95	40,00	22,95
	1,74		1,74	
B.2	40,00	22,95	40,00	22,95
	1,74		1,74	
B.1-S	40,00	40,60	40,00	40,60
	0,99		0,99	
B.2-S	40,00	40,60	40,00	40,60
	0,99		0,99	
C	40,00	39,96	40,00	66,30
	1,00		0,60	
D.1	40,00	18,68	40,00	18,68
	2,14		2,14	
D.2	40,00	18,66	40,00	18,66
	2,14		2,14	
D.3	40,00	18,66	40,00	18,66
	2,14		2,14	
D.4	40,00	18,66	40,00	18,66
	2,14		2,14	

Os Modelos A e C foram os únicos em que sem consideração da ação sísmica a verificação não foi satisfeita, com os ângulos de atrito inferiores aos demais casos, a incapacidade de o solo absorver as cargas impostas causa uma tensão adicional à malha de aço dos gabiões. O mesmo ocorre nos casos em que se é considerada a ação sísmica, sendo que nestes casos nenhum modelo apresentou um Fator de Segurança adequado, com as ações sísmicas gerando um esforço adicional e o solo sendo incapaz de absorver essas cargas de corte, que são transmitidas à malha.

Nestes casos uma opção para aumentar a resistência pode ser a utilização de blocos com menor altura, aumentando a taxa de aço por m³ da estrutura. Outra hipótese é utilizar malha com resistência superior, ou ainda a combinação destas duas opções.

4.2 Estabilidade de taludes

As imagens relativas à verificação da estabilidade de taludes apresentadas nas tabelas a seguir estão disponíveis entre o Anexo 2 e Anexo 12 em tamanho ampliado.

As linhas coloridas apresentadas na verificação são relativas à análise realizada pelo programa para os fatores de segurança de cada superfície de deslizamento, com a escala de cores e seus respectivos valores apresentados nas tabelas. Estas superfícies não representam a totalidade das superfícies calculadas, já que em muitos casos o programa chega a calcular mais de 1000 superfícies, entretanto as apresentadas são as que mais se aproximam da superfície crítica e as do entorno desta.

A superfície de deslizamento crítica é aquela que apresentou menor FS nas verificações de estabilidade de taludes no Geo5 (2020). Esta superfície é a de cor preta tracejada.

4.2.1 Influência do ângulo de atrito do solo de aterro no FS

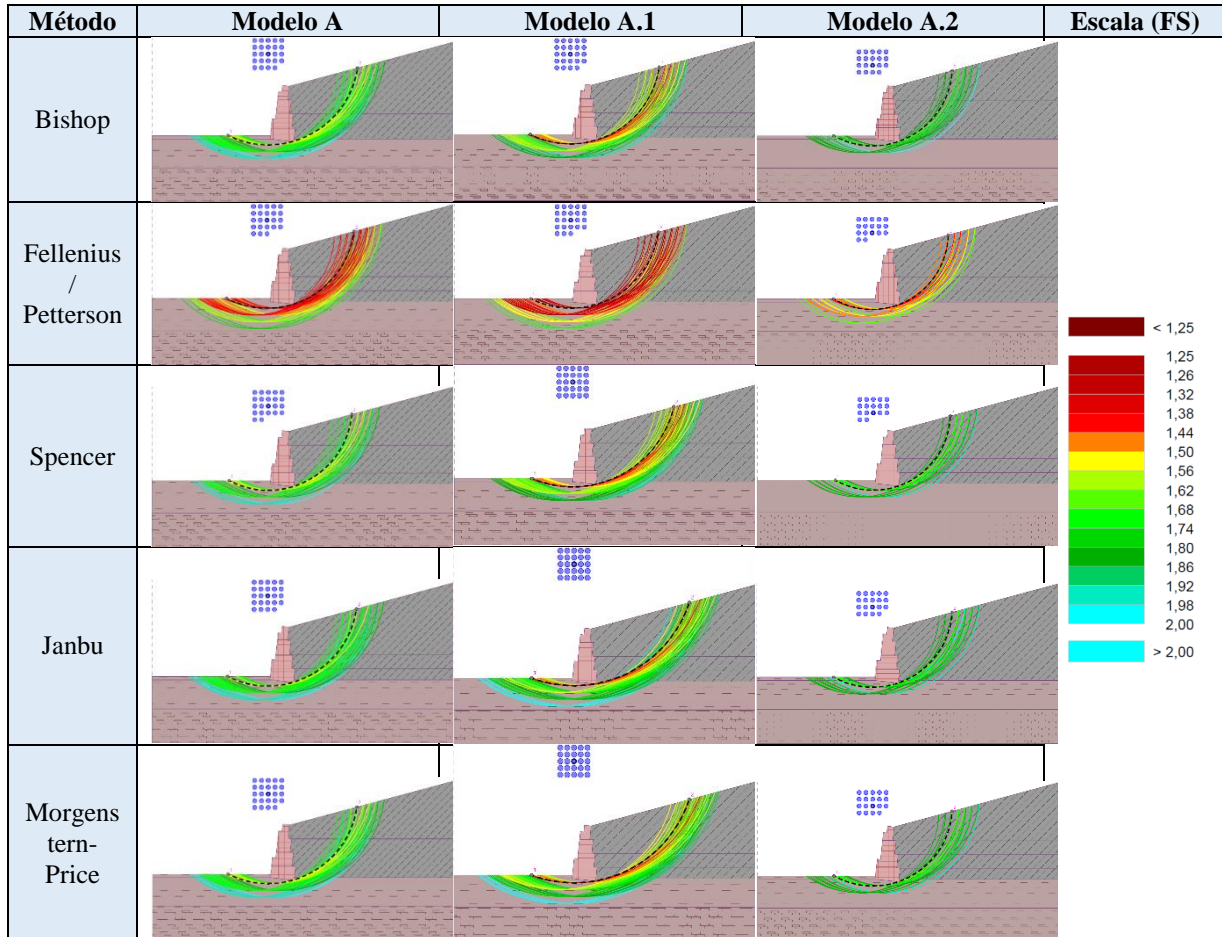
A Tabela 4.10 apresenta as superfícies de deslizamento crítica e verificação do fator de segurança para os casos A, A.1 e A.2, em que ocorre a alteração do ângulo de atrito no solo de aterro.

Tabela 4.10 – Descrição e verificação das superfícies de deslizamento críticas para os modelos A, A.1 e A.2

Modelo	Método	Superfície de deslizamento circular crítica			FS	Verificação
		x (m)	z (m)	R (m)		
-	-	(m)	(m)	(m)	-	FS ≥ 1,50
A	Bishop	-3,12	4,74	13,37	1,51	Sim
	Fellenius/Petterson	-3,27	4,21	12,92	1,29	Não
	Spencer	-3,08	3,7	12,38	1,51	Sim
	Janbu	-3,15	4,6	13,25	1,51	Sim
	Morgentern-Price	-3,15	4,6	13,25	1,51	Sim
A.1	Bishop	-3,14	4,55	13,2	1,37	Não
	Fellenius/Petterson	-3,09	4,39	13,03	1,18	Não
	Spencer	-2,78	6,91	15,39	1,39	Não
	Janbu	-2,54	9,51	17,89	1,42	Não
	Morgentern-Price	-2,54	9,51	17,89	1,42	Não
A.2	Bishop	-3,18	3,06	11,79	1,66	Sim
	Fellenius/Petterson	-3,24	2,43	11,23	1,38	Não
	Spencer	-3,10	2,67	11,4	1,63	Sim
	Janbu	-3,18	3,06	11,79	1,63	Sim
	Morgentern-Price	-3,18	3,06	11,79	1,63	Sim

A Tabela 4.11 reúne imagens obtidas a partir do programa Geo5 (2020) a fim de gerar uma comparação visual do efeito da alteração do valor do ângulo de atrito no solo de aterro.

Tabela 4.11 - Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos A, A.1 e A.2



Os dados apresentados na Tabela 4.10 demonstram que o ângulo de atrito (ϕ) do solo de aterro influencia diretamente no fator de segurança calculado, isto é explicado pela relação entre este e a resistência de corte ao solo, descrito na Equação 1 ($s = c + \sigma \times \tan \phi$), então se a coesão (c) e a tensão normal do solo (σ) forem constantes, quanto maior o ângulo de atrito, maior a resistência de corte ao solo (s), já que os valores da tangente aumentam conforme aumenta o ângulo.

4.2.2 Influência da coesão no solo de fundação

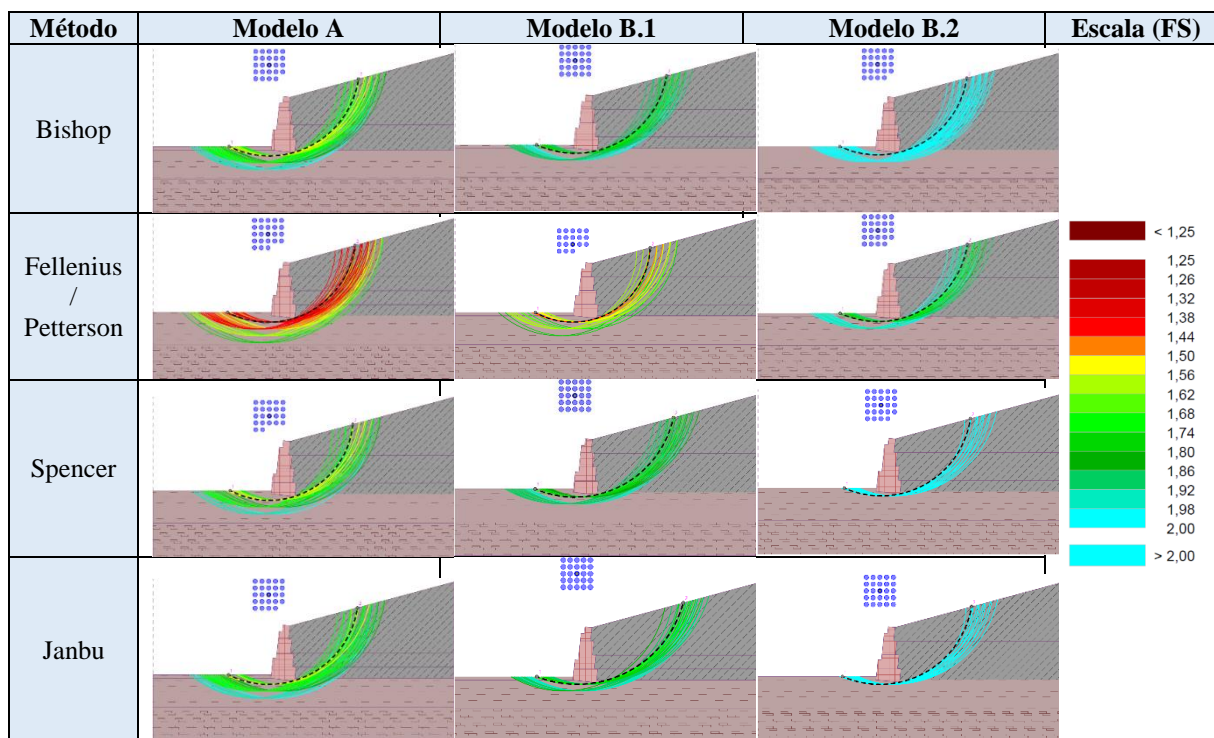
A Tabela 4.12 apresenta os valores da superfície de deslizamento crítica para os modelos A, B.1 e B.2, em que ocorre variação da coesão no solo de fundação.

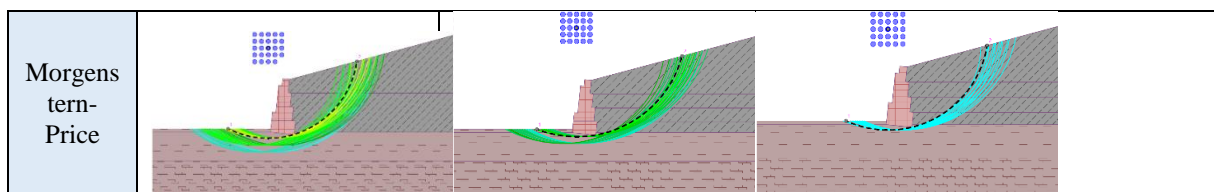
Tabela 4.12 – Descrição e verificação das superfícies de deslizamento críticas para os modelos A, B.1 e B.2

Modelo	Método	Superfície de deslizamento circular crítica			FS	Verificação
		x (m)	z (m)	R (m)		
-	-	(m)	(m)	(m)	-	$FS \geq 1,50$
A	Bishop	-3,12	4,74	13,37	1,51	Sim
	Fellenius/Petterson	-3,27	4,21	12,92	1,29	Não
	Spencer	-3,08	3,7	12,38	1,51	Sim
	Janbu	-3,15	4,6	13,25	1,51	Sim
	Morgentern-Price	-3,15	4,6	13,25	1,51	Sim
B.1	Bishop	-2,59	5,16	13,65	1,69	Sim
	Fellenius/Petterson	-2,91	2,76	11,43	1,44	Não
	Spencer	-2,58	6,39	14,84	1,70	Sim
	Janbu	-2,21	7,93	16,29	1,70	Sim
	Morgentern-Price	-2,19	7,75	16,1	1,70	Sim
B.2	Bishop	-2,52	4,9	13,38	2,01	Sim
	Fellenius/Petterson	-2,12	3,94	12,35	1,72	Sim
	Spencer	-2,13	4,96	13,36	1,98	Sim
	Janbu	-2,25	5,36	13,77	1,98	Sim
	Morgentern-Price	-2,57	5,06	13,55	1,99	Sim

A Tabela 4.13 reúne imagens obtidas a partir do programa Geo5 (2020) a fim de gerar uma comparação visual do efeito da alteração do valor da coesão no solo de fundação.

Tabela 4.13 - Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos A, B.1 e B.2





Na comparação destes três modelos é possível observar o aumento do fator de segurança de acordo com o aumento da coesão, isto já era esperado, pelo fato da coesão estar sempre no numerador nas equações do FS, para todos os métodos. Analisando fora do contexto das equações do FS, o acréscimo da coesão gera um acréscimo da resistência ao corte de solo por possuir relação direta com a resistência de corte ao solo, como foi relatado no capítulo 2.1.

Com exceção de Fellenius/Petterson (1955) os métodos apresentaram proximidade entre os resultados, sendo possível concluir isto até mesmo visualmente a partir da Tabela 4.13. O dobro da coesão de B.1 em relação à A gerou um acréscimo no fator de segurança de aproximadamente 12%, enquanto a coesão quatro vezes maior de B.2 para A, gerou um aumento médio no fator de segurança de 31%.

4.2.3 Influência da análise dinâmica

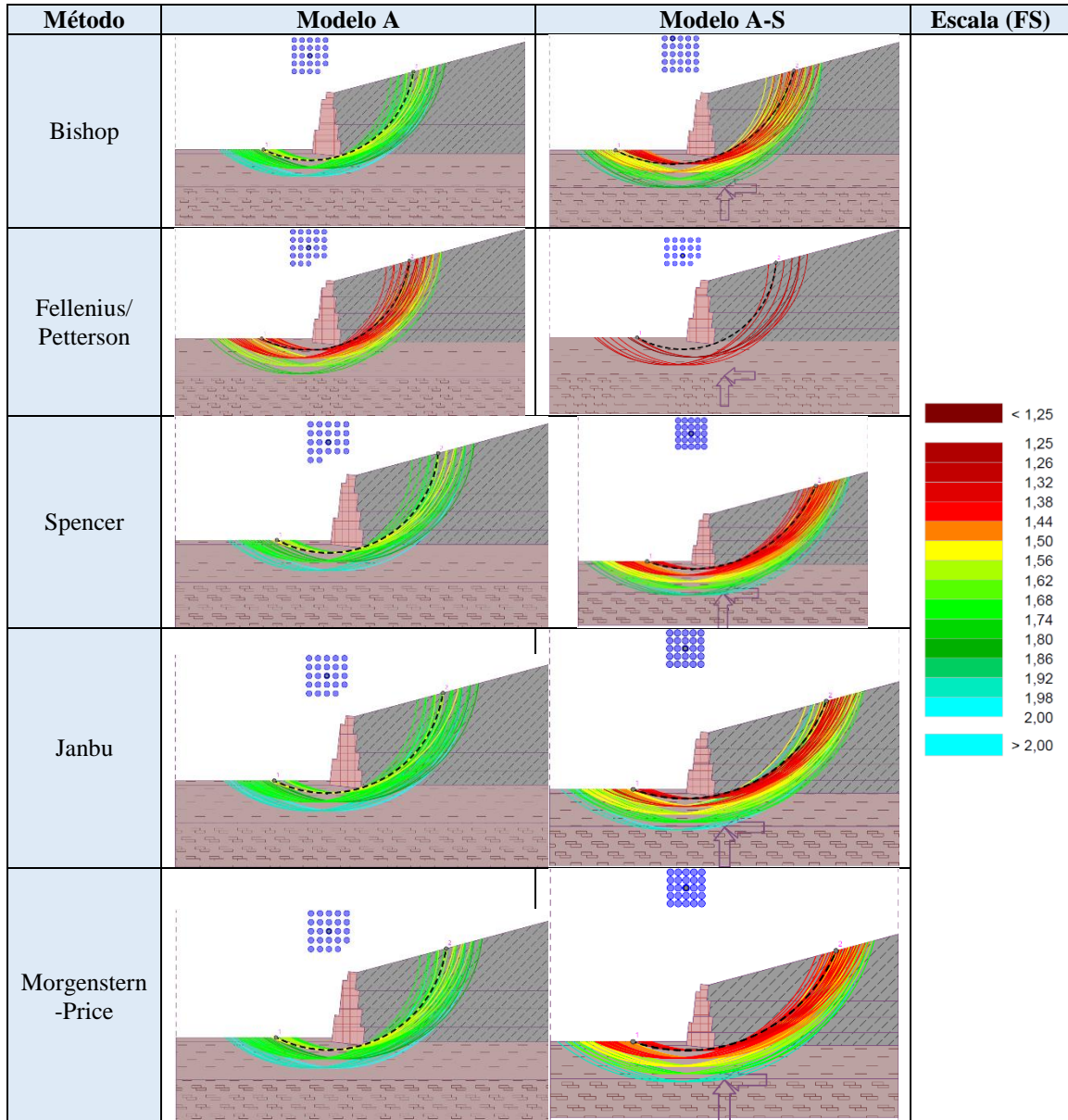
A Tabela 4.14 apresenta as superfícies de deslizamento crítica para os modelos A e A-S, assim como a verificação destas ao Fator de Segurança.

Tabela 4.14 – Valores das superfícies de deslizamento críticas para os modelos A e A-S

Modelo	Método	Superfície de deslizamento circular crítica			FS	Verificação
		x	z	R		
-	-	(m)	(m)	(m)	-	FS ≥ 1,50
A	Bishop	-3,12	4,74	13,37	1,51	Sim
	Fellenius/Petterson	-3,27	4,21	12,92	1,29	Não
	Spencer	-3,08	3,70	12,38	1,51	Sim
	Janbu	-3,15	4,60	13,25	1,51	Sim
	Morgentern-Price	-3,15	4,60	13,25	1,51	Sim
A-S	Bishop	-4,60	7,00	16,00	1,32	Não
	Fellenius/Petterson	-3,30	3,17	11,93	1,08	Não
	Spencer	-2,86	12,39	20,78	1,30	Não
	Janbu	-2,96	10,75	19,19	1,30	Não
	Morgentern-Price	-2,86	12,42	20,81	1,30	Não

A Tabela 4.15 reúne imagens obtidas a partir do programa Geo5 (2020) a fim de gerar uma comparação visual do efeito da consideração da análise dinâmica na estabilidade do talude.

Tabela 4.15 – Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos A e A-S



A análise dinâmica gera um decréscimo considerável dos fatores de segurança, com um decréscimo médio de 14%. Isto é ocasionado pelas forças contrárias à estabilidade da estrutura que a aceleração sísmica gera.

É possível constatar visualmente um acréscimo nos raios da superfície de deslizamento, entretanto as superfícies de deslizamento críticas, com menor fator de segurança, continuam sendo as que passam próximas da base no tardo do muro.

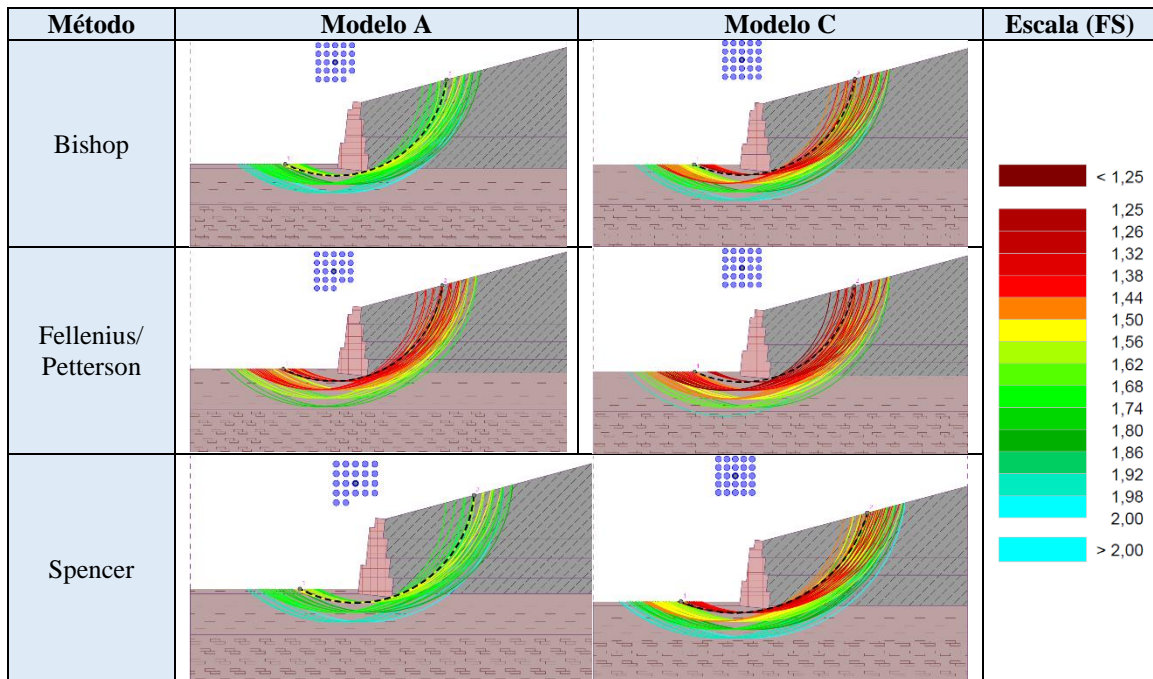
4.2.4 Alteração do tipo de solo de aterro

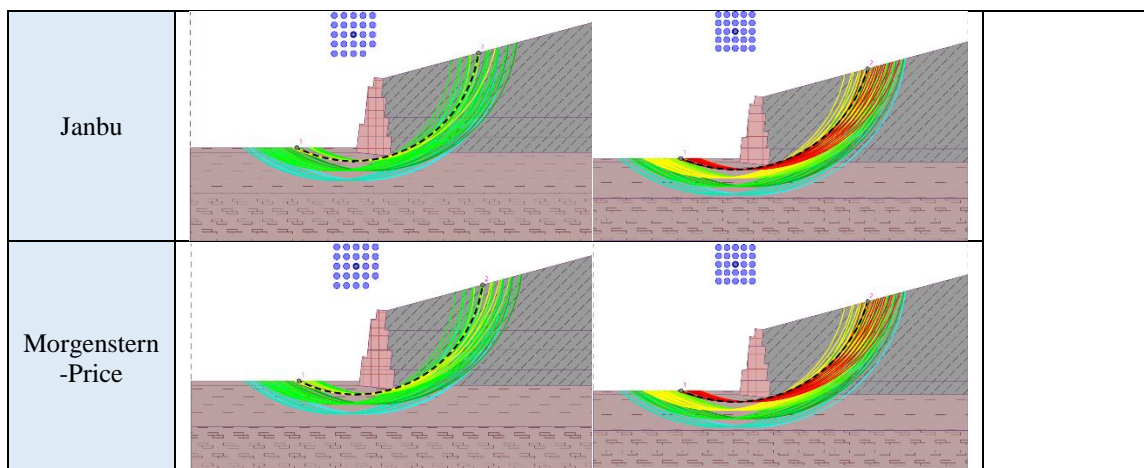
A Tabela 4.16 descreve as superfícies de deslizamento crítica para os modelos A e C, assim como suas verificações de segurança. A Tabela 4.17 apresenta as superfícies de deslizamento para cada método utilizando escala de cores que varia de acordo com o FS de cada superfície.

Tabela 4.16 - Valores das superfícies de deslizamento críticas para os modelos A e C

Modelo	Método	Superfície de deslizamento circular crítica			FS	Verificação
		x	z	R		
-	-	(m)	(m)	(m)	-	$FS \geq 1,50$
A	Bishop	-3,12	4,74	13,37	1,51	Sim
	Fellenius/Petterson	-3,27	4,21	12,92	1,29	Não
	Spencer	-3,08	3,7	12,38	1,51	Sim
	Janbu	-3,15	4,6	13,25	1,51	Sim
	Morgentern-Price	-3,15	4,6	13,25	1,51	Sim
C	Bishop	-2,59	5,16	13,65	1,23	Não
	Fellenius/Petterson	-2,57	5,06	13,55	1,11	Não
	Spencer	-3,33	7,75	16,34	1,27	Não
	Janbu	-3,33	7,75	16,34	1,30	Não
	Morgentern-Price	-3,33	7,75	16,34	1,30	Não

Tabela 4.17 – Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos A e C





Visualmente, nota-se que para o modelo C, as superfícies de deslizamento próximas do FS = 2,0 possuem raios maiores, se aproximando da camada de pedregulho bem graduado. Neste modelo o FS não foi verificado em nenhum método, enquanto no modelo A, isto não foi alcançado somente no método de Fellenius/Petterson (1955), o que já era esperado. O valor do ângulo de atrito inferior do modelo C é o que mais afeta no fator de segurança, diminuindo a resistência de corte ao solo.

4.2.5 Análise do solo de aterro em tensões totais

A Tabela 4.18 descreve as superfícies de deslizamento crítica para os modelos D.1, D.2, D.3 e D.4, assim como a verificação do FS.

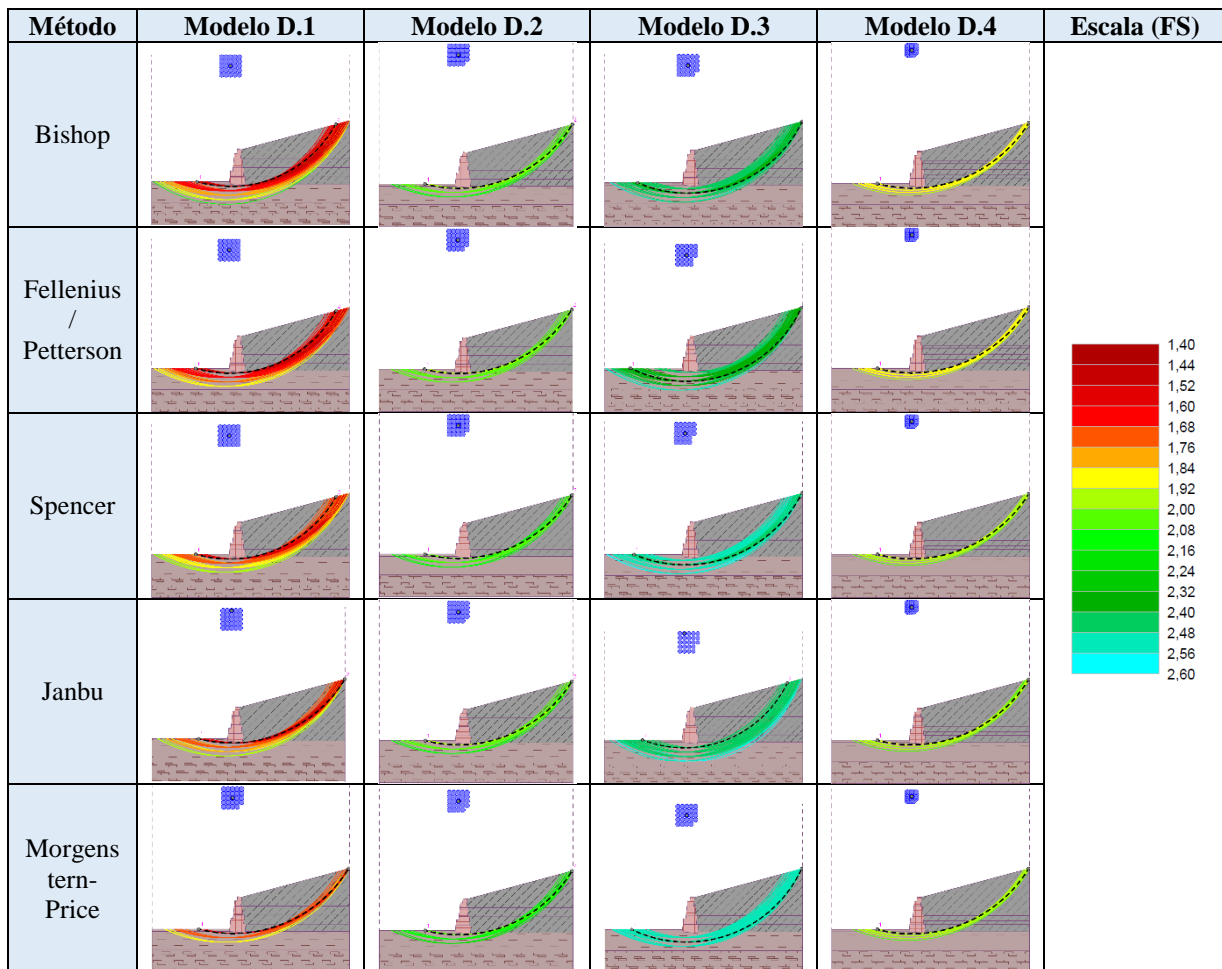
Tabela 4.18 - Valores das superfícies de deslizamento críticas para os modelos D.1, D.2, D.3 e D.4

Modelo	Método	Superfície de deslizamento circular crítica			FS	Verificação
		x (m)	z (m)	R (m)		
-	-	(m)	(m)	(m)	-	$\geq 1,50$
D.1	Bishop	-2,53	18,80	27,10	1,48	Não
	Fellenius/Petterson	-2,75	19,43	27,74	1,48	Não
	Spencer	-2,75	19,43	27,74	1,54	Sim
	Janbu	-1,84	22,35	30,57	1,51	Sim
	Morgenstern-Price	-2,08	22,46	30,68	1,53	Sim
D.2	Bishop	-2,08	22,46	30,68	1,95	Sim
	Fellenius/Petterson	-2,08	22,46	30,68	1,95	Sim
	Spencer	-2,08	22,49	30,71	2,01	Sim
	Janbu	-2,08	22,49	30,71	1,98	Sim
	Morgenstern-Price	-2,08	22,49	30,71	2,03	Sim
D.3	Bishop	-1,54	18,96	28,55	2,39	Sim
	Fellenius/Petterson	-1,78	18,23	28,45	2,37	Sim
	Spencer	-2,12	19,90	29,49	2,46	Sim
	Janbu	-2,26	16,65	25,68	2,43	Sim
	Morgenstern-Price	-1,79	18,50	28,58	2,48	Sim

D.4	Bishop	-2,22	22,72	30,96	1,87	Sim
	Fellenius/Petterson	-2,22	22,72	30,96	1,87	Sim
	Spencer	-2,22	22,72	30,96	1,91	Sim
	Janbu	-2,22	22,72	30,96	1,91	Sim
	Morgentern-Price	-2,22	22,72	30,96	1,93	Sim

A Tabela 4.19 apresenta as superfícies de deslizamento para cada método utilizando escala de cores que varia de acordo com o FS para cada linha. A escala de cores foi modificada tendo em vista a maior variabilidade que os fatores de segurança apresentaram, o intervalo utilizado varia de FS = 1,40 até FS = 2,60.

Tabela 4.19 - Comparação visual das superfícies de deslizamento entre os modelos D.1, D.2, D.3 e D.4



Na análise do solo de aterro em termos de tensões efetivas, o FS para o método de Fellenius/Petterson (1955) apresentava grande variação em relação ao método de Bishop e aos demais métodos, entretanto agora na análise em termos de tensões totais ele apresentou FS igual ou muito próximo de Bishop (1955) e com pouca divergência dos demais.

Entre o método de Bishop (1955) e de Fellenius (1955), a principal diferença é a consideração das forças normais entre as fatias no primeiro método, entretanto com o solo em tensões totais essa consideração se torna pouco significativa porque não há decomposição das forças atuantes, como ocorre nas tensões efetivas, com isso o cálculo é realizado considerando a resistência total, sem retirar a poropressão, tornando o menos preciso.

Em termos totais a consideração da força normal, como ocorre nos outros métodos, com exceção do de Fellenius/Petterson (1955), aproxima os resultados entre eles. Isto ressalta a importância da consideração da força normal atuante na fatia e o cálculo do solo em termos de tensões efetivas, para um resultado mais preciso.

É visível no modelo D.3 ($c_u = 100$ kPa) que a superfície de deslizamento crítica não está tão próxima da base do muro quanto as demais, sendo este modelo o que apresenta os maiores valores para o FS.

4.2.6 Comparação entre os métodos

A Tabela 4.20 apresenta uma comparação percentual entre os valores de FS obtidos em cada método, para os tipos de solo A, B e C (tensões efetivas), sendo realizada a comparação de cada linha com a coluna.

Tabela 4.20 – Comparação percentual entre os FS dos métodos de verificação de estabilidade de taludes

Modelo	Método	FS	Bishop	Fellenius/ Petterson	Spencer	Janbu	Morgentern- Price
A	Bishop	1,51	-	17,05%	0,00%	0,00%	0,00%
	Fellenius/Petterson	1,29	-14,57%	-	-14,57%	-14,57%	-14,57%
	Spencer	1,51	0,00%	17,05%	-	0,00%	0,00%
	Janbu	1,51	0,00%	17,05%	0,00%	-	0,00%
	Morgentern-Price	1,51	0,00%	17,05%	0,00%	0,00%	-
A.1	Bishop	1,37	-	16,10%	-1,44%	-3,52%	-3,52%
	Fellenius/Petterson	1,18	-13,87%	-	-15,11%	-16,90%	-16,90%
	Spencer	1,39	1,46%	17,80%	-	-2,11%	-2,11%
	Janbu	1,42	3,65%	20,34%	2,16%	-	0,00%
	Morgentern-Price	1,42	3,65%	20,34%	2,16%	0,00%	-
A.2	Bishop	1,66	-	20,29%	1,84%	1,84%	1,84%
	Fellenius/Petterson	1,38	-16,87%	-	-15,34%	-15,34%	-15,34%
	Spencer	1,63	-1,81%	18,12%	-	0,00%	0,00%
	Janbu	1,63	-1,81%	18,12%	0,00%	-	0,00%
	Morgentern-Price	1,63	-1,81%	18,12%	0,00%	0,00%	-
B.1	Bishop	1,69	-	17,36%	-0,59%	-0,59%	-0,59%
	Fellenius/Petterson	1,44	-14,79%	-	-15,29%	-15,29%	-15,29%
	Spencer	1,70	0,59%	18,06%	-	0,00%	0,00%
	Janbu	1,70	0,59%	18,06%	0,00%	-	0,00%
	Morgentern-Price	1,70	0,59%	18,06%	0,00%	0,00%	-

B.2	Bishop	2,01	-	16,86%	1,52%	1,52%	1,01%
	Fellenius/Petterson	1,72	-14,43%	-	-13,13%	-13,13%	-13,57%
	Spencer	1,98	-1,49%	15,12%	-	0,00%	-0,50%
	Janbu	1,98	-1,49%	15,12%	0,00%	-	-0,50%
	Morgentern-Price	1,99	-1,00%	15,70%	0,51%	0,51%	-
C	Bishop	1,23	-	10,81%	-3,15%	-5,38%	-5,38%
	Fellenius/Petterson	1,11	-9,76%	-	-12,60%	-14,62%	-14,62%
	Spencer	1,27	3,25%	14,41%	-	-2,31%	-2,31%
	Janbu	1,30	5,69%	17,12%	2,36%	-	0,00%
	Morgentern-Price	1,30	5,69%	17,12%	2,36%	0,00%	-

O Método de Fellenius/Petterson (1955) se mostra extremamente conservativo, destoando dos demais. Isto ocorre devido as simplificações assumidas por Fellenius (1936), com a desconsideração da força de resistência ao corte do solo (X_i) e força normal (E_i) entre as fatias afetando fortemente estes valores. É importante ressaltar que este é o primeiro método criado para verificação de estabilidade de taludes, sem uso computacional, e que serviu de base para estudos posteriores e consequente desenvolvimento desta área.

Com exceção do Método de Fellenius/Petterson (1955), o Método de Bishop (1955) apresentou variação de -5,38% a 1,84% com os demais, sendo que neste método apesar de entre as fatias a força de corte ao solo (X_i) ser desconsiderada, há a consideração da força normal (E_i), o que explica sua menor variação e maior precisão.

Os métodos de Spencer (1967), Janbu (1954) e Morgenstern-Price (1965) apresentaram FS próximos e são mais precisos devido ao cálculo do equilíbrio de forças e equilíbrio de momentos, variando em alguns aspectos nas formas de cálculo e algumas considerações. Entre os dois últimos, nota-se uma similaridade ainda maior, coincidindo muitas vezes a superfície de deslizamento crítica.

5 CONCLUSÕES

Inicialmente foram apresentados os cálculos e métodos que regem o dimensionamento de muros de gabiões, a fim de apresentar a teoria utilizado pelo programa Geo5 (2020) no dimensionamento de muros de gabião, além disso foi abordado o processo construtivo de muros de gabiões e dados importantes do Eurocódigo 7.

Após isto foi realizado no programa anteriormente citado o dimensionamento de um caso particular de muro de gabião, obtendo valores sobre a verificação de derrubamento, deslizamento, capacidade de carga da fundação, dimensionamento interno e por fim a verificação da estabilidade de taludes utilizando diferentes métodos, buscando avaliar o comportamento de cada um.

A partir das verificações realizadas pode-se compreender melhor a influência do ângulo de atrito e da coesão na estabilidade da estrutura, por conta da relação direta destes parâmetros com a resistência de corte ao solo.

A resistência de corte ao solo impacta também na malha que deve ser utilizada nos gabiões, o que interfere fortemente no custo.

No âmbito das fundações, houve grande diferença nos fatores de segurança entre as tensões em formato retangular e formato trapezoidal, sendo que para este, o único modelo que alcançou o FS_{min} foi o modelo A.2, em que o solo de aterro granular apresentava o maior ângulo de atrito, com isto o ângulo de atrito solo-estrutura também aumenta, o que colabora para este resultado.

Apesar de no modelo B.2 a coesão do solo de fundação ser quatro vezes maior que no modelo A.2, as tensões na base da fundação com formato trapezoidal não apresentaram resultado satisfatório.

A análise dinâmica gerou grande impacto nos fatores de segurança e deve ser considerada com os coeficientes seguindo as normas de acordo com a localidade da instalação da estrutura. Para o silte com alta ou muito alta plasticidade a verificação da estrutura foi impossível devido à alteração da inclinação do talude gerada pela ação sísmica.

Como apresentado no Capítulo 4.2.6, o Método de Fellenius/Petterson (1955) é altamente conservativo e sua utilização deve ser feita criteriosamente, pois pode afetar a viabilidade econômica da estrutura.

O valor dos parâmetros de solo interfere de forma direta na estabilidade da estrutura de muros de gabião, portanto reitera-se a importância de realizar estudos preliminares ao dimensionamento de forma cuidadosa, desde a retirada das amostras de solo até os procedimentos para obtenção dos valores dos parâmetros de solo.

Para trabalhos futuros recomenda-se a avaliação da análise dinâmica em solos siltsos de alta plasticidade e seu impacto em relação ao ângulo de inclinação do talude (β) e o ângulo gerado pela ação sísmica (θ). Também é recomendado incluir o nível freático na estrutura a fim de avaliar a alteração que isto causa nas forças atuantes e nos métodos de verificação da estabilidade de taludes.

Aconselha-se também realizar o dimensionamento com o uso de soluções mistas, com uso de gabião tipo colchão como alternativa de reforço de fundação ou sobre o solo de aterro para reforço do talude.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2005). ABNT NBR 8964: Arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção. Rio de Janeiro: ABNT.

Actes du colloque technique. (2002, junho 18-19). Les géosynthétiques dans les barrages : matériaux et utilisations. Saint-Étienne.

Anping Hongyu Wire Mesh Co., Ltd. (2024, maio 20). Gabion Basket: Welded Gabions. Retrieved from <https://www.wiremeshproduct.com/gabion%20basket/welded-gabions.html>

ArcelorMittal. (2013). Gabiões Belgo. São Paulo: ArcelorMittal.

Barnes, G. E. (2000). *Soil mechanics: Principles and practice* (2nd ed.). London: Macmillan Press Ltd.

Barros, P. L. A. (2021). *Obras de contenção: Manual técnico*. Jundiaí: Maccaferri do Brasil.

Bishop, A. W. (1955). *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique, vol. 5, n°1, pp. 7-17.

Bell, J. M. (1915). *Earth pressure and masonry dam design*. New York: John Wiley & Sons.

Boussinesq, J. (1885). *Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Paris: Gauthier-Villars.

Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design* (5th ed.). Peoria: McGraw-Hill.

Caquot, A., & Kérisel, J. (1949). *Traité de mécanique des sols*. Paris: Gauthier-Villars.

Coulomb, C.-A. (1776). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture. *Mémoires de mathématique & de physique, présentés à l'Académie Royale des Sciences par divers savans* (Vol. 7, pp. 343-382). Paris.

Degoutte, G., & Fry, J. J. (2002). *Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi = Small dams: guidelines for design, construction and monitoring*. HAL-02580482.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2009). *NORMA DNIT 103/2009 – ES. Proteção de corpo estradal – Estruturas de arrimo com gabião, Especificação do serviço* (1st ed.). Espírito Santo: Ministério dos Transportes.

Duarte, C. F. L. A. (2015). *Desenvolvimento de um programa de cálculo de ações e combinação de ações* (Master's thesis). Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro.

Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. *Transactions of the 2nd Congress on Large Dams* (Vol. 4, pp. 445-462). International Commission on Large Dams (ICOLD), Washington, D.C., USA.

FINE Software. (2020). Geo5 versão 2020 [Computer software]. Praga: FINE Software.

Gerscovich, D. M. S. (2016). *Estabilidade de taludes* (2nd ed.). São Paulo: Oficina de Textos.

Gerscovich, D. M. S., Vargas, J. R. E. A., & Campos, T. M. P. de. (2023). Estabilidade de taludes. In Comissão Técnica de Solos Não Saturados et al. (Eds.), *Solos não saturados no contexto geotécnico* (2nd ed., Cap. 25, pp. 868-893). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS.

Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2013). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(2), 167–194. <http://dx.doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y>

Instituto Português da Qualidade. (2009). *NP EN 1990: Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

Instituto Português da Qualidade. (2010). *NP EN 1997-1: Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

Janbu, N. (1954). Application of composite slip surfaces for stability analysis. *Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes* (pp. 43-49). Stockholm, Sweden.

LFA Ambiental. (2024, janeiro 15). Gabiões. Retrieved from <https://www.lfambiental.com.br/produtos/gabiao>

Maccaferri. Muro de contenção e escada hidráulica em gabiões. Maccaferri. <https://www.maccaferri.com/success-stories/muro-de-contencao-e-escada-hidraulica-em-gabioes/> (Acessado em 20 de outubro de 2023).

Maccaferri do Brasil (2024). Detalhe executivo de tirantes em gabiões tipo caixa. Jundiaí, São Paulo.

Matos Fernandes, M. (2015). *Introdução à engenharia geotécnica – Volume 2* (2nd ed.). Porto: FEUP Edições.

Mononobe, N., & Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. *Proceedings of the World Engineering Congress*, vol. 9, pp. 177-185.

Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93.

Petterson, K. E. (1955). The early history of circular sliding surfaces. *Géotechnique*, 5(4), 275-296. <http://doi.org/10.1680/geot.1955.5.4.275>

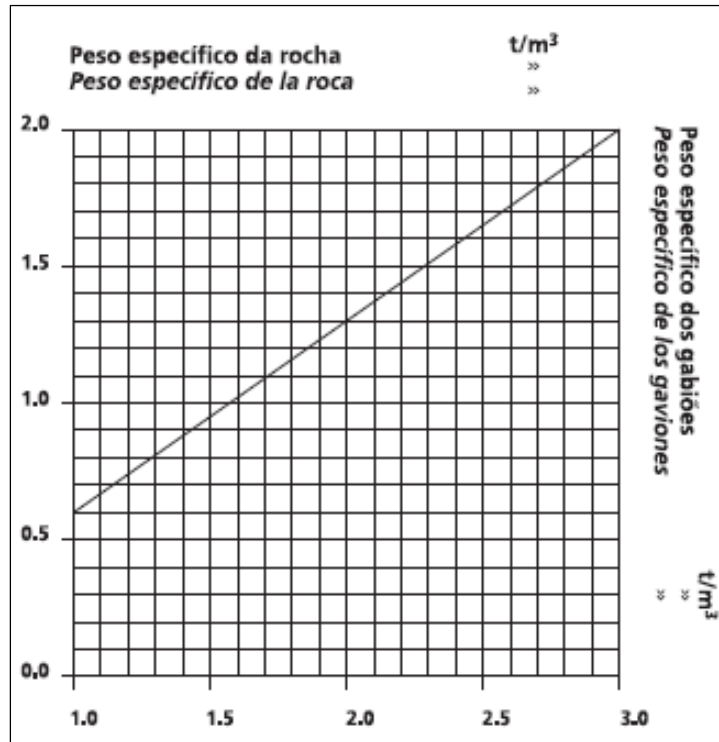
Pinto, C. de S. (2006). *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas* (3ª ed.). Oficina de Textos.

Sandoval, G. F. B. (2020). *Previsão da vida útil do concreto permeável submetido a colmatação* (Tese de doutorado, Universidade Estadual de Londrina). Universidade Estadual de Londrina.

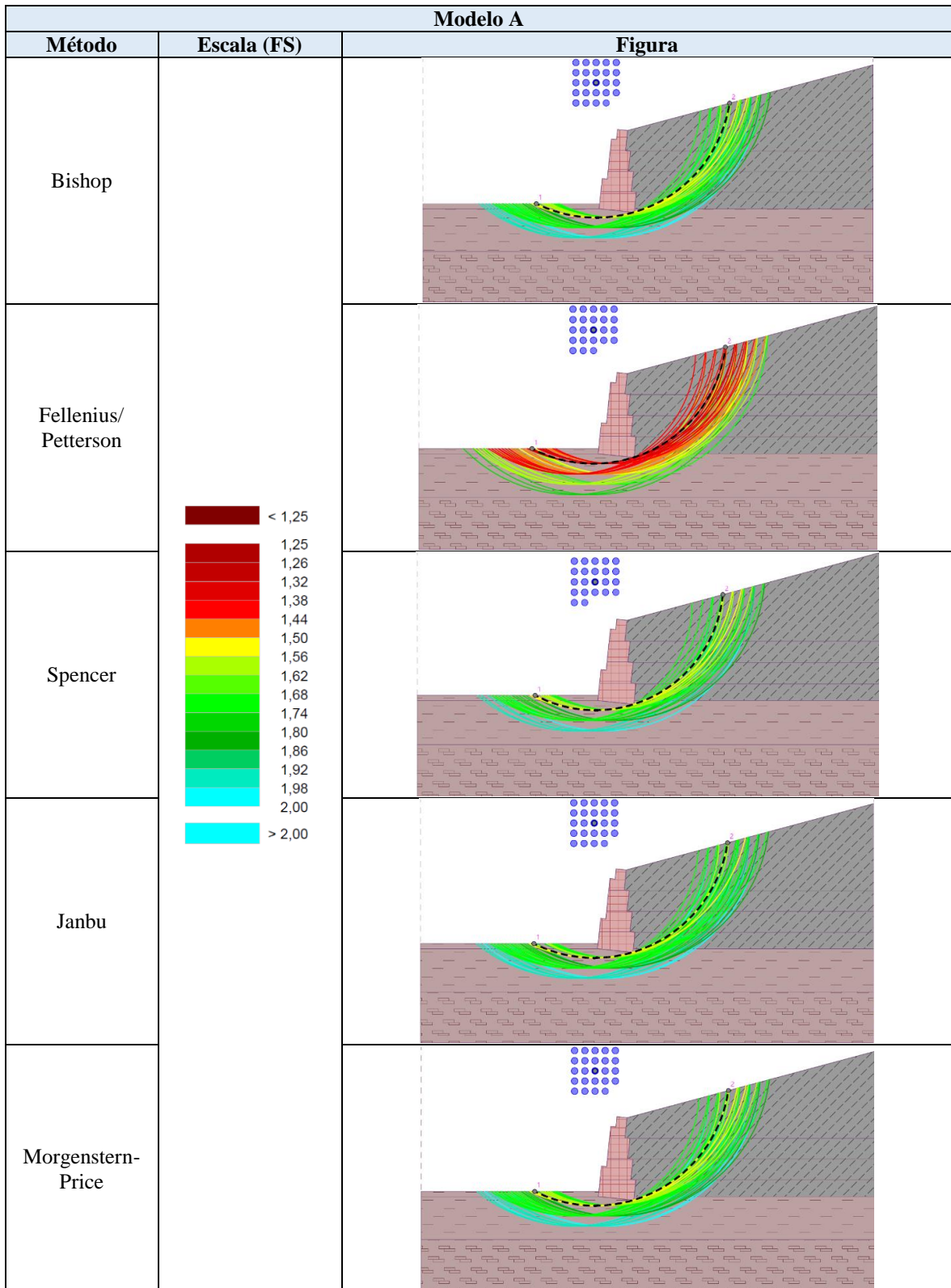
Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11-26.

Tarback, E. J., Lutgens, F. K. (2005). *Ciencias de la Tierra: Una introducción a la geología física* (8th ed.). Prentice Hall.

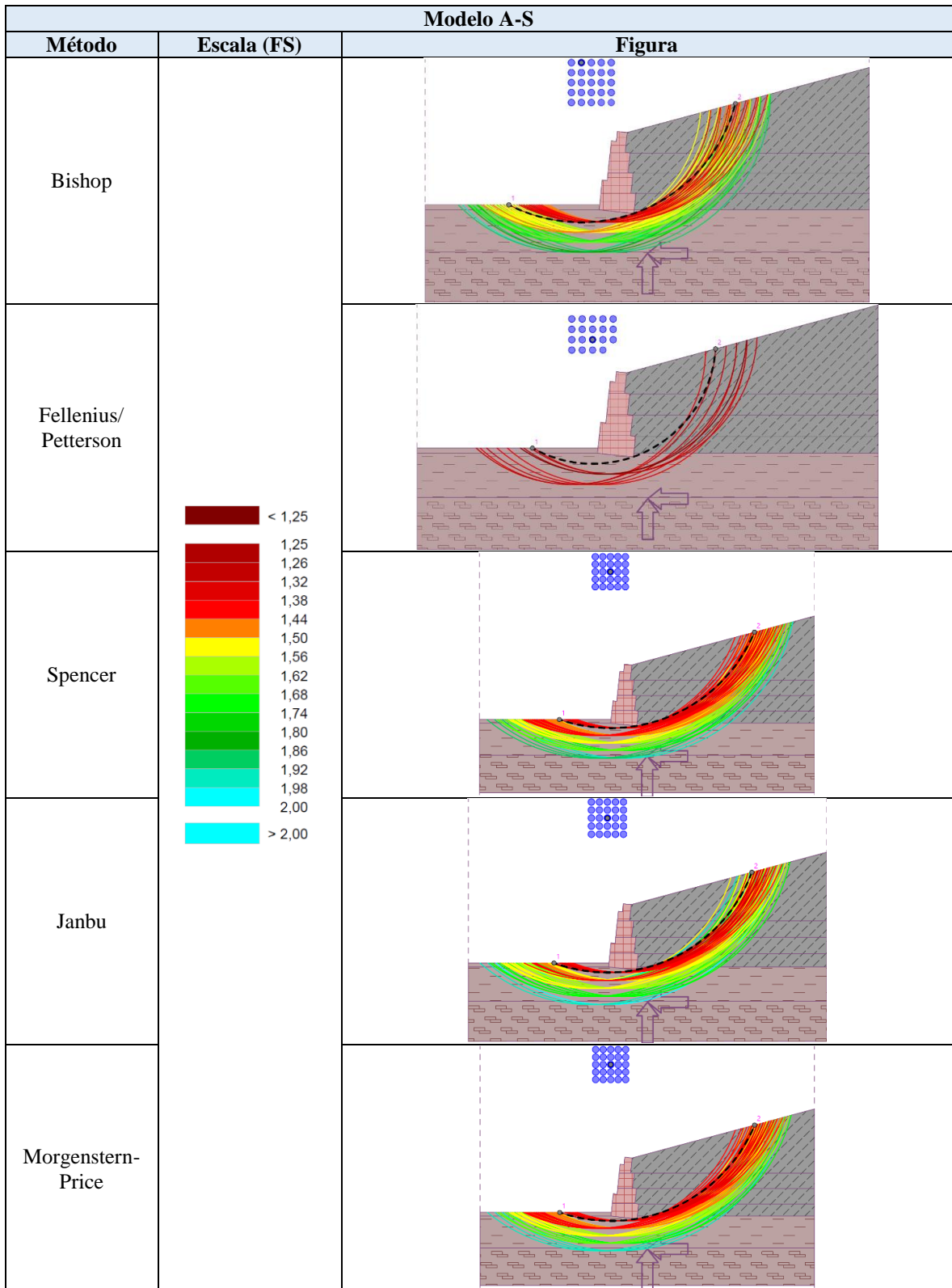
ANEXOS



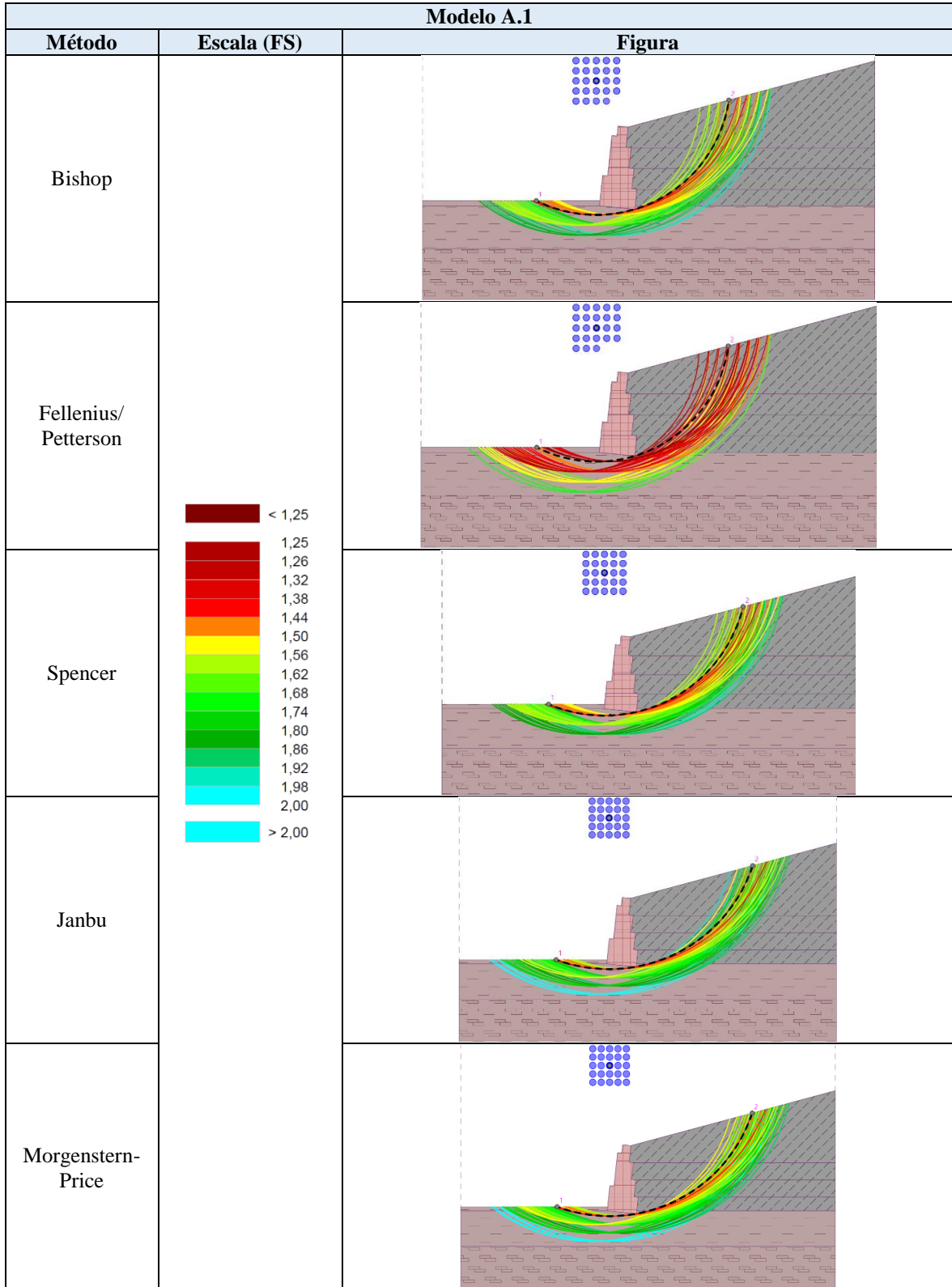
Anexo 1 - Ábaco para determinação de peso específico do gabião
(Barros, 2021)



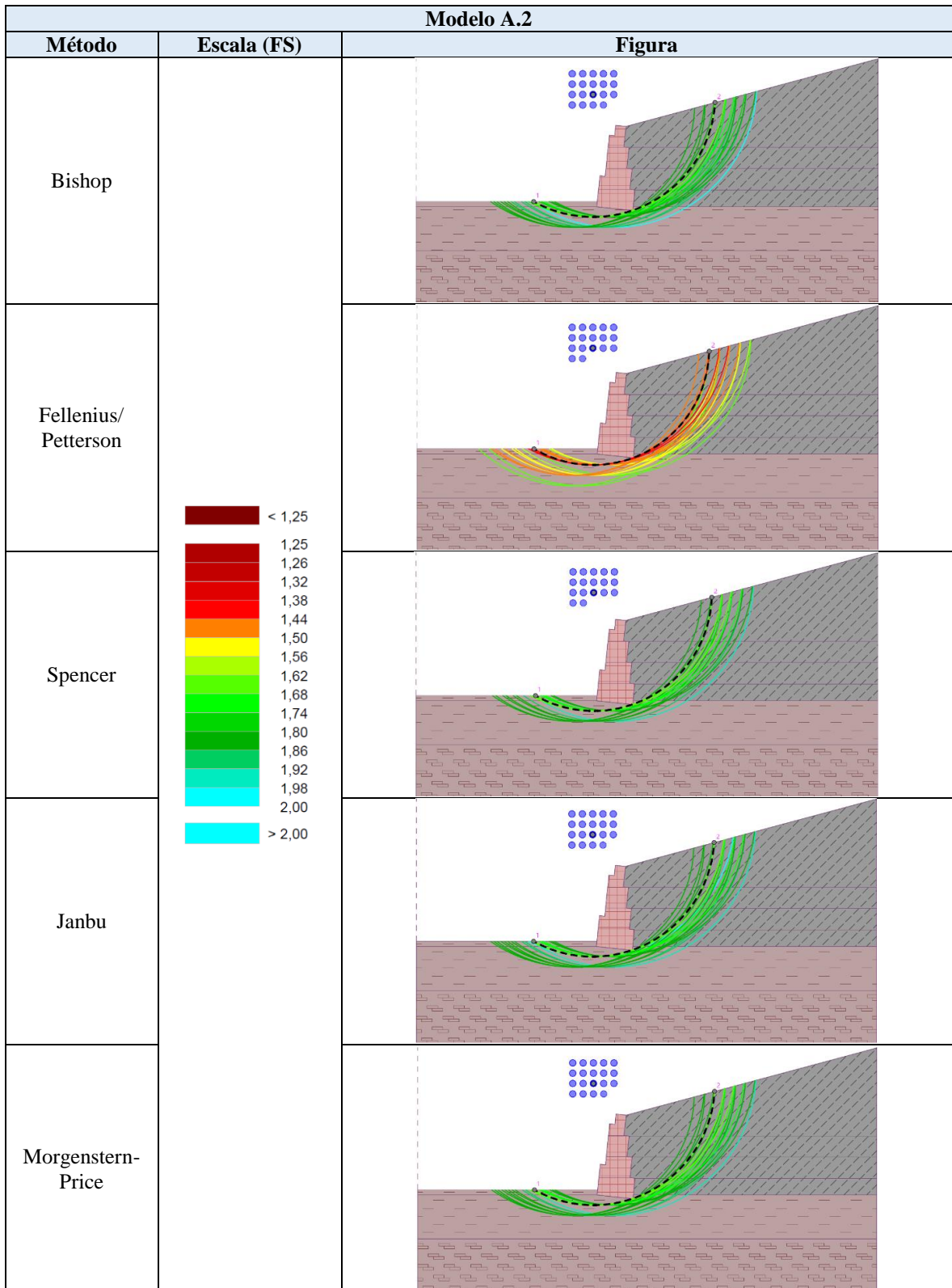
Anexo 2 – Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo A



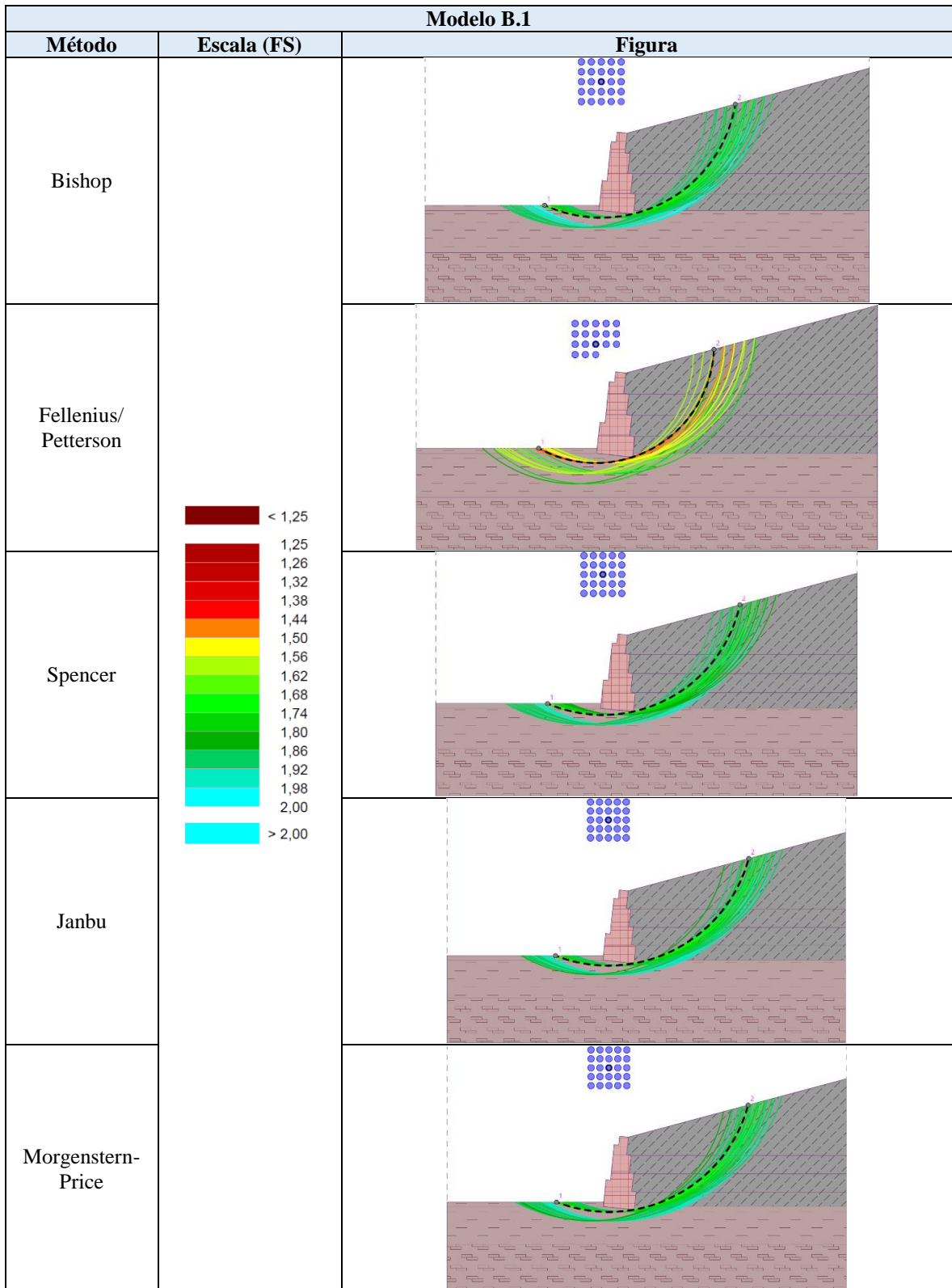
Anexo 3- Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo A-S



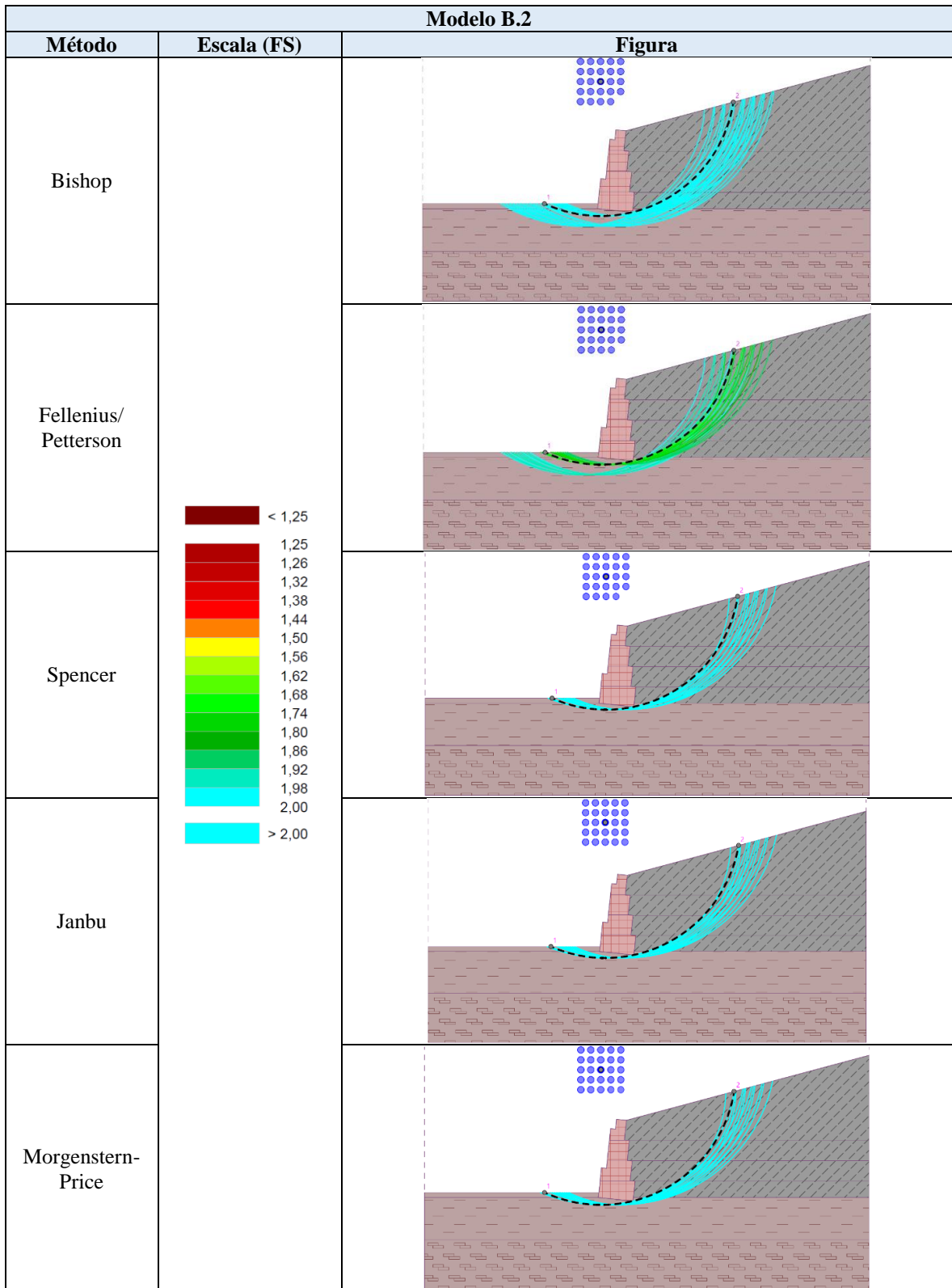
Anexo 4 - Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo A.1



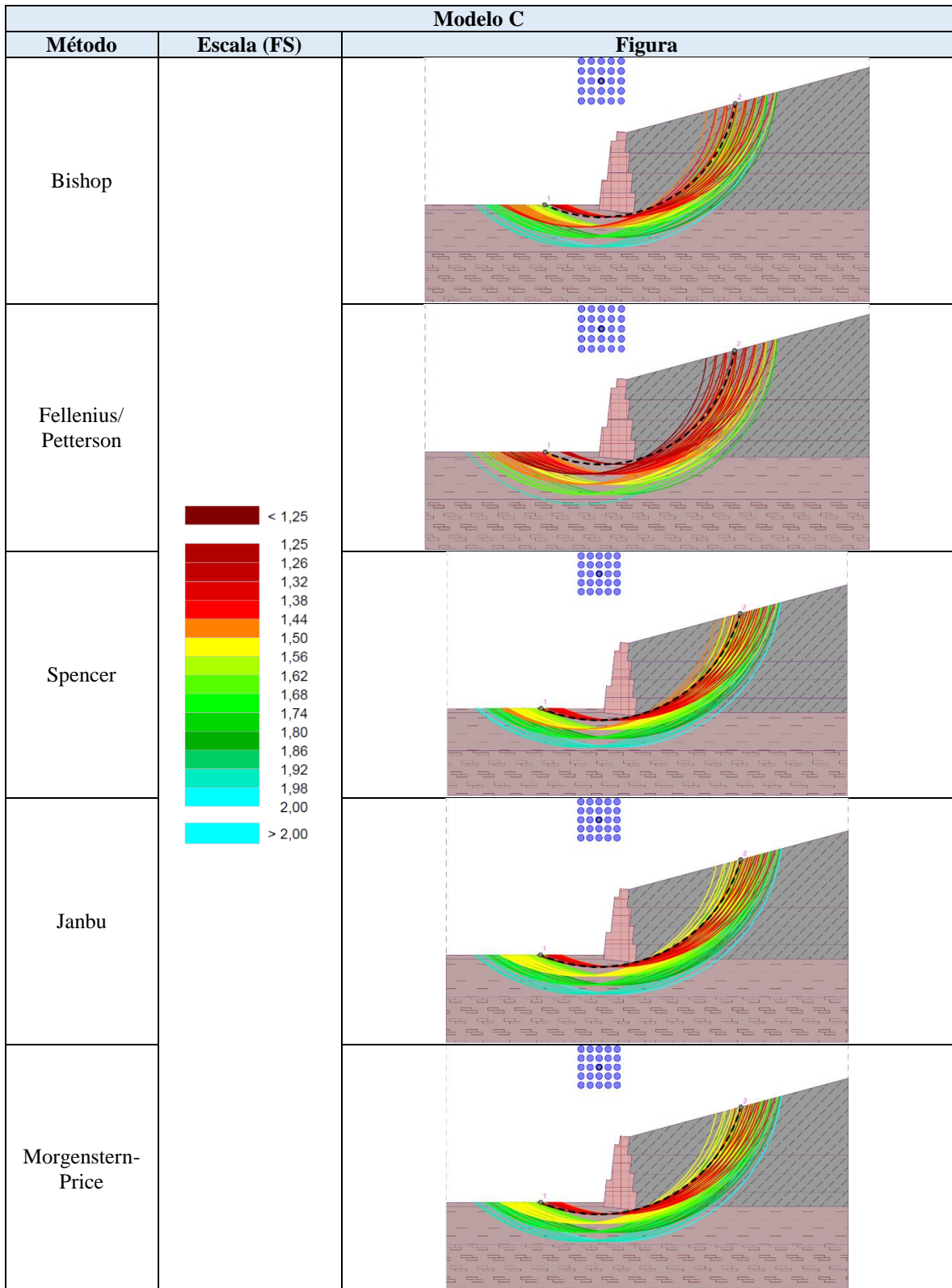
Anexo 5 - Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo A.2



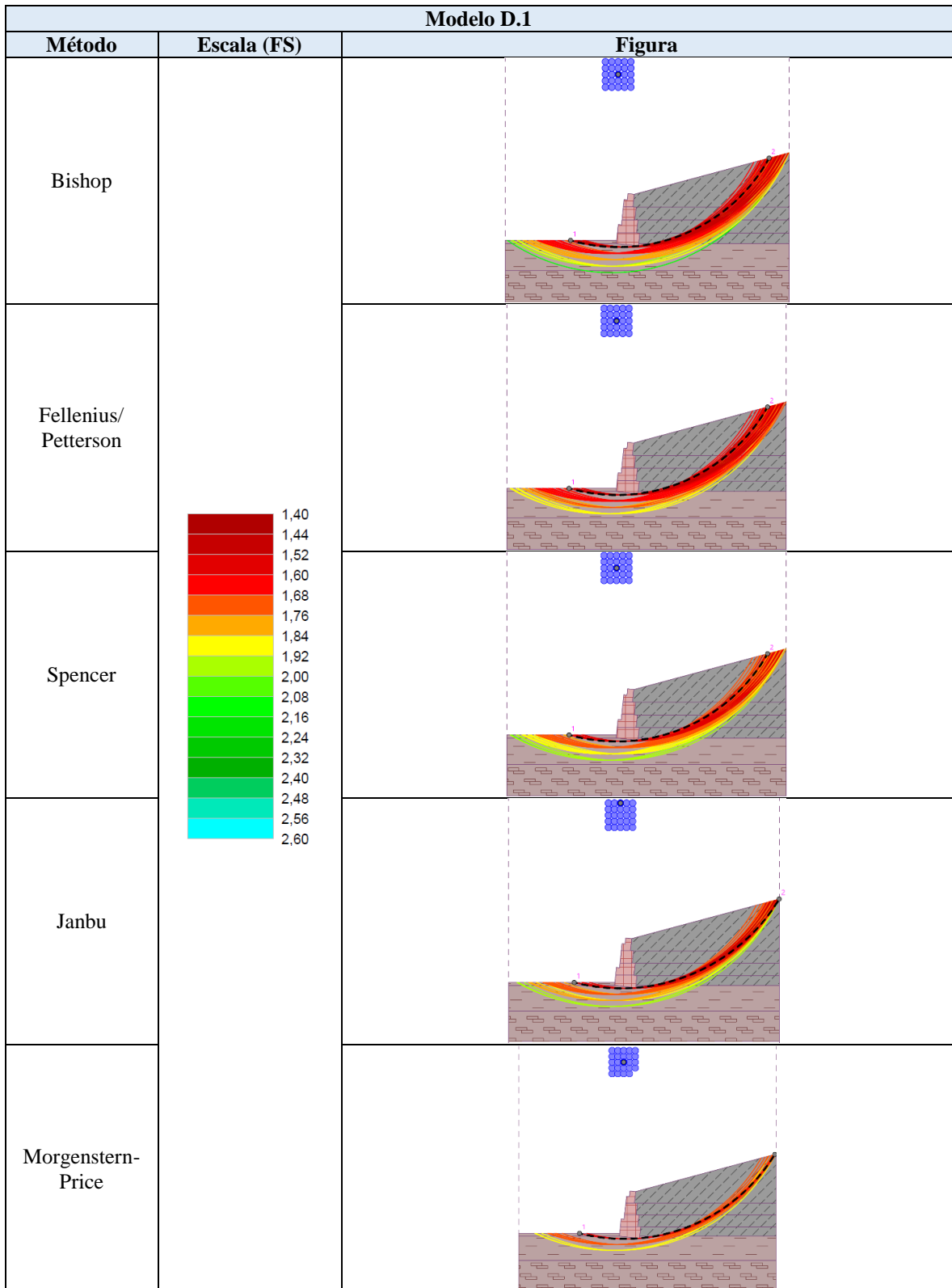
Anexo 6 - Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo B.1



Anexo 7 - Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo B.2



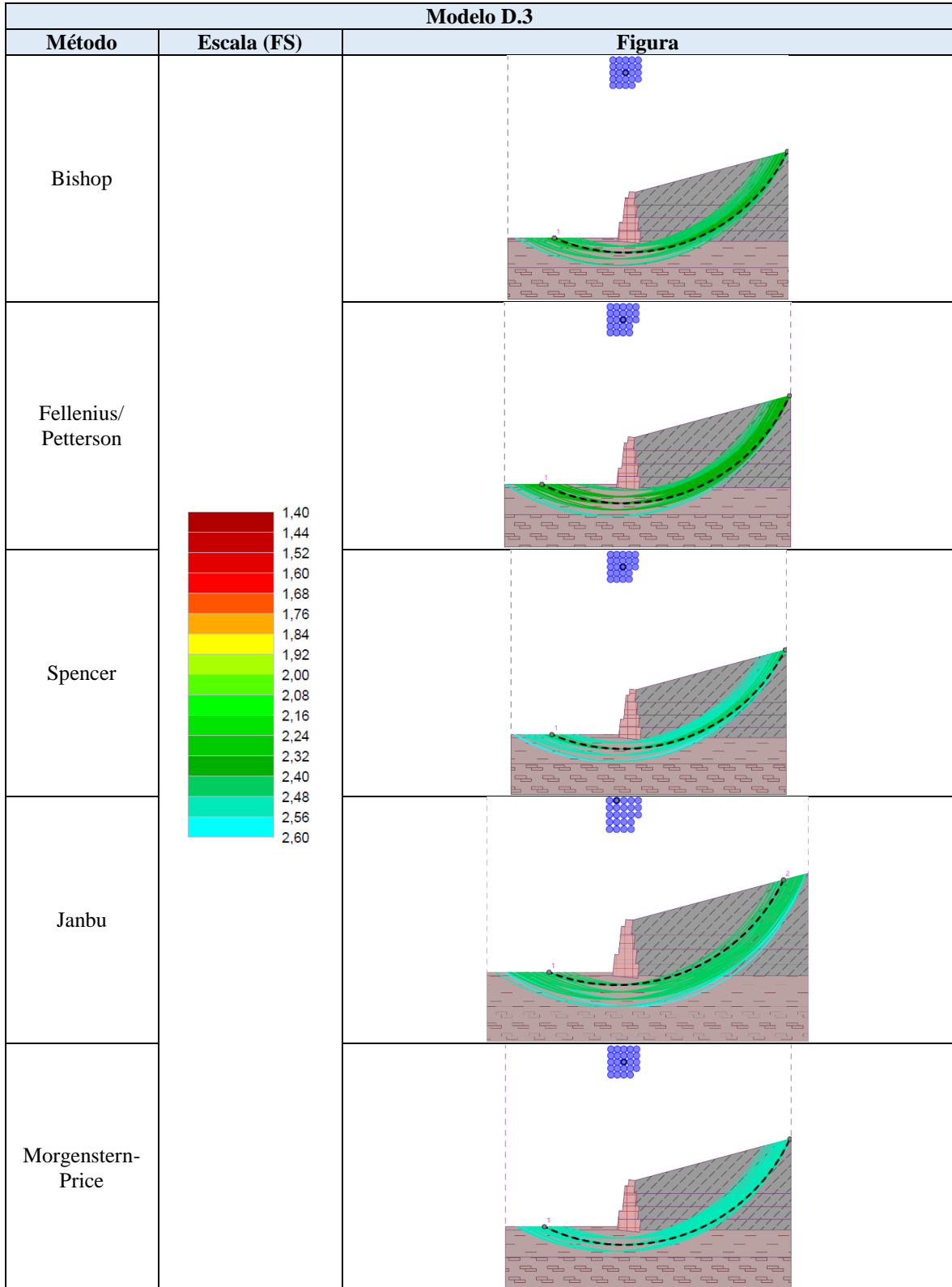
Anexo 8 - Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo C



Anexo 9 - Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo D.1

Modelo D.2		
Método	Escala (FS)	Figura
Bishop	<p>1,40 1,44 1,52 1,60 1,68 1,76 1,84 1,92 2,00 2,08 2,16 2,24 2,32 2,40 2,48 2,56 2,60</p>	
Fellenius/ Pettersson		
Spencer		
Janbu		
Morgenstern- Price		

Anexo 10 - Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo D.2



Anexo 11 - Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo D.3

Modelo D.4		
Método	Escala (FS)	Figura
Bishop	<p>1,40 1,44 1,52 1,60 1,68 1,76 1,84 1,92 2,00 2,08 2,16 2,24 2,32 2,40 2,48 2,56 2,60</p>	
Fellenius/ Pettersen		
Spencer		
Janbu		
Morgenstern- Price		

Anexo 12 - Superfícies de deslizamento com escala de cores para o FS para o modelo D.4