

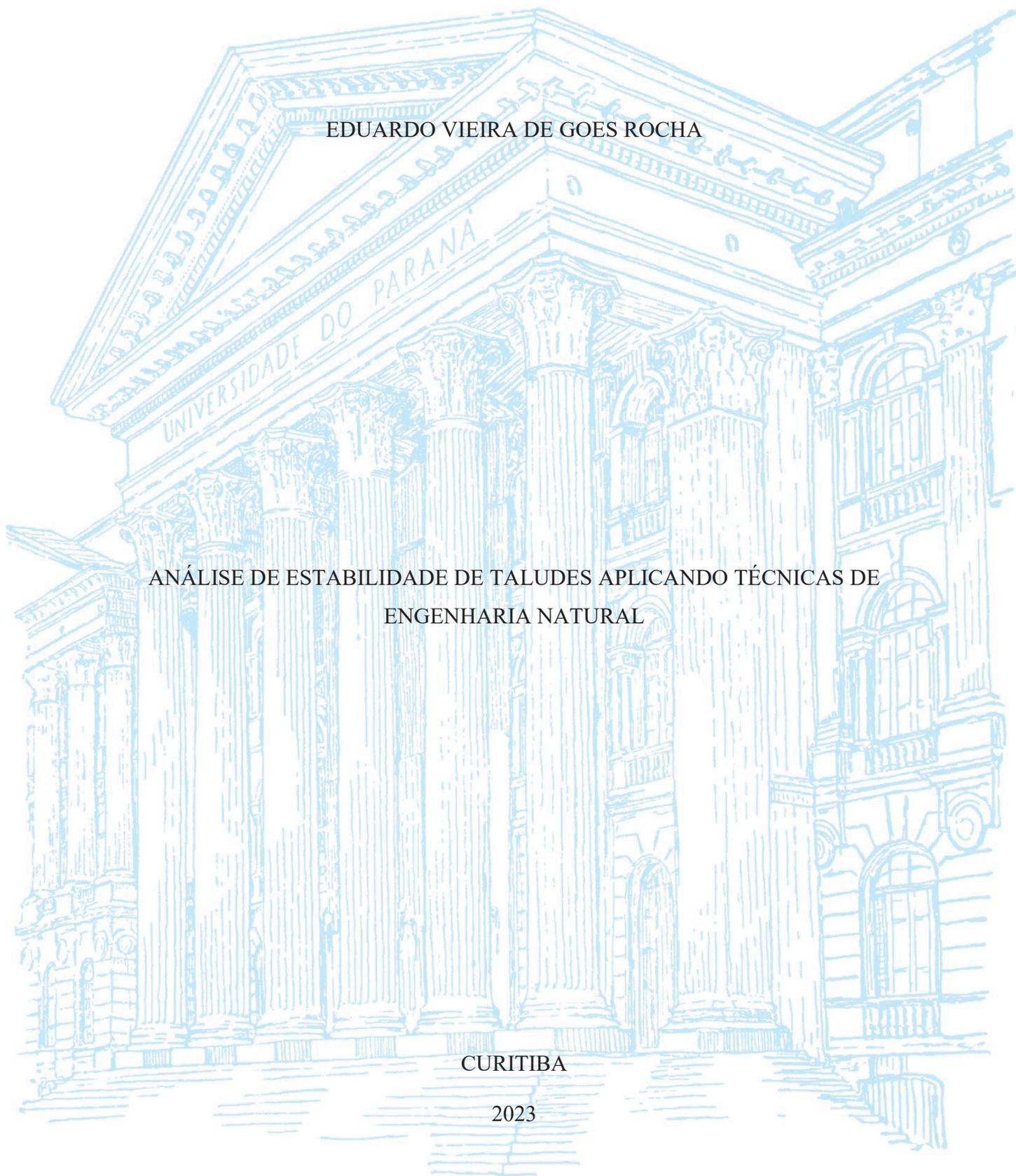
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

EDUARDO VIEIRA DE GOES ROCHA

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES APLICANDO TÉCNICAS DE  
ENGENHARIA NATURAL

CURITIBA

2023



EDUARDO VIEIRA DE GOES ROCHA

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES APLICANDO TÉCNICAS DE  
ENGENHARIA NATURAL

Dissertação apresentada como requisito parcial para aquisição do título de mestre no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, área de concentração em Geotecnia.

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Larissa de Brum Passini

Coorientador: Prof. Dr. Elvidio Gavassoni Neto

CURITIBA

2023

DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
SISTEMA DE BIBLIOTECAS – BIBLIOTECA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA

Rocha, Eduardo Vieira de Goes

Análise de estabilidade de taludes aplicando técnicas de engenharia natural / Eduardo Vieira de Goes Rocha. – Curitiba, 2023.

1 recurso on-line : PDF.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Larissa de Brum Passini

Co-orientador: Elvidio Gavassoni Neto

1. Engenharia Civil. 2. Mecânica do solo. 3. Taludes (Mecânica do solo) - Estabilidade. I. Universidade Federal do Paraná. II. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Passini, Larissa de Brum. IV Gavassoni Neto, Elvidio. Título.

Bibliotecário: Leticia Priscila Azevedo de Sousa CRB-9/2029



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
SETOR DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA CIVIL -  
40001016049P2

## TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **EDUARDO VIEIRA DE GOES ROCHA** intitulada: **Análise de Estabilidade de Taludes Aplicando Técnicas de Engenharia Natural**, sob orientação da Profa. Dra. LARISSA DE BRUM PASSINI, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 22 de Agosto de 2023.

Assinatura Eletrônica  
23/08/2023 08:47:29.0  
LARISSA DE BRUM PASSINI  
Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica  
21/11/2023 16:59:34.0  
RINALDO JOSE BARBOSA PINHEIRO  
Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA)

Assinatura Eletrônica  
22/08/2023 14:16:07.0  
ANDRÉS MIGUEL GONZÁLEZ ACEVEDO  
Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica  
22/08/2023 16:54:55.0  
SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA  
Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

## AGRADECIMENTOS

A Universidade Federal do Paraná e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, por me receber como seu aluno no programa de mestrado permitindo minha contribuição com a ciência nacional e pelas oportunidades de crescimento intelectual e profissional.

Ao meu prezado pai e amigo, Edison Lopes Rocha, a fonte inesgotável de inspiração, por suas constantes orientações nas minhas decisões, e por sua incansável assistência e generosidade que permitiram que a conclusão do mestrado e desta dissertação se torna-se possível. Sua dedicação é o fulcro do meu êxito nesta jornada acadêmica.

A minha querida mãe, Cleide Aparecida Vieira de Goes, por proporcionar conforto e compreensão profunda, sustentando-me nos momentos desafiadores. Sua presença sempre auxiliando nas vicissitudes da vida, é uma celebração deste amor que me foi oferecido incondicionalmente.

A meus irmãos, Rafael e Giovana, pelo apoio e incentivo, e por permanecerem sempre cuidando e próximos aos nossos entes queridos, preenchendo uma lacuna que me angustiava desde minha saída para iniciar meu percurso acadêmico.

A minha avó, Alzira, por todo carinho e pelas preces que sem sombra de dúvidas me fortaleceram nesses anos e demais familiares por toda torcida e apoio.

A minha orientadora, Professora Larissa de Brum Passini, por me aceitar como seu aluno, por sua valiosa sugestão do tema de pesquisa, e pela orientação durante esse período. Sua confiança em minha capacidade foi um grande estímulo que contribuiu de maneira significativa para a conclusão desta dissertação.

Ao estimado, Professor Elvidio Gavassoni, cuja coorientação regada de solicitude e gentileza constantes durante todo esse caminho no mestrado. Agradeço por ter dividido comigo uma parcela de todo conhecimento sobre a ciência aqui discutida, gerando em mim um crescente interesse pelo tema abordado.

A aqueles que cuidaram de meu bem-estar emocional, Dr. Álvaro Peracchi e Gabriela Bernardes, a quem sou grato pelo cuidado após momentos de dificuldades enfrentadas durante a produção dessa dissertação. Foram fundamentais para que eu pudesse contornar os desafios, e por tornar esta experiência mais enriquecedora.

As minhas estimadas amigas Marina, Nicolle, e Juliene, pela amizade e compreensão com minha ausência. E, por fim, a minha querida amiga Julia, cujo apoio constante e

compreensão foram motivadores para que esta dissertação fosse concluída, tornando-se integrante deste capítulo da minha vida

"Persistência é o caminho do êxito." -  
Machado de Assis

## RESUMO

Com o vislumbre do aumento dos catastróficos eventos naturais impulsionados pela rápida mudança climática e o olhar inerte da sociedade a esse panorama iminente, tentativas em desacelerar esse dinâmico processo tem crescido globalmente nas mais diversas áreas da ciência. No âmbito da engenharia civil, alternativas às técnicas tradicionais de construção civil e aos materiais empregados tem se intensificado, aspirando a diminuir os efeitos negativos causados ao meio ambiente. Nesse campo de atuação, destaca-se o uso da engenharia natural (bioengenharia de solos) por apresentar baixo impacto ambiental e por seu baixo custo, quando se compara com os métodos construtivos clássicos. As técnicas são empregadas para estabilização de taludes e encostas, e estabilização de margens fluviais, e que por utilizar técnicas que combinam materiais vivos, de origem vegetal (árvores, arbustos e gramíneas), com materiais inertes (madeira e rochas) a torna uma solução mais amigável ambientalmente. Contudo, como são empregados componentes vivos nesse tipo de técnica, a análise da estabilidade necessária para garantir a segurança dessas torna-se bastante complexa, devido ao número de incertezas envolvidas na quantificação do aumento de reforço no solo. Com isso, buscou-se estudar formas de avaliar a estabilidade de taludes onde foram empregadas tais estruturas, discutindo as possíveis maneiras de abordar a presença da vegetação nos cálculos de estabilidade. Para tanto, foi definido uma técnica de estabilização de engenharia natural, comumente executada para estabilização de taludes, tendo como componente uma espécie de arbusto autóctone (*Phyllanthus sellowianus*) que se faz presente na região sul do Brasil, do qual dados analíticos e qualitativos da literatura serviram de apoio. Foram simulados taludes tipo problema com três declividades (30, 45 e 50°), para o tempo de trabalho de 1, 2, 5 e 10 anos. A lacuna existente de dados de desenvolvimento da *Phyllanthus sellowianus* no curto e longo prazo suplantada com estimativas estatísticas para justificativa dos valores discutidos. Resultados das estimativas encontradas foram utilizados para quantificação de incremento de resistência ao cisalhamento utilizando o método de Wu e Waldron (WWM). Dados de ensaios de campo encontrados na literatura também foram abordados. O método de análise consistiu em encontrar os Fatores Segurança dos Taludes sugeridos por meio de Método de Talude infinito, Métodos de Equilíbrio limite (Morgenstern & Price, (1965) e Greenwood (1983)), sendo utilizados no cálculo, planilhas de Excel próprias, o *software* SLIP4EX e o *Software* SLOPE/W. Por fim, foi realizado estudo de caso, sendo proposto uma intervenção de um talude real, que sofreu escorregamento, a partir das conclusões previamente apontadas nas análises de estabilidade. Os resultados permitiram concluir que a eficiência das raízes para aumentar a resistência ao cisalhamento. Apesar dos resultados observados, são necessários estudos que considerem parâmetros que não foram adotados nas análises.

**Palavras-chave:** Estabilização de taludes. Bioengenharia de solos. Interação solo-raízes. Parede Krainer. Equilíbrio-limite. Análise de estabilidade.

## ABSTRACT

With the glimpse of the increasing catastrophic natural events driven by rapid climate change and the society's passive gaze at this imminent scenario, attempts to slow down this dynamic process have intensified globally in various scientific fields. In the realm of civil engineering, alternatives to traditional civil construction techniques and materials have intensified, aiming to reduce the negative effects on the environment. In this field of action, the use of soil bioengineering stands out for its low environmental impact and low cost compared to classical construction methods. The techniques are employed for slope and hillside stabilization and riverbank stabilization, utilizing a combination of living, plant-origin materials (trees, shrubs, grasses) with inert materials such as wood and rocks, making it a more environmentally friendly solution. However, since living components are used in this type of technique, the stability analysis necessary to ensure their safety becomes quite complex due to the number of uncertainties involved in quantifying the reinforcement increase in the soil. Thus, efforts were made to study ways of evaluating the stability of slopes where such structures were employed, discussing possible approaches to account for the presence of vegetation in stability calculations. For this purpose, a soil bioengineering stabilization technique was defined, commonly executed for slope stabilization, incorporating a native shrub species (*Phyllanthus sellowianus*) present in the southern region of Brazil, for which analytical and qualitative data from the literature served as support. Slope-type problem simulations were conducted with three inclinations (30, 45, and 50°) for working times of 1, 2, 5, and 10 years. The existing gap in short and long-term *Phyllanthus sellowianus* development data was overcome with statistical estimates to justify the discussed values. Results of the estimates were used to quantify the increase in shear strength using Wu and Waldron's method (WWM). Field test data found in the literature were also addressed. The analysis method consisted of finding Slope Safety Factors suggested through the Infinite Slope Method, Limit Equilibrium Methods (Morgenstern & Price (1965), and Greenwood (1983)), using custom Excel spreadsheets, the SLIP4EX software, and the SLOPE/W software. Finally, a case study was conducted, proposing an intervention for a real slope that experienced landslope, based on the previously pointed stability analyses. The results allowed us to conclude the efficiency of roots in increasing shear strength. Despite the observed results, further studies considering parameters not adopted in the analyses are necessary.

**Keywords:** Slope stabilization. Soil bioengineering. Soil-root interaction. Cribwall. Limit equilibrium. Stability analysis.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 2.1	EVOLUÇÃO CONCEITUAL NO TEMPO DA EFICIÊNCIA TÉCNICO ECOLÓGICA DE UMA INTERVENÇÃO DE ENGENHARIA NATURAL COMPARADA COM UMA INTERVENÇÃO TRADICIONAL .....	31
FIGURA 2.2	DETERMINAÇÃO DO MÉTODO APROPRIADO EM FUNÇÃO DA INCLINAÇÃO (H:V) DA MARGEM.....	35
FIGURA 2.3	SEÇÃO TRANSVERSAL DE TALUDE COM ESTACAS VIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO.....	38
FIGURA 2.4	ESQUELETO CONSTRUÍDO OU ARMAÇÃO DA GRADE VIVA.....	39
FIGURA 2.5	ESTRUTURA DE PAREDE KRAINER SIMPLES .....	40
FIGURA 2.6	ESTRUTURA DE PAREDE KRAINER DUPLA .....	40
FIGURA 2.7	ESTRUTURA DO CRIBWALL APÓS COMPLETA DEGRADAÇÃO DA ESTRUTURA INERTE E ILUSTRAÇÃO DAS RAÍZES ATUANDO COMO ANCORAGEM AO TRANSPASSAR A SUPERFÍCIE DE RUPTURA .....	41
FIGURA 2.8	TÉCNICA DE GRADE VIVA COMBINADA COM PAREDE KRAINER NO PÉ DO TALUDE.....	42
FIGURA 2.9	PROCESSO DE CONTROLE DA UMIDADE DO SOLO ATRAVÉS DA EVAPOTRANSPIRAÇÃO DE ÁRVORES.....	45
FIGURA 2.10	FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO COM E SEM RAÍZES .....	48
FIGURA 2.11	TEORIA DO MODELO RAIZ PERPENDICULAR ESTENDIDA PERPENDICULARMENTE ATRAVÉS DA ZONA CISALHANTE HORIZONTAL DETALHADA DE WU ET AL.(1976).....	50
FIGURA 2.12	POSSIBILIDADES DE FALHA DURANTE ARRANCAMENTO DE RAÍZES DO SOLO .....	53

FIGURA 2.13	DETALHE DAS POSSIBILIDADES DE FALHA DURANTE ARRANCAMENTO DE RAÍZES DO SOLO .....	54
FIGURA 2.14	ESBOÇO DO PROCEDIMENTO DE PREPARAÇÃO PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO E TRAÇÃO DE RAIZES.....	57
FIGURA 2.15	VISTAS DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE RAÍZES IN SITU .....	58
FIGURA 2.16	EQUIPAMENTO PARA ARRANCAMENTO DAS RAÍZES REMANESCENTES AO SOLO E APARELHO DE MEDIÇÃO DESLOCAMENTO-FORÇA .....	59
FIGURA 2.17	MODELOS DE APARATOS UTILIZADOS PARA ENSAIO DE ARRANQUIO.....	60
FIGURA 2.18	ENSAIO DE ARRANQUIO DE ESTACA DE UM ARBUSTO DA ESPÉCIE SEBASTIANA SCHOTTIANA.....	62
FIGURA 2.19	ARQUITETURA DO SISTEMA RADICULAR DE ÁRVORES .....	64
FIGURA 2.20	DISPOSIÇÃO DO SISTEMA RADICULAR DE ALGUMAS PLANTAS a) UNIFORME (LYNCH ,1995 apud NG. et al., 2015); b) TRIANGULAR (LYNCH ,1995 apud NG et al., 2015); c) EXPONENCIAL (GHESTEM et al., 2011 apud NG et al., 2015); d) PARABÓLICO (NG et al., 2015).....	65
FIGURA 2.21	QUATRO DISTRIBUIÇÕES DIFERENTES DE RAZÃO DE ÁREA RADICULAR (RAR) COM A PROFUNDIDADE.....	67
FIGURA 2.22	ÁBACO PARA DEFINIÇÃO DO PARÂMETRO B, RELACIONANDO A FRAÇÃO RADICULAR CUMULATIVA (Y) COM A PROFUNDIDADE DA RAIZ NO SOLO (d), PREVISTO PELA FUNÇÃO ASSINTÓTICA .....	68
FIGURA 2.23	APARATO UTILIZADO PARA MEDIR REFORÇO DAS RAÍZES NO SOLO, EM ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO IN SITU .....	69
FIGURA 2.24	REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO IN SITU .....	70

FIGURA 2.25	ESQUEMA DE ESCORREGAMENTO TRANSLACIONAL.....	72
FIGURA 2.26	ESCORREGAMENTO TRANSLACIONAL DECORRENTE DE FORTES CHUVAS NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA, OCORRIDO EM TALUDE ANEXO A ESTRADA DE TERRA EM SÃO JOSÉ DOS PINHAIS .....	73
FIGURA 2.27	RUPTURA TRANSLACIONAL PLANAR OCORRIDO EM TALUDE DA BR- 040 .....	73
FIGURA 2.28	ILUSTRAÇÃO DE UM DESLIZAMENTO ROTACIONAL E SUAS PARTES.....	74
FIGURA 2.29	COMBINAÇÕES DE DESLIZAMENTOS DE MASSA E DENOMINAÇÕES.....	75
FIGURA 2.30	EFEITOS DA PRESENÇA DE UMA ÁRVORE SOBRE UM TALUDE FLUVIAL.....	77
FIGURA 2.31	ANÁLISES DE ESTABILIDADE EXTERNA PARA PAREDE KRAINER.....	78
FIGURA 2.32	CARGAS TRANSMITIDAS POR ÁRVORES AO SOLO PELO VENTO .....	79
FIGURA 2.33	EFEITO DA CORRENTE DE VENTO EM UMA ÚNICA ÁRVORE .....	80
FIGURA 2.34	TALUDES INFINITOS: DIAGRAMA DE CORPO LIVRE PARA UMA LAMELA GENÉRICA SENDO P O PESO DO BLOCOANALISADO .....	84
FIGURA 2.35	FORÇAS ATUANTES NA LAMELA COM VEGETAÇÃO EM UM TALUDE INFINITO.....	86
FIGURA 2.36	FORÇAS DEVIDO A ADIÇÃO DO REFORÇO DA VEGETAÇÃO E MUDANÇAS HIDROLÓGICAS.....	88
FIGURA 2.37	ZONAS DE ALCANÇA DE SENSIBILIDADE DO EFEITO MECÂNICOS DAS RAÍZES NO SOLO .....	90

FIGURA 3.1	ETAPA 1: CAMINHO DE PESQUISAS E CÁLCULOS REALIZADOS PARA OBTER PARÂMETROS DE ENTRADA PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	93
FIGURA 3.2	ETAPA 2: ORDEM DE EXECUÇÃO DOS ESTUDOS REALIZADOS: DAS ESTIMATIVAS DE INPUTS ÀS ANÁLISES DE ESTABILIDADE .....	94
FIGURA 3.3	ETAPA 3: FLUXO DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE PARA O ESTUDO DE CASO .....	95
FIGURA 3.4	ILUSTRAÇÃO REFERENTE A MODELAGEM REALIZADA POR MEIO DO GEOSLOPE POR ALMEIDA <i>ET AL.</i> , (2016) .....	97
FIGURA 3.5	VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DE MORGENSTERN - PRICE SEM ALTERAÇÕES DO TALUDE ESTUDADO .....	98
FIGURA 3.6	TEMPERATURA MÉDIA DO AR ANUAL NO ESTADO DO PARANÁ .....	99
FIGURA 3.7	PRECIPITAÇÃO MÉDIA DO AR ANUAL NO ESTADO DO PARANÁ .....	100
FIGURA 3.8	ESPÉCIE ARBUSTIVA PHYLLANTHUS SELLOWIANUS EM SEU HABITAT.....	102
FIGURA 3.9	REGIÕES ONDE A PHYLLANTHUS SELLOWIANUS PODE SER ENCONTRADA.....	103
FIGURA 3.10	ESBOÇO DE ESTACA DE PHYLLANTHUS SELLOWIANUS APÓS ENSAIO DE ARRANQUIO.....	104
FIGURA 3.11	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUIO.....	105
FIGURA 3.12	EXPLICAÇÃO DO MÉTODO UTILIZADO EM HÖRBINGER (2013) PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DAS RAÍZES ( $T_R$ ) DE PHYLLANTHUS SELLOWIANUS A PARTIR DE ENSAIOS DE ARRANQUIO .....	106

FIGURA 3.13	ENVOLTÓRIAS MÉDIAS DE RESISTÊNCIA DE PICO DO SOLO COM E SEM PLANTAS DE P. SELLOWIANUS.....	107
FIGURA 3.14	DISTRIBUIÇÃO DE RAÍZES AO LONGO DA ESTACA DURANTE TODO O PERÍODO DE PLANTIO ESTUDO .....	109
FIGURA 3.15	MODELO DE CHAPMAN-RICHADS .....	112
FIGURA 3.16	DISTRIBUIÇÃO DA QUANTIDADE DE RAÍZES POR CLASSES DE DIÂMETRO DURANTE O TEMPO DE PLANTIO .....	113
FIGURA 3.17	PROPORÇÃO DE RAÍZES ENCONTRADAS UTILIZANDO MÉTODO DE ESTIMATIVA E DADOS DE MAFFRA (2018) .....	113
FIGURA 3.18	ESTIMATIVA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO APÓS O PLANTIO DE PHYLLANTHUS SELLOWIANUS, ASSUMINDO-SE O EFEITO DE 6 PLANTAS/M <sup>2</sup> .....	117
FIGURA 3.19	MODELO TIPO ADOTADO E ABORDAGEM PARA REPRESENTAR O ALCANCE DAS RAÍZES CONFORME SEU DESENVOLVIMENTO NO .....	122
FIGURA 3.20	JANELA DE DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE MATERIAIS DO SLOPE/W .....	124
FIGURA 3.21	ESQUEMA DO MODELO DE ANÁLISE ENTRY E EXIT DO SLOPE/W.....	126
FIGURA 4.1	GEOMETRIA ADOTADAS PARA DIVISÃO CAMADA DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA EM LAMELAS .....	133
FIGURA 4.2	VALORES COMPILADOS DOS FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS ATRAVÉS DE CADA MÉTODO ABORDADO NO SLIP4EX .....	135
FIGURA 4.3	SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA GERADAS PARA DOIS TEMPOS DE SERVIÇO.....	138
FIGURA 4.4	DETALHES DO MODELO DE ENTRY E EXIT ADOTADO PARA ANÁLISES DE SUPERFÍCIES DE ESCORREGAMENTO RASO .....	141

FIGURA 4.5	DETALHES DO MODELO DE ENTRY E EXIT ADOTADO PARA ANÁLISES DE SUPERFÍCIES DE ESCORREGAMENTO PROFUNDO .....	142
FIGURA 4.6	PAINÉIS DE CONFIGURAÇÃO DO MODELO ENTRY E EXIT DO SLOPE/W .....	143
FIGURA 4.7	REPRESENTAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DO CRIBWALL COM O TEMPO .....	144
FIGURA 4.8	DETALHE DA PAREDE KRAINER ADOTADA E DIAGRAMA DE FORÇAS A QUAIS ESTÁ SUBMETIDA .....	145
FIGURA 4.9	SUPERFÍCIES DE RUPTURA GERADAS E FATORES DE SEGURANÇA .....	147
FIGURA 4.10	SUPERFÍCIES DE RUPTURA GERADAS E FATORES DE SEGURANÇA .....	148

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1	INTERVALO DE VALORES DE RESISTÊNCIA A TRAÇÃO PARA DIFERENTES GRUPOS DE PLANTAS.....	56
TABELA 2.2	CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA.....	71
TABELA 3.1	MÉTODOS DE CÁLCULO E FERRAMENTAS UTILIZADAS .....	96
TABELA 3.2	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	101
TABELA 3.3	VALORES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO DO SOLO SEM RAIZ E DO SOLO COM RAIZ.....	107
TABELA 3.4	VALORES ESTIMADOS DE RAÍZES DISTRIBUÍDAS AO LONGO DA ESTACA DURANTE O PERÍODO DE PLANTIO .....	110
TABELA 3.5	TABELA DE ESTIMATIVAS ENTRE O TEMPO DE PLANTIO, EM DIAS, E A QUANTIDADE TOTAL DE RAÍZES QUE PODERIAM SER SUPOSTAMENTE OBSERVADAS AO LONGO DOS DIAS .....	110
TABELA 3.6	ESTIMATIVA DA QUANTIDADE DE RAÍZES QUE TRANSPASSAM CADA PLANO DE RUPTURA HIPOTÉTICO, INTERVELADOS A CADA 10 CM, PARA PRIMEIRO ANO DE OBSERVAÇÃO .....	111
TABELA 3.7	VALOR MÉDIO ESTIMADO PARA A P. SELLOWIANUS EM 3 PROFUNDIDADES DO SOLO AO LONGO DOS ANOS DE SERVIÇO ANALISADOS.....	114
TABELA 3.8	VALORES ENCONTRADOS PARA A COESÃO $C_R$ POR MEIO DOS MÉTODOS DE WU E WALDRON E $C_R$ COM CORREÇÃO PROPOSTA POR PRETI-SCHWARZ .....	115
TABELA 3.9	PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS DO MODELO COM ACRÉSCIMO DE COESÃO $C_R$ .....	115
TABELA 3.10	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA ADOTADOS PARA CADA CAMADA.....	116

TABELA 3.11	VALORES DE AUMENTO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO, OBTIDO POR MEIO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO IN SITU E SUPOSIÇÕES DE RESISTÊNCIA AO LONGO DOS ANOS (MAFFRA, 2018).....	117
TABELA 3.12	EFEITO DAS RAÍZES NA COESÃO DE UM SOLO SILTE-ARGILOSO AVERMELHADO. AO LONGO DE 10 ANOS .....	118
TABELA 3.13	PARÂMETROS UTILIZADOS NA VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DO TALUDE COM VEGETAÇÃO .....	119
TABELA 3.14	SOLUÇÕES E PRESSUPOSTOS PARA A EQUAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA.....	121
TABELA 3.15	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DAS AMOSTRAS DE SOLOS, COLETADOS EM DOIS PONTOS DO TALUDE, OBTIDOS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	123
TABELA 3.16	COMBINAÇÕES ESTUDADAS NO SLOPE/W E SLIP4EX.....	125
TABELA 3.17	INFORMAÇÕES DO MÉTODO DE ANÁLISE UTILIZADO NO SLOPE/W .....	125
TABELA 3.18	CONFIGURAÇÃO UTILIZADA PARA DETERMINAR AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA.....	126
TABELA 4.1	ESTIMATIVA DO DESENVOLVIMENTO DO DIÂMETRO MÉDIO DAS RAÍZES AO LONGO DOS ANOS.....	127
TABELA 4.2	ESTIMATIVA DA RAR COM A PROFUNDIDADE E TEMPO SEGUINDO UM SISTEMA RADICULAR TRIANGULAR.....	128
TABELA 4.3	VALORES DE $A_R/A$ OBSERVADOS EM MAFFRA (2018) PARA <i>P. SELLOWIANUS</i> DURANTE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO E ESTIMATIVAS PARA A QUANTIDADE DE RAÍZES DESCONSIDERANDO A ÁREA DA ESTACA .....	129
TABELA 4.4	VALORES ADICIONADOS A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO PARA CADA ANO DE OBSERVAÇÃO DE ESTABILIDADE DO TALUDE,	

	CONFORME PROFUNDIDADE ADOTADA DE SUPERFÍCIE DE RUPTURA. ....	129
TABELA 4.5	VALORES ADICIONADOS A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO PARA CADA ANO DE OBSERVAÇÃO DE ESTABILIDADE DO TALUDE, CONFORME PROFUNDIDADE ADOTADA DE SUPERFÍCIE DE RUPTURA. ....	130
TABELA 4.6	FATOR DE SEGURANÇA PARA AS 3 DECLIVIDADE ANALISADAS AO LONGO DOS ANOS .....	131
TABELA 4.7	PARÂMETROS DE ENTRADA UTILIZADOS PARA CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA.....	133
TABELA 4.8	FATOR DE SEGURANÇA CALCULADO PARA OS TEMPOS DE SERVIÇO DE 1, 2, 5 e 10 ANOS PARA UM TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50° .....	134
TABELA 4.9	VALORES DO FATOR DE SEGURANÇA CALCULADOS E COMPARAÇÃO PERCENTUAL .....	135
TABELA 4.10	FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50° NO CURTO E LONGO PRAZO – CISALHAMENTO DIRETO <i>IN SITU</i> .....	137
TABELA 4.11	FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50° NO CURTO E LONGO PRAZO – INCLUSÃO DE $c_R$ WWM PRETI -SHWARZ NO MATERIAL .....	137
TABELA 4.12	COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE DA EVOLUÇÃO SEGUINDO DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO PARA TALUDE DE DECLIVIDADE IGUAL A 30° .....	139
TABELA 4.13	COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE DA EVOLUÇÃO SEGUINDO DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO PARA TALUDE DE DECLIVIDADE IGUAL A 45° .....	139
TABELA 4.14	COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE DA EVOLUÇÃO SEGUINDO DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO PARA TALUDE DE DECLIVIDADE IGUAL A 50° .....	140

TABELA 4.15	CONFIGURAÇÃO UTILIZADA PARA DETERMINAR AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA.....	142
TABELA 4.16	PARÂMETROS DE ENTRADA NO MODELO DA PAREDE KRAINER ADOTADA NO MODELO DO ESTUDO DE CASO .....	144
TABELA 4.17	PROJETO DO TALUDE COM INTERVENÇÃO DE ENGENHARIA NATURAL .....	149

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	Ângulo da inclinação da estrutura de contenção;
$\beta$	Declividade do talude;
$\Delta u_R$	Variação da poropressão causada pela sucção do sistema radicular;
$\gamma$	Peso específico do solo;
$\gamma_d$	Peso específico do solo seco;
$\gamma_{sat}$	Peso específico do solo saturado;
$\gamma_{sub}$	Peso específico submerso, igual a diferença entre $\gamma_{sat}$ e $\gamma_w$ ;
$\gamma_{nat}$	Peso específico natural do solo;
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\rho_a$	Densidade do ar
$\theta$	Ângulo de rotação na região de cisalhamento; Ângulo de incidência da resultante T com a base da lamela;
$g$	Velocidade do vento, em km/h;
$\phi^b$	Ângulo de atrito interno do solo em relação às mudanças em $(u_a - u)$ , com $(\sigma - u_a)$ constante;
$\sigma_n$	Tensão normal ao plano de cisalhamento;
$\tau$	Resistência do solo ao cisalhamento
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo;
$\phi'$	Ângulo de atrito interno efetivo do solo ;
$\Psi$	Deslocamento angular em relação ao plano horizontal, desenvolvido durante movimento de cisalhamento do solo (°);
$\omega_{nat}$	Teor de umidade natural do solo
A	Área da seção transversal do corpo de prova de solo;
$A_R$	Soma das áreas transversais das raízes presentes no plano de cisalhamento do solo;
$a_i$	Área da seção transversal média das raízes pertencente a classe i;

$b$	Largura da lamela em análise;
$b$	largura da base da fatia;
$c'$	Coesão efetiva do solo;
$c'_R$	Aumento na coesão efetiva devido a presença das raízes;
$c_d$	Coefficiente de arrasto;
$D$	Força de Arraste causada pela força do vento sobre a parte aérea da vegetação (kN) transmitido ao talude;
$d$	Espessura da zona enraizada em segmento de declividade; diâmetro médio do colmo;
$d$	Diâmetro da raiz no ponto de ruptura;
$d_i$	Diâmetro da raiz "i";
$e_o$	Índice de vazios do solo;
$F_{sd}$	Fator de segurança parcial de projeto.
$F_{up}$	Força de arranquio;
$h_z$	Altura vertical do solo acima da superfície de ruptura (m);
$h_w$	Altura do nível freático acima da superfície de ruptura (m);
$l$	Comprimento da base da lamela sobre a superfície de escorregamento/ruptura do solo;
$n$	Total de raízes identificadas;
$n_i$	Quantidade de raízes pertencente a classe i;
$S$	Força solicitante;
$S_r$	Resistência ao cisalhamento adicional induzida pelo efeito mecânico das raízes;
$T$	Resultante reforço devido as raízes atuantes na base da fatia
$T_R$	Resistência média à tração da raiz na fibra;
$T_{rd}$	Resultante tração de projeto, devido a vegetação;
$T_{Ri}$	Resistência a tração da raiz pertencente a classe i;
$T_{ru}$	Resistência última da raiz por metro quadrado em um determinado plano;
$t_R$	Resistência à tração média, mobilizada da fibra radicular por unidade de área do solo;

$t_{Ri}$	Resistência média à tração da fibra radicular por unidade de área do solo da raiz $i$ ;
$U_1$	Força da água no lado esquerdo (declive) da fatia (da rede de fluxo, cálculos de percolação ou com base em $h_{w1}$ );
$U_2$	Força da água no lado direito (inclinação ascendente) da fatia (da rede de fluxo, cálculos de percolação ou com base em $h_{w2}$ );
$u$	Poropressão devido à água; poropressão média na base da fatia;
$u_a$	Poropressão devido ar;
$W$	Carga do solo;
$W_R$	Sobrecarga devido a vegetação

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>25</b>
1.1	JUSTIFICATIVA .....	26
1.2	OBJETIVOS .....	28
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b>	<b>29</b>
2.1	ENGENHARIA NATURAL .....	29
2.2	DESENVOLVIMENTO – SUCESSÃO, AMBIENTE E CLIMA .....	30
2.2.1	Seleção das Plantas em Obras de Engenharia Natural.....	32
2.3	TÉCNICAS DE ENGENHARIA NATURAL .....	34
2.3.1	Métodos de estabelecimento da vegetação .....	36
2.3.2	Grade Viva.....	38
2.3.3	Parede Vegetada de Madeira (Parede Krainer).....	39
2.4	INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO NA ESTABILIDADE DE TALUDES E ENCOSTAS .....	43
2.4.1	Efeitos Hidráulicos .....	44
2.4.2	Efeitos Mecânicos.....	47
2.4.3	Modelo Teórico de Wu e Waldron - <i>WWM</i> .....	49
2.4.4	Resistência a tração das raízes .....	55
2.4.5	Ensaio de arrancamento ( <i>Pull-out test</i> ).....	57
2.4.6	Ensaio de Arranquio .....	59
2.4.7	Ancoragem e Arquitetura das raízes .....	63
2.4.8	Razão de Área Radicular e Densidade enraizada .....	66
2.4.9	Resistência ao cisalhamento <i>in situ</i> .....	69
2.5	MOVIMENTOS DE MASSA .....	70
2.5.1	Escorregamento translacional .....	72
2.5.2	Escorregamento rotacional .....	74
2.6	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES E ENCOSTAS .....	75
2.6.1	Efeito do vento .....	79
2.6.2	Efeito do Peso .....	81
2.6.3	Método de Talude Infinito .....	83
2.6.4	Métodos tradicionais de cálculo do Fator de Segurança e os Métodos de Greenwood (GREENWOOD, 1983).....	87
<b>3</b>	<b>MÉTODOLOGIA</b> .....	<b>92</b>

3.1	MÉTODO DE ANÁLISE.....	92
3.2	ESTUDO DE CASO.....	96
3.2.1	Modelo Geológico-Geotécnico.....	97
3.2.2	Descrição da área de estudo.....	98
3.2.3	Parâmetros geotécnicos.....	100
3.3	DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE ENTRADA.....	101
3.3.1	<i>Pyllanthus sellowianus</i> Müll. Arg. ....	101
3.3.2	Parâmetros mecânicos da <i>P. sellowianus</i> .....	105
3.4	MÉTODO DE MEDIDA DO EFEITO DA RAIZ NO AUMENTO DE RESISTÊNCIA DO SOLO .....	107
3.4.1	Estimativas do acréscimo de coesão e suposições para adotadas para a distribuição de raízes curto e longo-prazo .....	108
3.4.2	Aumento de resistência considerados a partir de ensaios de campo.....	116
3.4.3	Aumento de resistência conforme método de Greenwood .....	118
3.5	ANÁLISE DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE .....	119
3.5.1	Método de Talude Infinito .....	119
3.5.2	SLIP4EX - Greenwood (1983) .....	120
3.5.3	SLOPE/W - Métodos Morgenstern-Price e Janbu .....	122
<b>4</b>	<b>ANÁLISES DOS RESULTADOS .....</b>	<b>127</b>
4.1	RAZÃO DA ÁREA RADICULAR (RAR).....	127
4.2	MÉTODO TALUDE INFINITO .....	130
4.3	SLIP4EX E OS MÉTODOS DE GREENWOOD .....	132
4.4	SLOPE/W E MÉTODOS MORGENSTERN-PRICE .....	136
4.5	COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE INCLUINDO O EFEITO DA VEGETAÇÃO .....	138
4.6	ESTUDO DE CASO.....	140
4.6.1	Dimensionamento da Parede Krainer .....	143
4.6.2	Análise de estabilidade global .....	146
4.7	OBSTÁCULOS E LIMITAÇÕES.....	149
4.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	150
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>153</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	153
5.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	156

<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>158</b>
<b>APÊNDICE A</b>	<b>RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....</b>
	<b>166</b>
<b>APÊNDICE B</b>	<b>CÁLCULO PARA REGRESSÃO NÃO LINEAR DA</b>
	<b>EQUAÇÃO DE CHAPMAN-RICHARDS PARA</b>
	<b>ESTIMATIVA DO DESENVOLVIMENTO DAS RAÍZES .....</b>
	<b>168</b>
<b>APÊNDICE C</b>	<b>CÁLCULO PARA REGRESSÃO NÃO LINEAR DA</b>
	<b>EQUAÇÃO DE CHAPMAN-RICHARDS PARA</b>
	<b>ESTIMATIVA DO DIÂMETRO DAS RAÍZES .....</b>
	<b>169</b>
<b>APÊNDICE D</b>	<b>CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA PELO MÉTODO</b>
	<b>DE TALUDE INFINITO.....</b>
	<b>170</b>
<b>APÊNDICE E</b>	<b>SLIP4EX: EXEMPLO DO MODELO ORIGINAL – ABA 1 .....</b>
	<b>171</b>
<b>APÊNDICE F</b>	<b>SLIP4EX: EXEMPLO DO MODELO ORIGINAL – ABA 2 .....</b>
	<b>173</b>
<b>APÊNDICE G</b>	<b>CÁLCULOS REALIZADOS PARA A ESTIMATIVA DO</b>
	<b>SISTEMA RADICULAR.....</b>
	<b>176</b>
<b>APÊNDICE H</b>	<b>DIMENSÕES ADOTADAS PARA ANÁLISE DE</b>
	<b>ESTABILIDADE DO TALUDE 30 GRAUS.....</b>
	<b>177</b>
<b>APÊNDICE I</b>	<b>CÁLCULOS DE ESTABILIDADE DE TALUDE</b>
	<b>REALIZADO NO SLIP4EX.....</b>
	<b>181</b>
<b>APÊNDICE J</b>	<b>ANÁLISE DOS TALUDES TIPO.....</b>
	<b>185</b>
<b>APÊNDICE K</b>	<b>SLOPE/W TALUDE BR 277 .....</b>
	<b>192</b>
<b>APÊNDICE L</b>	<b>FATOR DE SEGURANÇA COM O TEMPO.....</b>
	<b>193</b>
<b>APÊNDICE M</b>	<b>SUPERFÍCIE DE RUPTURA PROFUNDA FATOR DE</b>
	<b>SEGURANÇA .....</b>
	<b>195</b>
<b>APÊNDICE N</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DO CRIBWALL.....</b>
	<b>196</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Com o vislumbre do aumento dos catastróficos eventos naturais impulsionados pela rápida mudança climática e o olhar inerte da sociedade a esse panorama iminente, tentativas em desacelerar esse dinâmico processo tem crescido globalmente nas mais diversas áreas da ciência. No âmbito da engenharia civil, alternativas às técnicas tradicionais de construção civil e aos materiais empregados tem se intensificado, aspirando a diminuir os efeitos negativos causados ao meio ambiente. Nesse campo de atuação, destaca-se o uso da engenharia natural (bioengenharia de solos) por apresentar baixo impacto ambiental e por seu baixo custo, quando se compara com os métodos construtivos clássicos. As técnicas são empregadas para estabilização de taludes e encostas, e estabilização de margens fluviais, e que por utilizar técnicas que combinam materiais vivos, de origem vegetal (plantas), com materiais inertes (madeira e rochas) a torna uma solução mais amigável ambientalmente

Alternativas aos materiais e às técnicas tradicionais usadas para a estabilização de taludes e encostas têm sido alvo de pesquisas que almejam reduzir os impactos ambientais. Dentre tais propostas, a engenharia natural tem considerável vantagem pois propõe o uso de materiais construtivos vivos como arbustos, herbáceas e gramíneas, que combinados com materiais inertes, tais como blocos de rocha e peças de madeira, conseguem apresentar resultados consideráveis de reforço estrutural a obras de terra.

Para Schiechtl<sup>1</sup> (1980 *apud* SOUSA, 2015), a engenharia natural seria um subdomínio da engenharia civil, que tem objetivos técnicos, ecológicos, construtivos e econômicos, podendo ser utilizado como substituto, mas principalmente, como complemento às técnicas clássicas de engenharia civil. Os projetos baseados em técnicas de engenharia natural utilizam-se dos materiais existentes nos próprios locais de intervenção buscando emular o ambiente natural. A mínima intervenção possível que seja capaz de prover condições de estabilidade a um local afetado por processos de instabilidade é sempre um objetivo nos projetos baseados nas técnicas de engenharia natural (FERNANDES; FREITAS, 2011).

As plantas exercem no solo uma função estabilizadora muito importante e com múltiplos ganhos nas propriedades de engenharia do solo que se manifesta, ao nível da proteção contra a ação dos agentes externos (precipitação, vento, temperatura etc.), bem como no caso

---

<sup>1</sup> SCHIECHTL, H. M. Bioengineering for land reclamation and conservation. Edmonton, Canada: Department of the Environment, Government of Alberta. University of Alberta Press, 1980.

de agentes internos (instabilidade, saturação, falta de coesão etc.). Assim, as intervenções utilizando essas técnicas buscam preencher plenamente os objetivos que se lhes colocaram do ponto de vista das exigências de uso e se inserem simultaneamente o mais harmoniosamente possível no espaço sistemas naturais, utilizando para tal, os seus próprios sistemas e processos funcionais (FERNANDES; FREITAS, 2011).

Em obras de engenharia civil, os materiais e os sistemas construtivos estão sob exigências normativas para garantir o desempenho da estrutura, e por consequência, sua segurança estrutural. Esses fatores são especialmente importantes quando se refere a obras de infraestrutura, uma vez que tais projetos têm mais responsabilidade técnica, maiores riscos associados e devem responder a um conjunto de requisitos legais de maiores consequências de natureza técnica, econômica e ambiental (SOUSA *et al.*, 2020).

Desse modo, deve haver um maior conhecimento das características dos materiais de construção e de como eles se comportam no sistema construtivo adotado. A fim de colaborar com o desenvolvimento do uso da engenharia natural em potenciais obras civis locais busca-se com esse trabalho realizar a análise de estabilidade de uma obra previamente estudada, da região metropolitana de Curitiba, submetida ao hipotético uso de técnicas utilizando espécies vegetais da região. Posteriormente, realizar a modelagem de um talude utilizado em prévios e estudar a influência dessas espécies vegetais na estabilidade dessa estrutura.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

De acordo com a Organização Mundial da Saúde (2022), entre 1998-2017, os deslizamentos de terra afetaram cerca de 4,8 milhões de pessoas e causaram mais de 18.000 mortes, de maneira que, com as mudanças climáticas e o aumento de temperaturas espera-se que esses processos sejam potencializados.

Diante do cenário das mudanças climáticas e dos impactos resultantes que afetam a sociedade é crucial investigar abordagens de engenharia mais amigáveis ao meio ambiente, em substituição às técnicas convencionais. Opções às clássicas técnicas de engenharia devem ser palco de estudo a fim de ajudar a minimizar o impacto ambiental ocasionado tanto na produção de materiais da construção civil e ainda, aumentando o leque técnicas que permitam impulsionar a preservação do meio ambiente. Dessa forma, a reavaliação das técnicas de engenharia como parte da resposta aos desafios das mudanças climática é o objetivo da engenharia natural.

Ainda relativamente pouco conhecida no Brasil em relação a países europeus e da América do Norte, é uma das subáreas da engenharia civil, misturando técnicas de engenharia

com materiais vivos (plantas), conforme destacam Coppin e Richards (2007), uma parte do baixo uso de técnicas de engenharia natural é devido a pouca compreensão do papel da vegetação na melhora de algumas das propriedades mecânicas do solo. Ainda segundo os autores, questões como a previsão do comportamento do material vivo, de forma a garantir segurança em projetos envolvendo vegetação ainda precisa ser mais bem estudada, bem como formas de estender e aumentar a performance destes materiais.

Assim como aponta Sousa (2015), com a crescente utilização de intervenções de engenharia natural em obras de infraestrutura, surge a necessidade verificar analiticamente o desempenho do uso de vegetação como elemento de estabilização, e conseqüentemente a demanda para desenvolver um procedimento para especificação de material construtivo vivo, que tenha em consideração as funções técnicas hidrológicas e mecânicas, além das suas funções adicionais.

Obras civis de geotecnia fazem frequente uso de ferramentas computacionais de modelagem que utilizam a análise numéricas como Métodos de Elementos Finitos (CHOK *et al.*, 2004; KOKUTSE *et al.*, 2006; TIWARI *et al.*, 2013). Porém, para esse tipo de intervenção tais métodos encontram em algumas dificuldades. Dentre os principais problemas para a análise numérica de obras que usam engenharia natural, Wu *et al.* (2015) destacam a dificuldade em modelar de forma mais representativa o uso de técnicas que envolvam vegetação, uma vez que seria necessário combinar a interação entre solo, planta água e atmosfera. Apesar do uso de métodos numéricos serem já bastante difundidos para estabilidade de taludes, alguns fenômenos ainda não podem ser propriamente modelados. De acordo com Wu *et al.* (2015), isso decorre da complexidade que envolve quantificação adequadamente alguns desses parâmetros essenciais como as que descrevem o comportamento da interação entre solo e raiz.

Alguns autores têm simulado o uso de técnicas de engenharia natural na estabilização de taludes a partir de dados de ensaios com plantas de potencial biotécnico, que servem de *inputs* em análises de equilíbrio limite, para verificar o acréscimo do fator de segurança de taludes em que há a presença do efeito solo-raiz (TEIXEIRA, 2017; MAFFRA, 2018; BADHON *et al.*, 2021). Modelos que buscam representar de forma mais realística a presença das raízes e seu papel na estabilização de taludes podem ser encontrados na literatura especializada (KOKUTSE *et al.*, 2006; SOPHARAT *et al.*, 2015).

A falta de trabalhos que quantifiquem a interação de técnicas que misturem vegetação e solo, inserindo ainda, espécies naturais da região metropolitana de Curitiba, justifica esta pesquisa de Mestrado, que tem por objetivo realizar verificações de estabilidade quando há a intervenção de técnicas de engenharia natural, destacando a complexidade de considerar a

existência de um material vivo nos cálculos matemáticos, usualmente utilizados em análises de estabilidade, apoiado nos conceitos de engenharia geotécnica.

## 1.2 OBJETIVOS

A presente pesquisa tem como objetivo apresentar abordagens possíveis em análises de estabilidade geotécnica de taludes onde foram aplicadas técnicas de engenharia natural, discutindo meios de incluir o comportamento de ambos os componentes (parte inerte e plantas). Ainda, propõem-se maneiras de considerar o comportamento dos materiais em diferentes tempos de serviço (curto e longo prazo), ou seja, até que haja a degradação da parte inerte dando lugar a uma vegetação desenvolvida e madura.

Para tanto, utiliza-se de um exemplo de deslizamento de terra na Região Metropolitana de Curitiba, de forma a servir de exemplo para futuras obras de engenharia natural na região.

Como objetivos específicos:

- Apresentar e discutir os principais modelos de quantificação do reforço mecânico devido a presença das raízes no solo, conforme já estabelecidos pela literatura vigente;
- Apresentar as principais abordagens utilizadas na literatura para avaliar esse ganho de resistência ao longo dos anos em análises de estabilidade de taludes;
- Verificar a estabilidade de um talude previamente estudado, reunindo seus parâmetros geométricos e geotécnicos, e ressaltando valores de Fator de Segurança antes do procedimento de estabilização por meio das técnicas sugeridas;
- Propor técnica de engenharia natural em estudo um estudo de caso, que garanta a estabilidade do talude em questão e verificar por meio de Fatores de Segurança em diferentes tempos de serviço, com a consideração do declínio da resistência das peças inertes da técnica engenharia natural e o crescimento da vegetação adotada;
- Indicar parâmetros geotécnicos adotados para a verificação de estabilidade da estrutura de engenharia natural e os métodos utilizados para alcançar esses valores.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

A base deste estudo baseia-se em uma compreensão abrangente dos fundamentos teóricos que orientam a engenharia natural, suas metodologias associadas e as implicações ecológicas mais amplas de sua aplicação. Este capítulo se aprofunda nos principais conceitos que formam a base da pesquisa, proporcionando uma exploração de temas como engenharia natural, o Método Wu e Waldron, ensaio de campo e estabilização de taludes por meio de técnicas de engenharia natural e a influência da vegetação nas propriedades do solo.

### 2.1 ENGENHARIA NATURAL

Para Fernandes e Freitas (2011), a engenharia natural pode ser definida como um ramo da engenharia que tem como objetivo o território, que procura otimizar os processos construtivos numa perspectiva simultânea entre funcionalidade estrutural e ecológica, sendo sua área de aplicação principal a construção e manutenção de infraestruturas nos domínios da engenharia hidráulica e geotécnica. Lewis (2000) define a engenharia natural (E.N.), ou ainda, como referido em algumas literaturas, bioengenharia dos solos, como sendo a combinação de plantas vivas (gramíneas, arbustos e árvores) com técnicas menos sofisticadas de engenharia para contornar problemas ambientais tais como instabilidade e erosão de taludes, encostas e margens de rios, sendo que nessa técnica, as plantas terão importante função estrutural. Portanto, é uma técnica em que são utilizadas plantas inteiras (vivas) ou suas partes como materiais de construção para proteger locais instáveis, podendo estar, ou não, em combinação com materiais inertes (por exemplo, madeiras e rochas).

Dessa maneira, a engenharia natural irá exigir um certo grau conhecimento de áreas da biologia, para que técnicas de engenharia natural possam proporcionar estruturas geotécnicas e hidráulicas confiáveis e seguras em taludes e margens instáveis (DONAT, 1995).

Em obras de terra, ela é especificamente aplicada à estabilização de taludes (naturais e de corte, de encostas e fluviais), no controle de processos erosivos superficiais e subsuperficiais, na recuperação de áreas degradadas e na estabilização da condição hidráulica de

canais abertos (naturais ou artificiais, de escoamento fluvial ou pluvial) (SUTILI; GAVASSONI, 2012<sup>2</sup> *apud* SOUSA, 2019).

Registros do uso da engenharia natural datam de 28 A.E.C<sup>3</sup>, encontradas em tapeçarias encontradas em túmulos chineses que mostram trabalhadores usando feixes de salgueiro para estabilização das margens o Rio Amarelo (HOAG; FRIPP, 2005). Na Europa, aldeões celtas criavam muros e cercas, os romanos usavam acácias e estacas de salgueiro para trabalhos hidráulicos, técnicas de engenharia natural eram utilizadas para prender o lodo e remodelar os canais fluviais na Áustria, por volta de 1800 (HOAG; FRIPP, 2005). Um manual de engenharia natural foi publicado em 1791 por Woltmann que ilustrou as técnicas de estacas vivas (HOAG; FRIPP, 2005).

## 2.2 DESENVOLVIMENTO – SUCESSÃO, AMBIENTE E CLIMA

Como destaca Sousa (2015), as intervenções de engenharia natural que combinem plantas com materiais inertes, apresentam uma eficiência menor que obras tradicionais de engenharia após o fim da obra, mas com o início da degradação do material inerte o efeito de suporte e de estabilização é substituído por um adequado desenvolvimento dos sistemas radiculares e aéreos da vegetação. Ainda conforme a autora, utilizando-se os materiais corretos e sistemas construtivos vivos e inertes, uma elevada capacidade de resistência a tensões externas consegue ser alcançadas, sem esforços muito elevados e dispendiosos de manutenção.

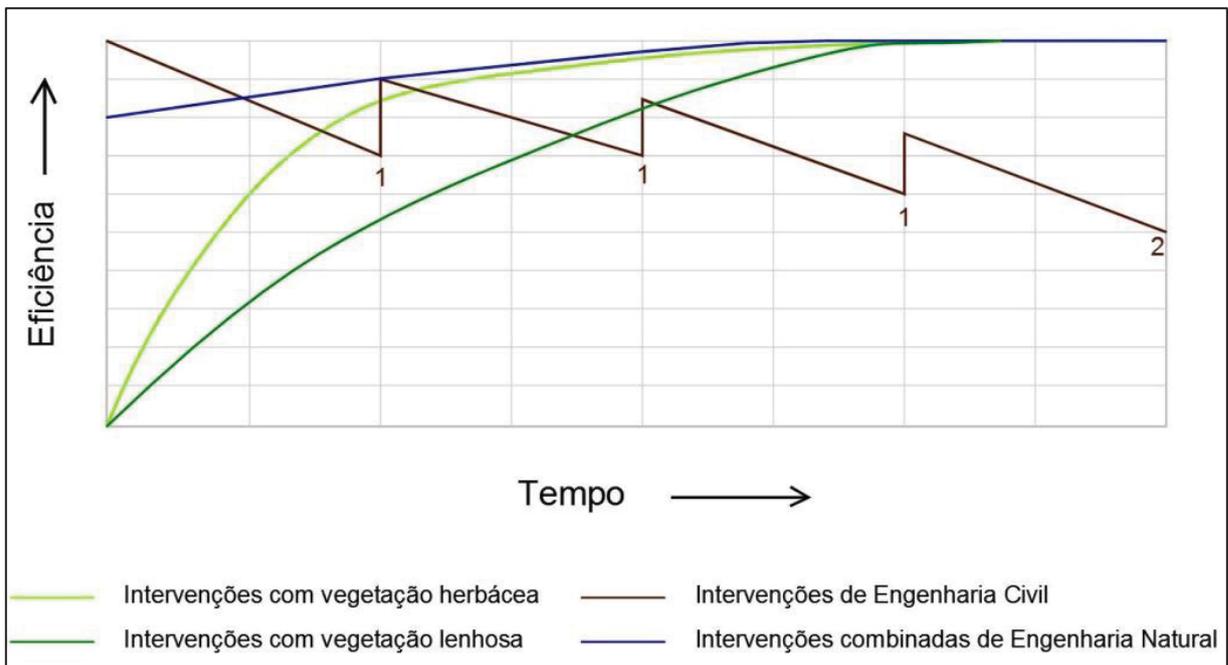
A Figura 2.1, ilustra o comportamento da eficiência da intervenção com engenharia natural ao longo dos anos, em comparação com a simples introdução de vegetação (lenhosa ou herbácea), e com as técnicas clássicas de engenharia civil.

---

<sup>2</sup> SUTILI, F.; GAVASSONI, E. Pesquisa e aplicação da Engenharia Natural no Brasil. **Proceedings** Cascais World Forum 2012. **Anais...** In: "FÓRUM MUNDIAL DE CASCAIS: ENGENHARIA NATURAL E GESTÃO DO TERRITÓRIO – NOVOS DESAFIOS - II CONGRESS APENA - VII CONGRESS AEIP – VII CONGRESS EFIB. Cascais, Portugal: 2012

<sup>3</sup> A.E.C: Antes da Era Comum

FIGURA 2.1 – EVOLUÇÃO CONCEITUAL NO TEMPO DA EFICIÊNCIA TÉCNICO-ECOLÓGICA DE UMA INTERVENÇÃO DE ENGENHARIA NATURAL COMPARADA COM UMA INTERVENÇÃO TRADICIONAL



FONTE: Rauch (2014) adaptado por Sousa (2015).

Como ilustrado na Figura 2.1, intervenções com espécies herbáceas e espécies com material lenhoso, terão eficácia nula em seu início, e conforme ocorre o desenvolvimento da vegetação, também ocorrerá um aumento progressivo de sua eficácia, servindo como reforço mecânico, até que alcance sua eficácia máxima e permaneça constante. Contudo, em intervenções com material lenhoso, essa eficácia é mais lenta devido ao próprio desenvolvimento do tipo de vegetação, mas que resultará em um reforço maior do que com vegetação rasteira (SOUSA, 2015).

Já no caso de obras de engenharia natural, elas apresentam resultados já logo a finalização da aplicação da técnica, e tem sua eficiência crescente com o passar do tempo, como as demais técnicas com material vivo. Após determinado período os materiais inertes que suportam a estrutura começam o processo de biodegradação, o que leva a função estrutural a ser desempenhada pelos sistemas radiculares e aéreos da vegetação e a sistemas vivos que se perpetuam, mantendo o seu equilíbrio dinâmico através dos processos de sucessão natural, ou seja, autocontrole dinâmico (SOUSA, 2015).

Por tratar-se de um material vivo, detalhes do meio ambiente onde ocorrerá a intervenção com técnicas de engenharia natural são fundamentais para o correto desenvolvimento das plantas e eficácia e segurança da obra. Isso porque as condições

microclimáticas do local ditam o desenvolvimento correto da vegetação, por meio fenômenos como a quantidade de luz solar, que tem influência no metabolismo das plantas, regime pluviométrico da região, entre outros (COPPIN; RICHARDS, 2007), que são discutidos na seção 2.2.1.

Outra fundamental ligação entre os elementos climáticos na estabilidade de solo com vegetação apontado em Coppin e Richards (2007) está entre a temperatura ambiente e precipitação pluviométrica, que controlam o desempenho das plantas ao influenciarem no mecanismo de evapotranspiração, ação que está interligada à regulação da umidade do solo. O padrão de evaporação da água ao longo do ano é determinado pelo clima, mas as plantas podem, até certo ponto, controlar a taxa em que a água evapora de suas superfícies, e, portanto, a combinação de transpiração e evaporação tem uma influência importante na fisiologia vegetal (COPPIN; RICHARDS, 2007).

Por fim, a vegetação apresenta certa variabilidade de eficácia ao longo dos anos, isto porque ocorre a morte e dormência das plantas em algumas estações do ano, em épocas frias e secas, e em extremos climáticos, e, ainda, por ocorrer a sucessão vegetativa no longo prazo (MORGAN; RICKSON, 2003). Portanto, a necessidade de conhecer detalhadamente as características ambientais locais é bastante relevante para evitar riscos como erosão e instabilidade do solo.

### 2.2.1 Seleção das Plantas em Obras de Engenharia Natural

Coppin e Richards (2007) elencam cinco critérios para a seleção de plantas para o uso em técnicas de engenharia natural, sendo eles:

- Propriedades ou função na engenharia natural: engloba o uso para reforço de solo para estabilidade e prevenção de erosão em taludes e margens de rios;
- Ecológicas ou Ambientais: de maneira que, o desenvolvimento da vegetação selecionada dependerá da correta correspondência com o bioclima do local de intervenção (combinação de fatores climáticos e das interrelações com demais seres vivos) e a sobrevivência de diferentes espécies que virão a se instalar formar uma nova comunidade vegetal (MORGAN; RICKSON, 2003);

- Comunidade vegetal: uma vez que a função estrutural não ficará a cargo apenas da planta selecionada, mas sim, de um conjunto de plantas que se fixam ao longo dos anos, é importante ter conhecimento se não haverá prejuízos a planta selecionada;
- Método de propagação vegetativa: Modo como a vegetação será incorporada na estrutura (semeadura, estaquias, mudas);
- Gestão : Cuidados posteriores para garantir que as plantas se estabeleçam após plantio. É a gestão que realmente determina o bem-estar a longo prazo da estrutura, sendo necessário planos de manutenção para garantir que a intervenção haja para cumprir a função proposta ( podas, controle da fertilidade do solo, controle de ervas daninhas e pragas).

Quanto ao uso de plantas para reforço, por exemplo, deve-se ter conhecimento que a vegetação lenhosa é mais resistente; proporciona maior reforço mecânico e ação de reforço, sendo assim, melhores para a estabilidade da massa. As gramíneas e vegetação herbácea, por outro lado, tem sua parte aérea mais perto da superfície, fornecendo uma cobertura de solo densa e um substrato mais confinado, sendo ideal para a contenção de erosão por conta forças de arrasto devido fortes chuvas e ventos. Já para o uso em margens de rios, a espécie deve conter características como alta flexibilidade e ancoragem, para suportar as cargas decorrente da força da água, e ser resistente a inundações, para épocas de cheia (SUTILI, 2004; DENARDI, 2007).

As espécies selecionadas devem ser compatíveis para sua função e serem bem adaptadas ao clima e às condições do solo local (DURLO; SUTILI, 2014). A seleção da vegetação deve ainda, contabilizar as implicações devido aos métodos de trabalho e plantio, considerando o uso de maquinário e recursos humanos, maximizando os benefícios e minimizar os efeitos adversos que a vegetação pode causar na estabilidade do talude (COPPIN; RICHARDS, 2007). Deve-se considerar o período para início de sua ação, visto que o problema pode necessitar de resolução no curto-prazo, longo-prazo ou ambos, considerando as mudanças na estrutura da vegetação ao longo do seu desenvolvimento até amadurecimento (GRAY; SOTIR 1996; MORGAN; RICKSON, 2003; COPPIN; RICHARDS, 2007).

Ainda, deve-se calcular seu desempenho em relação com a dinâmica ambiental e suas flutuações sazonais na escala dos efeitos da vegetação, como crescimento radicular, transpiração e interceptação, natureza do sistema radicular, sua extensão, profundidade e

arquitetura (COPPIN; RICHARDS, 2007). Adversidade devido a mudanças influenciadas pelo homem resultantes da gestão, manutenção ou sua ausência, desempenho potencial da planta no local, ou seja, a resposta da planta às condições do clima e do solo e ainda, doenças (COPPIN; RICHARDS, 2007).

A literatura brasileira ainda é bastante incipiente nesta área, havendo uma carência de dados que auxiliem escolha da vegetação local em obras de engenharia natural, especialmente quando comparado com a vasta literatura estrangeira. Contudo, cabe destacar os recentes trabalhos realizados pela Universidade Federal de Santa Maria com engenharia natural (DENARDI, 2007; HÖRBINGER, 2013; SOUSA, 2015, MAFFRA, 2018), que vem construindo um banco de dados com vegetação de potencial biotécnico.

É necessário salientar que, por vezes, a espécie escolhida para a obra de E.N. não seja capaz de reforçar parte do solo. A combinação de diferentes espécies e entre herbáceas, juntamente com arbustos e pequenas árvores, aumenta a probabilidade de garantir que a função do projeto de E.N. seja alcançada, uma vez que plantas com enraizamento mais profundos irão garantir ancoragem necessária para reforço em maiores profundidade, e plantas com raízes mais rasas irão performar melhor nas camadas mais superiores do solo, garantindo uma proteção a erosão (MORGAN; RICKSON, 2003).

Essa é uma importante consideração em obras de E.N., visto que o desenvolvimento de toda comunidade vegetal é que resultará na estabilização de taludes ou de margem de cursos d'água, e não apenas os sistemas de radiculares isolados, de monocultura, do espécime utilizado (MORGAN; RICKSON, 2003).

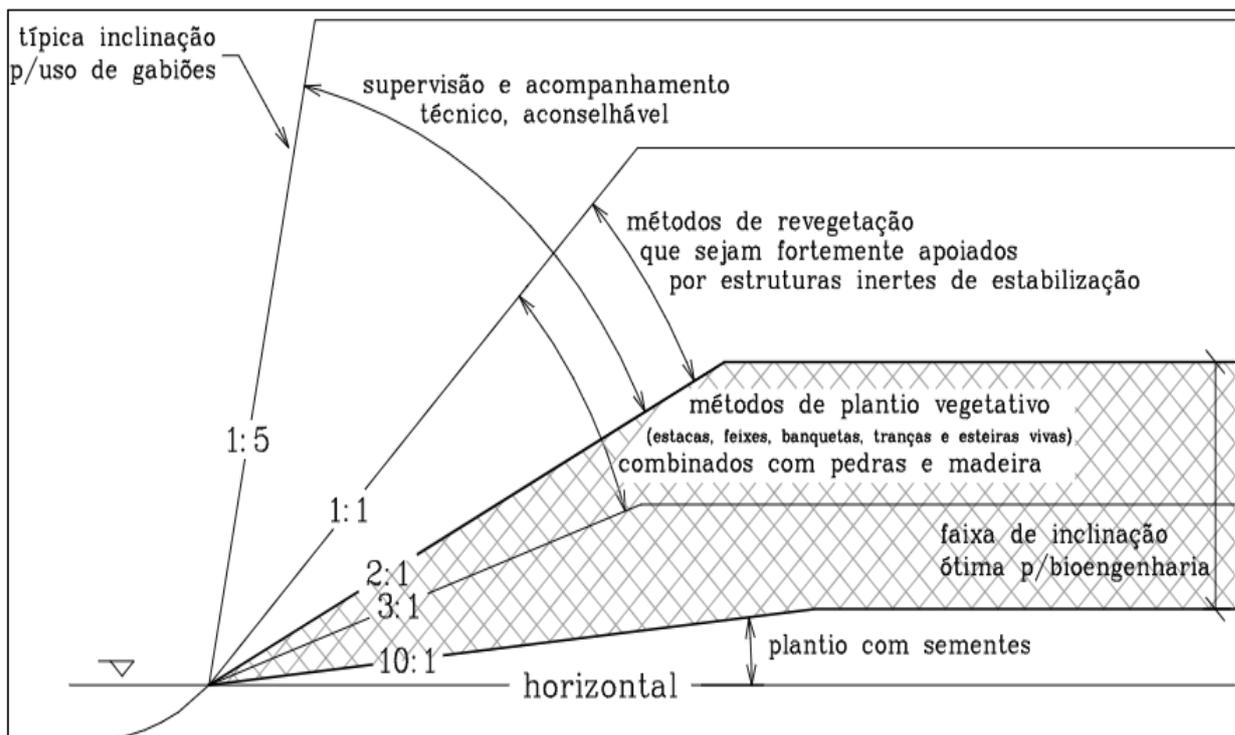
### 2.3 TÉCNICAS DE ENGENHARIA NATURAL

Para o sucesso das técnicas de engenharia natural, diferentes variáveis devem ser de atenção do projetista. Lewis (2000), ressalta a condição climática, topografia, solo, água, vegetação e processo erosivo como primordiais para o sucesso da técnica utilizada, sendo que a escolha correta das espécies vegetais é a componente chave na implantação de um projeto que consiga contornar e se adequar a tais variáveis. Quanto aos materiais inertes, deve-se fazer a opção com base em suas características técnicas, facilidade de aquisição e abundância na região e em função de seu custo. Esses materiais podem ser alvenaria, madeira “*in natura*” ou serrada, restos culturais, grandes pedras ou seixos obrigados ao trabalho solidário através de estruturas feitas com arames, telas ou madeira (DURLO; SUTILI, 2014).

Uma vez que a geometria do talude tem influência direta na propagação da vegetação, ela também deve ter fonte de atenção em projetos de engenharia natural. Por exemplo, a forma do topo do declive não deve ser abrupta, sendo importante que haja uma transição gradual entre o declive e a linha do terreno, garantindo dessa maneira, um local mais favorável ao desenvolvimento da vegetação (ANIMOTO<sup>4</sup>, 1978 *apud* DURLO; SUTILI, 2014).

Em gradientes superiores a 1:1 (45°) aproximadamente, o restabelecimento da vegetação torna-se muito difícil, necessitando-se do uso de métodos mais tradicionais, com maior investimento em estruturas inertes ou em geotêxteis (DURLO; SUTILI, 2014). Na Figura 2.2 é possível compreender em quais casos o uso de técnicas de engenharia natural são interessantes, e quais tipos de técnicas dentro dessa disciplina seriam mais bem indicadas.

FIGURA 2.2 – DETERMINAÇÃO DO MÉTODO APROPRIADO EM FUNÇÃO DA INCLINAÇÃO (H:V) DA MARGEM



FONTE: FISRWG <sup>5</sup>(1998) *apud* Sutili (2004).

<sup>4</sup> ANIMOTO, P. Y. Erosion and sediment control handbook. Sacramento, California: Department of Conservation, 1978.

<sup>5</sup> FEDERAL INTERAGENCY STREAM RESTORATION WORKING GROUP (US). **Stream corridor restoration: Principles, processes, and practices**. National Technical Info Svc, 1998.

Para além da solução técnica do problema, aspectos ecológicos, econômicos, sociais e estéticos devem ser considerados. Pretende-se assim preservar a morfologia local e mantendo secções assimétricas, propondo-se preservar ou criar um habitat natural para a flora e a fauna, e assim, evitar construções grandes e "pesadas", modificando o mínimo possível as condições naturais existentes (DURLO; SUTILI, 2014). O tipo de modelo geotécnico a adotar depende no julgamento do projetista e do tipo de instabilidade, além das condições locais e restrições de projeto (propriedades geotécnicas do solo, declividade, restrições do local de intervenção, orçamento etc.) (BISCHETTI *et al.*, 2021).

### 2.3.1 Métodos de estabelecimento da vegetação

A engenharia natural faz uso de diferentes técnicas para a incorporação vegetação que irá variar conforme o objetivo de intervenção e ambiente. Conforme Morgan e Rickson (2003), para obras de estabilização de taludes e controle de erosão, onde é necessário que a vegetação se estabeleça de maneira rápida e abundante, os principais modos utilizados para a inserção da vegetação podem ser divididos de duas maneiras:

- Semeaduras: Método que implica na dispersão das sementes no local da obra, fazendo-se uso de técnicas de lançamento de sementes manuais ou mecânicas, ou técnicas de hidrosseadura, que consiste na mistura de água, sementes, fertilizantes, adubo e aglutinante, e que são pulverizados sob pressão na superfície do talude (MORGAN; RICKSON, 2003).
- Propagação vegetativa: O plantio é o método mais comum para estabelecer vegetação lenhosa ou espécies herbáceas em condições desfavoráveis para germinação e crescimento inicial. Geralmente, quanto mais jovem a planta quando é transplantada, maiores são suas chances de crescimento vigoroso, embora o plantio muito precoce possa resultar em predação ou competição com outras espécies que podem reduzir ou impedir o estabelecimento.

No caso de sementeira em obras de engenharia natural, a dificuldade está na dependência do ambiente para germinação e posterior desenvolvimento da vegetação. As sementes quebram sua dormência, muitas vezes através da absorção de água, ativando o metabolismo e desencadeando a germinação. À medida que a planta jovem cresce, seu sistema

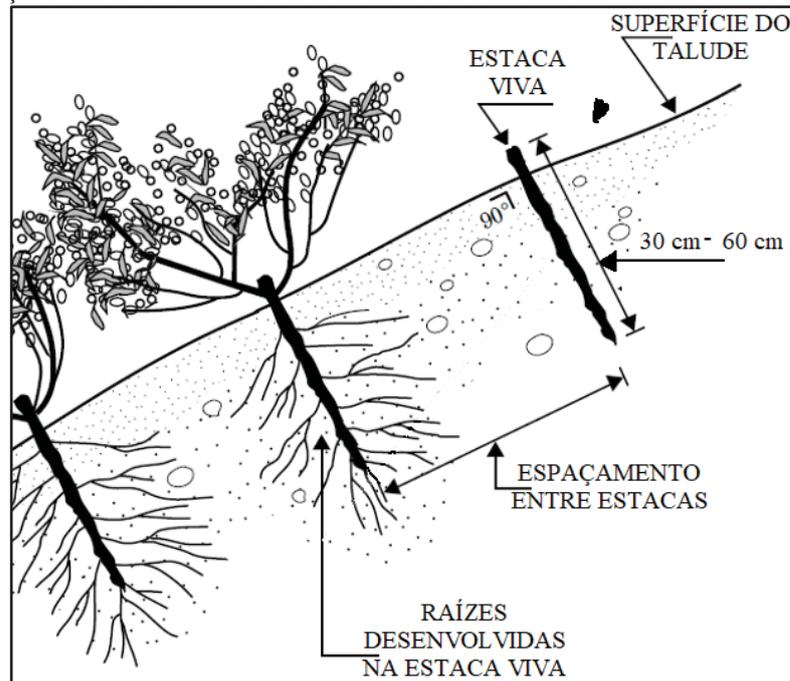
de raízes se aprofunda no solo, enquanto o caule emerge acima do solo. (MORGAN; RICKSON, 2003).

Já para a propagação vegetativa, o manuseio cuidadoso do material vegetal jovem, especialmente se for de raiz nua, envolve minimizar danos físicos e evitar a exposição a um ambiente de secagem, pois as raízes adventícias finas podem secar rapidamente quando expostas (MORGAN; RICKSON, 2003). Em solo fértil, as plantas podem ser transplantadas diretamente, sem melhoramento desse material ou cultivo prévio do local de plantio. Em solos mais pobres, é geralmente necessário soltar camadas compactadas e cultivar a área de enraizamento. (MORGAN; RICKSON, 2003). O espaçamento de plantio em encostas normalmente varia de 1 a 3 metros entre as plantas, dependendo da espécie e da densidade inicial necessária (MORGAN; RICKSON, 2003). Ao usar combinações, as plantas devem ser misturadas aleatoriamente, embora, quando uma cobertura uniforme não é tão importante, grupos de espécies menores podem ser mais fáceis de gerenciar a longo prazo (MORGAN; RICKSON, 2003).

O presente trabalho contempla o método de propagação vegetativa por estacas. Conforme Maffra (2018), esse procedimento pode proporcionar proteção e reforço imediato ao solo, no caso de algumas técnicas de estabilização e conferir maior velocidade de desenvolvimento do material vivo. A técnica consiste em esculpir estacas a partir da base de ramos da espécie selecionada com cerca de 40 cm, que são cravadas no talude e são de fácil implementação, preparo e transporte do material vegetal (FERNANDES; FREITAS, 2011). Dentre suas vantagens que justificam sua maior utilização está a facilidade em coletar o material vegetativo no próprio local, facilitando o uso em técnicas de engenharia natural, tais como feixes vivos, grade viva, parede Krainer, e outras.

A Figura 2.3 ilustra um exemplo de seção transversal de talude onde a técnica de estaquia é utilizada, com detalhes de dimensões e espaçamento.

FIGURA 2.3 – SEÇÃO TRANSVERSAL DE TALUDE COM ESTACAS VIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO



FONTE: Modificado de Fernandes e Freitas (2011).

Como observaram Durlo e Sutili (2014), deve-se atentar para as dimensões das estacas, pois as estacas mais finas, além de maior mortalidade e de brotação menos vigorosa, características que dificultavam o seu plantio, também apresentam maior dificuldade para serem introduzidas no solo devido à quebra constante, sendo por vezes necessário que se produza o orifício de plantio com uma estaca mais resistente para depois. Ainda, Gray e Sotir (1996) salientam para cuidados com as estacas vivas, devendo ser protegidas de secagem, e colocadas em solo úmido ou mantido em água antes do plantio.

### 2.3.2 Grade Viva

Grades vivas são geralmente utilizadas para reparar áreas limitadas em que houve algum tipo de falha. O tronco ou, ripa, prove uma estrutura de suporte que opera retendo o solo do talude reconstruído até que as plantas possam fixar e enraizar tanto no novo preenchimento de solo como no material *in situ*, formando o novo talude (MORGAN; RICHARDS, 2003).

É composta por uma estrutura em madeira obtida através da colocação de troncos de madeira horizontais e verticais dispostos perpendicularmente entre si, e suportada por troncos de madeira cravados no solo que servem de suporte à estrutura. Esta estrutura pode ser observada na Figura 2.4 encontrada em Gray e Sotir (1996) e que mostra a construção da

estrutura de uma grade viva, composta por ripas de madeira, em uma encosta onde houve movimento de massa translacional. Posteriormente, procede-se à plantação de estacas vivas de plantas, que são orientadas aproximadamente perpendicular a face das ripas, e finalmente enche-se a estrutura com solo capaz de suportar a vegetação local (GRAY; SOTIR 1996; FERNANDES; FREITAS, 2011).

FIGURA 2.4 - ESQUELETO CONSTRUÍDO OU ARMAÇÃO DA GRADE VIVA



FONTE: Gray e Sotir (1996).

### 2.3.3 Parede Vegetada de Madeira (Parede Krainer)

Esta técnica fornece uma combinação dos benefícios da proteção no curto prazo, garantindo estabilização imediata, com as vantagens de longo prazo garantida pela vegetação. As paredes Krainer são geralmente construídos para estabilizar a base de taludes que já sofreram algum tipo de ruptura (MORGAN; RICKSON 2003), mas também podendo ser utilizados em outras partes do talude e em canais de água e margens de rios (ANDREU *et al.*, 2008).

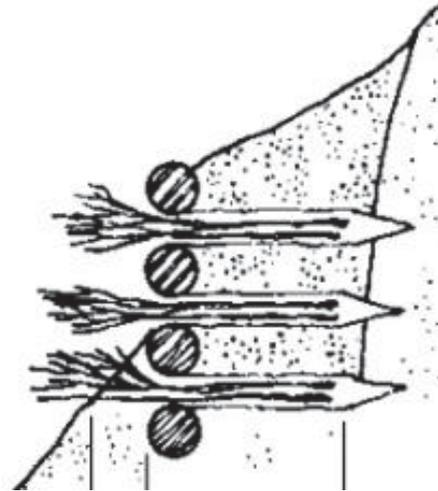
Conforme Fernandes e Freitas (2011), a parede Krainer, ou Cribwall, é um muro de suporte vivo, sendo uma construção em madeira constituída por uma estrutura em forma de caixa (fogueira), formada por troncos de madeira dispostos perpendicularmente. Podendo ser simples (Figura 2.5) ou duplas (Figura 2.6), elas são sempre complementadas por feixes vivos

entre sua estrutura, para que, posteriormente, a função estrutural seja substituída pelo desenvolvimento da vegetação conforme ocorre a degradação do material inerte (madeira) (DURLO; SUTILI, 2014).

FIGURA 2.5 – ESTRUTURA DE PAREDE KRAINER SIMPLES



(a) Estrutura simples de parede krainer em início de obra



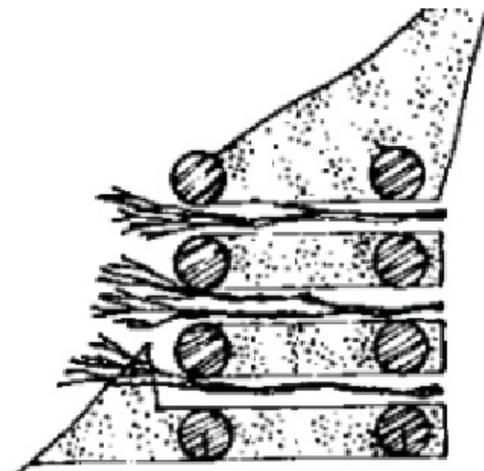
(b) Parede Krainer finalizada e com vegetação aparente

FONTE: (a) Fernandes e Freitas (2011); (b) Coppin e Richards (2007)

FIGURA 2.6 – ESTRUTURA DE PAREDE KRAINER DUPLA



(a) Estrutura dupla de parede krainer em início de obra para controle de ruído

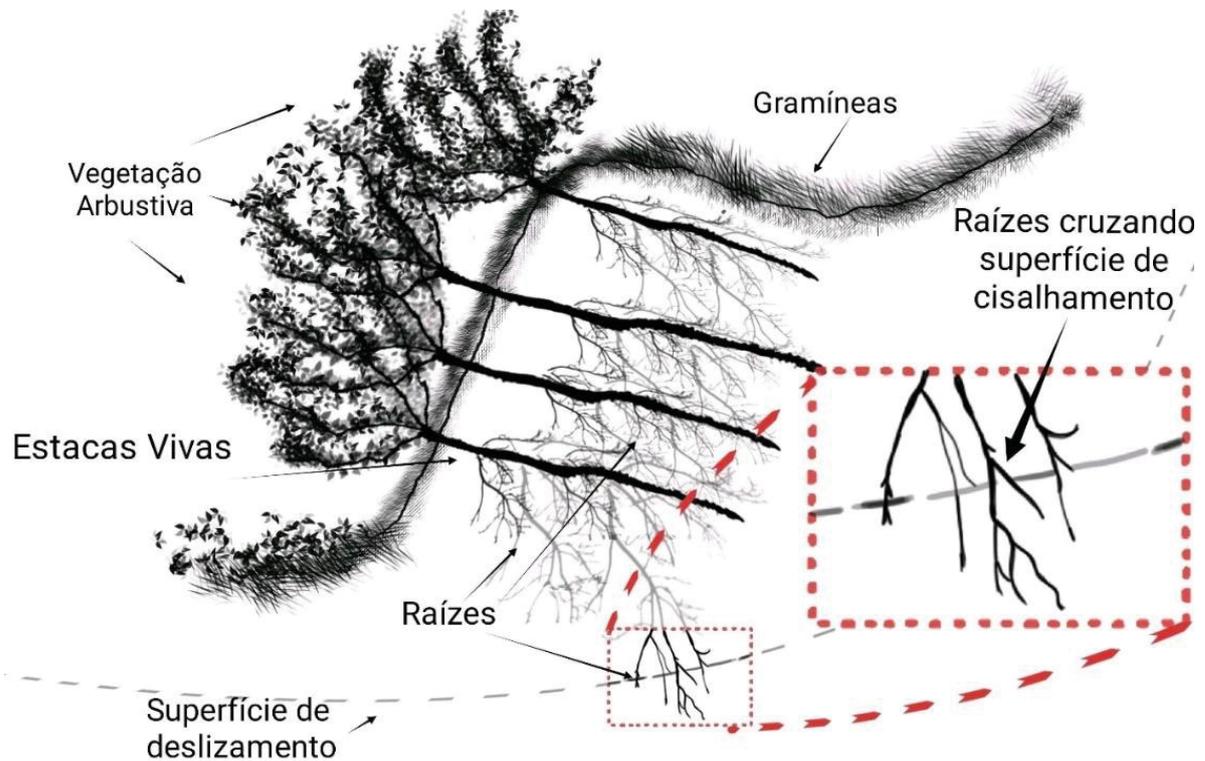


(b) Parede Kainer dupla

FONTE: (a) Archyria (2018); (b) Coppin e Richards (2007)

O processo inicia-se com a escavação no pé do talude e intercalação entre armação de troncos de madeira com aterro e, em cada nível são distribuídos ramos com capacidade vegetativa ou plantas enraizadas de modo a que atinjam o solo de fundação (GRAY; SOTIR 1996). Pode incluir preenchimento parciais com pedra na base e estar associado a sistemas de drenagem nas aplicações como muro de suporte em encostas (FERNANDES; FREITAS, 2011). Uma vez que as estacas vivas se enraízam e se estabelecem, vegetação subsequente gradualmente assume as funções estruturais dos membros de madeira (LEWIS, 2000), conforme ilustrado na Figura 2.7.

FIGURA 2.7 ESTRUTURA DO CRIBWALL APÓS COMPLETA DEGRADAÇÃO DA ESTRUTURA INERTE E ILUSTRAÇÃO DAS RAÍZES ATUANDO COMO ANCORAGEM AO TRANSPASSAR A SUPERFÍCIE DE RUPTURA



FONTE: O autor.

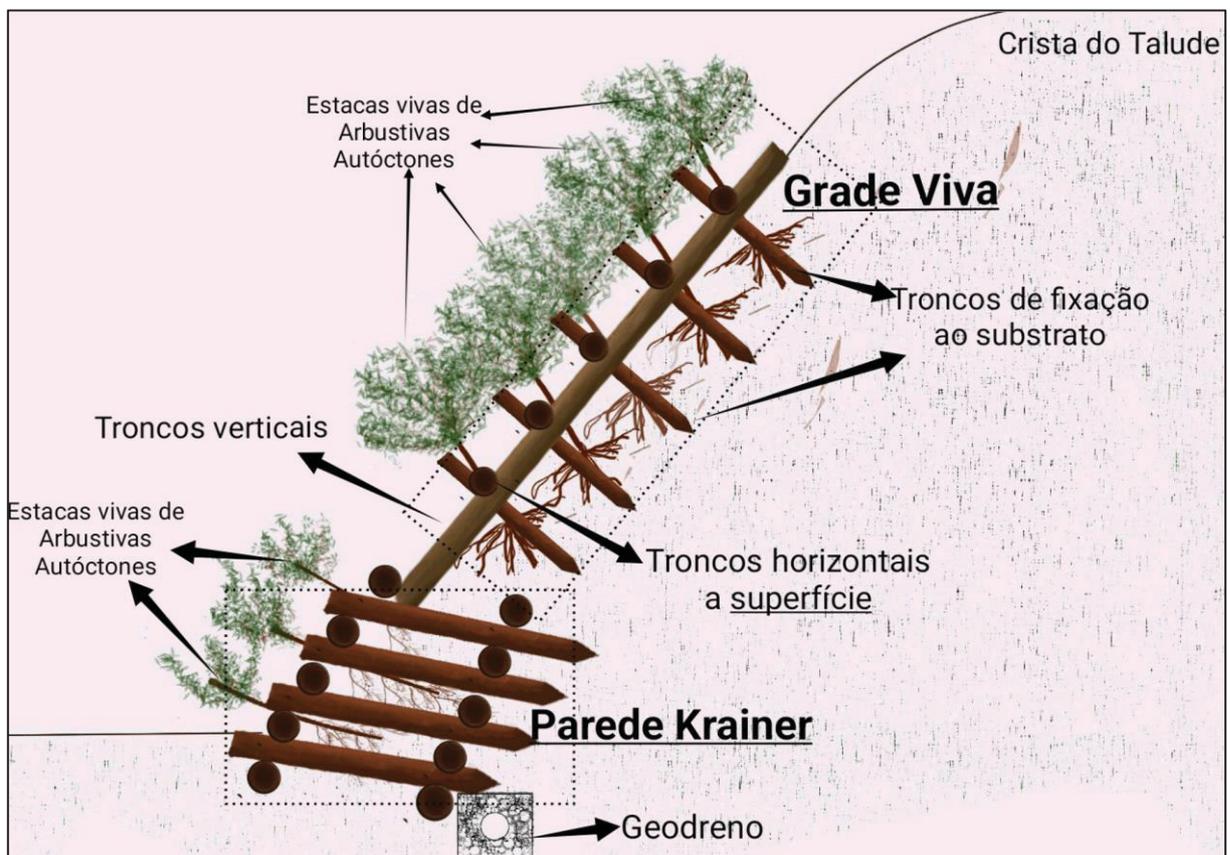
Na medida do possível, a base da vegetação (estacas, feixes etc.) deve entrar em contato com o solo *in situ* do talude existente, enquanto as pontas devem se projetar da parede aproximadamente 10 cm (MORGAN; RICKSON 2003).

Estas estruturas podem ser adaptadas ao suporte de taludes e encostas e à proteção e reconstrução de margens fluviais muito degradadas devido a ações erosivas muito intensas. São também utilizadas na construção de estruturas transversais de dissipação de energia em

correntes torrenciais de montanha. Em termos gerais a sua capacidade de suporte corresponde à massa do solo que contém na sua projeção vertical, devendo ser esse a forma de proceder aos cálculos de dimensionamento (FERNANDES; FREITAS, 2011).

Dentre os potenciais usos destacados por Lewis (2000) para a parede Krainer está a ação de diminuir o declive do talude e estabilizar o pé, mantendo uma aparência natural e menos agressiva visualmente quando utilizado estruturas de contenções tradicionais. Ainda, a parede Krainer pode ser usada em sistemas combinados, como observado na Figura 2.7, ao ser utilizado como fundação para a estrutura da grade viva.

FIGURA 2.8 – TÉCNICA DE GRADE VIVA COMBINADA COM PAREDE KRAINER NO PÉ DO TALUDE



FONTE: Modificado de Martinho<sup>6</sup> (2005 *apud* FERNANDES; FREITAS, 2011).

O cribwall é geralmente construído para estabilizar a base de um talude que rompeu (ACHARYA, 2017). A presença dessa estrutura na base do talude (parte mais baixa) colabora com o aumento de sua estabilidade, aumentando seu fator de segurança para superfícies de

<sup>6</sup> MARTINHO, Pedro Rubens Marques. **Contribuição para o estudo de técnicas de engenharia biofísica: grade de vegetação e grade de vegetação vesúvio**. Universidade de Évora, 2005.a

ruptura mais profundas, onde as raízes da vegetação não conseguem alcançar, já que permite que o reforço estrutural transpasse esta zona de escorregamento.

As estacas inseridas funcionam como reforço no solo, incrementando a resistência ao cisalhamento na superfície de ruptura, o que aumenta a estabilidade externa e a estabilidade da estrutura da Parede Krainer (TARDÍO; MICKOVSKI, 2015).

As paredes de Krainer são apenas uma forma especializada de estrutura de retenção por gravidade usando material de enchimento no local, mantido dentro de uma estrutura construída, a fim de fornecer a maior parte da massa necessária para resistir ao tombamento pelo peso do talude (MORGAN; RICKSON, 2003). A massa formada pelas raízes e o solo de preenchimento une o aterro e os solos de origem em uma única massa coerente, que finalmente estabilizará a encosta. Gray e Sotir, (1996) ressaltam que a técnica não tem a intenção de resistir a esforços laterais, tendo sua construção com a altura máxima aproximadamente, 1,80 metros a partir da fundação. Contudo, de acordo com documento de diretrizes para a construção de hidrovias produzido pela secretaria do meio ambiente de Maryland (BROWN; JHONSON, 1999), parede Krainer com alturas de até 4 metros podem ser executadas para casos de estabilidade estrutural.

Apesar dos benefícios proporcionados por essa técnica, a parede não deve ser projetada ou destinada para resistir a grandes tensões laterais de terra, pode haver necessidade de usar um material comercial de preenchimento dependendo da qualidade do solo local, tornado um projeto mais caro, e pode haver alta mortalidade se as hastes do salgueiro não forem coletadas quando dormentes, não cortadas e usadas no mesmo dia, ou mal manuseadas na transferência (LEWIS, 2000).

## 2.4 INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO NA ESTABILIDADE DE TALUDES E ENCOSTAS

A influência da vegetação sobre a estabilidade e proteção de taludes ocorre de duas formas: por meio dos efeitos hidrológicos e dos efeitos mecânicos (COPPIN; RICHARDS, 2007; SOUSA, 2015). Do ponto de vista analítico, a vegetação atua na estabilização de taludes modificando a resistência mecânica a medida que aumenta a resistência ao cisalhamento por meio do incremento da coesão ( $c_R$ ) ou do ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), e influenciando no equilíbrio hidrológico do solo, diminuindo o efeito da poropressão, reduzindo o peso do solo ao absorver água, diminuindo o escoamento superficial, e outras variáveis já discutidos na

literatura (MORGAN; RICKSON, 2003; COPPIN; RICHARDS, 2007; PUNETHA; SAMANTA; SARKAR, 2019).

A vegetação consegue auxiliar na diminuição da infiltração de água no solo ao interceptar uma fração da precipitação pelas folhas da copa que tem parte do volume evaporada posteriormente. Uma previsão do quanto pode ter interceptado é de interesse para a engenharia, sendo que modelos para determinação dessa capacidade foram desenvolvidos por Rutter (1972), Massman (1980), e Zinke, (1967), autores citados por Morgan e Rickson (2003). Keim e Skaugset (2003), estudando o potencial de ação de copas de florestas em dois locais no noroeste do Pacífico, EUA, mostraram que a suavização das intensidades da precipitação pode se traduzir em maior estabilidade global de encostas sob copas florestais, de modo que sua presença pode impedir o deslizamento em alguns casos.

A área de alcance em que as raízes podem agir contribuindo com incrementos de resistência é limitada a profundidades rasas, sendo tal profundidade de influência das raízes já é bem discutida na literatura ( GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004; COPPIN; RICHARDS, 2007). Ainda, como destaca Sousa (2015), apoiada em alguns autores (MENEGAZZI; PALMERI<sup>7</sup>, 2013; SCHIECHTL; STERN<sup>8</sup>, 1996, 1997; VENTI<sup>9</sup> *et al.*, 2003), movimentos de massa mais profundos podem ser evitados somente de forma indireta pela engenharia natural, através da diminuição da quantidade de água no solo pela evapotranspiração e interceptação gerada por uma densa cobertura de plantas.

#### 2.4.1 Efeitos Hidráulicos

Apesar dos efeitos mecânicos serem os mais expressivos para a estabilização de encostas e taludes, cabe ressaltar o papel do controle hidrológico da vegetação, que atua tanto na estabilização controlando percolações e arrastos devido correntes de água, bem como a influência no solo, atuando para o acréscimo na resistência mecânica do solo.

---

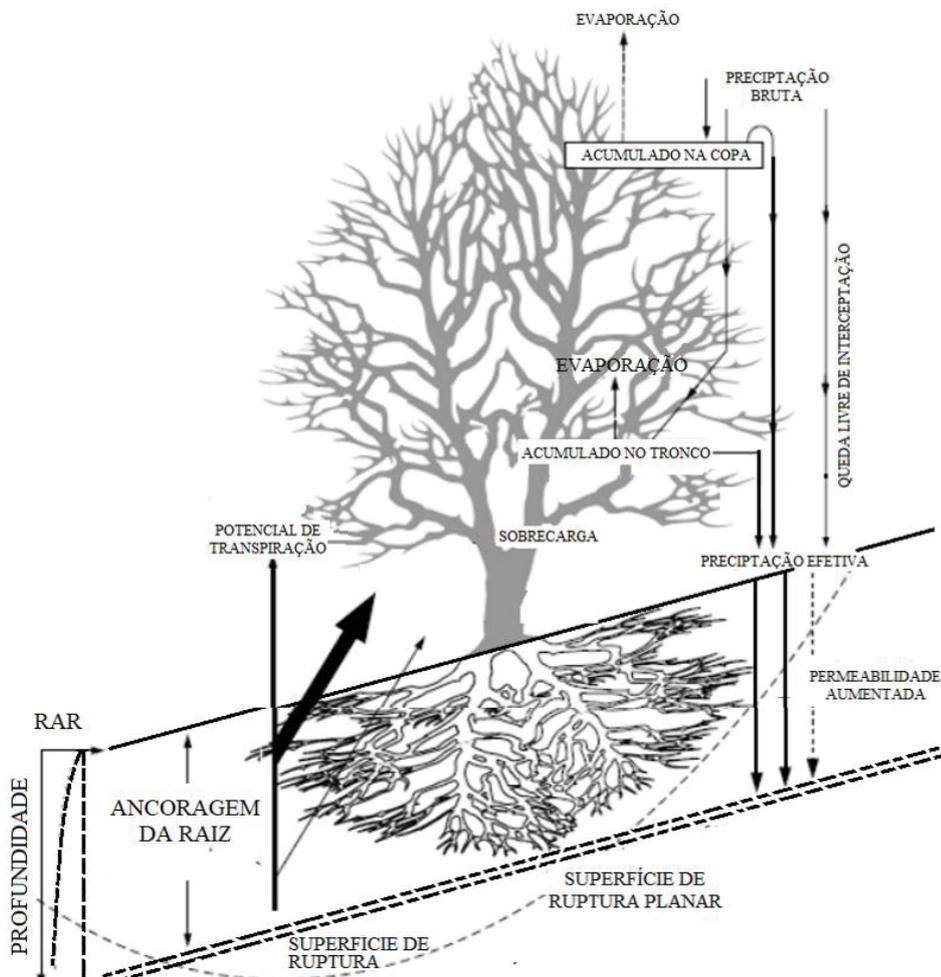
<sup>7</sup> MENEGAZZI, G.; PALMERI, F. **Il Dimensionamento delle Opere di Ingegneria Naturalistica**. Roma, Itália: Regione Lazio, 2013.

<sup>8</sup> SCHIECHTL, H.; STERN, R. **Ground bioengineering techniques for slope protection and erosion control**. Oxford, UK: Blackwell Science Ltd, 1996.

<sup>9</sup> VENTI, D. *et al.* **Manuale Tecnico di Ingegneria Naturalistica della Provincia di Terni. Applicabilità delle tecniche, limiti e soluzioni**. Itália: Provincia di Terni, Servizio Assetto del Territorio, 2003.

A vegetação tem a capacidade influenciar na estabilidade de taludes e encostas ao controlar parâmetros de poropressão e a sucção, através de processos de evapotranspiração e interceptação (MORGAN; RICKSON 2003). De acordo com Coppin e Richards (2007), o processo chamado de evapotranspiração, vital para as plantas, controla a magnitude de pressão de água e ar nos vazios do solo, ao realizar a troca de vapor de água entre a superfície vegetada do solo e a atmosfera, absorvendo parte da umidade presente no solo (Figura 2.8). Ela depende da turbulência na parte aérea, resultado da distribuição do vento e da rugosidade superficial, que permite que esse vapor de água se dissipe no ar (STOKES *et al.*, 2008).

FIGURA 2.9 – PROCESSO DE CONTROLE DA UMIDADE DO SOLO ATRAVÉS DA EVAPOTRANSPIRAÇÃO DE ÁRVORES



FONTE: Modificado de Coppin e Richards (2007).

Característica importante desse fenômeno é que a capacidade da vegetação de modificar o teor de umidade do solo é extensa, indo para além do alcance das raízes (COPPIN;

RICHARDS, 2007), e, portanto, podendo influenciar na resistência do solo para além da capacidade mecânica da vegetação. Visto que, na maioria das vezes, as raízes não são capazes de alcançar a profundidade onde ocorrerá a superfície de ruptura, Lemes (2001), destaca o papel da vegetação como a de um regulador de infiltração e evaporação, e proteção contra erosão, podendo ter um efeito profundo na poropressão das encostas.

Sabe-se hoje, que além dos parâmetros de poropressão, observadas pela Equação de Mohr-Coulomb, a sucção também tem importante papel na resistência ao cisalhamento do solo, como foi observado por Fredlund *et al.* (1978), a sucção contribui para o desenvolvimento de ligações entre as partículas do solo, o que dá origem a um aumento de resistência chamado “coesão aparente”. Assim, em um solo permeado por raízes, o critério de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb para solos não saturados (FREDLUND *et al.*, 1978) é modificado para incluir um acréscimo de resistência  $\Delta S$ , como apresentado pela Equação 2.1.

$$\tau_R = c' + (u_a - u)\tan\phi^b + (\sigma_n - u_a)\tan\phi' + \Delta\tau \quad (2.1)$$

Onde:

$c'$  = coesão aparente;

$u_a$  = poropressão devido ao ar;

$u$  = poropressão da água;

$\phi^b$  = ângulo de atrito interno do solo em relação às mudanças em  $(u_a - u)$ , com  $(\sigma - u_a)$  constante;

$\sigma_n$  = tensão normal ao plano de cisalhamento;

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo do solo;

$\Delta\tau$  = incremento de resistência ao cisalhamento devido a presença de raízes no solo.

O processo de evapotranspiração é de possível quantificação contudo, dentre as dificuldades em quantificar o processo de evapotranspiração está o fato de não existir uma taxa constante ao longo do tempo, pois esta varia fortemente com as condições de contorno atmosférico e o estado da superfície do solo e vegetação que influencia as taxas de evaporação e transpiração (STOKES *et al.*, 2008). Cabe ressaltar que os maiores níveis de evaporação

potencial ocorrem no verão, ao passo que durante o inverno o efeito da vegetação no teor de umidade do solo provavelmente será mínimo, pois é quando a vegetação está adormecida (STOKES *et al.*, 2008).

Apesar do entendimento dos parâmetros abordados de resistência, que são controlados pela vegetação, para Wu *et al.* (2015) a engenharia geotécnica tem dado pouca atenção ao efeito da a evapotranspiração no solo. A complexidade do tema tem sido extensivamente estudada nos últimos anos, levando pesquisas que buscam desenvolver uma expressão matemática apropriada para transpiração real ou absorção de água nas raízes (FATAHI *et al.*, 2010; NYAMBAYO; POTTS, 2010; LEUNG *et al.*, 2015; FENG *et al.*, 2020), e assim, permitir que modelos numéricos possam considerar as características mecânicas e hidrológicas do sistema solo-raiz de maneira mais refinada.

#### 2.4.2 Efeitos Mecânicos

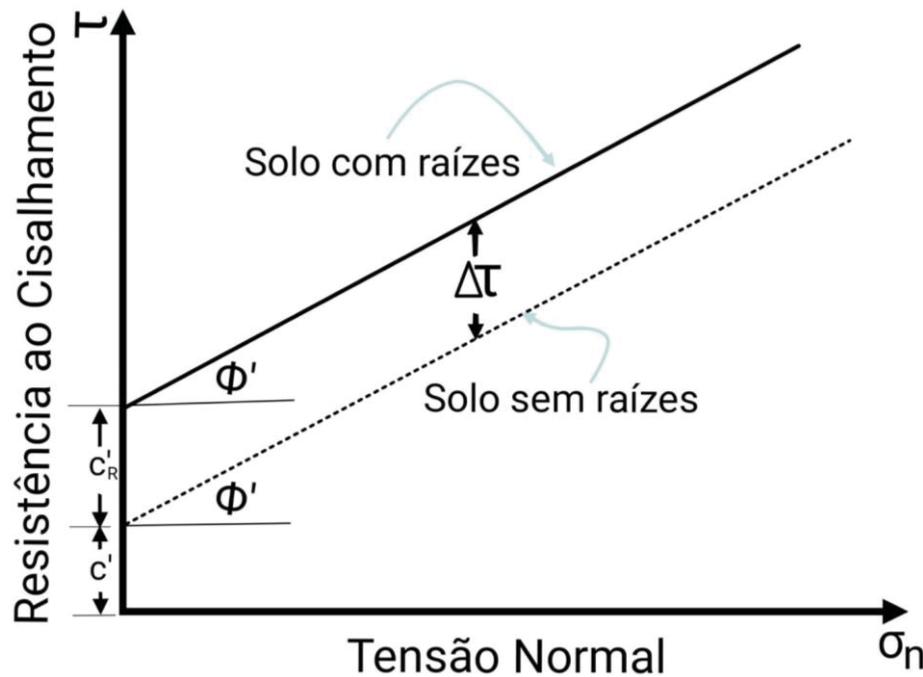
A presença do sistema radicular no solo leva ao surgimento de um material composto raiz-solo, sendo assim, esta estrutura tanto confere propriedades físicas dos solos como as propriedades estruturais das raízes da vegetação presente (BISCHETTI *et al.*, 2004). Dentre as maneiras de como as raízes de plantas podem melhorar a resistência ao cisalhamento do solo, Coppin e Richards (2007) apontam que o reforço radicular do solo proporciona um alívio do excesso de tensão local, e assim, transferindo carga para regiões de menor tensão, por meio da interação de sistemas radiculares.

Ainda, conforme Gray e Leiser<sup>10</sup> (1982 *apud* STOKES *et al.*, 2008), a resistência mecânica em decorrência da presença de raízes decorre do entrelaçamento que as raízes fazem a unir o solo, transformando esse conjunto em uma massa monolítica, contribuindo para a resistência ao oferecer uma coesão aparente adicional,  $c_R$ . Portanto, considerando o solo um material regido pelo critério de cisalhamento de Mohr-Coulomb, o efeito das raízes pode ser representado como na Figura 2.10.

---

<sup>10</sup> GRAY, Donald H. *et al.* **Biotechnical slope protection and erosion control**. Van Nostrand Reinhold Company Inc., 1982.

FIGURA 2.10 – FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO COM E SEM RAÍZES



FONTE: Adaptado de Coppin e Richards (2007).

Onde:

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo do solo;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$c'_R$  = aumento na coesão efetiva devido a presença das raízes;

$\Delta\tau$  = aumento efetivo na resistência do solo ao cisalhamento devido à presença de raízes.

Os valores médios de acréscimos de coesão proporcionados pelas raízes podem variar entre 1 e 25 kPa (NORRIS *et al.*, 2008), dependendo do tipo de vegetação, idade, densidade de plantio, entre outros.

Gray e Ohashi (1983) estudaram o efeito de fibras naturais e sintéticas na resistência ao cisalhamento do solo em areias. Dentre as conclusões apontadas, Gray e Ohashi (1983) destacam que as fibras agem de maneira a aumentar a resistência de pico contra o movimento cisalhante e ainda, limitam a queda da resistência residual a essa ação nas areias. Dentre os parâmetros estudados estão a orientação das fibras, e a razão da soma da área total da seção transversal das fibras ( $A_r$ ) pela seção transversal da amostra cisalhada ( $A$ ). A razão  $A_r/A$ ,

comumente denominada de Razão de Área Enraizada (RAR), apresentou-se como um parâmetro diretamente proporcional ao incremento da resistência ao cisalhamento.

Outro aspecto em parâmetros mecânicos pode ser observado a partir o critério de Mohr-Coulomb. A sobrecarga sobre o talude aumentará a força mobilizadora, colaborando para o aumento da estabilidade, a redução dessa sobrecarga também poderá ser desvantajosa por diminuir a resistência ao cisalhamento do solo, ao diminuir a força normal ao plano de ruptura  $\sigma_n$  o termo (FIORI, 2017).

Quando localizadas no topo de uma possível superfície de ruptura, o fator de segurança pode ser reduzido em 10% ao passo que quando localizadas no pé do talude, pode haver adição de até 10% do FS (NORRIS *et al.*, 2008). Ainda, quando árvores maiores são removidas da área do pé de uma encosta, além da redução gradual na resistência do solo devido à perda dos efeitos da evapotranspiração (responsável por reduzir o peso do solo por diminuir sua umidade), a redução na carga aplicada pode resultar em sucções temporárias em solos argilosos, o que pode levar ao amolecimento à medida que a água disponível é aspirada para satisfazer as forças de sucção (NORRIS *et al.*, 2008). Isso pode ser importante em encostas de estabilidade marginal (NORRIS *et al.*, 2008).

Durante as últimas quatro décadas, diferentes modelos teóricos foram desenvolvidos para tentar quantificar o efeito mecânico das raízes, estimando o aumento estabilidade de taludes. Neste trabalho, foram abordados estudos de Wu (1976) e Waldron (1977), que compõe a vanguarda de pesquisas que analisam o efeito quantitativo da interação solo-raiz com seus aperfeiçoamentos, por sua facilidade de uso e por ser ainda hoje, amplamente utilizado.

#### 2.4.3 Modelo Teórico de Wu e Waldron - *WWM*

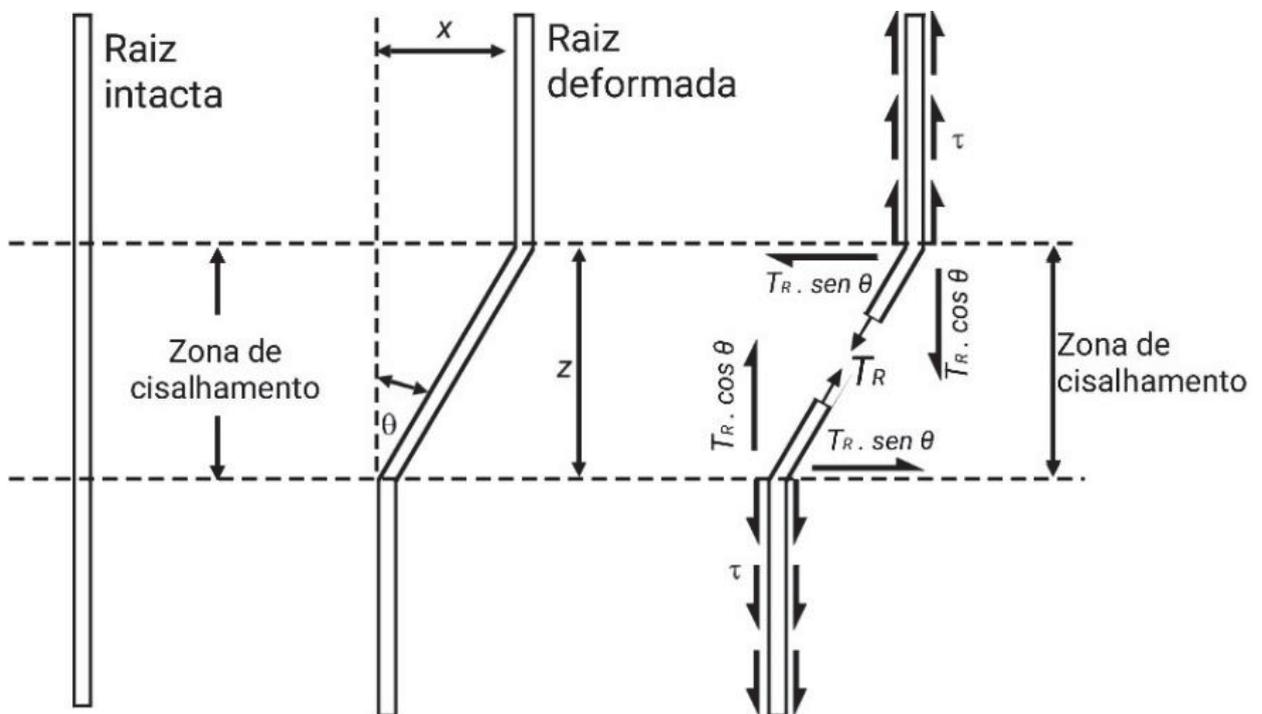
Wu (1976) a partir do conhecimento de que a resistência ao cisalhamento é diretamente proporcional ao aumento de raízes, desenvolveu um modelo analítico para quantificação do aumento de sua resistência ao cisalhamento. O efeito do deslocamento de cisalhamento nas raízes verticais elásticas que cruzam a zona de cisalhamento perpendicularmente é aumentar a tensão de confinamento e a resistência ao cisalhamento direto ao longo do plano de falha no início do cisalhamento.

Assim, o modelo conhecido como modelo de Wu e Waldron (*Wu & Waldron Method-WWM*) foi formulado pela primeira vez por Wu (1976), e posteriormente, aperfeiçoado em Waldron 1977 e em Wu *et al.* (1979) para quantificar o aumento de resistência ao cisalhamento

dos solos com presença de raízes, de uma maneira simples, o modelo considera que todas as raízes são perpendiculares ao plano de ruptura e se rompem simultaneamente, não havendo o escorregamento entre fibra e solo.

A Figura 2.11 representa o comportamento das raízes proposto por Wu (1976), com o diagrama das forças desenvolvidas na raiz à medida que o solo é cisalhado, sendo obtida em função da componente tangencial resistente ao cisalhamento e da componente normal aumentando a tensão de confinamento e, portanto, a resistência ao atrito ao longo do plano de cisalhamento (COPPIN; RICHARDS, 2007).

FIGURA 2.11 – TEORIA DO MODELO RAIZ PERPENDICULAR ESTENDIDA PERPENDICULARMENTE ATRAVÉS DA ZONA CISALHANTE HORIZONTAL DETALHADA DE WU ET AL.(1976)



FONTE: Modificado de Wu *et al.*, 1979 (*apud* COPPIN; RICHARD, 2007).

Conforme o modelo de Wu (1976), representado pela Figura 2.11, ao ocorrer o cisalhamento do solo, as raízes que estão em posição inicial de  $90^\circ$  com a superfície de cisalhamento  $cA(c-d)$ , são solicitadas, rotacionando  $\theta^\circ$ . Isto leva ao surgimento de forças que se opõem ao movimento, desenvolvida a partir da resistência a tração da raiz ( $t_R$ ). Desta maneira, o acréscimo de resistência ao cisalhamento é quantificado como determinado pela Equação 2.2.

$$\Delta\tau = c'_R = t_R(\text{sen}\theta + \text{cos}\theta\tan\phi) \quad (2.2)$$

Onde:

$t_R$  = resistência mobilizada média a tração das raízes ou fibras por unidade de área de solo;

$\theta$  = ângulo de rotação na região de cisalhamento;

$\phi$  = ângulo de atrito interno do solo.

Sendo a resistência  $t_r$ , a resistência representativa de um conjunto de raízes que compõe o sistema radicular da planta, ela é resultado da composição das resistências individuais de cada raiz  $n$ . Durante a preparação do ensaio, são coletadas as dimensões das raízes visíveis, com especial atenção ao diâmetro destas no ponto de ruptura. Logo, as raízes são separadas em classes formadas por intervalos de diâmetros. Assim, é possível o cálculo deste parâmetro por meio da Equação 2.3.

$$t_R = \frac{\sum T_{Ri} n_i \cdot a_i}{A} \quad (2.3)$$

Sendo:

$T_{Ri}$  = resistência a tração da raiz pertencente a classe  $i$ ;

$n_i$  = quantidade de raízes pertencente a classe  $i$ ;

$A$  = área da seção transversal do corpo de prova de solo;

$a_i$  = média das áreas da seção transversal das raízes pertencente a classe  $i$ .

Sendo  $n_i \cdot a_i$  igual a soma da área transversal da classe  $i$  no plano de cisalhamento, a expressão pode ser simplificada como sendo a soma da área transversal das raízes presente no plano de cisalhamento, representado costumeiramente como  $A_R$ . Logo, pode-se substituir a equação anterior pela Equação 2.4 :

$$t_R = T_{Ri} \cdot \frac{A_r}{A} = T_{Ri} \cdot RAR \quad (2.4)$$

Compreende-se pelo modelo proposto por Wu (1976), que a coesão é ditada principalmente por dois fatores, a resistência média à tração da raiz e a razão entre área transversal das raízes por área de solo ( $A_r/A$ ), também denominada de razão da área radicular (RAR).

Niklas<sup>11</sup>, (1992) citado em Thomaz e Pollen-Bankhead (2010) destaca que o ângulo de cada raiz em relação à direção da força aplicada é importante, pois dita a distribuição de tensões dentro do volume da raiz e, portanto, a resistência máxima à tração alcançada antes da falha da raiz. Gray e Leiser (1982) generalizaram o modelo de Waldron (1977) para o caso de as raízes estarem orientadas em diferentes ângulos em relação ao plano de falha (Equação 2.5), apresentando um fator que leva em consideração que as raízes são orientadas aleatoriamente em relação ao plano de falha ( $R_f$ ), ou ainda fator de orientação das raízes (ROF - *root oriented factor*, GRAY E LEISER 1982).

$$R_f = \text{sen}(90 - \Psi) + \text{cos}(90 - \Psi)\text{tan}\phi' \quad (2.5)$$

Onde:

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo do solo (°);

$\Psi$  = deslocamento angular em relação ao plano horizontal, desenvolvido durante movimento de cisalhamento do solo (°).

Sabendo que a contribuição das raízes das plantas para a resistência ao cisalhamento depende do ângulo de distorção (Equação 2.5) que corresponde à inclinação máxima da raiz antes do rompimento, Coppin e Richards (2007) destacam valores encontrados entre 1,0 e 1,3 na literatura, quando combinadas com o atrito interno do solo de 25° a 40°.

Thomaz e Pollen-Bankhead (2010) listaram trabalhos que estimam valores de  $R_f$  para solos com diferentes intervalos de ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ), variando ângulos para cada deslocamento. Como observado pelos autores, Waldron e Dakessian (1981) adotaram valores

---

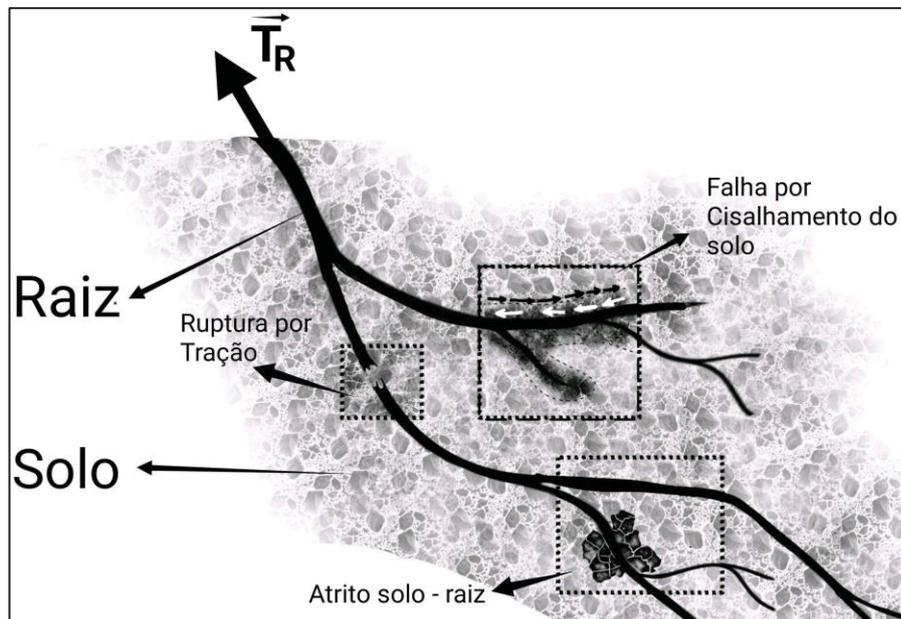
<sup>11</sup> NIKLAS, Karl J. **Plant biomechanics: an engineering approach to plant form and function.** University of Chicago press, 1992.

iguais a 1,0 para  $R_f$ , dentre a variação encontrada em seus estudos, Gray e Leiser (1982) encontraram 1,15 para o intervalo observado, enquanto Greenway (1987), Simon e Collison (2002), e Danjon *et al.* (2008) adotaram valores iguais a 1,2, assim como em Wu. *et al.* (1979), levando a Equação 2.6.

$$c_{R_{wmm}} = 1,2 \cdot T_R \cdot RAR \quad (2.6)$$

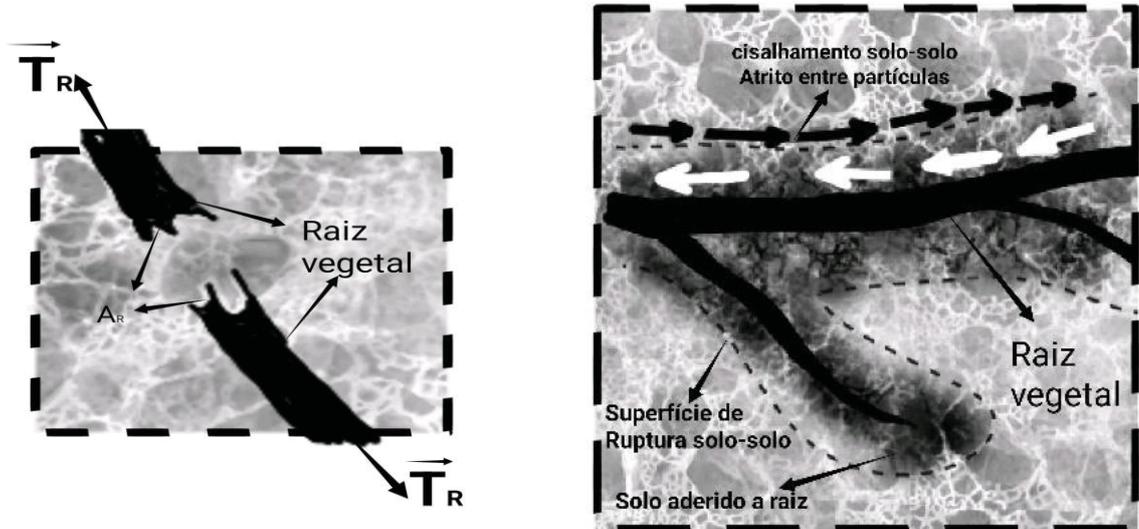
O modelo proposto por Wu e Waldron tende a superestimar o valor de acréscimo de resistência. Isto devido a suposição equivocada quanto a ruptura simultânea das raízes. Como descrito por Dupuy, Fourcaud e Stokes (2005), este não é o comportamento real da estrutura solo-raiz, pois a falha de um único elemento de raiz é consequência do efeito combinado da ruptura na raiz, da falha no solo e do deslizamento na interface raiz-solo, havendo forte interação entre esses três mecanismos, como ilustrado na Figura 2.12. e, detalhadamente, na Figura 2.13.

FIGURA 2.12 – POSSIBILIDADES DE FALHA DURANTE ARRANCAMENTO DE RAÍZES DO SOLO



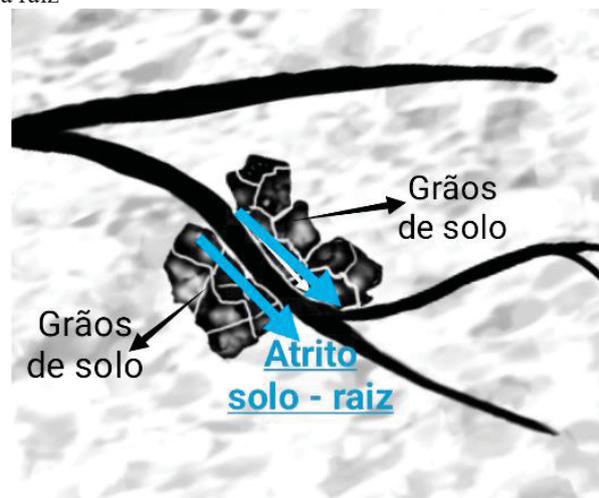
FONTE: O autor.

FIGURA 2.13 – DETALHE DAS POSSIBILIDADES DE FALHA DURANTE ARRANCAMENTO DE RAÍZES DO SOLO



a) Ruptura na raiz

b) Falha do tipo solo-solo



c) Falha do tipo solo-raiz

FONTE: O autor

A fim de se adequar à realidade e dirimir os resultados superestimados encontrados pelo método de Wu e Waldron, Preti e Schwarz melhoraram o modelo WWM adicionando um coeficiente de correção  $k''$  (Equação 2.7) baseado em uma grande quantidade de dados experimentais (PRETI, 2006 *apud* MAO *et al.*, 2014a):

$$\tau_R = k'' \cdot R_f \cdot T_R \cdot (A_r/A) \quad (2.7)$$

Onde:

$\tau_R$  = resistência ao cisalhamento adicional induzida pelo efeito mecânico das raízes;  
 $k''$  = fator de correção.

O papel do fator de correção  $k''$  é justamente diminuir o erro devido ao método WWM não considerar o rompimento progressivo das raízes, comportamento observado em ensaios de arranquio (MAFFRA, 2018). A correção conhecida como Preti-Schwarz (PRETI, 2006), adota  $k''$  igual a 0,4, sendo um dos métodos utilizados durante os cálculos desta presente pesquisa. Outras formas analíticas de quantificar o ganho de resistência tem sido proposta por diferentes autores (POLLEN; SIMON 2005; THOMAS; POLLEN-BANKHEAD, 2010).

A proposta com estes outros modelos mostra-se bastante pertinente, uma vez que buscam considerar a falha progressiva e não simultânea das raízes, levando a modelos mais representativos da realizada de. Contudo, o modelo teórico de Wu e Waldron (WWM), ainda é o principal modelo para quantificação do aumento de resistência do solo com a presença de raízes, visto sua simplicidade e poucos parâmetros de entrada necessários (LIU, 2021).

#### 2.4.4 Resistência a tração das raízes

A resistência a tração das raízes é condição necessária para a quantificação do aumento de resistência ao cisalhamento do solo. As resistências à tração de raízes de vários diâmetros de diferentes espécies foram medidas em laboratório, sendo encontradas tipicamente na literatura valores da ordem de 5 MPa à 60 MPa (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004).

Raízes mais finas têm a vantagem não apenas de maiores resistências à tração, mas também são superiores na resistência ao arrancamento. Isso ocorre porque têm áreas de superfície específica mais altas do que raízes maiores em proporções de área equivalentes (GRAY; SOTIR 1996). A relação entre a resistência a tração das raízes e seu diâmetro pode ser expressa na forma da equação logarítmica (Equação 2.8) apresentada em Gray e Sotir, (1996), como a seguir:

$$T_R = a \cdot d^b \quad (2.8)$$

Onde:

$d$  = diâmetro da raiz no ponto de ruptura;

$a$  e  $b$  = parâmetros encontrados durante ensaio de tração.

Uma gama de ensaios de tração já tem sido realizada para caracterizar a resistência a tração das raízes, contudo, estes valores variam devido aos procedimentos de ensaios variarem de autor para autor (DUPUY; FOURCAUD; STOKES, 2005). Para encontrar os valores do aumento da resistência ao cisalhamento do solo, são realizados ensaios tanto *in situ*, por meio de ensaios de arranquio de estacas plantadas, bem como ensaios de cisalhamento direto *in situ* ou em laboratório, discutidos na seção a seguir. A Tabela 2.1 apresentada em Donat (1995) reúne os possíveis valores a serem encontrados de resistência a tração pelas raízes de cada grupo de planta.

TABELA 2.1 – INTERVALO DE VALORES DE RESISTÊNCIA A TRAÇÃO PARA DIFERENTES GRUPOS DE PLANTAS

Grupo de Plantas	Resistência à tração média
Gramíneas	5-10 MN/m <sup>2</sup>
Ervas	3-60 MN/m <sup>2</sup>
Plantas Lenhosas	10-70 MN/m <sup>2</sup> (máx. 160)

FONTE: SCHIECHTL<sup>12</sup> (1973 *apud* DONAT, 1995).

As tensões durante o desenraizamento nunca atingem o valor último de ruptura nas raízes, já que a resistência a tração é limitada principalmente pelo atrito das faces em contato e pelo cisalhamento do solo ao redor da raiz (HÖRBINGER, 2013). O atrito tangencial é o fator mais significativo que contribui para a tensão de cisalhamento. A resistência ao cisalhamento aumenta com maior atrito, pois as raízes podem mais esticar do que escorregar. A resistência ao arrancamento não é influenciada apenas pela resistência à tração na ruptura, mas também pelas características radiculares que causam maior atrito, como capacidade de flexão, grau de

<sup>12</sup> Schiechtl, H.; **Sicherungsarbeiten im Landschaftsbau**. Verlag G.D.W. Callwey, Munich. 1973.

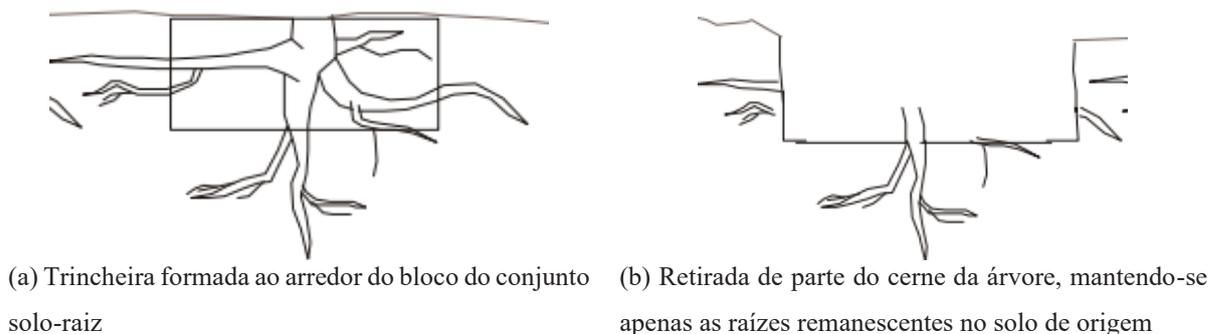
bifurcação (ramificação), diâmetro e pelos radiculares (ABE; ZIEMER<sup>13</sup>, 1991 *apud* HÖRBINGER, 2013).

Na literatura, o cálculo da resistência da raiz à tração tem sido abordado de diferentes maneiras, tanto *in situ*, como em laboratório, indo desde o uso de equipamentos de tração manual à macacos hidráulicos. Os métodos de medição de resistência à tração das raízes e de sua aderência com o solo, mais usualmente empregados em pesquisas desta área estão abordadas a seguir.

#### 2.4.5 Ensaio de arrancamento (*Pull-out test*)

O parâmetro de resistência à tração das raízes pode ser obtido tanto por meio de ensaios realizados *in situ* como em laboratório. Neste ensaio a variável resposta é a maior carga suportada pelo sistema radicular, representada em termos de tensão (kPa) (WU *et al.*, 2014). Na opção *in situ* o principal método consiste no tracionamento de raízes remanescentes ao solo após a retirada de parte da planta ensaiada. O solo ao redor da base do tronco de cada árvore é cuidadosamente escavado a mão até que as raízes laterais principais possam ser claramente vistas (NORRIS, 2005). A árvore então é cuidadosamente removida em seções (Figura 2.11a), e suas raízes são cortadas sucessivamente do caule que é retirado. O solo é removido até que as raízes laterais principais possam ficar claramente expostas (Figura 2.11b).

FIGURA 2.14 – ESBOÇO DO PROCEDIMENTO DE PREPARAÇÃO PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO E TRAÇÃO DE RAIZES



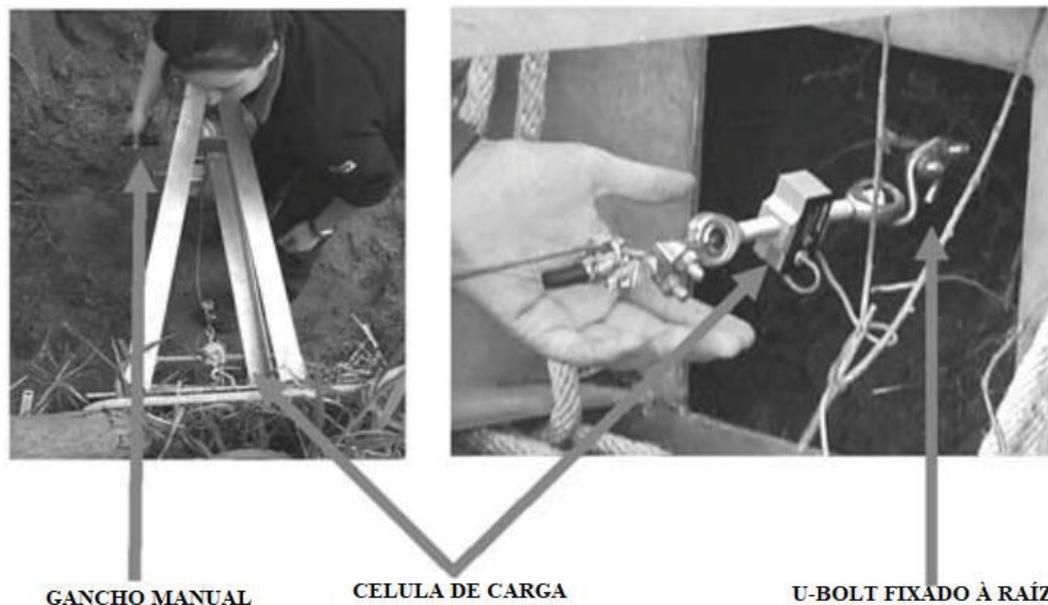
FONTE: Modificado de DOCKER (2003).

<sup>13</sup> ABE, Kazutoki; ZIEMER, Robert R. Effect of tree roots on a shear zone: modeling reinforced shear stress. *Canadian Journal of Forest Research*, v. 21, n. 7, p. 1012-1019, 1991.

Conforme descreve Docker (2003), após o processo descrito acima, o poço é repetidamente preenchido com água durante um período de dias que precede os ensaios, a fim de saturar tanto quanto possível o solo circundante, simulando assim condições de ruptura natural das margens do rio. Quando a água livre desaparece, cada raiz lateral principal é identificada por um sistema de marcação alfabética e suas dimensões, mergulhos e orientações são registrados. Estas raízes são então agrupadas em diferentes classes de diâmetro, sendo uma das possíveis classificações sugeridas por Böhm (1979), que as separa muito finas, finas, pequenas médias e muito grandes ou grossas (MAFFRA, 2018).

Após este procedimento, o aparelho de tração é posicionado e acoplado à raiz lateral aparente (Figura 2.12).

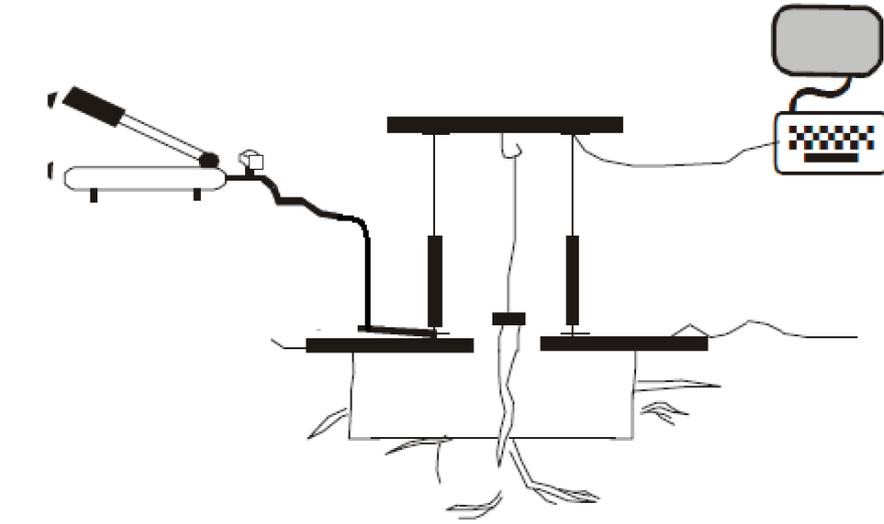
FIGURA 2.15 – VISTAS DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE RAÍZES *IN SITU*



FONTE: Pollen e Simon (2005).

Por fim, o dispositivo traciona a raiz até seu rompimento, e essa força é computada. A Figura 2.13 ilustra a disposição dos equipamentos durante o ensaio de arrancamento de raízes.

FIGURA 2.16 – EQUIPAMENTO PARA ARRANCAMENTO DAS RAÍZES REMANESCENTES AO SOLO E APARELHO DE MEDIÇÃO DESLOCAMENTO-FORÇA



FONTE: Modificado de Docker (2003).

Segundo Greenwood, Norris e Wint (2004), observa-se que a resistência ao arrancamento de uma raiz é apenas ligeiramente menor do que a resistência à tração medida da raiz. Norris (2005) destaca que a tensão de ruptura no ensaio de arrancamento será sempre menor do que a resistência à tração real das raízes, sendo que a experiência *in situ* tem indicado que a tensão de arrancamento geralmente alcança valores entre 50 e 70% da resistência à tração ( $t_r$ ).

#### 2.4.6 Ensaio de Arranquio

Outro ensaio que tem sido trabalhado na área de engenharia natural é o ensaio de tração arrancamento vertical, chamado por alguns autores de ensaio de arranquio (MAFFRA, 2018), que consiste em medir a carga necessária para o arrancamento (desenraizamento) de plantas inteiras, em termos de força (N ou kN) ascendente na base do tronco ou estaca. A resistência ao arranquio da planta pode ser compreendida como uma medida da estabilidade da matriz solo-raiz e do efeito sobre a contenção da massa do solo pelas plantas (MAFFRA *et al.*, 2017).

O ensaio utiliza um aparato que aplica uma tração sobre a base da estaca exposta ao ar livre, medindo a tensão e o deslocamento do conjunto estaca-raiz. O aparato utilizado na Figura 2.14a consiste em um tripé capaz de guinchar o caule da planta estudada, no sentido vertical, medindo a tensão sobreposta e o deslocamento da árvore. Outros modelos de equipamento são

observados na literatura, sendo utilizados com a mesma finalidade, como o utilizado em Osman *et al.* (2011) (Figura 2.14 b), que se acopla diretamente em torno da seção transversal do caule.

FIGURA 2.17 – MODELOS DE APARATOS UTILIZADOS PARA ENSAIO DE ARRANQUIO



(a) Tripé sendo instalado e acoplado ao caule da planta

(b) Equipamento para ensaio de arranquio

FONTE: (a) Maffra (2018); (b) Osman *et al.* (2011).

A resistência ao arranquio está determinada por três tipos diferentes de falha do sistema radicular no solo: ruptura por tração da raiz individualmente, escorregamento entre solo e raiz, ou ainda, a combinação de ambos (DUPUY; FOURCAUD; STOKES, 2005). Dessa maneira, de acordo com Maffra (2018) o arrancamento de plantas inteiras proporcionaria a obtenção de informações mais representativas da contribuição total do sistema radicular para a resistência do solo. Observa-se que nesses ensaios, a grande maioria das raízes rompe, enquanto a extração de raízes inteiras é menos provável, mas pode acontecer em condições de solo saturado (COPPIN; RICHARDS, 2007).

Por outro lado, elimina-se a possibilidade de identificar a contribuição de resistência de cada classe dia métrica das raízes, já que, na ausência de valores de diâmetro e resistência à tração individual de cada raiz, deve ser distribuída entre todas as classes de diâmetro (área total de raízes) encontradas na planta arrancada. (MAFFRA, 2018). Ainda, como ensaio leva ao rompimento de grande parte das raízes a arquitetura completa, característica importante no

entendimento da ancoragem da planta no solo, torna-se difícil de identificar, mesmo assim são obtidas informações úteis (STOKES, 2008).

Wu *et al.* (2014) estudou o uso de estacas vivas e camadas de arbustos para estabilização de um talude de aterro. Ensaios de arranquio e carregamento lateral foram realizados para avaliar a resistência das estacas, e os resultados foram utilizados para estimar a estabilidade do talude reparado. Wu *et al.* (2014) faz uso da Equação 2.9 para quantificar a adesão estaca-solo ( $adh$ ):

$$adh = \frac{F_{m\acute{a}x}}{d \cdot \pi \cdot L} \quad (2.9)$$

Onde:

$F_{m\acute{a}x}$  = força máxima atingida durante o ensaio (kN);

$d$  = diâmetro da estaca (m);

$\pi$  = Número Pi;

$L$  = comprimento enraizado da estaca, enterrado no solo (m).

Os autores consideram a adesão da estaca viva como o acréscimo a resistência ao cisalhamento ( $c_r$ ). Para tanto, utiliza 0,5 do valor de  $a$ , como sendo medida conservadora, pois assume que as raízes estão presentes apenas em 50% da superfície de ruptura (Equação 2.10).

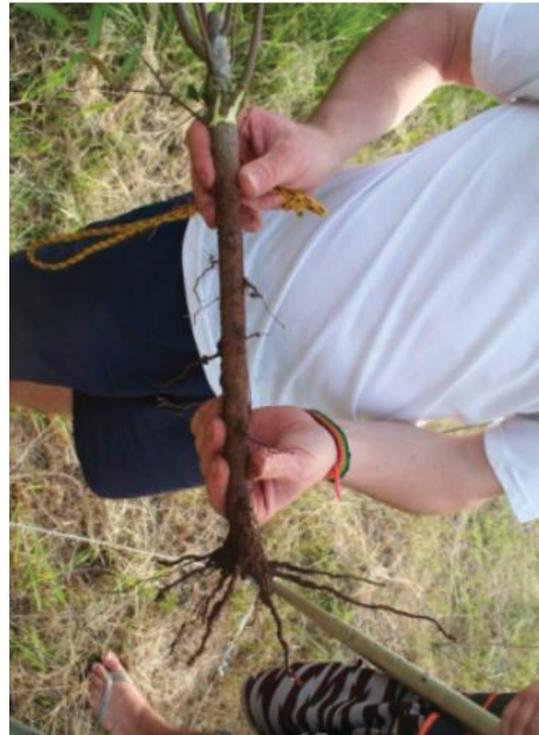
$$c_r = 0,5 \cdot adh \quad (2.10)$$

A Figura 2.15 a compreende um ensaio de arranquio em uma estaca do arbusto da espécie *Sebastiania schottiana*, sendo esta tracionada no sentido vertical, contrário ao solo, até que seja desenraizada. Ao observar a Figura 2.15 b, é possível compreender do que consiste o método de estaquia, e notar um sistema radicular completamente rompido da estaca após a tração aplicada pelo equipamento no arbusto.

FIGURA 2.18 – ENSAIO DE ARRANQUIO DE ESTACA DE UM ARBUSTO DA ESPÉCIE SEBASTIANA SCHOTTIANA



(a) Acoplamento do guincho ao caule da estaca



(b) Sistema radicular de estaca após ensaio arranquio

FONTE: Hörbinger (2013).

Sabe-se que a capacidade de ancoragem da planta ao solo está na morfologia do sistema radicular presente e sua arquitetura (DUPUY; FOURCAUD; STOKES, 2005), contudo outras relações têm sido investigadas nos últimos anos. Osman *et al.* (2011) encontrou uma relação entre a capacidade de resistir ao arranque da planta e o diâmetro de seu caule, sendo que essa capacidade aumenta com o aumento do diâmetro do primeiro. O mesmo ocorre em relação ao peso seco da parte aérea da planta e a densidade de raízes (*root-length-density*), existindo uma relação linear entre o peso seco dos ramos com a resistência ao arranquio (OSMAN *et al.*, 2011). Ainda, ensaios de arranquio realizados por Liu *et al.* (2011) levaram a correlações entre características fisiológicas da planta, como altura e diâmetro da base do caule, sugerindo estes parâmetros como preditores de resistência, indicando que quanto maior a planta, maior sua aderência no solo. Outra verificação feita foi a correlação diretamente proporcional entre a capacidade de reforço do solo e o tamanho da planta.

Verificações semelhantes foram realizadas por Hörbinger (2013) ao estudar duas espécies de arbustos (*Phyllanthus sellowianus* e *Sebastiania schottiana*). O autor observou que a relação entre os perfis da parte aérea e das raízes com resistência ao arranquio da planta, com

destaque para a área de secção transversal na base da parte aérea. Posteriormente, Maffra (2018) observou o mesmo ao estudar a relação entre a área da secção transversal da parte aérea (*CSA* - *Cross Section Area*) à respectiva resistência ao arranquio. Logo, como destacam os autores supracitados, essa correlação poderia vir a ser relevante para estimativas de resistência ao arrancamento por sua facilidade de medição, não havendo a necessidade de arrancamento da vegetação do solo.

Como descrito, esse ensaio não permite obter parâmetros de acréscimo de resistência ao cisalhamento do solo por meio de valores de  $c_R'$ , calculado através das equações de Wu e Waldron. O ensaio de arranquio tem o objetivo de analisar a ancoragem da planta, e, portanto, ele pode ser bastante significativo quando a preocupação está em avaliar a capacidade de fontes externas agirem para o desenraizamento da vegetação. Conforme Osman *et al.* (2011), ao compreender a resistência ao arrancamento de uma planta seria possível avaliar a capacidade desta de sustentar o estresse ambiental e forças como vento e *Debris Flows* (deslizamento de terra e rochas, movimento de massa e rastejamento do solo), levando à vegetação local realizar um papel importante de contenção destes detritos.

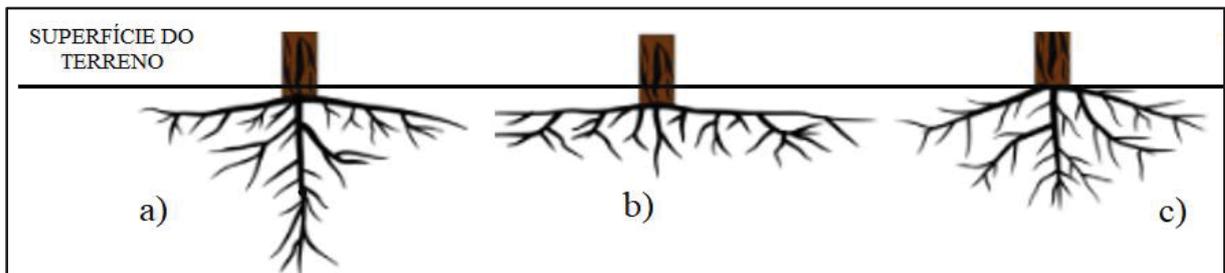
#### 2.4.7 Ancoragem e Arquitetura das raízes

A resistência de arranquio, que configura, a força necessária para desenraizamento da vegetação, é regida tanto resistência a tração de cada raiz individualmente que pertencentes a planta (OSMAN *et al.*, 2011), como também, pela configuração do sistema radicular formado por tais elementos e suas ramificações no solo, o que é nomeado de arquitetura do sistema radicular (STOKES *et al.*, 2000; DUPUY; FOURCAUD; STOKES, 2005). O conjunto denominado como arquitetura radicular tem ampla discussão na literatura, com pesquisas que relacionam tal característica com a contribuição para o aumento de resistência do solo (BISCHETT *et al.*, 2004; DUPUY; FOURCAUD; STOKES, 2005; MATTIA *et al.*, 2005).

De acordo com Docker (2003), a arquitetura de um sistema radicular seria um fator crítico, que controla até que ponto a vegetação poderia reforçar o solo e estabilizar um talude. Tais sistemas de raízes levam a um aumento da resistência do solo não só pelo aumento da coesão, por sua ação semelhante ao reforço do solo com fibras sintéticas (GRAY; OHASHI, 1983), mas também pela adesão das partículas de solo nas raízes.

No caso de árvores, são encontrados três modelos clássicos de sistemas radiculares na literatura: *Tap* (Figura 2.19a), que apresenta uma raiz central principal e raiz horizontal menor e raízes verticais, *Plate* (Figura 2.19b), sistema com grandes raízes laterais e algumas raízes verticais menores, e o sistema *Heart* (Figura 2.19c) com presença tanto de raízes horizontais como de raízes verticais (KLÖSTER *et al.*, 1964 *apud* STOKES (2008)).

FIGURA 2.19 – ARQUITETURA DO SISTEMA RADICULAR DE ÁRVORES

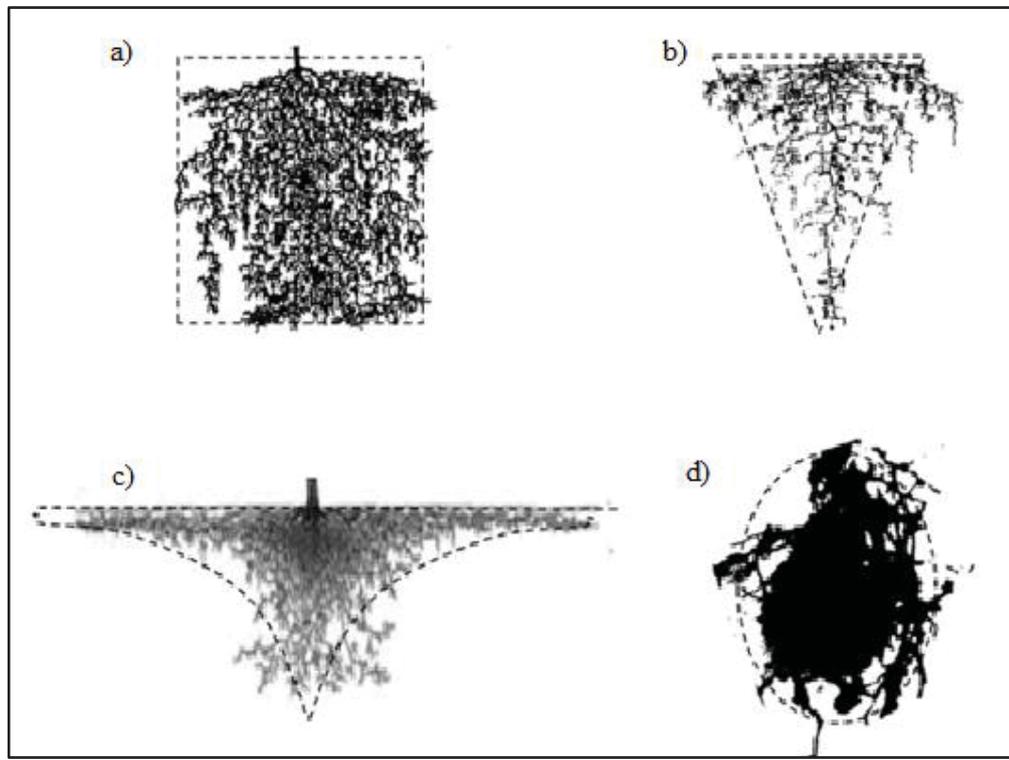


FONTE: Modificado de Temgoua *et al.* (2016).

As configurações do sistema radicular de diferentes espécies vegetais ditam a capacidade de ancoragem da planta ao solo, o que dá, portanto, relevância ao conhecimento das diferentes arquiteturas existentes. Conforme observaram Dupuy, Fourcaud e Stokes (2005), árvores que apresentam a configuração *heart* ou *tap* apresentam maiores resistências ao arrancamento, ao passo que sistemas com o tipo *plate*, apresentam menores resistências.

No caso de plantas arbustivas, são observadas outras configurações de sistema radicular. Estudando o efeito da vegetação em taludes em Hong Kong, Leung *et al.* (2015) observaram que a área enraizada aumenta com a profundidade até a metade da profundidade alcançada pelas raízes, e depois, tende a diminuir parabolicamente. Na Figura 2.16 estão representados 4 padrões de arquitetura de raízes analisados por NG (2015): uniforme, triangular, exponencial e parabólica.

FIGURA 2.20 – DISPOSIÇÃO DO SISTEMA RADICULAR DE ALGUMAS PLANTAS a) UNIFORME (LYNCH<sup>14</sup>, 1995 *apud* NG. *et al.*, 2015); b) TRIANGULAR (LYNCH, 1995 *apud* NG *et al.*, 2015); c) EXPONENCIAL (GHESTEM<sup>15</sup> *et al.*, 2011 *apud* NG *et al.*, 2015); d) PARABÓLICO (NG *et al.*, 2015)



FONTE: Ng. *et al.* (2015).

A falha das raízes pode ocorrer por ruptura na raiz principal, ruptura progressiva nas raízes ramificadas, ou deslizamento, que ocorrerá quando a resistência das raízes supera o atrito entre solo e raízes e o segmento principal e suas ramificações são inteiramente extraídos do solo, ou por combinações dos três (SCHWARZ *et al.*, 2010b; WU, 2013). Dessa forma, os principais fatores que governam a resistência individual da raiz ao arrancamento em um determinado solo são a combinação de padrões da ramificação da raiz e sua morfologia (DUPUY; FOURCAUD; STOKES, 2005).

Na literatura são verificados alguns fatores que estão diretamente ligados ao potencial de resistência ao arranquio. Observa-se que plantas com muitas raízes laterais são as que apresentarão maior resistência, uma vez que estas são as responsáveis por maior ancoragem no substrato (ALI, 2010; OSMAN *et al.*, 2011). O tamanho e o número de eixos radiculares laterais

<sup>14</sup> LYNCH, Jonathan. Root architecture and plant productivity. **Plant physiology**, v. 109, n. 1, p. 7, 1995.

<sup>15</sup> GHESTEM, Murielle; SIDLE, Roy C.; STOKES, Alexia. The influence of plant root systems on subsurface flow: implications for slope stability. **Bioscience**, v. 61, n. 11, p. 869-879, 2011.

são determinantes para a capacidade da raiz de suportar uma grande quantidade de solo e para a área de solo mobilizada durante o arrancamento (DUPUY; FOURCAUD; STOKES, 2005). Além das características destacadas, o tipo de solo também tem forte influência na resistência ao desenraizamento, bem como nos mecanismos que ocorrem durante a ruptura (DUPUY; FOURCAUD; STOKES, 2005).

Em conclusão, a combinação de um padrão de enraizamento denso de raízes finas na camada superior, onde a resistência à tensão é mais importante, e raízes grosseiras, profundamente penetrantes, atravessando a superfície de cisalhamento potencial e, portanto, mais submetidas à flexão e cisalhamento, é mais eficaz (DANJON *et al.*, 2007).

#### 2.4.8 Razão de Área Radicular e Densidade enraizada

Como exposto por Coppin e Richards (2007), a densidade radicular, ou seja, o volume de raízes para volume de solo, seria a principal responsável pelo aumento da resistência do solo, portanto, atuando em sua coesão. Esse parâmetro pode ser também descrito como Razão de Área Radicular (RAR) por sua equivalência numérica, sendo este o parâmetro de entrada adotado na maioria dos modelos quantitativos para  $c_R$ . Ele pode ser definido como a razão da área total de raízes que está presente em uma área transversal de solo (Equação 2.11).

$$RAR = \frac{A_R}{A} = \frac{\sum_{i=1}^n \pi \cdot d_i^2}{4 \cdot A} \quad (2.11)$$

Onde:

$A_R$  = Soma das seções transversais das raízes presentes no plano de cisalhamento;

$A$  = seção transversal da área do solo que está sob ação das raízes;

$d_i$  = diâmetro da raiz “i”;

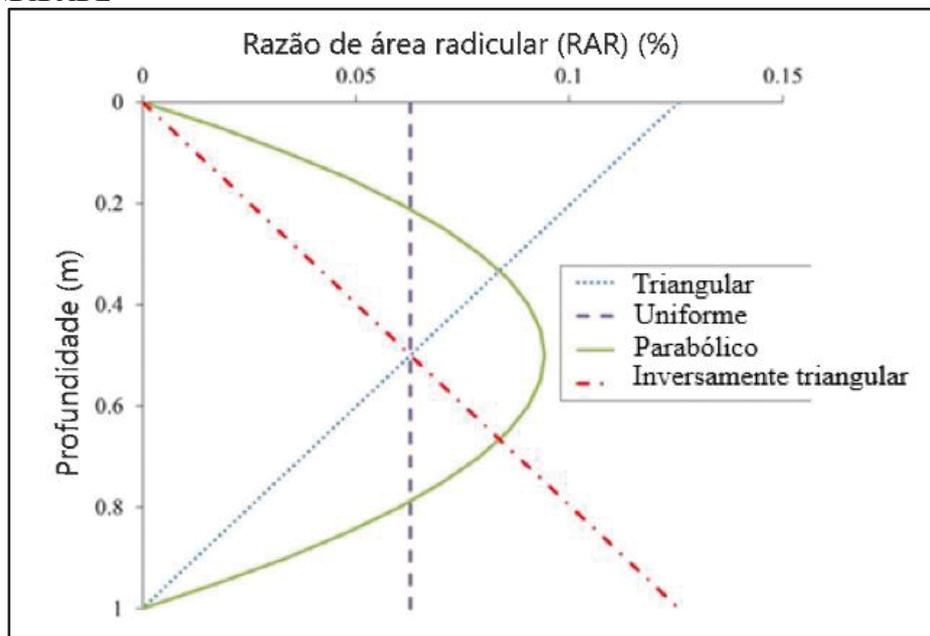
$n$  = total de raízes identificadas.

Em geral, a configuração e distribuição das raízes no solo tende a ser bastante variável entre diferentes espécies vegetais, entre plantas de mesma espécie, localização e profundidade sendo fortemente influenciado pela genética, pelas características local do solo e do clima e

pelo manejo do solo (BISCHETTI *et al.*, 2015). Entre o comum comportamento que pode ser observado, estão apenas a comum relação de que a densidade radicular tende a aumentar nas primeiras camadas e então a diminuir, sendo essa última, uma tendência que é consequência da diminuição de nutrientes e da aeração, além da presença de um solo cada vez mais compactado (BISCHETTI *et al.*, 2015). Esse conhecimento dá dimensão da relevância do entendimento dos processos físicos e químicos que ocorrem no solo, de maneira que permite a decisão ao selecionar plantas para estabilidade de maciços terrosos.

Valores de RAR nem sempre são de fácil acesso para que os cálculos por meios de modelos como o WWM possam ser aplicados. Apesar da grande variabilidade de arquitetura radicular entre plantas de mesma espécie e variáveis que regem sua configuração no solo, alguns autores têm apresentado formas de estimar o parâmetro RAR com a profundidade, através de estudos da morfologia e arquitetura das raízes. Leung *et al.* (2015). agruparam as espécies vegetais analisadas em seu estudo em quatro tipos de estruturas radiculares, conforme apresentados no item 2.4.7 (Figura 2.20), e transcreveram a distribuição de raízes com a profundidade em funções conforme Figura 2.21.

FIGURA 2.21 – QUATRO DISTRIBUIÇÕES DIFERENTES DE RAZÃO DE ÁREA RADICULAR (RAR) COM A PROFUNDIDADE



FONTE: Modificado de Leung *et al.* (2015).

Um modelo de distribuição vertical de raízes no solo foi apresentado por Gale e Grigal<sup>16</sup> (1987 *apud* JACKSON *et al.*, 1996), sendo esse modelo baseado funções delimitadas por retas assíntotas (Equação 2.12), como a seguir.

$$Y = (1 - \gamma^z) \quad (2.12)$$

Sendo:

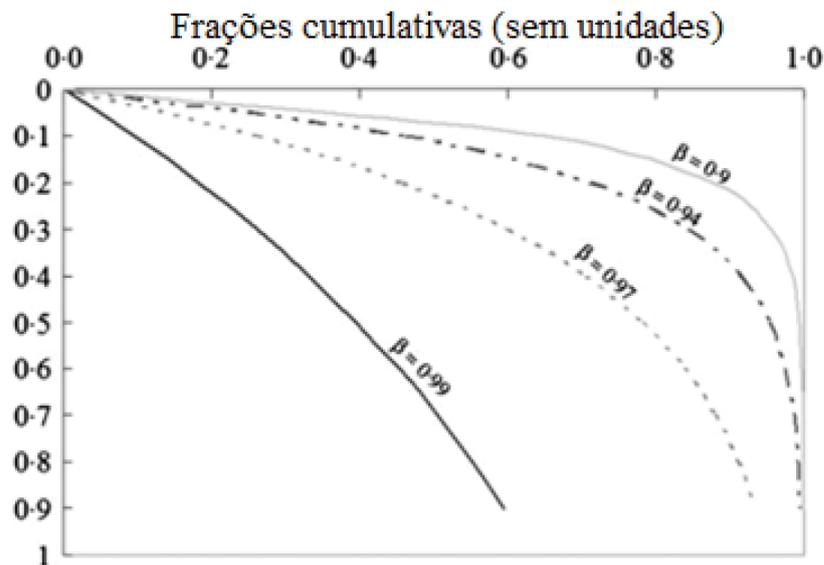
Y = fração cumulativa de raiz (variando de 0 para a superfície e 1 para a profundidade máxima alcançada pela raiz);

z = distância entre a superfície e a profundidade em que o parâmetro Y é medido (cm);

$\gamma$  = “coeficiente de extinção”, sendo este o único parâmetro a ser estimado na fórmula.

A família de curvas geradas pela Equação 2.12 (Figura 2.22) serve de apoio para cálculo do parâmetro Y.

FIGURA 2.22 – ÁBACO PARA DEFINIÇÃO DO PARÂMETRO B, RELACIONANDO A FRAÇÃO RADICULAR CUMULATIVA (Y) COM A PROFUNDIDADE DA RAIZ NO SOLO (d), PREVISTO PELA FUNÇÃO ASSINTÓTICA



FONTE: Modificado de GALE; GRIGAL (1987 *apud* JACKSON *et al.* 1996).

<sup>16</sup> GALE, M. R.; GRIGAL, D. F. Vertical root distributions of northern tree species in relation to successional status. **Canadian Journal of Forest Research**, v. 17, n. 8, p. 829-834, 1987.

Quando a planta apresenta uma maior concentração de raízes mais distantes da superfície, então os valores  $\beta$  serão altos, por exemplo 0,98, ao passo que valores mais baixos de  $\beta$  significam uma maior concentração de raízes próxima da superfície. Jackson *et al.* (1996), a partir de uma extensa revisão bibliográfica, sintetizaram dados de distribuição, densidade e biomassa de raízes para os principais biomas globais, compararam esses dados através de biomas para diferentes grupos funcionais de plantas (gramas, arbustos e árvores), computando uma média da distribuição das raízes para todos os biomas.

#### 2.4.9 Resistência ao cisalhamento *in situ*

Por fim, outro ensaio utilizado para avaliar o comportamento do aumento de coesão do solo, é o ensaio de cisalhamento direto *in situ*. O funcionamento é similar ao ensaio de cisalhamento direto de laboratório, em que um corpo de prova recebe tensões normais e tensões cisalhantes, e os ensaios podem ser de deformação controlada (ensaio em mais de uma amostra para obter a envoltória de resistência) ou de tensão controlada (ensaio na mesma amostra) (MAFFRA, 2018). Antes do início do teste a região superior da árvore é cortada ao nível do solo. A seguir, trincheiras são escavadas em torno de um bloco de solo (Figura 2.20).

FIGURA 2.23 – APARATO UTILIZADO PARA MEDIR REFORÇO DAS RAÍZES NO SOLO, EM ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO *IN SITU*



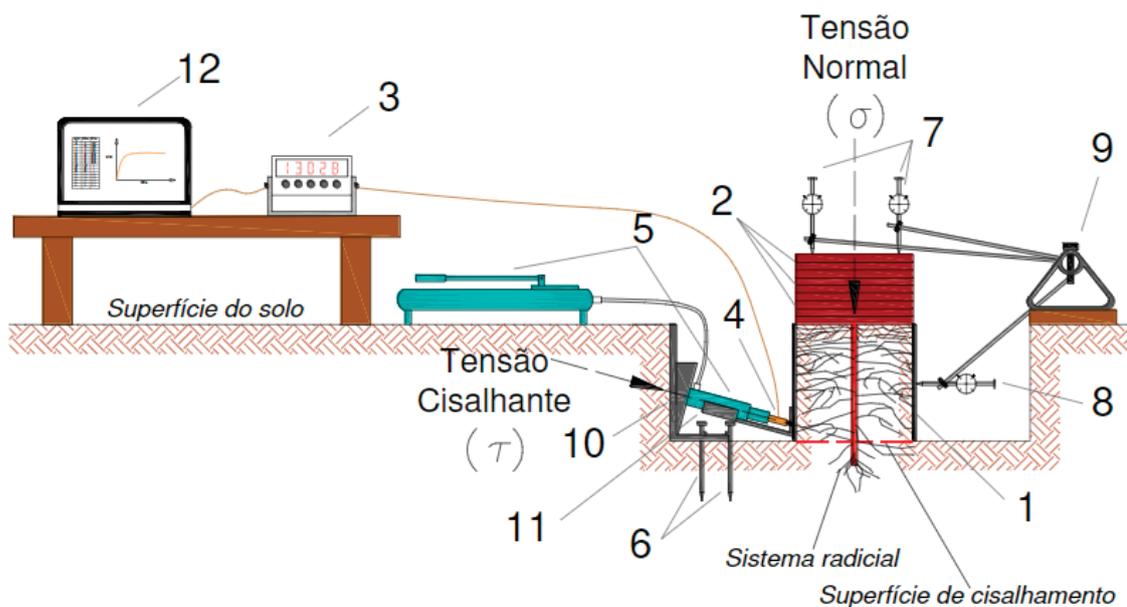
(a) Caixa para ensaio de cisalhamento, em bloco de solo e raiz

(b) Caixa de cisalhamento para ensaio do solo natural

FONTE: Maffra (2018).

A Figura 2.20 esquematiza o método de ensaio de cisalhamento direto *in situ* apresentado em Maffra (2018). Para aplicação das tensões cisalhantes nos corpos de prova, foram utilizados macacos hidráulicos e, com o uso de deflectômetros analógicos foram realizadas a leitura da deformação vertical e horizontal (MAFFRA, 2018).

FIGURA 2.24 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO *IN SITU*



FONTE: Maffra (2018).

Do ensaio, são obtidos relações entre a tensão cisalhante (kPa) e a tensão normal (kPa), tensão cisalhante (kPa) e deformação horizontal (%) e deformação vertical (%) e deformação horizontal (%) (MAFFRA, 2018). O principal diferencial do equipamento está relacionado ao grande tamanho da caixa de cisalhamento, cujas dimensões varia para cada pesquisa, o que permite realizar ensaios com o sistema radicular de plantas arbóreas, arbustivas e herbáceas, por inteiro ou grande parte dele (MAFFRA, 2018).

## 2.5 MOVIMENTOS DE MASSA

De acordo com Gerscovich (2016), entende-se como movimento de massa qualquer deslocamento de um determinado volume de solo. A estabilidade de um talude envolve vários fatores, que incluem topografia, parâmetros mecânicos do solo, condições hidrológicas e os

efeitos da ação antrópica alterando o estado natural do talude (VARNES, 1978). Varnes (1978), baseado em algumas características para sua classificação dos movimentos de massa, sendo taxa de movimentação e tipo de material atributos chave, subdividiu os movimentos em cinco classes como apresentado na Tabela 2.2.

TABELA 2.2 – CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA

TIPO DE MOVIMENTO			Tipo de material		
			Rocha	Solos para engenharia civil	
				Grosso	Fino
QUEDAS			De rocha	De detritos	Queda de solo
TOMBAMENTO			De rocha	De detritos	Tombamento de solo
ESCORREGAMENTOS	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha De blocos rochosos	Abatimentos de detritos De blocos de detritos De detritos	Abatimento de terra De blocos de terra De Terra
	Translacional	Muitas unidades	De rocha	De detritos	De terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	Rastejo de solo	
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

FONTE: Modificado de Varnes (1978).

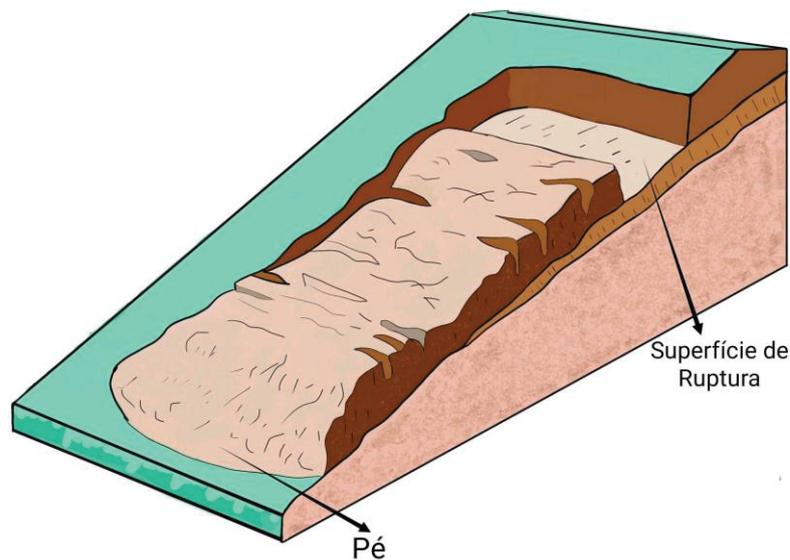
Para o presente trabalho, foram abordados os escorregamentos, onde costumam ser bastante utilizadas intervenções de engenharia natural. Os escorregamentos também podem ser classificados como rasos ou profundos, de acordo com a aparente profundidade da superfície de ruptura até o comprimento longitudinal do deslizamento (FIORI, 2017).

Os escorregamentos são movimentos de massa rápidos, que ocorrem quando forças mobilizadas na superfície de ruptura da massa de solo atingem a resistência ao cisalhamento do material. Tanto em solos como em rochas, a ruptura se dá pela superfície que apresenta a menor resistência (ABNT, 2009).

### 2.5.1 Escorregamento translacional

No escorregamento translacional (Figura 2.24), ou planar, a ruptura acontece em superfícies de fragilidades planas que ocorrem também em superfícies de estratificação, de descontinuidades ou através de contatos entre diferentes tipos de materiais, sendo que este tipo de ruptura ocorre geralmente, em zonas superficiais do talude e não envolvem grandes massas.

FIGURA 2.25 – ESQUEMA DE ESCORREGAMENTO TRANSLACIONAL



FONTE: Modificado de Highland e Bobrowsky (2008).

O deslizamento translacional ocorre sobre uma superfície favorável preexistente e tem uma espessura similar em toda a sua extensão, sendo, por isso, também conhecido por deslizamento em forma de placa ou folha (DURLO; SUTILI, 2014). Exemplos desse tipo de movimento variam de grandes proporções a pequenos deslizamentos de terra, como retratado em um incidente real, na Figura 2.25.

FIGURA 2.26 - ESCORREGAMENTO TRANSLACIONAL DECORRENTE DE FORTES CHUVAS NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA, OCORRIDO EM TALUDE ANEXO A ESTRADA DE TERRA EM SÃO JOSÉ DOS PINHAIS

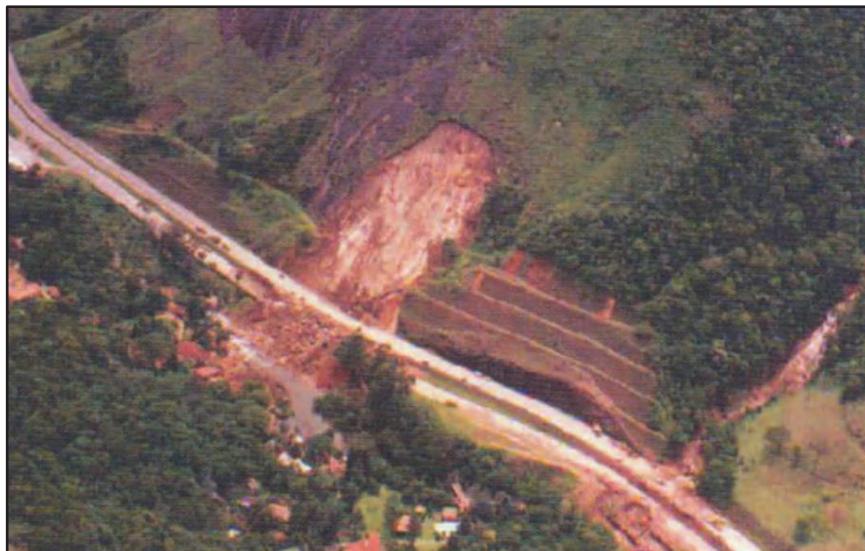


FONTE: O autor (2022).

Quando o escorregamento é predominantemente translacional, paralelo à superfície do talude, desprezam-se os efeitos de extremidades e a análise pode ser feita pelo método de talude infinito (GERSCOVICH, 2016).

Na Figura 2.26 é possível identificar um deslizamento raso, que ocorreu na BR-040 causado por chuvas intensas no verão de 1988. Como reportado em Ortigão, 2004, o deslizamento de terra ocorreu em saprólitos logo acima de uma encosta artificial, sendo que superfície de ruptura ocorreu na interface solo-rocha.

FIGURA 2.27 – RUPTURA TRANSLACIONAL PLANAR OCORRIDO EM TALUDE DA BR- 040

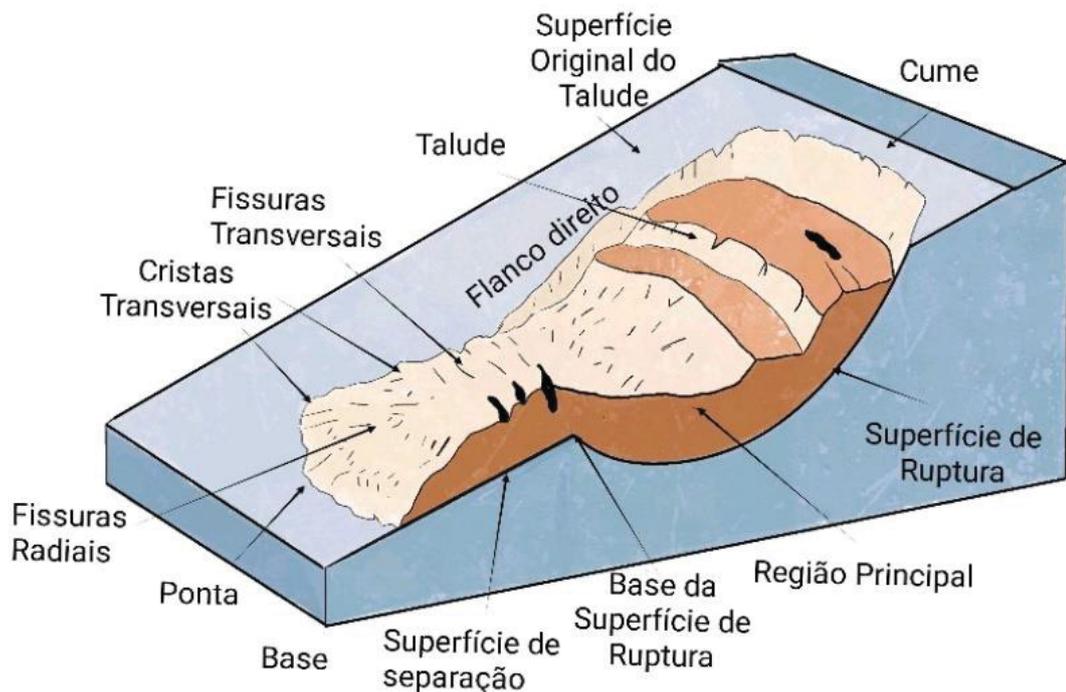


FONTE: Ortigão (2004).

### 2.5.2 Escorregamento rotacional

O escorregamento rotacional é um tipo de deslizamento em que a superfície da ruptura é curvada no sentido superior (em forma de colher) e o movimento da queda de barreira é mais ou menos rotatório em torno de um eixo paralelo ao contorno do talude conforme representado na Figura 2.28.

FIGURA 2.28 – ILUSTRAÇÃO DE UM DESLIZAMENTO ROTACIONAL E SUAS PARTES



FONTE: Modificado de Highland e Bobrowsky (2008).

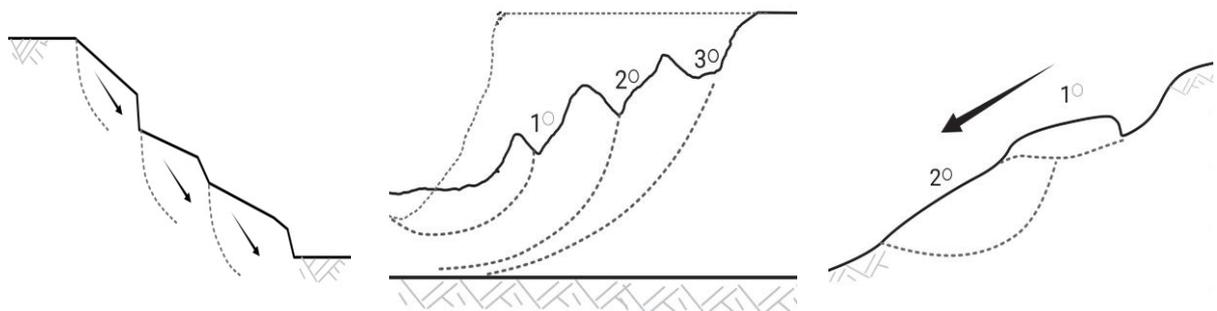
A massa deslocada pode, sob certas circunstâncias, mover-se de maneira relativamente coerente, ao longo da superfície de ruptura e com pouca deformação interna (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008). O topo do material deslocado pode mover-se quase que verticalmente para baixo e a parte superior desse material pode inclinar-se para trás em direção ao talude (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008). Se o escorregamento for rotacional e possuir vários planos de movimento paralelos e curvos, é chamado abaixamento (“*slump*”) (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008).

No talude, o escorregamento circular ocorre em formato tridimensional, podendo apresentar uma forma cilíndrica ou de colher (GERSCOVICH, 2016). As rupturas de forma mista ocorrem quando há uma heterogeneidade, caracterizada pela presença de materiais ou descontinuidades com resistências mais baixas (GERSCOVICH, 2016).

Normalmente, o escorregamento rotacional ocorre em material desagregado ou fracamente consolidado e varia de dimensões: desde individuais pequenos, como os que ocorrem ao longo das margens fluviais, a múltiplos e maciços, que afetam grandes áreas e causam prejuízos consideráveis (WICANDER e MONROE, 2009).

A Figura 2.29a ilustra o tipo de movimento de massa que ocorre de maneira simultânea, em mais de uma superfície de ruptura, sendo denominado de escorregamentos múltiplos (GERSCOVICH, 2016). Quando os mecanismos de ruptura evoluem ao longo do tempo, no sentido da crista, são denominados retrogressivos (Figura 2.29b), e a sequência de movimentação ocorre por descalçamento (perda de material a partir da exterminada mais baixa do talude, restando um bloco de rocha ou maciço terroso suspenso, que acabará sofrendo desprendimento devido à ação da gravidade) (GERSCOVICH, 2016). O fenômeno de ação contrária aos escorregamentos retrogressivos, que são deflagrados por ação de sobrecarga, e são denominados progressivos (Figura 2.29c) (GERSCOVICH, 2016).

FIGURA 2.29 – COMBINAÇÕES DE DESLIZAMENTOS DE MASSA E DENOMINAÇÕES



(a) Deslizamentos Múltiplos

(b) Escorregamentos Retrogressivos

(c) Movimentos Progressivos

FONTE: Adaptado de Gerscovich (2016).

## 2.6 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES E ENCOSTAS

Os métodos determinísticos de análise de estabilidade de taludes podem ser distinguidos com base em sua abordagem no modo de análise. Uma dessas abordagens visa a análise de deslocamentos, em que se destaca o método de elementos finitos, que por meio de técnicas numéricas mais rebuscadas, considera as propriedades de deformação e tensão dos materiais envolvidos. O presente trabalho emprega a segunda abordagem de maneira que essa

pode ser realizada tratando o maciço como um único corpo, estabelecendo pressupostos sobre as tensões ao longo das superfícies potenciais de ruptura, ou ainda, fragmentando a área de deslizamento em fatias.

A razão de tensões de cisalhamento induzidas por forças atuantes, também definida como forças solicitantes, na seção de estudo, pelas forças resistentes ao cisalhamento do solo em questão, sendo tal relação definida como Fator de Segurança (FS) e representado pela Equação 2.13 (MASSAD, 2010; GERSCOVICH, 2016; FIORI, 2017).

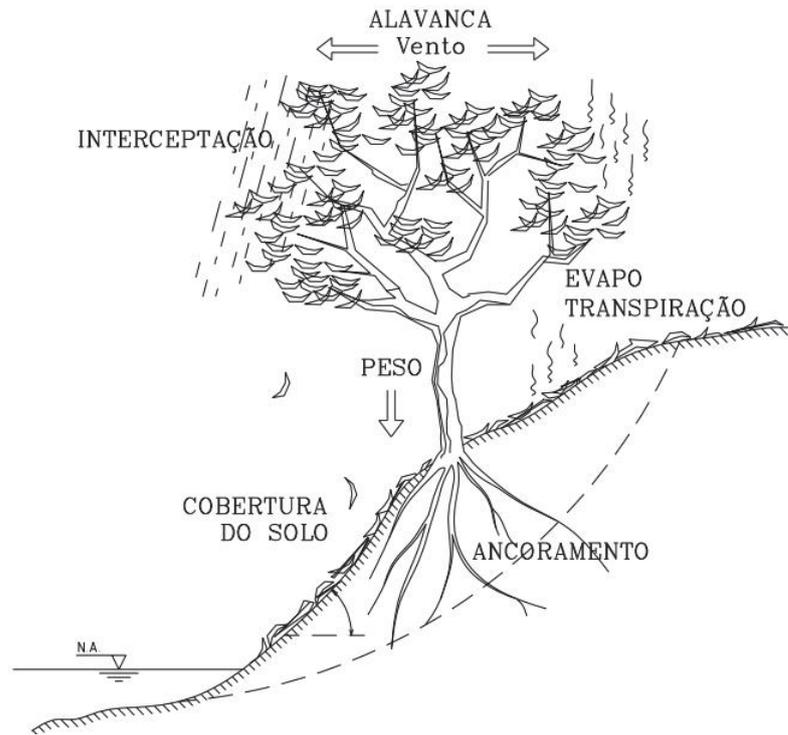
$$FS_{local} = \frac{\text{Forças Solicitantes}}{\text{Forças Resistentes}} \quad (2.13)$$

Para tanto, são utilizadas uma variedade de métodos destinados a calcular o fator de segurança que permitem prever possíveis rupturas. O estudo de estabilidade de taludes deve levar, necessariamente, o equilíbrio entre os três campos de força ao qual a massa de solo está submetida: as forças devidas ao peso dos materiais, ao escoamento da água, e ao cisalhamento (FIORI; CARMIGNANI, 2009).

Um modelo para dimensionamento de estrutura de estabilização em engenharia natural é análogo a uma análise geotécnica e estrutural comum, considerando-se as forças desestabilizantes e estabilizantes, com o acréscimo das especificações relacionadas à parte viva. (MENEGAZI; PALMERI, 2013; EFIB, 2015 *apud* STRESSER, 2019).

A Figura 2.30 ilustrada em Durlo e Sutili (2014) representa um plano de ruptura circular e sintetiza as principais forças de ação que precisam ser aplicadas no cálculo de uma análise de estabilização quando há a presença de vegetação.

FIGURA 2.30 – EFEITOS DA PRESENÇA DE UMA ÁRVORE SOBRE UM TALUDE FLUVIAL



FONTE: Durlo e Sutili (2014).

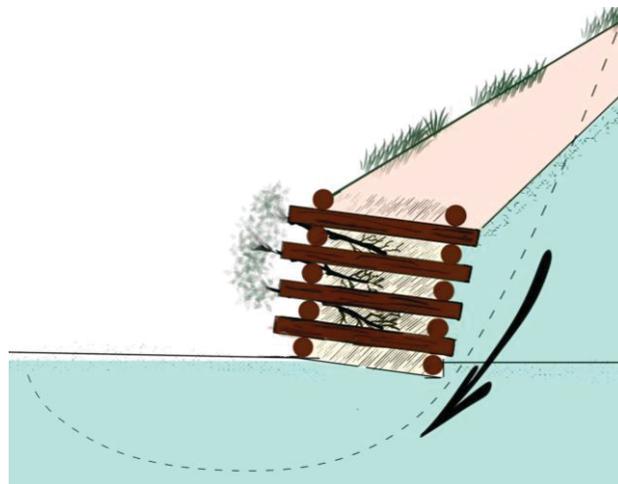
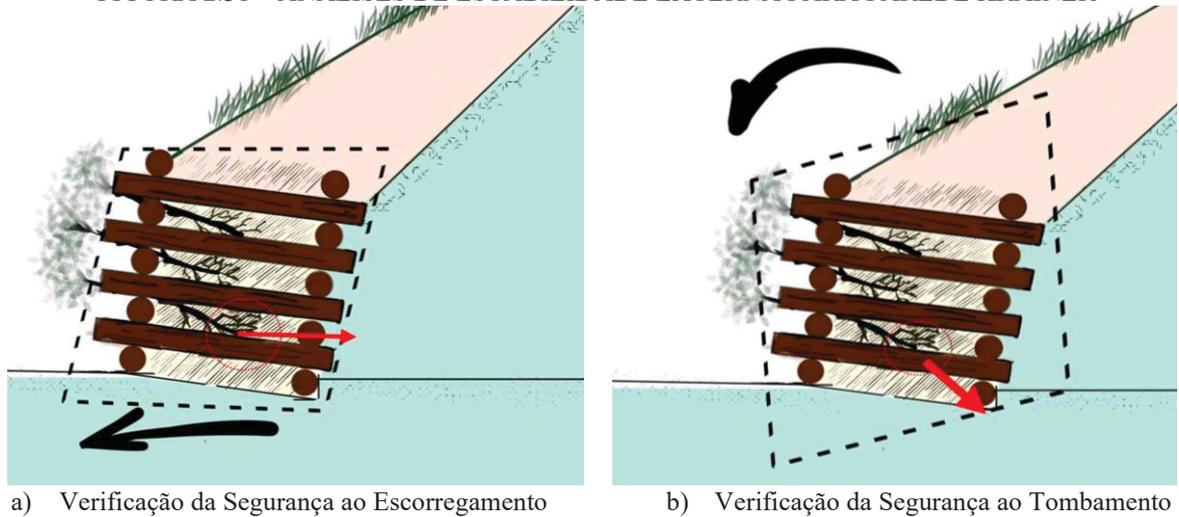
Considerando que em intervenções com engenharia natural pode haver o uso de materiais inertes, como rochas, madeiras, ou ainda concreto, deve-se considerar tais aplicações nas verificações de estabilidade. De acordo com Tardío e Mickovski (2016), como toda estrutura estabilizadora, as soluções de engenharia natural devem ser testadas em termos de projeto para garantir a estabilidade externa (escorregamento, tombamento, capacidade de carga, colapso de declives) e interna (estrutura da madeira, por exemplo). Ainda, os mesmos autores ressaltam para o importante controle de estabilidade interno que devem ser satisfatórios e incluir tanto a degradação da planta quanto os impactos para refletir as mudanças ao longo da vida para este tipo de solução projetada.

Apesar de divergência quanto aos esforços a que estão solicitados, Tardío e Mickovski (2016) defendem que como outras paredes de contenção de gravidade, paredes Krainer devem ser projetadas para suportar pressões laterais de terra e água, os efeitos de cargas de sobrecarga, o peso próprio da parede e, em casos especiais, cargas de abalos sísmicos de acordo com os princípios gerais especificados nos padrões de projeto de paredes de contenção.

Como pode-se observar na Figura 2.31b, para análise da verificação ao tombamento, a raiz age criando uma força contrária ao torque. Tal resistência está relacionada a aderência das raízes no solo sendo encontrada por meio de ensaios de arranquio, conforme metodologia

apresentada em Norris (2005) (TARDÍO; MICKOVSKI, 2015). Já para a verificação das demais situações, são necessários os valores de incremento de coesão oriunda da interação solo-raiz, alcançadas por ensaios de cisalhamento *in situ* ou em laboratório como indicado pela Figura 2.31a e Figura 2.31c (TARDÍO; MICKOVSKI, 2015).

FIGURA 2.31 – ANÁLISES DE ESTABILIDADE EXTERNA PARA PAREDE KRAINER



FONTE: Modificado de Tardío e Mickovski (2015).

Esse procedimento pode ser observado em Fernandes e Guiomar (2016) e Tardío e Mickovski (2016). Essa abordagem analítica é mais adequada para interpretar observações de campo por meio da aplicação de modelos numéricos de estabilidade de taludes (COPPIN; RICHARDS, 2007). Os modelos numéricos não podem, portanto, ser usados para fornecer parâmetros de projeto teórico de densidade e resistência da raiz, mas dão uma indicação da magnitude dos efeitos prováveis e da sensibilidade da estabilidade do talude à variação de

parâmetros significativos relativos ao solo/planta interações (FERNANDES; GUIOMAR, 2016).

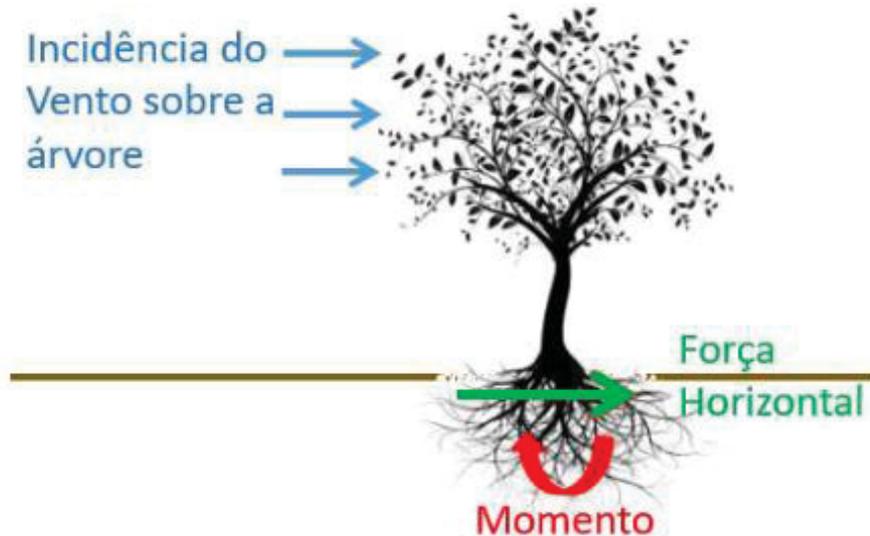
A vida útil do material inerte utilizado deve garantir um desenvolvimento adequado do material vivo para viabilizar o processo de transferência do efeito estabilizador. Portanto, o papel efetivo do material inerte utilizado deve fornecer uma vida útil em termos de seus efeitos estabilizadores de pelo menos vários anos, porque todos os elementos interagem para afetar o fator de segurança geral do sistema ao longo do tempo (FERNANDES; GUIOMAR, 2016).

A resistência ao cisalhamento da massa do solo enraizado é aumentada devido à presença de uma matriz radicular. No caso de paredes Krainer, a interação entre raízes e solo pode ser quantificada usando o modelo de raiz perpendicular simples, que permite quantificar o aumento da resistência ao cisalhamento do solo devido ao reforço radicular WWM (ACHARYA, 2017).

### 2.6.1 Efeito do vento

Conforme Mendanha (2019), este carregamento, em geral horizontal, provoca uma força de mesmo sentido e um momento devido à alavanca criada pela própria estrutura arbórea (Figura 2.32). Nesta estrutura, a resistência ao esforço do momento gerado é desempenhada pelo enraizamento, que se desenvolve naturalmente de acordo com a necessidade, a altura da árvore, local, vento da região, inclinação, espessura e qualidade do substrato (MENDANHA, 2019).

FIGURA 2.32 – CARGAS TRANSMITIDAS POR ÁRVORES AO SOLO PELO VENTO

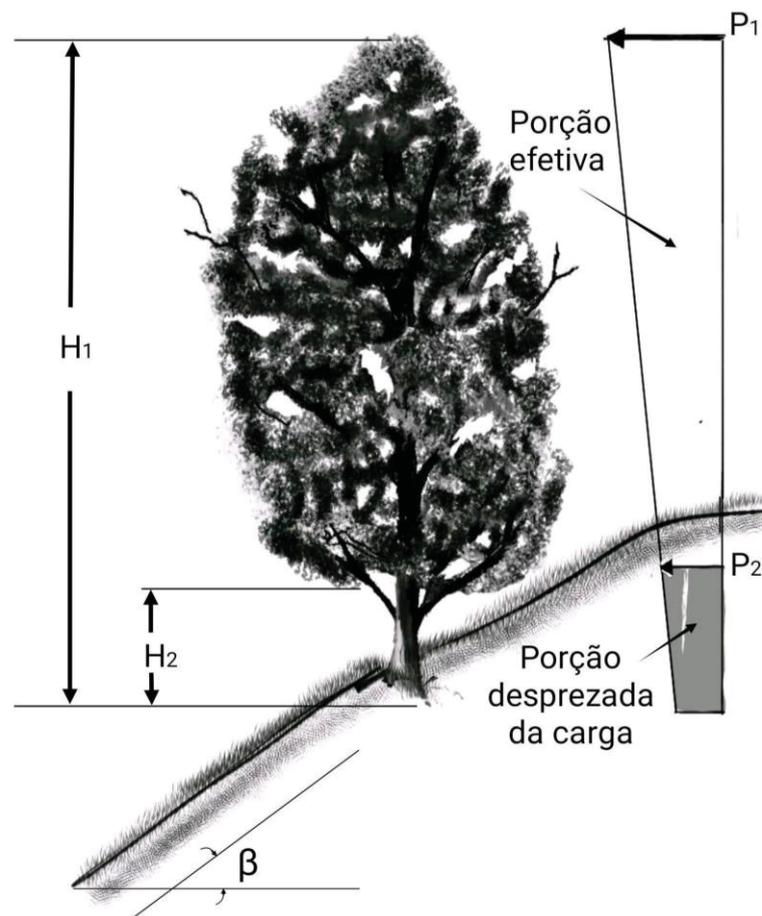


FONTE: Mendanha (2019)

Em regiões como encostas e taludes, cenários com fortes pressões causadas pelas correntes de vento são relevantes. Cenários como este podem levar ao tombamento das árvores, gerando fissuras no solo por consequência do levantamento de parte de seu sistema radicular, aumentando da infiltração da água e assim, diminuindo a resistência ao cisalhamento do maciço de solo, podendo levar ao escorregamento do talude (MORGAN; RICKSON 2003; COPPIN; RICHARDS, 2007; FIORI, 2017).

Os esforços devido a ação do vento têm relação direta com a parte aérea da planta e pode ser quantificada. Hsi e Nath (1970), realizaram ensaios em túneis de vento simulando uma área arborizada a partir de árvores em miniatura sobre uma placa de cisalhamento para estudo do coeficiente de arrasto local, perfil de velocidade do vento e rugosidade aerodinâmica. A Figura 2.33 esquematiza a distribuição de esforços sobre áreas permitindo a dedução do cálculo destes valores.

FIGURA 2.33 – EFEITO DA CORRENTE DE VENTO EM UMA ÚNICA ÁRVORE



FONTE: Modificado de Coppin e Richards (2007)

A pressão (P) exercida sobre uma cobertura vegetal pelo vento pode ser transmitida ao solo como um aumento da carga (D), reduzindo sua resistência à falha. Conforme Hsi e Nath (1970), a razão correspondente a força de arrasto do vento sobre a vegetação (Equação 2.16).

$$D = \sum_{i=H_1}^{i=H_2} (c_d \cdot \rho_a \cdot \vartheta^2 \cos(\beta) b) i \quad (2.16)$$

Onde:

$c_d$  = coeficiente de arrasto;

$\rho_a$  = densidade do ar, 0,00123 Mg/m<sup>3</sup> (FIORI, 2017) quando no nível do mar;

$\vartheta$  = velocidade do vento (km/h);

D = força de arrasto exercida pelo vento sobre a cobertura vegetal no sentido paralelo a superfície do terreno;

$\beta$  = declividade do vetor D com a horizontal (graus)

b = Largura transversal da copa da árvore (m);

$H_1$  = Comprimento do solo até ao extremo inferior da copa da árvore (m);

$H_2$  = Comprimento do solo ao extremo superior da copa da árvore (m).

Para a quantificação da influência do vento na estabilização de taludes, a significância do vento no cálculo de estabilização de taludes acontece quando a velocidade do vento excede 11 m/s e acontece apenas nas árvores (MORGAN RICKSON, 2003; FIORI, 2017).

### 2.6.2 Efeito do Peso

Este efeito geralmente é considerado apenas para árvores, pois o peso da maioria das gramíneas é irrelevante para fins de cálculo de Fator de Segurança de deslocamento de massa (FIORI, 2017). O vetor peso que age sobre o maciço pode ser encontrado multiplicando-se a massa de árvores, a partir da relação entre volume e densidade característica da espécie da planta pela quantidade de árvores por unidade de área. O volume da árvore pode ser calculado

pelo método de De Vries<sup>17</sup> (1974 *apud* SIMON; COLLINSON, 2002) como consta a Equação 2.17.

$$V = L \cdot \frac{\pi(d_1^2 + d_2^2)}{8} \quad (2.17)$$

Onde:

V = volume da madeira (m<sup>3</sup>);

d<sub>1</sub> = diâmetro do tronco em sua base (m);

d<sub>2</sub> = diâmetro na parte superior do tronco (m);

L = comprimento do tronco.

Bishop e Stevens (1964 *apud* MORGAN; RICKSON, 2003) mostram que árvores grandes podem aumentar a tensão normal do talude em até 5 kN /m<sup>2</sup>, mas contribuem com menos da metade para o aumento da tensão de cisalhamento. Como regra, o segundo efeito prevalece sobre o primeiro, portanto, o suplemento geralmente é benéfico. No entanto, a sobretaxa no topo da encosta pode reduzir a estabilidade geral, enquanto aumenta a estabilidade na parte inferior da encosta

Gray e Megahan (1981) estudaram o efeito da sobrecarga na estabilidade de taludes realizando análises de sensibilidade com esse parâmetro. Os autores constataram que diminuindo a sobrecarga, ao remover a vegetação, pode ocorrer um ligeira melhora. Contudo, sob certas circunstâncias, a sobrecarga pode na verdade melhorar a estabilidade. Ward (1976 *apud* GRAY; MEGAHAN, 1981) mostrou que isso ocorre quando a coesão total do solo (c'+c'<sub>R</sub>) é menor que o termo apresentado na Equação 2.18:

$$c' + c'_R < \gamma_w \cdot h_w \cdot \tan\phi' \cdot \cos^2\beta; \quad (2.18)$$

Sendo:

c' = coesão efetiva do solo;

c'<sub>R</sub> = incremento de coesão efetiva devido à presença raízes;

---

<sup>17</sup> DE VRIES, P. G. Multi-stage line intersect sampling. *Forest Science*, v. 20, n. 2, p. 129-133, 1974.

$\gamma_w$  = peso específico da água;

$h_w$  = altura do nível freático acima do plano de ruptura;

$\phi'$  = ângulo de atrito interno do solo;

$\beta$  = ângulo de inclinação do talude.

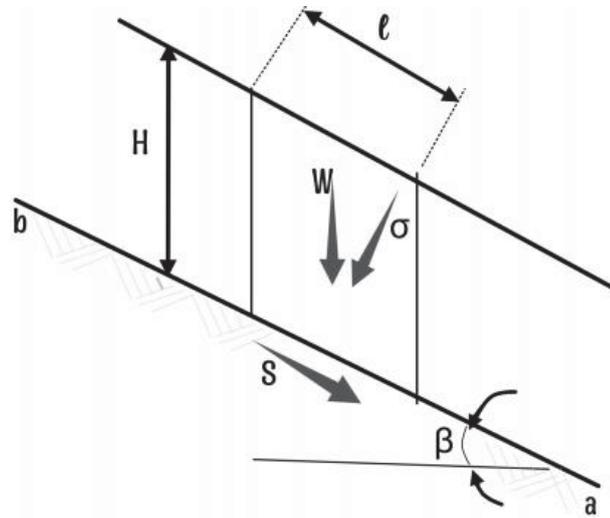
Logo, em taludes formados por solos com baixa coesão, a sobrecarga tende a ser benéfica, ao passo que na pior das hipóteses, terá um efeito insignificante em comparação às condições críticas, em que a saturação do solo progride (GRAY; MEGAHAN, 1981). No caso de encostas naturais onde ocorram rupturas profundas, Lemes (2001) destaca que, quando as raízes não são profundas o suficiente para atravessar a superfície de deslizamento, o efeito da sobrecarga não parece ser sensível nos cálculos de estabilidade, assim, a existência de árvores não precisa ser levada em consideração.

### 2.6.3 Método de Talude Infinito

O método de talude infinito é um dos métodos de abordagem que avalia o maciço como um único corpo pressupõe o equilíbrio para toda a massa de solo, limitada abaixo por uma superfície de deslizamento previamente assumida e acima pela superfície do talude, formulando e resolvendo equações de equilíbrio para um único corpo livre (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014) Este método de análise é aplicável em modelos em que o comprimento da massa deslocada é consideravelmente muito maior do que a profundidade da superfície de ruptura, sendo, portanto, apropriado para análises de escorregamentos rasos (HUANG, 2014).

A Figura 2.34 ilustra um diagrama com as resultantes atuantes sobre de corpo livre, indicando a composição das forças Solicitantes e das Forças Resistentes ao movimento de massa.

FIGURA 2.34 – TALUDES INFINITOS: DIAGRAMA DE CORPO LIVRE PARA UMA LAMELA GENÉRICA SENDO P O PESO DO BLOCOANALISADO



FONTE: Massad (2010).

Ao passo que as forças solicitantes estão representadas pela expressão da Equação 2.19, abaixo:

$$S = \gamma \cdot H \cdot \text{sen}\beta \cdot \text{cos}\beta \quad (2.19)$$

Onde:

$S$  = força solicitante;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$H$  = profundidade de superfície de ruptura;

$\beta$  = declividade do talude.

As forças resistentes resultam da força de atrito que atua no sentido oposto ao deslocamento de massa, na superfície de ruptura do talude. Tal força de atrito está, preponderantemente, na resistência ao cisalhamento do solo que é regida pela conhecida Equação 2.20, de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \cdot \text{tan}\phi' \quad (2.20)$$

Sendo:

$\sigma_n$  = força normal ao plano de cisalhamento, resultado da sobrecarga de solo;

$u$  = poropressão na base da lamela;

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo do solo.

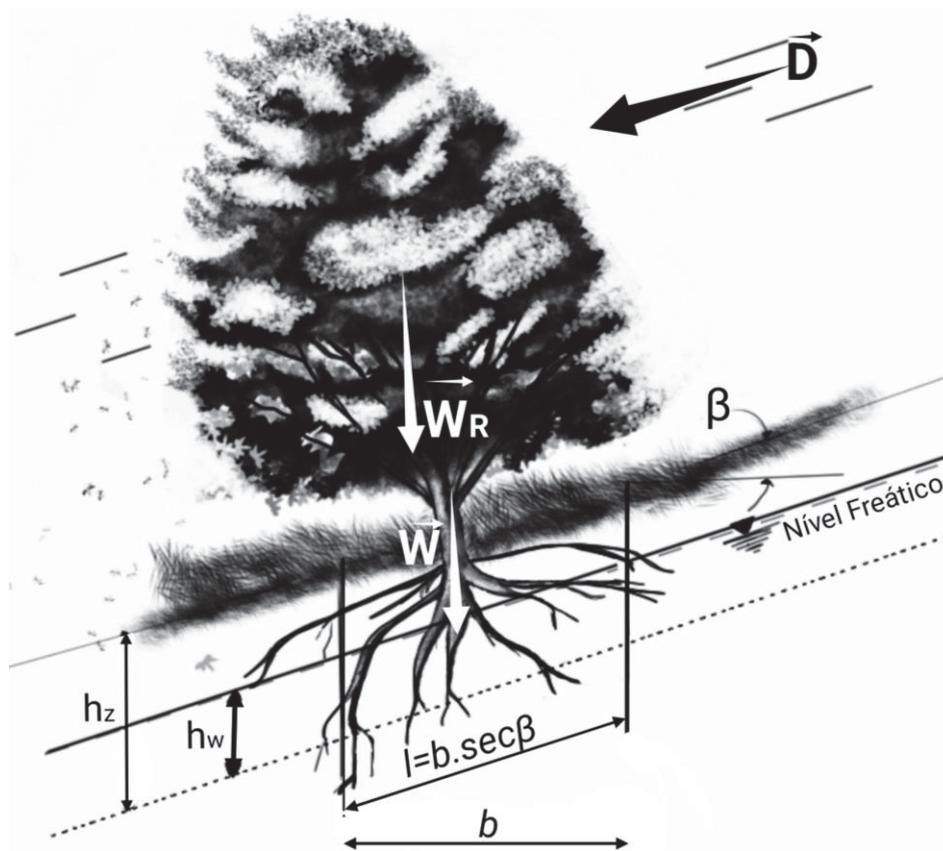
De acordo com Massad (2010), a superfície de ruptura tratada por esse método é do tipo planar e paralela por quase todo seu comprimento, com a superfície de ruptura em contato com o solo-terreno firme. Lemes (2001) destaca que as superfícies de ruptura nomeadas de infinitas são definidas em Geotecnia como aquelas em que a relação de comprimento/espessura (L/D) da camada rompida é muito grande, maior do que 50, por exemplo. Contudo, esta razão não é definida em algumas obras (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014). Para Gerscovich (2016), quando o escorregamento é predominantemente translacional, paralelo à superfície do talude, onde podem ser desprezados os efeitos de extremidades, a análise pode ser feita pelo método de talude infinito.

Este modelo é geralmente aplicado para taludes arenosos que estão submetidos a perda de coesão. Solo pouco coesivos são mais fracos próximo da superfície onde tensões confinantes, e, portanto, resistência ao cisalhamento, são mais baixas. O modelo de talude infinito é válido para análise de taludes com camadas de solo residual de pouca espessura que estão em contato com o maciço rochoso, sendo este local o mais propício para ser a superfície de ruptura (GRAY; SOTIR, 1996).

A análise de talude infinito também é aplicável a taludes em solos coesivos, desde que um estrato mais firme paralelo à face do talude limite a profundidade da superfície de ruptura, com pequena profundidade em comparação com a extensão lateral do talude, para garantir uma aproximação adequada para cálculos de estabilidade (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014). Para taludes infinitos, as forças nas duas extremidades do bloco serão idênticas em magnitude, opostas em direção, e as forças colineares nas extremidades do bloco se equilibram exatamente e podem ser ignoradas nas equações de equilíbrio (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

Na Figura 2.35, Coppin e Richards (2007) representam as forças atuantes sobre uma árvore em um talude, sobre uma lamela, para cálculo por Talude Infinito.

FIGURA 2.35 – FORÇAS ATUANTES NA LAMELA COM VEGETAÇÃO EM UM TALUDE INFINITO



FONTE: O autor.

Onde:

 $\gamma$  = peso específico do solo (kN/m); $\gamma_w$  = peso específico da água (= 9,81 kN/m<sup>3</sup>); $h_w$  = altura vertical do lençol freático acima da superfície de ruptura (m); $W$  = carga do solo; $W_R$  = carga da vegetação; $b$  = largura da lamela em análise; $D$  = força de arraste causada pela força do vento sobre a parte aérea da vegetação (kN) transmitido ao talude.

Dessa forma, conforme em Massad (2010), o fator de segurança pelo método de talude infinito pode ser alcançado com a Equação 2.21.

$$FS = \frac{c' + c'_R + (\gamma_{sub} \cdot h_z + W_R) \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{[(\gamma_{sub} \cdot h_z + W_R) \cdot \sin \beta + D] \cdot \cos \beta} \quad (2.21)$$

Onde:

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$\gamma_{sub}$  = peso específico submerso do solo, definido como a diferença entre  $\gamma_{sat}$  e  $\gamma_w$ ;

$\gamma_w$  = peso específico da água (=9,81 KN/m<sup>2</sup>);

$h_z$  = altura vertical do solo acima da superfície de ruptura (m);

$\beta$  = ângulo de declividade do talude;

$D$  = força de arrasto ocasionado pela carga do vento sobre a copa das árvores.

#### 2.6.4 Métodos tradicionais de cálculo do Fator de Segurança e os Métodos de Greenwood (GREENWOOD, 1983)

Para além do método de talude infinito, outros procedimentos fragmentam a área mobilizada em fatias verticais ou horizontais, com equações de equilíbrio sendo formuladas e resolvidas para cada fatia individual. Essas técnicas, conhecidas como 'procedimentos de fatias', incluem métodos como o Método Ordinário de Fatias (FELLENIOUS, 1927), os métodos de Bishop Simplificado (1955) e Janbu (1955) (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014). Métodos mais atuais também são abordados neste trabalho, como o método rigoroso de Morgenstern & Price (1965) e os métodos de Greenwood (1983).

A partir da Equação de Fellenius (1936), foi proposto uma modificação para que a superfície do nível piezométrico em cada fatia fosse considerada. No método simplificado proposto por Greenwood (1983), assume-se que cada uma das fatias tem seu eixo horizontal do diagrama de forças sobre base desse fragmento (Figura 2.36), que são coincidentes com a superfície de deslizamento, sendo o Fator de Segurança, FS, dado pela Equação 2.22.

$$FS = \frac{\sum [c' b \sec \alpha + (W - ub) \cos \alpha \cdot \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.22)$$

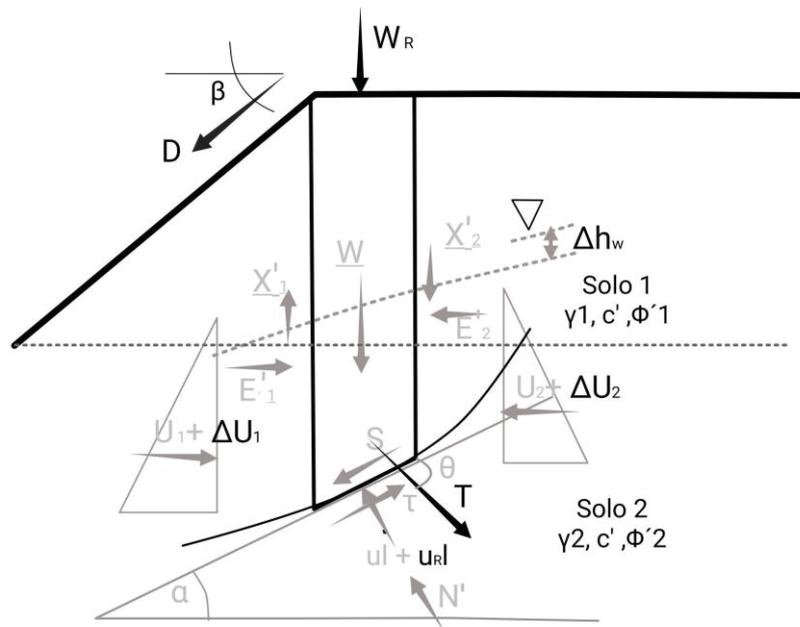
Onde:

$b$  = largura da base da fatia;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

- $W$  = peso da fatia/lamela ;  
 $u$  = poropressão que age na base da fatia;  
 $\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo;  
 $\alpha$  = declividade da base da fatia em relação a horizontal.

FIGURA 2.36 – FORÇAS DEVIDO A ADIÇÃO DO REFORÇO DA VEGETAÇÃO E MUDANÇAS HIDROLÓGICAS



FONTE: Greenwood *et al.* (2006).

As raízes da vegetação atuam de maneira semelhante de um reforço no solo. A Equação Simplificada de Greenwood pode, portanto, ser adaptada para incluir o reforço e outros efeitos da vegetação como segue na Equação 2.23.

$$FS = \frac{\sum \left[ (c' + c'_R).l + \{ (W + W_R). \cos \alpha - (u + \Delta u_R).l - \right. \\ \left. - [(U_2 + \Delta U_{2R}) - (U_1 + \Delta U_{1R})]. \operatorname{sen} \alpha - \right. \\ \left. - D. \operatorname{sen}(\alpha - \beta) + T \operatorname{sen} \theta \right]. \tan \phi'}{\sum [(W + W_R). \operatorname{sen} \alpha + D. \cos(\alpha - \beta) - T \operatorname{sen} \theta]} \quad (2.23)$$

Onde:

- $W_R$  = sobrecarga agindo sobre a fatia em analisada;  
 $D$  = força do vento sobre a vegetação;  
 $h_w$  = variação do nível freático;  
 $U_1$  = Força da água no lado esquerdo (declive) da fatia (da rede de fluxo, cálculos de percolação ou com base em  $h_{w1}$ );  
 $U_2$  = Força da água no lado direito (inclinação ascendente) da fatia (da rede de fluxo, cálculos de percolação ou com base em  $h_{w2}$ );  
 $\Delta U_{1R}$  = Variação da Força da água do lado esquerdo (descendente) da fatia;  
 $\Delta U_{2R}$  = Variação da Força da água do lado direito (ascendente) da fatia;  
 $U$  = Poropressão média na base da fatia ( $= \gamma_w \times h_w$ );  
 $\Delta u_R$  = variação da poropressão causada pela sucção do sistema radicular;  
 $l$  = comprimento da base da lamela sobre a superfície de ruptura;  
 $T$  = resultante reforço devido as raízes atuantes na base da fatia;  
 $\theta$  = ângulo de incidência da resultante  $T$  com a base da lamela.

O parâmetro que define o reforço ocasionado pelo efeito solo-raiz ( $T$ ), é definido quantitativamente com a Equação 2.24 (GREENWOOD, 2006).

$$T = T_{rd} \cdot l \quad (2.24)$$

Sendo:

$T_{rd}$  = resultante reforço de projeto, devido a vegetação.

Os valores para  $\theta$  costumam ser iguais  $45^\circ$ , não sendo este parâmetro sensível ao fator de segurança do talude (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004). Este valor é conservador porque, à medida que ocorre o cisalhamento e as raízes distorcem, o valor de  $\theta$  é susceptível a diminuir, um aumento assim ligeiramente das forças de resistência da raiz disponíveis na superfície de deslizamento (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004).

A observação apresentada em Greenwood (1983), seguida da solução com a Equação 2.22 mostra-se pertinente para casos de avaliação da influência da vegetação na estabilidade, uma vez que sua presença é capaz de controlar os níveis freáticos, gerando diferentes variações de poropressão ao longo do talude e alterando a resistência de cisalhamentos do maciço em

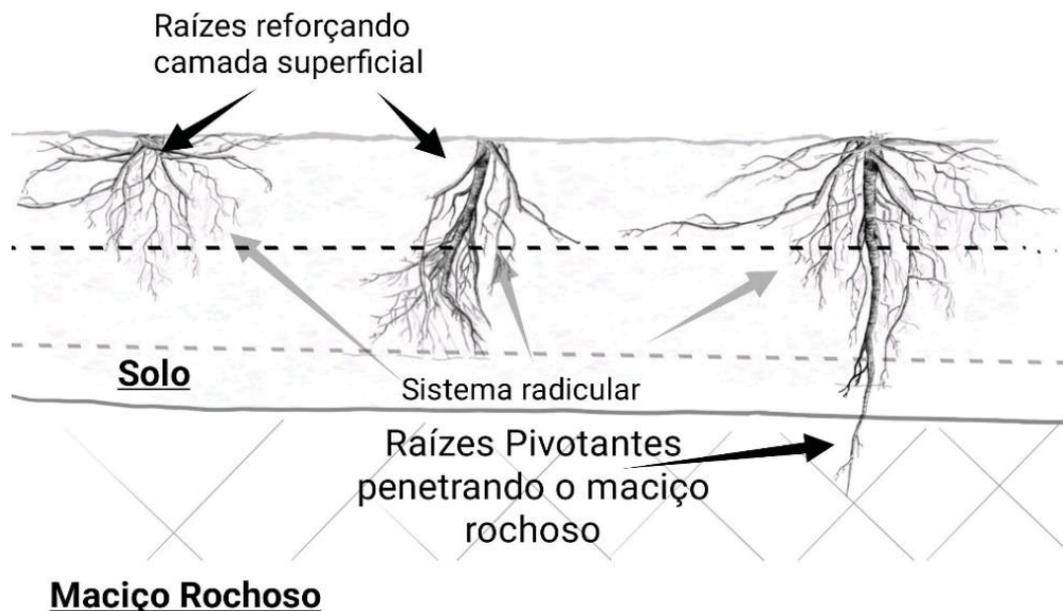
questão, permitindo ainda o cálculo da força da água entre lamelas com base nas condições hidrostáticas mais complexas (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004).

A evolução natural das raízes da vegetação é tal que elas são geralmente suficientes para servir ao seu propósito de manter a estabilidade contra as forças gravitacionais e do vento (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004). Greenwood, Norris e Wint (2004) afirmam que a resistência ao arrancamento de uma raiz é apenas ligeiramente menor do que a resistência à tração medida da raiz. Portanto, conforme os autores, na ausência de dados específicos de arrancamento ou arranquio, é provável que a resistência tração da raiz seja um indicador razoável da resistência máxima ao arrancamento disponível.

Greenwood, Norris e Wint (2004) utilizam o termo  $T_{ru}$ , definido como a resistência última da raiz por metro quadrado em um determinado plano (por exemplo, a superfície de deslizamento) dentro de uma determinada zona de solo. De maneira que  $T_{ru}$  pode ser encontrado com base na distribuição radicular observada ou estimado como uma proporção de uma suposta resistência à tração das raízes (*pull-out test in situ*) medidas ou que atravessam o plano do solo (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004).

Como detalham Greenwood, Norris e Wint (2004), os valores de  $T_{rd}$  podem ser atribuídos para zonas específicas da raiz. Como ilustrado na Figura 2.37, mais superficial, terá suas propriedades mecânicas muito mais influenciada pelas raízes das plantas 1,2 e 3, do que as camadas mais abaixo, onde a densidade de raízes é menor.

FIGURA 2.37 – ZONAS DE ALCANÇA DE SENSIBILIDADE DO EFEITO MECÂNICOS DAS RAÍZES NO SOLO



FONTE: O autor.

---

Dada a quantidade de incertezas inerentes a reforço com a vegetação, Greenwood (2006) propõe o uso de um fator de segurança parcial ( $F_{sd}$ ) para tentar contornar tal dificuldade referente a correta atribuição da distribuição radicular no solo e as forças de resistência que estão disponíveis para uma geometria particular da superfície de deslizamento e condições do solo. Sendo assim, a magnitude da força reforço devido a vegetação, por fatia, é dada pela relação  $T_{ru}/F_{sd}$  (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004).

Greenwood, Norris e Wint (2004) recomendam um valor alto de  $F_{sd}$ , variando entre valores iguais a 8 e 10, para também permitir grandes deformações, normalmente na ordem de 20%, necessário para gerar a resistência final da raiz ao arrancamento (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004). Conforme Greenwood *et al.* (2008), é possível reduzir a magnitude de tal fator de segurança parcial quando as zonas enraizadas em torno da vegetação são mais bem caracterizadas ao longo do tempo e mais informações quanto ao Arrancamento da raiz torna-se disponível.

### 3 MÉTODOLOGIA

Com o objetivo de compreender a interação entre o desenvolvimento radicular das plantas no maciço terroso e suas conseqüentes implicações para a estabilidade de taludes, este capítulo se aprofunda na metodologia de pesquisa que sustenta o estudo.

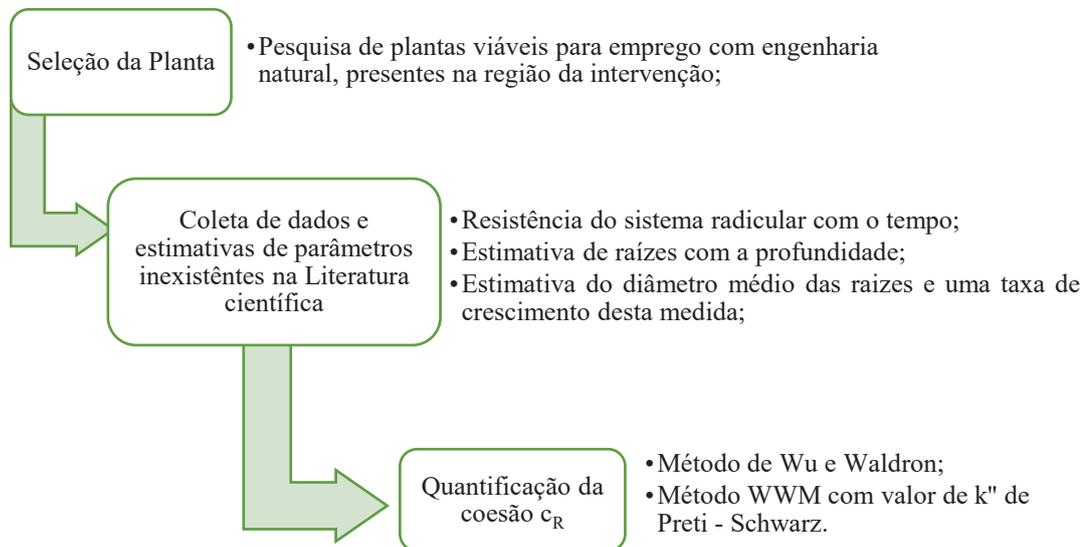
Além disso, no âmbito da compreensão temporal, exploram-se maneiras de estimar o desenvolvimento das raízes ao longo do tempo e contabilizar essa ação nos cálculos de resistência ao cisalhamento do solo. Através da coleta de dados encontrados na literatura, discute-se o método estatístico utilizado para a estimativa de como as raízes das plantas evoluem e interagem com seu ambiente, lançando luz sobre as implicações a serem consideradas na relação dinâmica entre vegetação e estabilidade do terreno.

Esta seção descreve a metodologia da presente pesquisa, que é composta pela tríade: verificação dos métodos de análise de estabilidade de taludes, em engenharia natural, por método equilíbrio limite; as técnicas e abordagens empregadas para estimar valores de desenvolvimento radicular e seus efeitos temporais, fornecendo parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo; e a da queda de resistência da parte inerte utilizada em técnicas de engenharia natural, passando sua significância estrutural para a parte viva (vegetação). Este capítulo conduz os passos empreendidos para a compreensão da relação entre vegetação, tempo de serviço e estabilidade de taludes.

#### 3.1 MÉTODO DE ANÁLISE

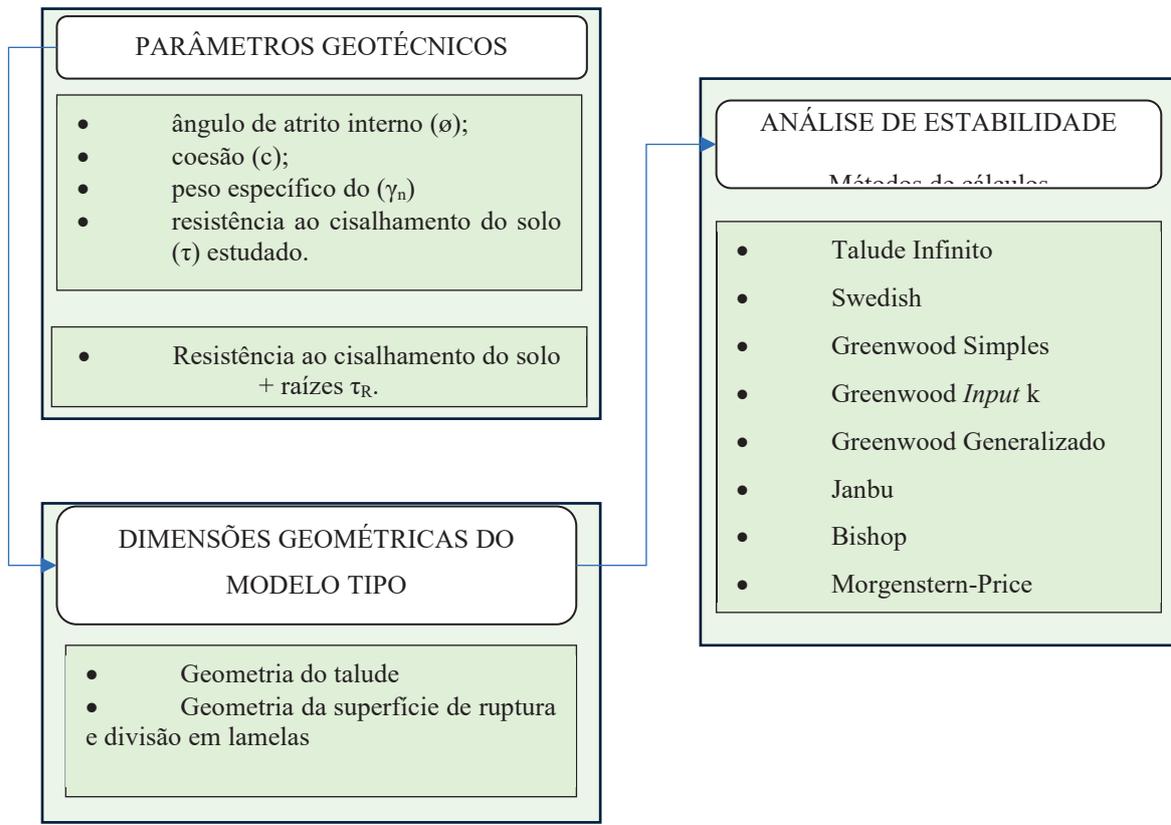
A metodologia utilizada para esta pesquisa foi dividida em três linhas de análise, tendo por conclusão a elaboração de uma proposta de aplicação de técnicas de engenharia natural e análise de estabilidade a partir dos conhecimentos adquiridos durante o desenvolvimento do trabalho. A primeira parte, consistiu, portanto, na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento considerando a presença da vegetação (Figura 3.1), por meio de métodos de quantificação do acréscimo de coesão, como apresentado no Capítulo 2. Como a distribuição do sistema radicular no solo da planta escolhida e suas características morfológicas para as análises de longo prazo não foram encontrados, suposições e estimativas desses parâmetros também foram calculadas.

FIGURA 3.1 – ETAPA 1: CAMINHO DE PESQUISAS E CÁLCULOS REALIZADOS PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE ENTRADA PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE



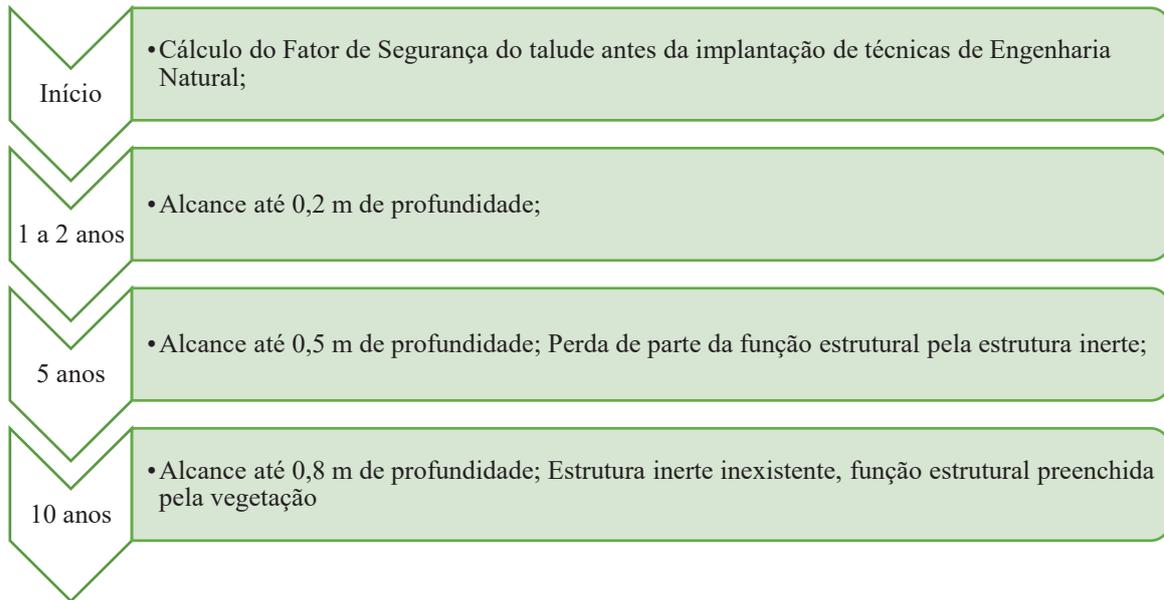
A partir dos resultados estimados para características morfológicas, no longo prazo, para a planta em questão, foram obtidos, foram avaliadas as divergências ou convergências entre os resultados alcançados, bem como as dificuldades envolvidas nessa tarefa. Na segunda parte (Figura 3.2), são realizadas análises de estabilidade para taludes de modelo tipo para três ângulos de inclinação distintos ( $30^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $50^\circ$ ), com a presença da vegetação da planta selecionada. Para analisar o efeito na estabilidade de taludes de projetos de engenharia natural, optou-se por verificar o comportamento do Fator de Segurança (FS) por resultados determinísticos com Teoria de Equilíbrio Limite, contabilizando o aumento de resistência do solo ao cisalhamento causado pelas presenças de raízes. As análises determinísticas de estabilidade de taludes consideram as melhores quantificações dos parâmetros de entrada (valores médios), não considerando as incertezas que são intrínsecas ao solo e as incertezas relacionadas ao desenvolvimento da vegetação (comprimento de raízes, resistência a tração das raízes, distribuição vertical e horizontal do sistema radicular), sendo o fator de segurança (FS), obtido devendo ser o suficiente para garantir a segurança.

FIGURA 3.2 – ETAPA 2: ORDEM DE EXECUÇÃO DOS ESTUDOS REALIZADOS: DAS ESTIMATIVAS DE *INPUTS* ÀS ANÁLISES DE ESTABILIDADE



Após discussões e conclusões quanto as formas de abordar o cenário considerando a vegetação, na terceira e última etapa (Figura 3.3), são apresentados os métodos de cálculo dimensionamento da estrutura inerte que foi implantada no estudo de caso, discutindo ainda o decaimento da resistência da estrutura e este efeito na estabilização de talude.

FIGURA 3.3 – ETAPA 3: FLUXO DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE PARA O ESTUDO DE CASO



O método de análise da efetividade e do comportamento da aplicação de técnicas de engenharia natural para estabilização de taludes e encostas tem como referência algumas pesquisas recentes no âmbito dessa disciplina (TIWARI *et al.*, 2013; FERNANDEZ; GUIOMAR, 2016; TARDÍO; MICKOVSKI, 2016). O método consiste na verificação de estabilidade de um talude, comparando os FS com intervenções de engenharia natural com o talude original. Na simulação do efeito das raízes, foram utilizados os modelos teóricos de incremento de resistência, já discutidos no CAPÍTULO 2.

Parte do procedimento acima, que são realizados em projetos reais de engenharia natural, relacionados a coleta de dados das plantas de resistência e morfológicos da planta não foram realizados nesta pesquisa, sendo, portanto, utilizado dados da literatura científica vigente.

Como o aumento de resistência causado pelas raízes acontece com o passar dos anos, conforme a vegetação se desenvolve e toma para si a função estrutural, que em primeiro momento, estava completamente designada a parte inerte da biotécnica adotada, foram verificadas uma combinação de cenários simulando o crescimento da parte viva, resultando em aumento da coesão do solo em sua extensão e profundidade.

Os cálculos para encontrar Fatores de Segurança foram realizados com algumas ferramentas computacionais pela grande quantidade de combinações de parâmetros e métodos de verificação: Excel, o *software* SLIP4EX (GREENWOOD, 2006) e o SLOPE/W, versão 2012, da GEOSTUDIO. A Tabela 3.1 resume os métodos de cálculo abordados em cada uma das ferramentas citadas.

TABELA 3.1 – MÉTODOS DE CÁLCULO E FERRAMENTAS UTILIZADAS

Ferramenta	Métodos de análise
Excel	Talude Infinito
SLIP4EX	Swedish (Fellenius 1927), Greenwood simplificado; Greenwood Generalizado e Greenwood com parâmetro "K", Bishop, Janbu
SLOPE/W	Janbu; Morgensten- Price

### 3.2 ESTUDO DE CASO

O talude utilizado neste trabalho é proveniente de uma análise realizada por Almeida *et al.* (2016), cujos parâmetros geotécnicos e da geometria do projeto foram aproveitados para as análises da presente pesquisa. O talude está localizado na BR-277, entre os municípios de Curitiba e Campo Largo, no Estado do Paraná, Brasil, local onde passava uma linha de abastecimento da Companhia Paranaense de Gás Natural – COMPAGAS. O talude sofreu um deslizamento e havia apresentado sinais de ruptura anteriormente ao período dos estudos apresentados em Almeida *et al.* (2016), sendo a principal suspeita a execução obras de implantação de dutos subterrâneo que teria sido o gatilho para a desestabilização do maciço. Esta dúvida alimentou a procedência da pesquisa de Almeida *et al.* (2016), em que foram considerando cenários distintos e verificando os devidos fatores de segurança.

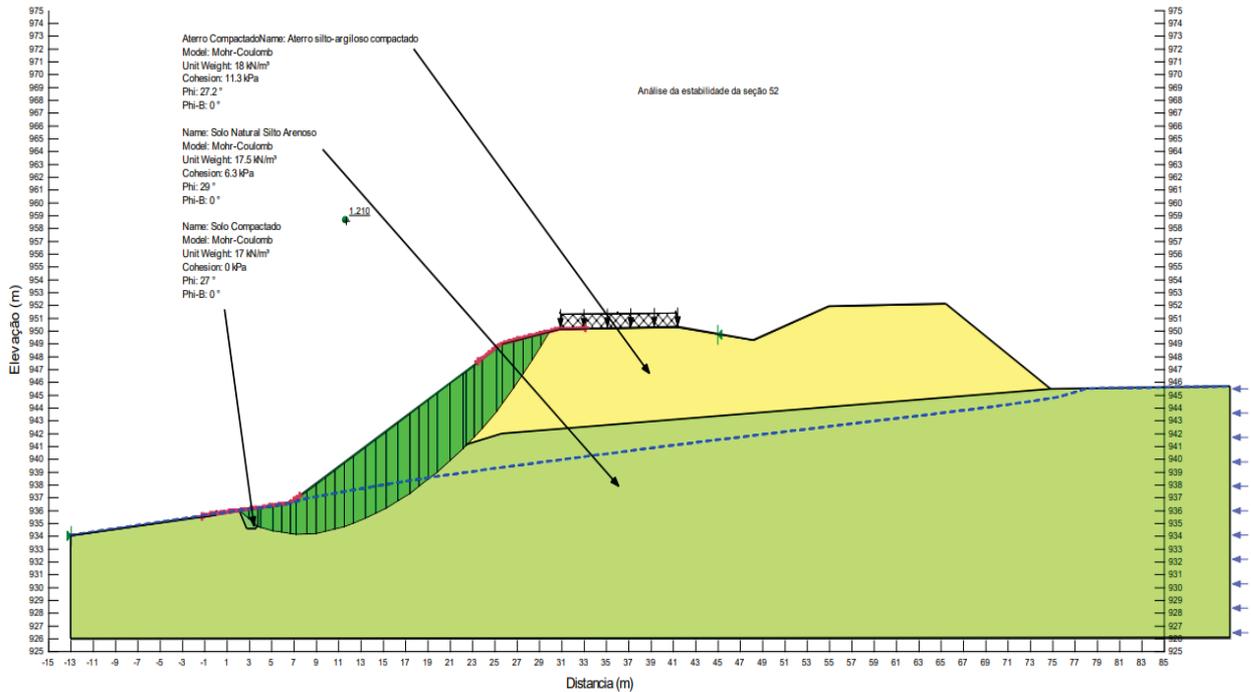
A partir do estudo realizado, os autores concluíram que o maciço avaliado sempre apresentou condição de segurança abaixo do recomendando pela NBR 11.682/09, exceto no cenário hipotético de estiagem, que teve o fator de segurança igual a 1,235. Ainda, conforme demonstrado na análise acoplada de fluxo e estabilidade, numa condição de chuvas prolongadas, o talude original poderia atingir uma situação de equilíbrio limite independentemente ou não da instalação dos dutos da COMPAGAS.

A decisão em ter este talude como estudo de caso de um projeto de análise de estabilidade com a intervenção de engenharia natural incide em sua localização geográfica, pois permite servir de exemplo a futuros projetos que utilizem técnicas de engenharia natural para estabilização de taludes e encostas na região metropolitana de Curitiba.

Cabe destacar que os dados de ensaio SPT realizado pelos autores não foram fornecidos para este presente trabalho. Logo, a representação geológica-geotécnica e geométrica do talude apoiou-se no modelo feito no SLOPE/W apresentado em Almeida *et al.* (2016). O modelo está ilustrado na Figura 3.4, estando constituído por duas regiões homogêneas

denominadas de Terreno Natural e Aterro, pela presença da linha freática dinâmica no Terreno Natural, e por uma sobrecarga que age no Aterro, referente a rodovia adjacente ao talude.

FIGURA 3.4 – ILUSTRAÇÃO REFERENTE A MODELAGEM REALIZADA POR MEIO DO GEOSLOPE POR ALMEIDA *ET AL.*, (2016)

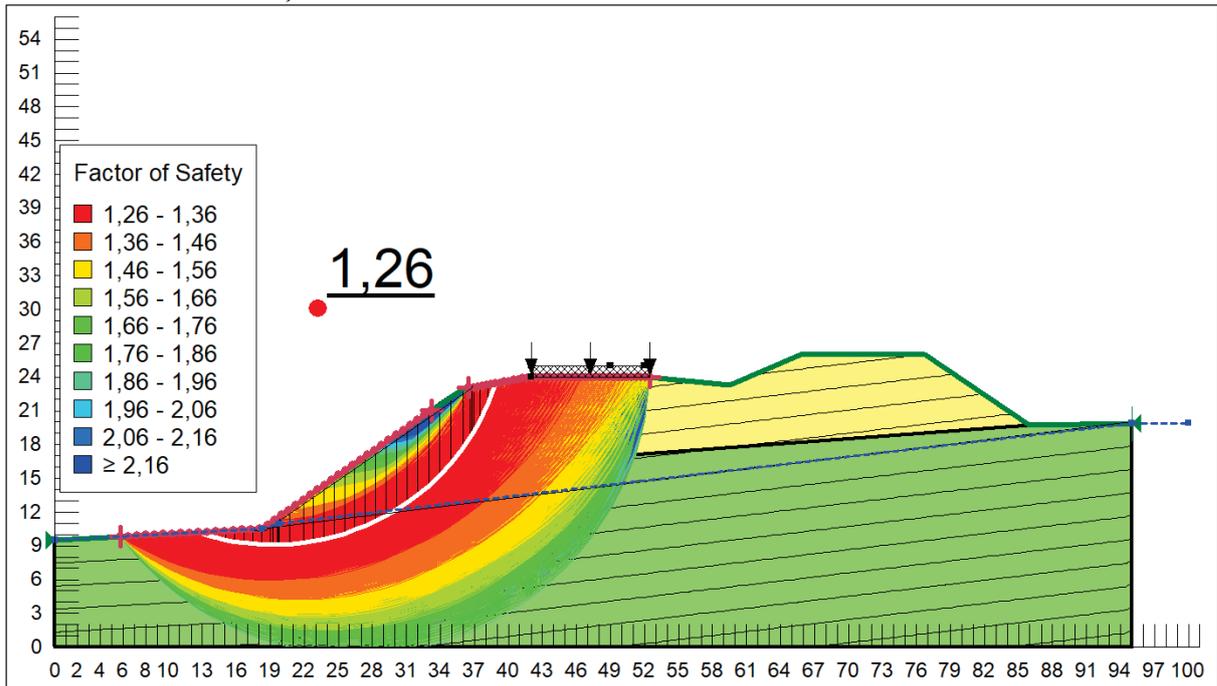


FONTE: ALMEIDA *et al.* (2016).

### 3.2.1 Modelo Geológico-Geotécnico

Almeida *et al.* (2016) não apresentam detalhes da geometria do modelo criado, bem como não forneceram informações mais detalhadas dos critérios para gerar as superfícies de ruptura e das verificações feitas. Após replicar o modelo dos autores para este estudo e iniciar as verificações por meio do SLOPE/W, observou-se que as superfícies de ruptura geradas iriam além da geometria determinada pelos autores. Portanto, o modelo foi alterado, aumentando suas dimensões, para permitir a criação de todas as superfícies possíveis (Figura 3.5).

FIGURA 3.5 – VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DE MORGENSTERN - PRICE SEM ALTERAÇÕES DO TALUDE ESTUDADO



FONTE: O autor.

Como é possível notar, o Fator de Segurança é ligeiramente maior do que o valor encontrado em Almeida *et al.* (2016) (1,21). A diferença pode estar nas seguintes condições: diferenças geométricas, discrepância na carga distribuída considerada para a rodovia, ou ainda, nas condições hidrológicas não abordadas na presente análise.

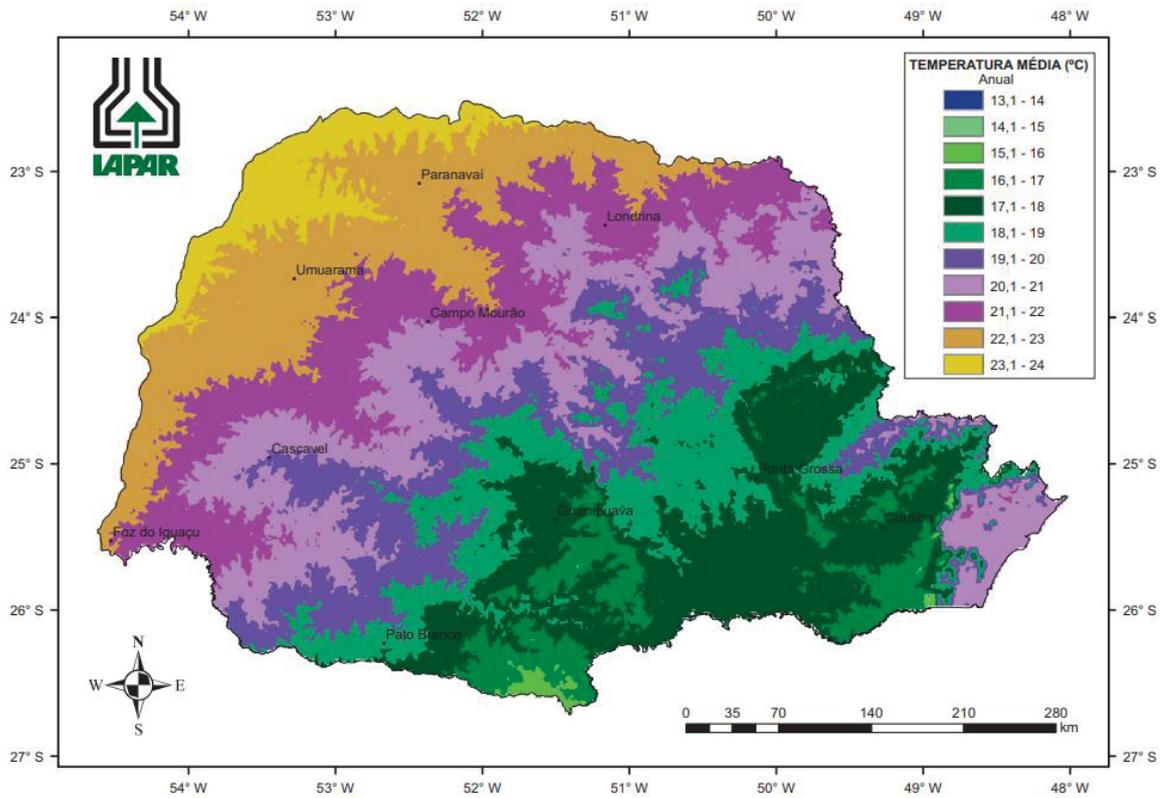
### 3.2.2 Descrição da área de estudo

O estado do Paraná está localizado entre os paralelos 22°30'51" e 26° 42'08" latitude sul, e 52°06'49" e 51°24'10" longitude oeste. Com o trópico de Capricórnio cortando o norte do estado e as características de suas paisagens, está inserido em uma classificação entre Subtropical e Tropical.

Três principais sistemas atmosféricos ou massas de ar dominam e regulam a dinâmica da atmosfera no leste do Paraná, seguidos pelo RMC e pela cidade de Curitiba. Dois deles são de origem tropical (MTa - Massa Tropical Atlântica e MTc - Massa Tropical Pacífica, e esporadicamente o MEc - Massa Equatorial Continental), que reforçam o efeito da latitude e garante a formação de tipos de clima quente, e clima extratropical (Mpa - Massa Polar Atlântica) responsável, em associação com a altitude (Curitiba está cerca de 900m acima do

nível do mar), e com as baixas temperaturas regionais e locais (MENDONÇA; DUBREUIL, 2005).

FIGURA 3.6 – TEMPERATURA MÉDIA DO AR ANUAL NO ESTADO DO PARANÁ

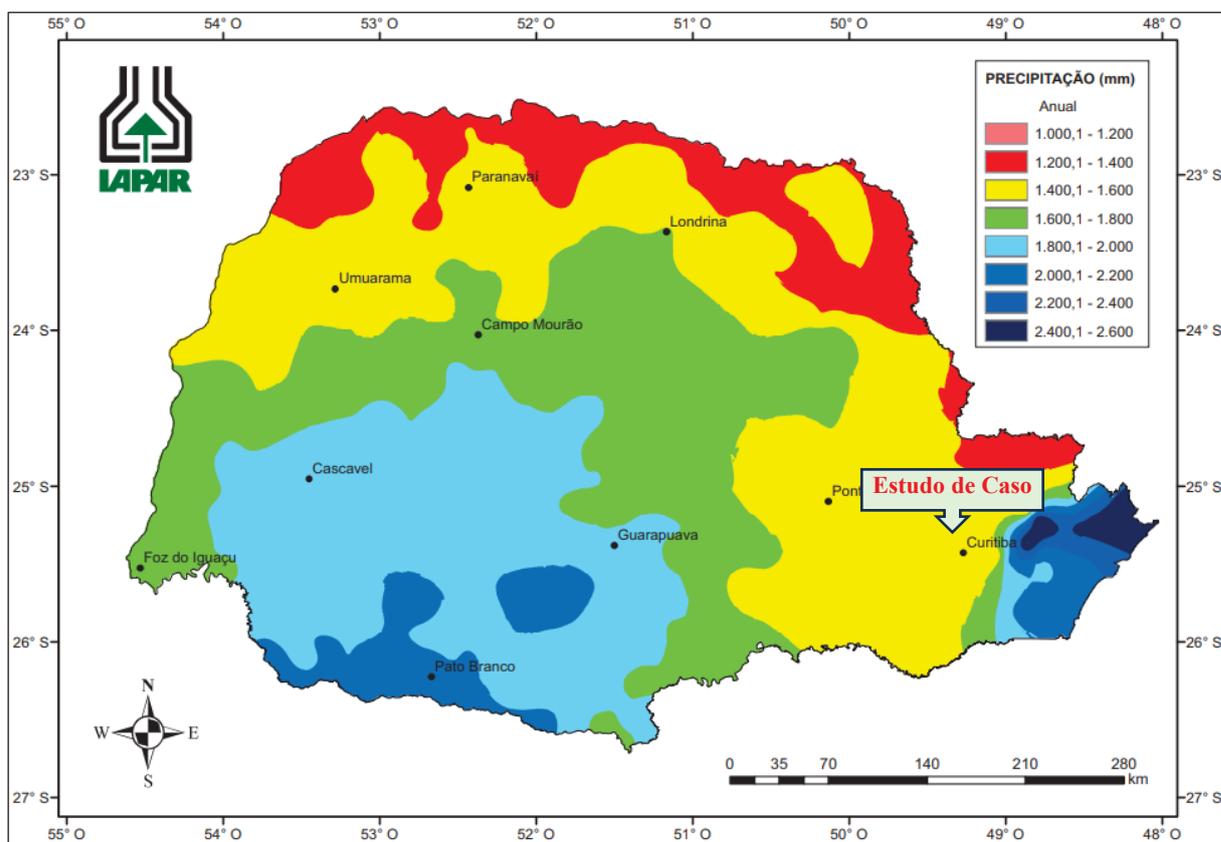


FONTE: Nitsche *et al.* (2019).

As chuvas são bem distribuídas durante o ano, com maior concentração nos meses de verão tendo o período mais seco nos meses de inverno. Sua posição meridional em relação ao país, porém ainda assim afetado pelas massas de ar quentes vindas da Amazônia e, também fortemente afetadas pelas massas polares frias e secas vindas do sul, conferem ao estado uma situação propícia para a ocorrência de frontogêneses, ou seja, surgimento ou aumento de zonas de transição que causam grande mudança nas variáveis meteorológicas (NOGAROLLI, 2007).

O estado apresenta os maiores volumes pluviométricos no litoral e na porção sudoeste do estado (Figura 3.7), na capital a média histórica anual, dos últimos 10 anos, registrada é de 1352,54 mm/ano, registrado pela estação Curitiba. Paranaguá com 2189 mm/ano é, das estações analisadas, a de maior volume registrado e Cerro Azul a de menor volume, ou seja, 1354 mm/ano.

FIGURA 3.7 – PRECIPITAÇÃO MÉDIA DO AR ANUAL NO ESTADO DO PARANÁ



FONTE: Nitsche *et al.* (2019).

É de suma importância o conhecimento das características climáticas de determinada região para o uso de vegetação como reforço de solo, isto porque é necessário ter dados para carregamentos tais como precipitações e ventos, as quais a vegetação utilizada e sua estrutura estarão submetidas. Ainda, é o clima responsável para a definição de como será o crescimento da vegetação, podendo abrir caminho para a escolha de espécies que não pertencem àquela região, mas vivem em climas semelhantes.

### 3.2.3 Parâmetros geotécnicos

Almeida *et al.* (2016) realizaram ensaios de caracterização de duas amostras indeformadas de solo coletadas na área de estudo. Os parâmetros encontrados pelos autores são encontrados na Tabela 3.2.

TABELA 3.2 – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS

Parâmetros Geotécnicos	Amostra1	Amostra2
Peso específico natural, $\gamma_{nat}$	18kN/m <sup>3</sup>	17,5 kN/m <sup>3</sup>
Umidade natural, $w_{nat}$	40%	34%
Peso específico seco, $\gamma_d$	13 kN/m <sup>3</sup>	13 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico relativo dos grãos, $G$	2,72 g/cm <sup>3</sup>	2,65 g/cm <sup>3</sup>
Índice de vazios, $e_o$	1,15	1,02
Peso específico saturado, $\gamma_{sat}$	18,5 kN/m <sup>3</sup>	18 kN/m <sup>3</sup>

FONTE: Almeida *et al.* (2016).

Os autores realizaram ensaios de cisalhamento direto das amostras nas condições de umidade natural e inundadas, seguindo a NBR 11682/09, cujo resultados foram apresentados na Tabela 3.13, seção 3.4.3. A representação geométrica definida pelos autores do talude está ilustrada na Figura 3.4, a qual também apresenta a superfície de ruptura mais crítica para a situação de estiagem, onde também é possível observar a linha no nível freático atuante no talude.

### 3.3 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE ENTRADA

Os principais parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento são oriundos de pesquisas realizadas no talude apresentado na seção 3.6.2 deste capítulo. analisado no presente estudo. Visto que a proposta é analisar um talude da região metropolitana de Curitiba, foram utilizados estudos com espécies de plantas que apresentam potencial biotécnico, existentes neste local (autóctones), ou que sejam de possível desenvolvimento nesta localização.

Para tanto, resultados de ensaios de campo e de laboratório com plantas da espécie *Phyllanthus sellowianus*, encontrados por Maffra (2018) e Hörbinger (2013), e dados disponíveis na literatura. Na ausência de dados de tração *in situ* específicos, a resistência à tração da raiz é utilizada como um indicador razoável da resistência máxima ao arrancamento.

#### 3.3.1 *Phyllanthus sellowianus* Müll. Arg.

Com o objetivo de contemplar ações de intervenção com engenharia natural em Taludes rompidos ou sujeitos a deslizamentos, e área em processo de erosão na região

Metropolitana de Curitiba – PR, foram estudadas espécies de caráter biotécnico presentes na região destacada e com amplo leque de dados necessários para sua utilização. Como já destacado, é importante que exista essa priorização de espécies autóctones (DURLO; SUTILI, 2014; SOUSA, 2015) por melhor adaptação as condições locais, e que contribua com o ambiente.

Dentre as possibilidades presentes no Estado do Paraná está a *Phyllanthus sellowianus* Müll. Arg. (*P. sellowianus*), planta utilizada para as verificações e modelagens desse presente trabalho. A *Phyllanthus sellowianus*, registrada na Figura 3.8, popularmente chamada de Sarandi-Branco, é uma espécie de arbusto que tem entre 2 e 3 metros de altura, apresenta floração entre meses de setembro e dezembro, tem seu domínio fitogeográfico na Mata Atlântica e no Cerrado, e pode ser reproduzida tanto por estaca como por meio de sementeira (SUTILI, 2004; SOUSA, 2015).

FIGURA 3.8 – ESPÉCIE ARBUSTIVA *PHYLLANTHUS SELLOWIANUS* EM SEU HABITAT



a) *Phyllanthus sellowianus* (Sarandi-Branco)



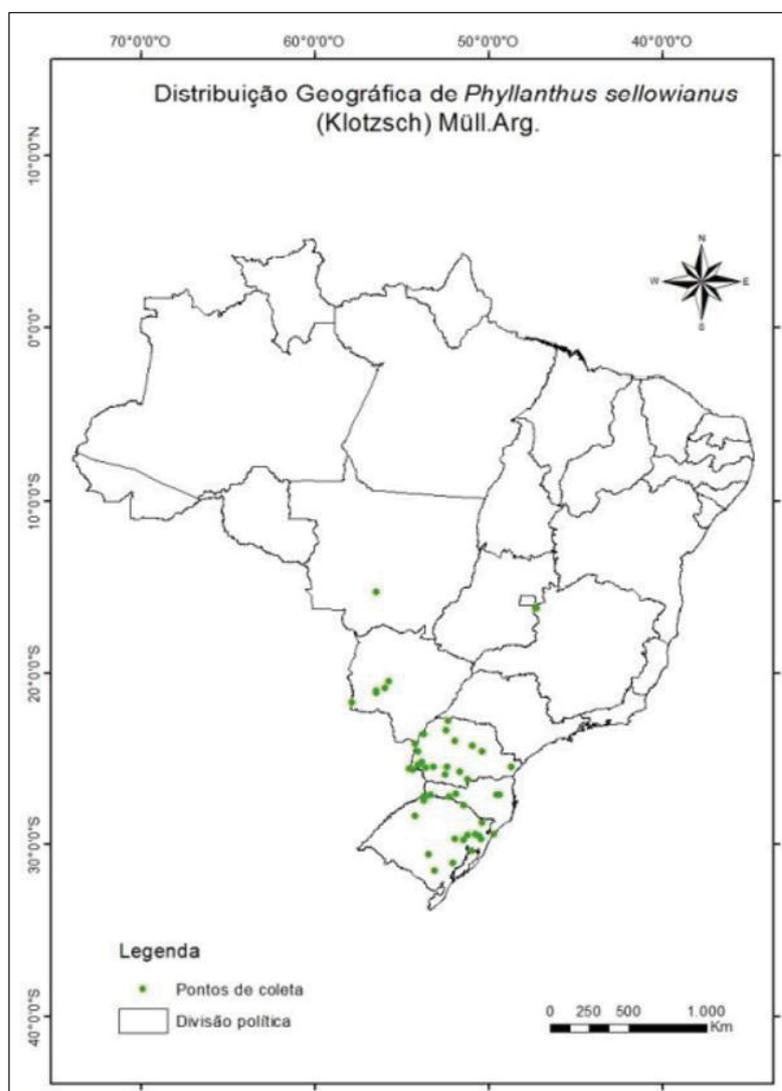
b) *Phyllanthus sellowianus* crescendo próximo à água. Foto registrada por Sutili, 2013

FONTE: a) Sousa (2015); b) Hörbinger (2013).

Com fácil propagação por estacas lenhosas, o arbusto apresenta um alto ritmo de desenvolvimento vegetativo mostrando boa produção de raízes e brotos e ótimas taxas de sobrevivência, alta densidade e flexibilidade de ramos, alta densidade de raízes, que alcançam profundidades suficiente para transpassar superfícies de rupturas rasas, grande resiliência e bom

crescimento em solos pobres (DENARDI, 2007; SUTILI, 2007; SUTILI *et al.*, 2012; SOUSA, 2015; MAFFRA; 2018). A espécie é apta a resistir às variações extremas de umidade e estio, muito frequente, característica e exclusiva das margens rochosas ou lodosas dos rios e ilhas, em praticamente todo o sul do Brasil (Figura 3.9) afixando-se firmemente ao substrato, uma vez que se desenvolve preferencialmente nos locais de corredeiras e cachoeiras dos rios (REITZ<sup>18</sup>, 1988 *apud* SUTILI, 2004).

FIGURA 3.9 – REGIÕES ONDE A *PHYLLANTHUS SELLOWIANUS* PODE SER ENCONTRADA

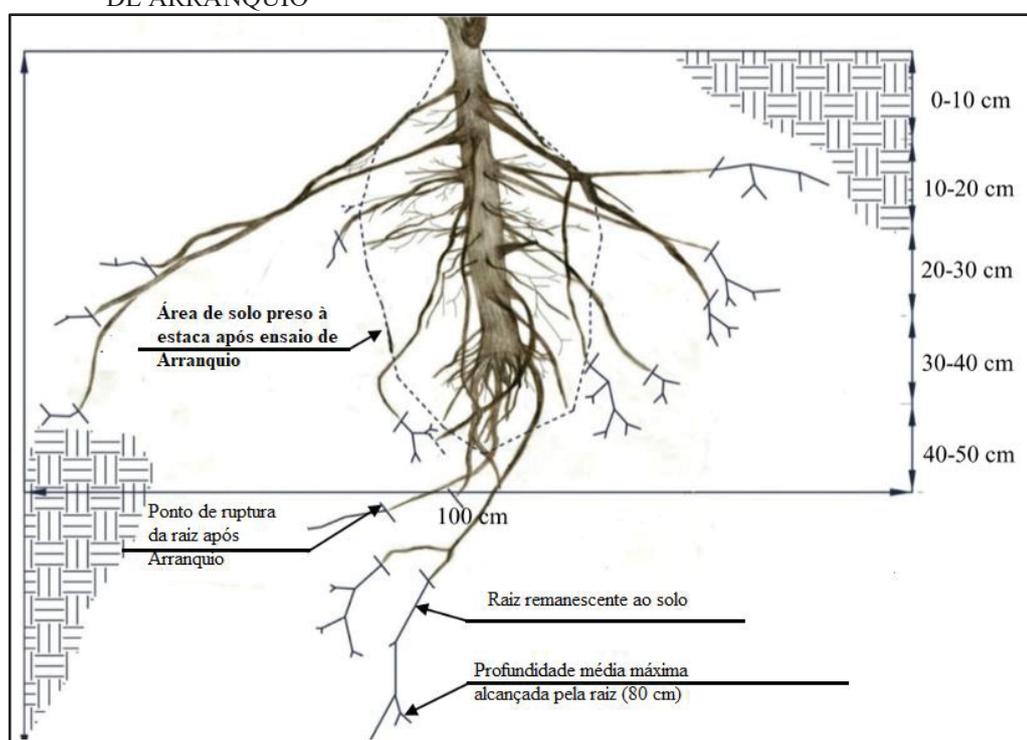


FONTE: Sousa (2015).

<sup>18</sup> \_\_\_\_\_. Euforbiáceas. In: REITZ, P. R. (Org.). *Flora Ilustrada Catarinense*. Itajaí: Herbário Barbosa Robrigues, 1988

De acordo com Sousa (2015), esta espécie arbustiva é muito adequada para resolver problemas de estabilização hidráulica, nas margens e leito de cursos de água ou barragens, e para controle de erosão superficial (devendo, no entanto, ser utilizadas densidades altas de plantio). Podem também ser utilizadas para escoramento, e em casos que a superfície de ruptura não ultrapasse o comprimento máximo das raízes de seu sistema radicular (0,8 metros de profundidade, conforme ilustrado na Figura 3.10), pode ser utilizada em estabilização geotécnica (SOUSA, 2015).

FIGURA 3.10 – ESBOÇO DE ESTACA DE *PHYLLANTHUS SELLOWIANUS* APÓS ENSAIO DE ARRANQUIO



FONTE: Modificado de Hörbinger (2013).

Por seu porte baixo, pode ser utilizada desde a base até o topo dos taludes secos e fluviais, inclusive nas áreas mais inclinadas (crista até a metade do talude), e sua resistência a longos períodos de submersão permitem seu uso em área abaixo do nível do canal pleno (KETTENHUBER *et al.*, 2017).

Dentre as características que tornam esta planta uma opção de uso em obras de engenharia natural, Sutili (2004) destaca a sua fácil reprodução vegetativa, ao observar a capacidade de pega da planta, bem como, por desenvolver um alto número de raízes logo após seu plantio, e enraizamento denso. Ainda, a capacidade de rebrotar; portanto, caso necessário ou desejável, indivíduos mais velhos podem ser podados ou decepados próximos a base do

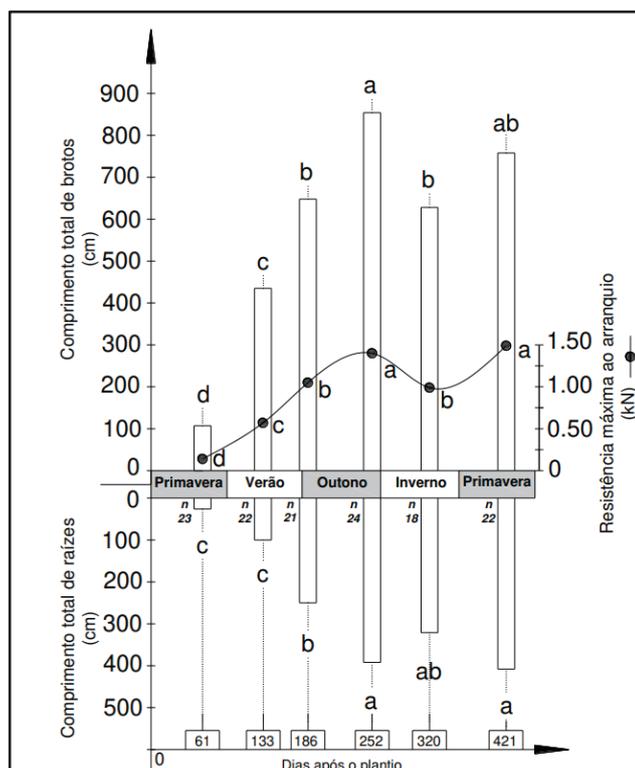
tronco o que resultará em maior desenvolvimento do sistema radicial (DURLO; SUTILI, 2014) e produção de caules e ramos jovens (mais flexíveis).

Segundo Denardi (2007) as características que fazem de *Phyllanthus sellowianus* uma espécie bastante flexível e resistente à ruptura, comparado a outras espécies estudadas, é a presença de elevado número de fibras gelatinosas, de fibras septadas e de paredes espessas, de vasos de pequeno diâmetro (30 mm), além do maior número e largura dos raios.

### 3.3.2 Parâmetros mecânicos da *P. sellowianus*

Hörbinger (2013,) estudou a resistência das raízes ensaiando plantas *P. sellowianus* em ensaios de arranquio, coletando informações quanto ao diâmetro médio das raízes no ponto de ruptura, e a distância entre caule e o ponto rompido. O intervalo de força foi de 1,00 kN e 2,8 kN, e de 1,29 kN a 3,27 kN em ensaios de mesma natureza realizados três meses depois. Maffra (2018) também realizou esse ensaio para a mesma espécie alcançando valores coerentes com Hörbinger (2013), e que podem ser verificados na Figura 3.11, que relaciona a força de arranquio com outros dois parâmetros: Comprimento de raízes e comprimento de brotos da parte aérea.

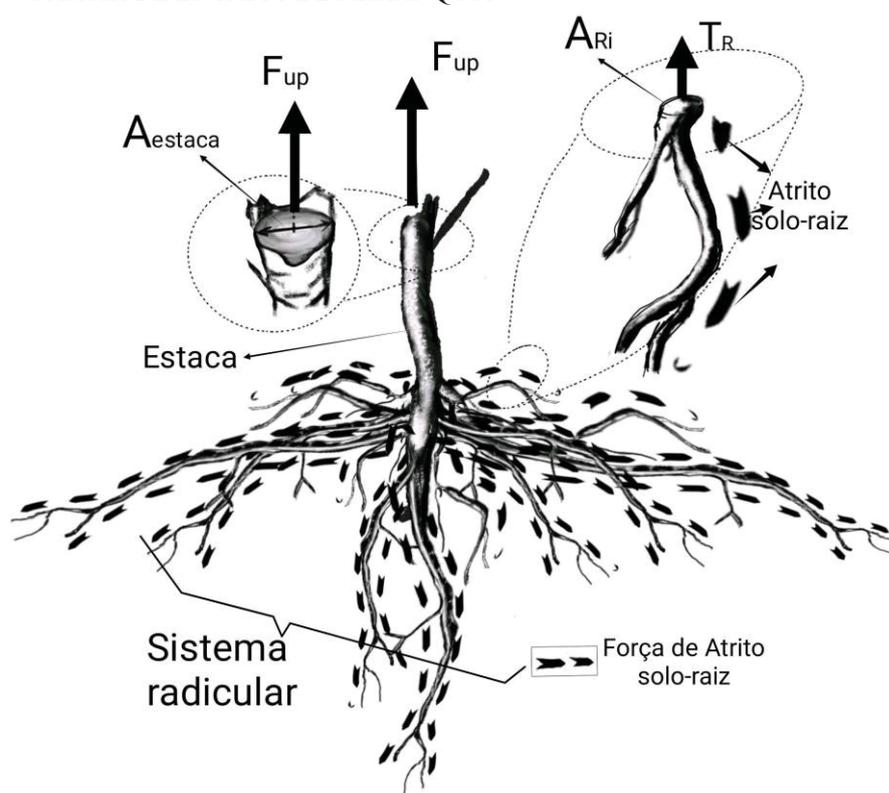
FIGURA 3.11 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUIO



FONTE: Maffra (2018).

Hörbinger (2013), estimou a resistência a tração das raízes ( $T_R$ ) como sendo a razão entre a força média de arranquio medido em ensaio pela soma das áreas transversais de todas as raízes (Área da Seção Transversal - AST), cujo comprimento fosse maior do que 1,5 mm, como representado por meio da Figura 3.12. O autor obteve uma resistência de 29,9 MPa, valor esse, condizente com o encontrado na literatura (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004).

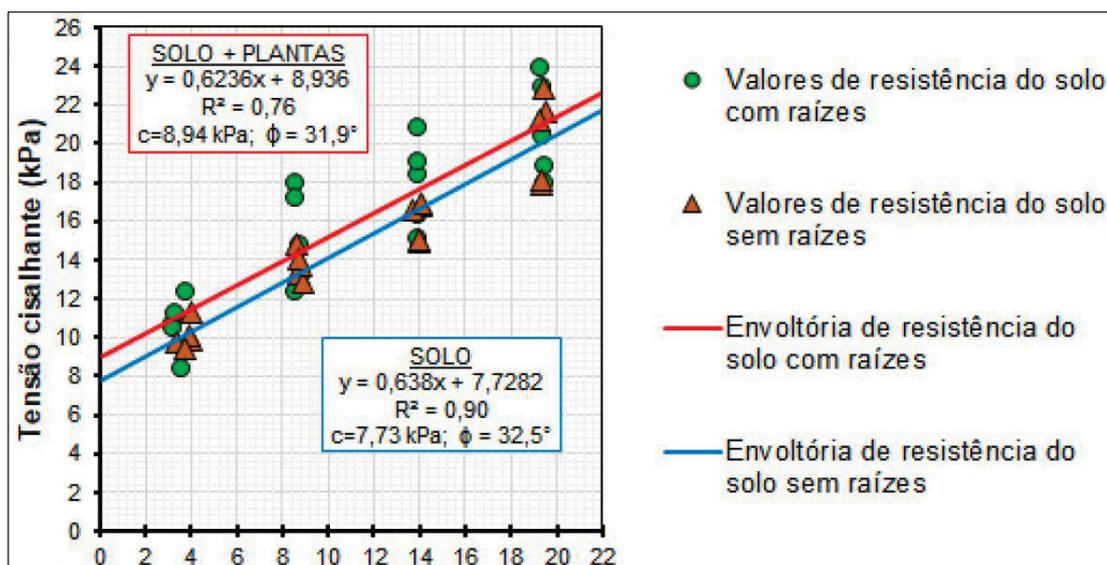
FIGURA 3.12 – EXPLICAÇÃO DO MÉTODO UTILIZADO EM HÖRBINGER (2013) PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À TRACÃO DAS RAÍZES ( $T_R$ ) DE *PHYLLANTHUS SELLOWIANUS* A PARTIR DE ENSAIOS DE ARRANQUIO



FONTE: O Autor.

Maffra (2018) também ensaiou corpos de prova com e sem raízes, em ensaios de cisalhamento *in situ*, seguindo o procedimento apresentado na seção 2.4.9, tendo como resultado envoltórias de Mohr-Coulomb, conforme Figura 3.13.

FIGURA 3.13 – ENVOLTÓRIAS MÉDIAS DE RESISTÊNCIA DE PICO DO SOLO COM E SEM PLANTAS DE *P. SELLOWIANUS*



FONTE: Maffra (2018).

A Tabela 3.3, reúne valores médios para o solo sem raízes. Como pode-se concluir, as diferenças entre as duas condições médias, representam, em termos relativos, que as plantas de *P. sellowianus* aumentaram a coesão do solo em 15,6% (1,21 kPa) e provocaram, ao mesmo tempo, redução de 1,8% (0,6°) no ângulo de atrito interno do solo. Estes valores foram utilizados para as análises deste trabalho.

TABELA 3.3 – VALORES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO DO SOLO SEM RAIZ E DO SOLO COM RAIZ

MATERIAL	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	
	c' - Coesão (KPa)	$\phi'$ - Ângulo de atrito interno (°)
Solo	7,73	32,54
Solo+Estaca	8,94	31,95

FONTE: Maffra (2018).

### 3.4 MÉTODO DE MEDIDA DO EFEITO DA RAIZ NO AUMENTO DE RESISTÊNCIA DO SOLO

Como já destacado no referencial teórico deste trabalho, existe uma grande dificuldade quantificar o efeito de aumento de resistência ao cisalhamento dos solos reforçados com raízes da vegetação local. A complexidade se potencializa ao utilizar-se de valores encontrados na

literatura, devido a quantidade de variáveis que estão presentes nesse tipo de dimensionamento e a falta de normatização de procedimentos de ensaios qualitativos e quantitativos com os materiais utilizados em projeto. Portanto, de maneira a contornar esses obstáculos, foi necessário adotar valores de resistência da vegetação, ao longo de sua distribuição radicular no solo, e de valores dessas mesmas medidas ao longo dos anos de desenvolvimento das plantas, nos períodos de análise propostos. As pressuposições assumidas estão justificadas com dados da *P. sellowianus* encontrados na literatura vigente e em cálculos estatísticos.

Como apresentado no capítulo anterior, um dos métodos teóricos mais utilizados para a quantificação do aumento da resistência é o Método de Wu e Waldron -WWM (1976), definida pela Equação 2.6, em que são necessários definir valores de RAR com a profundidade das raízes no solo e a resistência a tração característica do sistema radicular ( $T_R$ ). Outra maneira, é realizando ensaios de cisalhamento direto *in situ* do material com a planta, obtendo -se os parâmetros de resistência pelo critério de Mohr-Coulomb (MAFFRA, 2018).

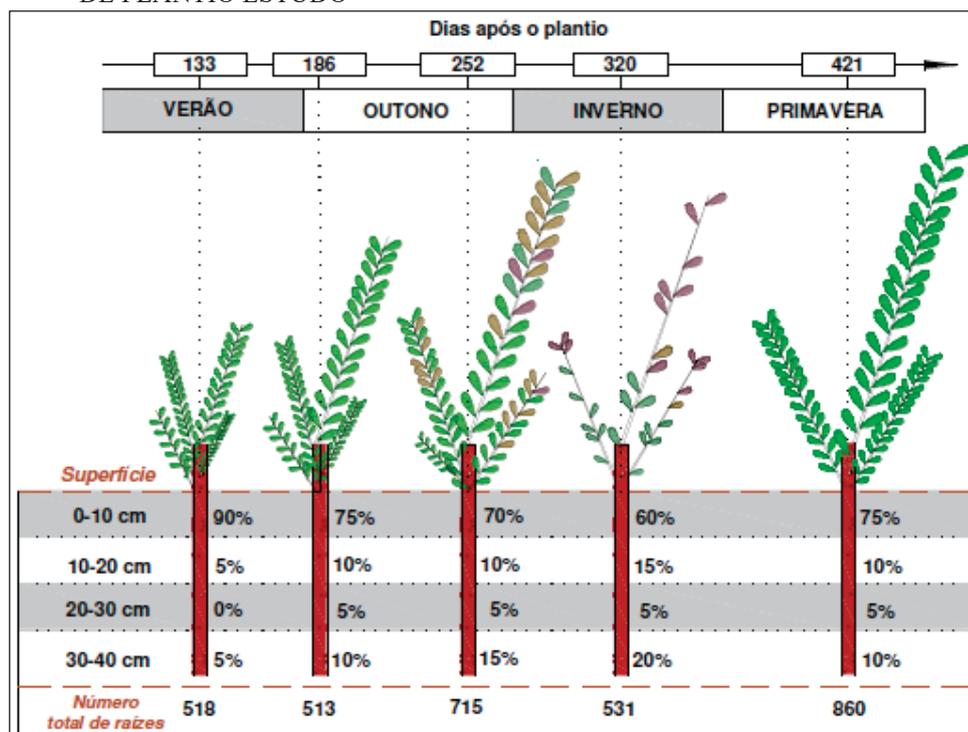
Dentre as principais possibilidades, encontradas na literatura, de abordagens para incorporar o efeito da vegetação estão o modelo em que se assume a camada de solo mais superficial (da superfície até a profundidade alcançada pelas raízes) como sendo material compósito (MAO *et al.*, 2014b) e a de assumir cada elemento da vegetação como um elemento discreto de reforço (FAN; LAI, 2014), sendo o primeiro modelo o mais encontrado utilizado.

No modelo em que é assumida a presença de um material compósito, há a suposição de que esta camada de solo em que há a presença das raízes está preenchida homogeneamente pelos sistemas radiculares da vegetação, somando-se a coesão efetiva do solo existente com a coesão ( $c'_R$ ), devido a presença de raízes. No presente trabalho, este método de aumento de resistência ao cisalhamento, com distribuição uniforme na camada discretizada, foi o utilizado.

#### 3.4.1 Estimativas do acréscimo de coesão e suposições para adotadas para a distribuição de raízes curto e longo-prazo

A partir das informações morfológicas da *Phyllanthus sellowianus* coletadas por Maffra (2018) da distribuição de raízes ao longo da estaca durante os períodos estudados (Figura 3.14) e em conjunto com a Razão de Área Radicular – RAR, ( $A_r / A$ ), foi utilizada a Equação 2.12, apresentada no capítulo anterior.

FIGURA 3.14 – DISTRIBUIÇÃO DE RAÍZES AO LONGO DA ESTACA DURANTE TODO O PERÍODO DE PLANTIO ESTUDO



FONTE: Maffra (2018).

Tendo como referência o período de 421 dias, foi necessário realizar uma previsão do desenvolvimento do sistema radicular da *Phyllanthus sellowianus* para estimar a variação vertical RAR ao longo da estaca, durante para os períodos proposto de análise. Sabendo-se que a concentração de raízes sempre foi maior no intervalo de 0 e 20 cm, admitiu-se que essa proporção é constante ao longo dos anos analisados. Assim, a metodologia foi a mesma utilizada em Pollen-Backhead e Simon (2010), assumindo-se que os sistemas radiculares da *P. sellowianus* tem uma distribuição ao longo da estaca tem comportamento conforme a proposta de Gale e Grigal (1987) (Figura 2.22).

De tal modo que o parâmetro Y, apresentado na Equação 2.12, varia de 0 a 1, pode-se afirmar que Y alcançará o valor igual a 1, no primeiro ano, na profundidade de 40 cm. Dessa forma, valores de  $\beta$  foram alterados até que o valor igual a 1 fosse alcançado nessa profundidade.

TABELA 3.4 – VALORES ESTIMADOS DE RAÍZES DISTRIBUÍDAS AO LONGO DA ESTACA DURANTE O PERÍODO DE PLANTIO

Profundidade (cm)	Quantidade média de raízes observadas com a profundidade da estacada ao longo do período de plantio raízes em dias				
	133 dias	186 dias	252 dias	320 dias	421 dias
0-10	26	21	28	18	36
10-20	1	3	4	4	5
20-30	0	1	2	1	2
30-40	1	3	6	6	5
Total *	518	513	715	531	860

NOTA: O valor total de raízes observadas para cada espaço de tempo foi obtido de MAFFRA (2018). As quantidades de raízes tabeladas são estimativas referentes a cada estaca estudada, partindo-se da porcentagem observadas por Maffra (2018).

A partir deles, a curva foi definida para os períodos estudados pelo autor, somando-se a cada período posterior a quantidade de 421 dias, como compilado na Tabela 3.5, que reúne os valores do total de raízes apresentado em Maffra (2018), e os valores que devem ser estimados para compor a função de Chapman-Richards.

TABELA 3.5 - TABELA DE ESTIMATIVAS ENTRE O TEMPO DE PLANTIO, EM DIAS, E A QUANTIDADE TOTAL DE RAÍZES QUE PODERIAM SER SUPOSTAMENTE OBSERVADAS AO LONGO DOS DIAS

Tempo (dias)	Total de raízes	Tempo (dias)	Total de raízes
133	518	1592	-
186	513	2320	-
252	715	3048	-
432	860	3776	-
864	-	4504	-

Nota: Valores apresentados são dados coletados por Maffra (2018).

Para o cálculo da regressão não linear da curva foi utilizada a soma de raízes de todos os corpos de prova de determinado período (n=18) encontrados por Maffra (2018). Desta maneira, valores de  $\beta$  foram testados para melhor configuração da distribuição das raízes, sendo para o ano 1,  $\beta$  igual a 0,83. Na Tabela 3.6 estão apresentadas a estimativa de raízes pela profundidade do solo.

TABELA 3.6 – ESTIMATIVA DA QUANTIDADE DE RAÍZES QUE TRANSPASSAM CADA PLANO DE RUPTURA HIPOTÉTICO, INTERVELADOS A CADA 10 CM, PARA PRIMEIRO ANO DE OBSERVAÇÃO

Profundidade	Fração de raízes acumulada	Característica medida	Profundidade	Fração de raízes acumulada	Característica medida
d (cm)	Y	quantidade.	d (cm)	Y	quantidade.
10	0,8448396	36	50	0,9999101	0
20	0,9759252	5	60	0,999986	0
30	0,9962646	2	70	0,9999978	0
40	0,9994204	5	80	0,9999997	0

Fonte: O autor.

Os períodos de 2, 5 e 10 anos foram estimados por meio da equação de Chapman-Richards (Equação 3.1). De acordo com Pollen-Bankhead e Simon (2009), a equação descreve bem o padrão de crescimento acumulativo de organismos biológicos (CAUSTON; VENUS<sup>19</sup>, 1981 *apud* POLLEN-BANKHEAD; SIMMON, 2009),

$$Y = a * (1 - e^{-bx})^c \quad (3.1)$$

Sendo:

Y = parâmetro de crescimento (por exemplo, diâmetro da raiz, do caule, altura etc.);

a, b e c = coeficientes de regressão, características do corpo de prova;

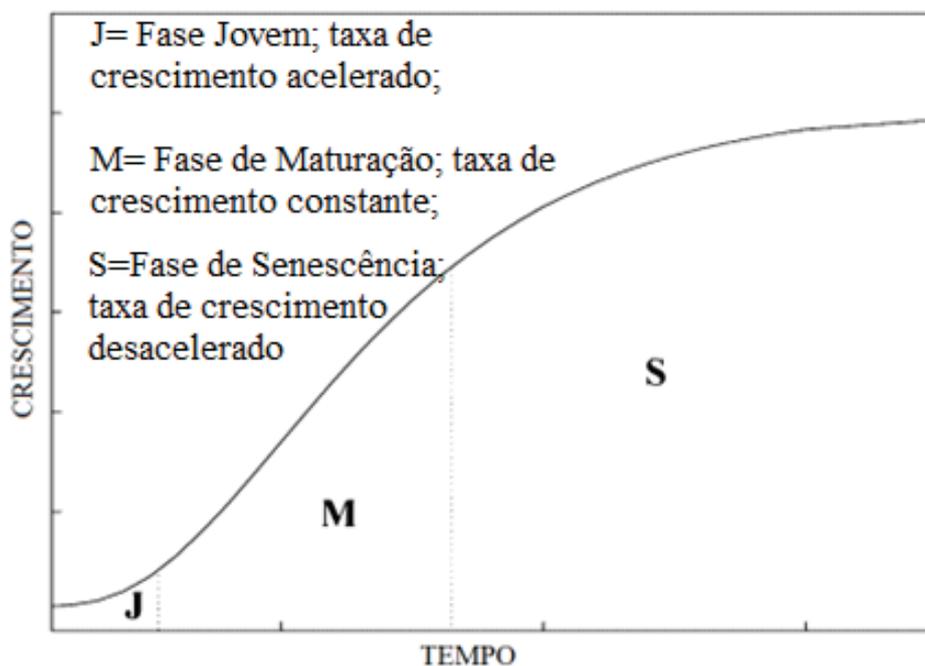
x = idade da planta, com unidade a ser definida em cada situação (dias, meses, anos).

A curva gerada pelo modelo de Chapman-Richards (Figura 3.15) representa, inicialmente, um crescimento lento da vegetação, seguido de uma taxa de crescimento desenvolvimento acelerada (fase juvenil), passando por uma taxa constante de desenvolvimento (fase madura) até, finalmente, reduzir sua taxa de crescimento (fase senescente) (BRACK; WOOD<sup>20</sup>, 1998 *apud* POLLEN-BANKHEAD; SIMMON, 2009).

<sup>19</sup> CAUSTON, D. R.; VENUS, J.C. **The biometry of plant growth**. Edward Arnold., 1981.

<sup>20</sup> BRACK, C. L.; WOOD, G. B. **Forest Mensuration. Measuring trees, stands, and forests for effective forest management**. Tree growth and increment. 1998.

FIGURA 3.15 – MODELO DE CHAPMAN-RICHADS

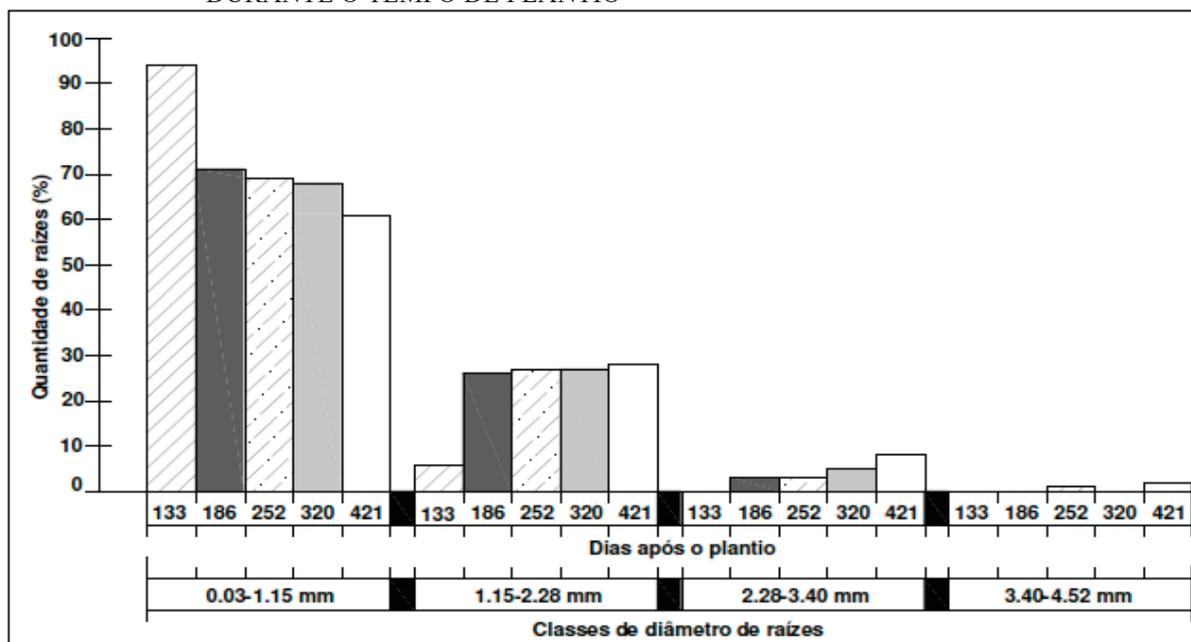


FONTE: Modificado de Pollen-Bankhead; Simmon (2009).

Os períodos de 432 , 864, 2320 e 3776 dias, foram definidos quantidade de dias relativos aos intervalos de 1, 2, 5 e 10 anos. Em seguida, utilizou-se essa informação para continuar as estimativas da distribuição de raízes com a profundidade, supondo-se uma variação no parâmetro  $\beta$ . O resultado da regressão não linear encontra-se no Apêndice C deste trabalho, para melhor entendimento.

Em posse de suposições calculadas para a quantidade de raízes que transpassam o plano de ruptura, foi realizado o mesmo procedimento para a definição do total de área das raízes presente em cada uma das profundidades definidas de plano de ruptura ( $A_r$ ). Para tanto, de maneira a facilitar os cálculos e pela complexidade de assumir valores exatos de diâmetro das raízes ao longo do tempo, definiu-se o uso de um diâmetro médio partindo dos valores encontrados por Maffra (2018) nos dias observados durante a pesquisa desse autor, como apresenta o autor na Figura 3.16.

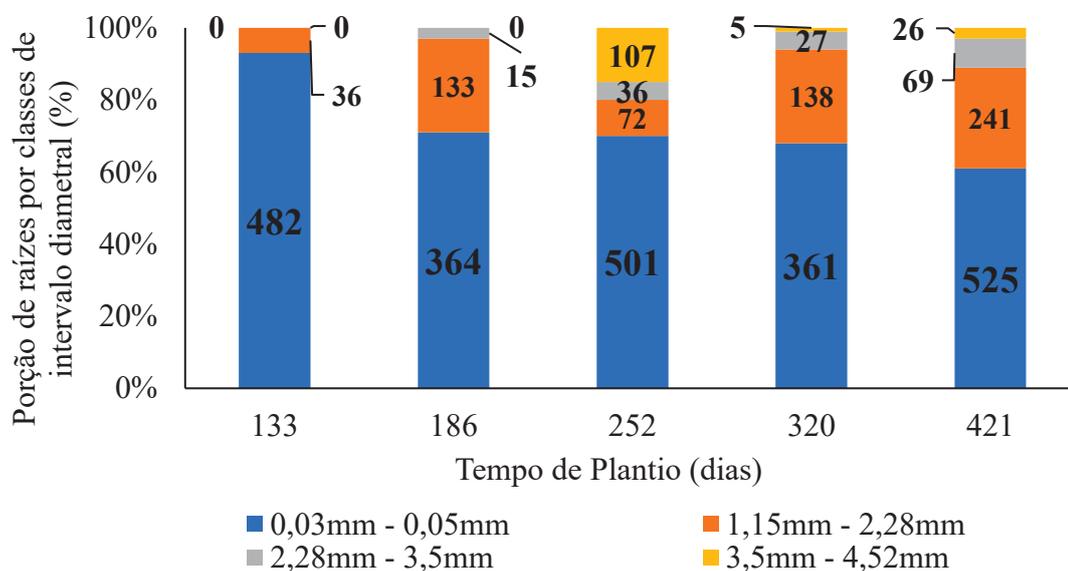
FIGURA 3.16 – DISTRIBUIÇÃO DA QUANTIDADE DE RAÍZES POR CLASSES DE DIÂMETRO DURANTE O TEMPO DE PLANTIO



FONTE: Maffra (2018).

Foi considerado um diâmetro médio de raízes para todo sistema radicular, e sua progressão, resposta ao desenvolvimento da planta, foi estimado seguindo os mesmos procedimentos adotados para a quantidade de raízes. A Figura 3.17 ilustra os valores estimados do total de raízes que seriam observados ao final de 10 anos de desenvolvimento plantas mantendo n=18.

FIGURA 3.17 – PROPORÇÃO DE RAÍZES ENCONTRADAS UTILIZANDO MÉTODO DE ESTIMATIVA E DADOS DE MAFFRA (2018)



Uma vez com esses dados, foram calculadas as Razões de Área Radicular (RAR) para as profundidades de 20, 50 e 80 cm, ao longo dos períodos de 1, 2, 5 e 10 anos, que ocupam a área de 1600 cm<sup>2</sup><sup>21</sup>, conforme Tabela 3.7.

TABELA 3.7 – RAR MÉDIO ESTIMADO PARA A *P. SELLOWIANUS* EM 3 PROFUNDIDADES DO SOLO AO LONGO DOS ANOS DE SERVIÇO ANALISADOS

Profundidade (cm)	Distribuição da RAR da profundidade indicada e seu desenvolvimento ao longo dos anos (sem unidade)			
	1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
20	0,00004	0,00009	0,00022	0,00044
50	-	4,68E-07	1,78E-05	6,82E-05
80	-	2,5E-09	1,46E-06	1,07E-05

Quando ao ângulo de atrito, Maffra (2018) observou que, após um ano de desenvolvimento a campo, as plantas de *Phyllanthus sellowianus* não foram capazes de modificar o ângulo de atrito interno do solo, mas foram capazes de aumentar a resistência ao cisalhamento do solo, atuando como elementos de reforço, de modo que a resistência pós-pico permanecesse aproximadamente estável, sem apresentar decréscimos significativos, diferentemente do solo sem raízes. Portanto, toda a contribuição das plantas para o aumento da resistência ao cisalhamento do solo foi direcionada ao parâmetro coesão.

Com os valores adotados para RAR e o valor de  $T_R$  estimado por Hörbinger (2013), foram calculados os incrementos de coesão  $c_R$  conforme Wu e Waldron, e ainda,  $c_R$  com a correção  $k''$  de 0,4, de acordo com Preti-Schwarz (Tabela 3.8), cujos valores foram utilizados para a análise de estabilidade de talude pelos métodos de Talude Infinito, Greenwood e Morgenstern-Price.

<sup>21</sup> Esta é a área da caixa de cisalhamento *in situ* (40x40cm) dos ensaios realizados por Maffra (2018)

TABELA 3.8 – VALORES ENCONTRADOS PARA A COESÃO  $C_R$  POR MEIO DOS MÉTODOS DE WU E WALDRON E  $C_R$  COM CORREÇÃO PROPOSTA POR PRETI-SCHWARZ

Tempo (anos)	Profundidade das raízes no solo								
	20 cm			50 cm			80 cm		
	RAR	$C_{R\ wwm}$ (kPa)	$C_{R\ preti - Schwarz}$ (kPa)	RAR	$C_{R\ wwm}$ (kPa)	$C_{R\ preti - Schwarz}$ (kPa)	RAR	$C_{R\ wwm}$ (kPa)	$C_{R\ preti - Schwarz}$ (kPa)
1	0,00004	1,20	0,5	-	-	-	-	-	-
2	0,00009	2,4	1,0	0,000000	0,0	0,0	0,000000	0,00	0,00
5	0,00022	6,0	2,4	0,000018	0,5	0,2	0,000001	0,04	0,02
10	0,00044	12,0	4,8	0,000068	1,9	0,7	0,000011	0,29	0,12

Os valores de coesão encontrados pelo método WWM e Preti-Schwarz foram adicionados aos parâmetros de coesão do solo utilizado como exemplo, apresentado no trabalho de Almeida *et al.* (2016). Portanto, para o período de 1 ano, os valores dos parâmetros de solo acrescidos da coesão

TABELA 3.9 – PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS DO MODELO COM ACRÉSCIMO DE COESÃO  $C_R$ 

Local	Material	$C_{R\ wwm}$ (KPa)		$C_{R\ wwm\ preti -shwarz}$ (KPa)	
		$c'$ (KPa)	$\phi$ (°)	$c'$ (KPa)	$\phi$ (°)
Aterro	Silte - argiloso avermelhado	14,048	27,2	12,216	27,2
Terreno natural	Silte argilo-arenoso Marrom avermelhado	9,048	29	7,216	29

Contudo, como pressupõe-se simular o efeito de aumento de resistência ao longo do comprimento máximo a que as raízes podem chegar (80 cm), os valores quantificados de coesão devem ser adicionados também para as profundidades utilizadas como superfície de ruptura do solo. A Tabela 3.10 reúne os valores estimados de coesão da composição solo-raiz, para 3 intervalos de profundidade ao longo dos anos.

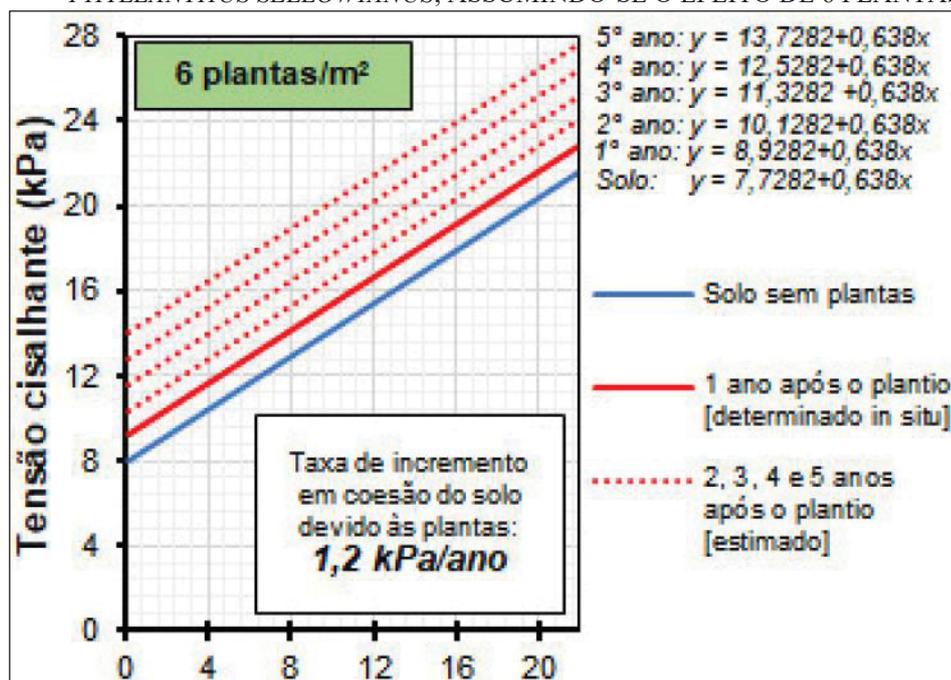
TABELA 3.10 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA ADOTADOS PARA CADA CAMADA

Prof. (m)	Tempo (anos)	Silte - argiloso avermelhado		Silte argilo-arenoso Marrom avermelhado	
		$c_{R\ wwm}$ (KPa)	$c_{R\ wwm\ preti\ -shwarz}$ (KPa)	$c_{R\ wwm}$ (KPa)	$c_{R\ wwm\ preti\ -shwarz}$ (KPa)
0,20	1	14,0	12,2	9,05	7,22
	2	15,4	12,7	10,42	7,67
	5	16,8	13,1	11,80	8,13
	10	18,2	13,6	13,17	8,59
0,50	1	11,3	11,3	6,3	6,3
	2	14,0	12,2	9,05	7,22
	5	15,4	12,7	10,42	7,67
	10	16,8	13,1	11,80	8,13
0,80	1	11,3	11,3	13,17	13,17
	2	11,3	11,3	6,30	6,30
	5	14,0	12,2	9,05	7,22
	10	15,4	12,7	10,42	7,67

### 3.4.2 Aumento de resistência considerados a partir de ensaios de campo

Os resultados encontrados por Maffra (2018) estão correlacionados para uma caixa de área igual a 0,16 m<sup>2</sup> (40 x 40cm), portanto, o autor assume que todo o comportamento do solo, segue uma progressão linear e diretamente proporcional para essa área. Maffra (2018) realizou um exercício de suposições de aumento de resistência de um talude qualquer com presença de diferentes quantidades de *P.sellowianus* para 1 m<sup>2</sup>. Visto que para a caixa de área, uma, duas e três estacas correspondem a aproximadamente 6, 12 e 18 estacas/m<sup>2</sup> o autor plotou as curvas destas, estimando seu comportamento ao longo de 5 anos. A Figura 3.18 ilustra o comportamento de resistência assumido em Maffra (2018) para a presença de 6 plantas por m<sup>2</sup> de solo.

FIGURA 3.18 – ESTIMATIVA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO APÓS O PLANTIO DE *PHYLLANTHUS SELLOWIANUS*, ASSUMINDO-SE O EFEITO DE 6 PLANTAS/M<sup>2</sup>



FONTE: MAFFRA (2018)

Os valores encontrados e estimados por Maffra (2018), foram utilizados para as verificações de Estabilidade de Solos com os métodos de análise propostos nesta pesquisa. Uma vez que a quantidade superior a 6 plantas por m<sup>2</sup> da mesma espécie parece ser uma análise conservadora inviável devido ao espaço para desenvolvimento das raízes, foi considerada esta quantidade para análise de estabilidade com os métodos abordados, conforme apresentado na Tabela 3.11.

TABELA 3.11 – VALORES DE AUMENTO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO, OBTIDO POR MEIO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO IN SITU E SUPOSIÇÕES DE RESISTÊNCIA AO LONGO DOS ANOS (MAFFRA, 2018)

Origem dos valores	Ensaio de Cisalhamento <i>in situ</i> (Maffra, 2018)	Estimado	Estimado	Estimado
Tempo de serviço (anos)	1	2	5	10
Resistência ao cisalhamento (kPa)	1,20	2,41	6,02	12,05

FONTE: Maffra (2018).

O incremento de coesão ( $c_R$ ) encontrada por Maffra (2018) foi somado ao valor de coesão dos parâmetros obtidos em Almeida *et al.* (2016), conferindo um aumento de resistência para o plano de ruptura a 20 cm de profundidade como encontrado na Tabela 3.12.

TABELA 3.12 – EFEITO DAS RAÍZES NA COESÃO DE UM SOLO SILTE-ARGILOSO AVERMELHADO. AO LONGO DE 10 ANOS

Tempo (anos)	Silte - argiloso avermelhado	
	Coesão, $c + c_R$ (KPa)	Ângulo de atrito do solo ( $^\circ$ )
0	11,3	27,2
1	12,50	27,2
2	13,71	27,2
5	17,32	27,2
10	23,35	27,2

Tendo em vista a opinião sugerida em Maffra (2018) de que a raiz não altera, ou pouco altera no ângulo de atrito do solo, optou-se por também não o alterar para a verificação nos 10 anos, mantendo o valor de 27, 2°. Também foi estabelecido que a coesão da coesão aumenta linearmente com a profundidade, ao longo dos anos, dessa forma, para o primeiro ano a camada de espessura 20 cm terá coesão igual a 12,5 kPa, enquanto logo abaixo não terá alteração na coesão. Já para o segundo ano, a camada mais superficial irá apresentar uma coesão de 13,70 kPa, ao passo que a camada inferior terá a coesão relativa a um ano de desenvolvimento (12,50). O processo se mantém até os 10 anos estudados.

### 3.4.3 Aumento de resistência conforme método de Greenwood

Diferentemente dos demais métodos apresentados, a equação de Greenwood tem entre os parâmetros de entrada: a resistência a tração da raiz ( $T_{ru}$ ), o diâmetro típico da raiz ( $d$ ), a quantidade de raízes por metro quadrado que interceptam o plano da superfície de cisalhamento ( $N^\circ$ ), e o Fator de Segurança parcial ( $F_{SR}$ ), que tem por função a ponderação da resistência a tração ( $T_{rd}$ ) considerando as incertezas inerentes a quantificação do efeito das raízes, como apresentado na seção 2.7.4 deste trabalho. Para a estimativa da quantidade de raízes que transpassavam as superfícies de ruptura determinadas para 20, 50 e 80 cm, primeiramente, foram definidas a quantidade de plantas possíveis por  $m^2$ . De maneira que se manteve a

suposição de Maffra (2018) de 6 planta /m<sup>2</sup>, como definido para os ensaios de cisalhamento direto.

A Tabela 3.13 reúne os parâmetros utilizados e as considerações feitas para realizar a quantificação de resistência ao cisalhamento e verificar o Fator de Estabilidade do modelo.

TABELA 3.13 – PARÂMETROS UTILIZADOS NA VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DO TALUDE COM VEGETAÇÃO

Unidade	Parâmetros	Valores
por m <sup>2</sup>	Quantidade de plantas	6
por m <sup>2</sup>	Quantidade de raízes	30; 60; 120; 144
por m	Diâmetros típicos adotados	Estimados a partir de Maffra (2018)
kN/m <sup>2</sup>	Resistência a Tração	29900
-	Fator de segurança parcial (F <sub>R</sub> *)	8

NOTA: \*O Fator de Segurança parcial (F<sub>R</sub>) é referente as incertezas na quantificação de resistência a tração das raízes, sendo definido o valor igual a 8, mais utilizado em artigos com SLIP4EX.

A quantidade de raízes foi encontrada por meio do produto do número de plantas por m<sup>2</sup> e a quantidade de raízes estimadas para a superfície de ruptura para os 4 períodos de análise (1, 2,5 e 10 anos). Foi utilizado um mesmo valor de diâmetros típicos do sistema radicular para todas as lamelas da superfície de ruptura. Os diâmetros foram estimados a partir dos valores coletados por Maffra (2018) até 421 dias, como ilustrado pela Figura 3.9, na seção 3.3.1. A resistência a tração da raiz foi mantida com a mesma magnitude utilizada na seção 3.3.1, encontrada por Hörbinger (2013). E por fim, manteve-se o fator de segurança parcial (F<sub>sd</sub>) igual a 8, valor indicado em (GREENWOOD; NORRIS; WINT, 2004).

### 3.5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE

#### 3.5.1 Método de Talude Infinito

Com auxílio do EXCEL foram montadas tabelas para facilitar e agilizar os cálculos de Fator de Segurança incorporando o efeito de raízes por meio do incremento de coesão (c<sub>R</sub>).

Foram realizados cálculos como proposto nesta metodologia, para três profundidades de superfície de ruptura, como já discutido no início deste capítulo e detalhado na seção 3.3, para períodos de 1, 2, 5 e 10 anos após finalização da obra. Os parâmetros de acréscimo de resistência ao cisalhamento partem das informações da morfologia da *Phyllanthus sellowianus* coletadas por Hörbinger (2013) e Maffra (2018), e dos resultados de cisalhamento direto *in situ* realizados pelo segundo autor.

Foram calculados Fatores de Segurança com incorporação de resistência para cada uma das maneiras detalhadas na seção 3.3: Estimativas do aumento de coesão por quantificação WWM e  $WWM_{\text{preti-schwarz}}$  e dados de resistência dos ensaios de cisalhamento de Maffra (2018)

Como os dados encontrados para a *P. sellowianus* são de 421 dias, foi utilizada a análise para 1 ano. Posteriormente, adotou os intervalos de 2, 5 e 10 por ser os períodos mais encontrados na literatura com esse tema

Neste primeiro momento, não foram considerados valores do decaimento da resistência da estrutura inerte nesse processo, bem como parâmetros de carga de vento e sobrecarga por serem valores pouco influentes na estabilidade de taludes dos modelos adotados.

### 3.5.2 SLIP4EX - Greenwood (1983)

SLIP4EX é um programa de computador para análise da estabilidade de taludes, desenvolvido para ajudar a avaliar a contribuição da vegetação para a estabilidade de taludes. A seção do talude, suas dimensões, e seus parâmetros geotécnicos são alimentados no programa SLIP4EX, criado em planilha do Microsoft Excel, para cálculos de estabilidade e comparações de fatores de segurança utilizando diferentes métodos de equilíbrio limite (Bishop, Janbu, Swedish<sup>22</sup> e Greenwood) (GREENWOOD *et al.*, 2006). A Tabela 3.14 reúne as equações e os pressupostos assumidos em cada um dos métodos citados para tornar possível o cálculo fator de segurança.

---

<sup>22</sup> Nota: o método de Fellenius também é conhecido na literatura especializada como método Swedish ou ainda, método ordinário. Não confundir com o método de Fellenius desenvolvido posteriormente (ABRAMSON *et al.*, 2001)

TABELA 3.14 – SOLUÇÕES E PRESSUPOSTOS PARA A EQUAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA

MÉTODO	EQUAÇÃO	PRESSUPOSTOS
FELLENIUS	$FS = \frac{\sum [c' b \sec \alpha + (W - ub) \cos \alpha \cdot \tan \phi']}{\sum W \sec \alpha}$	A superfície da água é paralela à superfície de deslizamento, ou seja, $(X_2 - X_1) \cos \alpha - (E_2 - E_1) \sin \alpha = 0$ . Erros consideráveis ocorrem quando os ângulos de base íngremes para a fatia são combinados com altos valores de poropressão da água no solo (Turnbull e Hvorslev 1967; Greenwood, 1983).
BISHOP	$FS = \frac{\sum \left[ \frac{(c' \cdot b + (W - u \cdot b) \tan \phi') \cdot \sec \alpha}{(1 + (1/FS_m) \tan \phi' \cdot \tan \alpha)} \right]}{\sum (W) \cdot \sec \alpha}$	Forças interlamelas tangenciais são iguais e opostas ( $X_1 = X_2$ ) e as forças normais ao plano interlamelas não são iguais ( $E_1 \neq E_2$ ). O valor de FS ocorre em ambos os lados da expressão, portanto, um valor estimado para FS deve ser escolhido do lado direito para obter um valor de FS do lado esquerdo. Por iteração sucessiva, a convergência sobre o valor real de FS é obtido.
JANBU	$FS = \frac{\sum \left[ \frac{c' b + (W - u \cdot b) \tan \phi'}{(1 + (1/FS_f) \tan \phi' \cdot \tan \alpha)} \cdot \sec \alpha \right]}{\sum (W \tan \alpha)} x f_0$	Idêntico a Bishop, exceto que a equação é expressa em termos de força horizontal de equilíbrio e uma compensação multiplicando o fator é introduzido (tipicamente $f_0 = 1,05$ )
GREENWOOD GENERALIZADO	$FS = \frac{\sum [c' \cdot l + (W \cos \alpha - u \cdot l - (U_2 - U_1) \sec \alpha) \cdot \tan \phi']}{\sum (W) \cdot \sec \alpha}$	Forças interlamelas são analisadas e forças de poropressão, $U_1$ e $U_2$ , nas laterais do são consideradas, ou seja, $(X'_2 - X'_1) \cos \alpha - (E'_2 - E'_1) \sin \alpha = 0$
GREENWOOD GENERALIZADO (COM K)	$FS = \frac{\sum \left[ \frac{c' \cdot l + (W \cos \alpha - u \cdot l - (U_2 - U_1) \sec \alpha + K \tan \alpha (W - u \cdot b) \sec \alpha) \cdot \tan \phi'}{\sum (W) \cdot \sec \alpha} \right]}{\sum (W) \cdot \sec \alpha}$	Inclusão do coeficiente de empuxo horizontal do solo (K). Influencia a posição da superfície crítica de deslizamento (particularmente em solos sobreadensados).

FONTE: NORRIS *et al.* (2008).

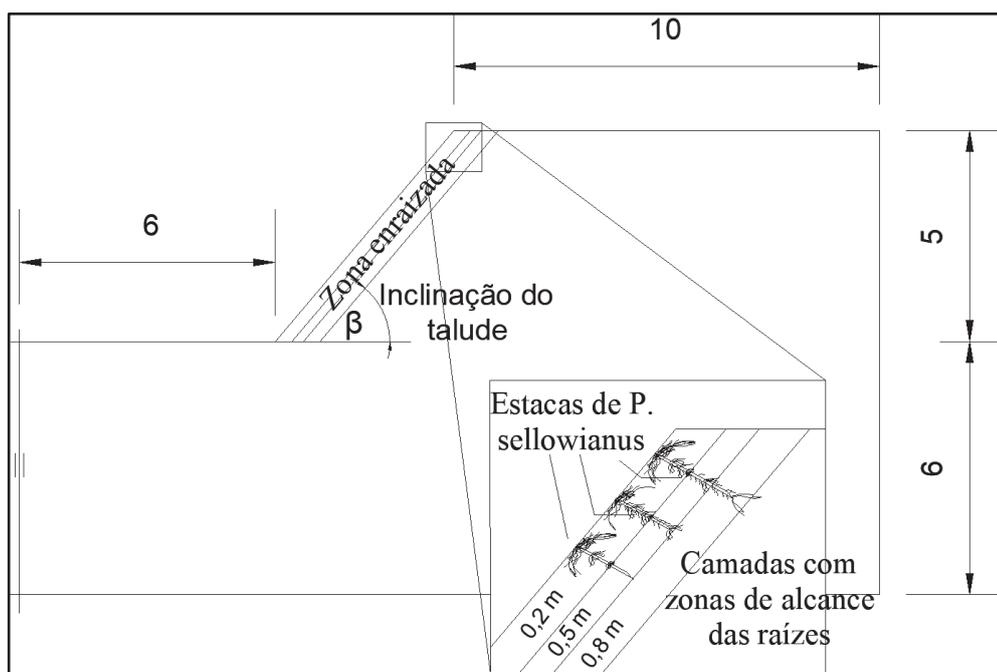
Foram realizadas verificações para a geometria apresentada no início deste capítulo, considerando-se uma quantidade de 6 plantas por metro quadrado, sendo esta quantidade multiplicadas pelo número de raízes estimadas para as três profundidades de superfície de ruptura. Com apoio do *software* desenvolvido em planilhas de Excel (SLIP4EX), foram calculados e verificados os Fatores de Segurança dos modelos apresentado.

### 3.5.3 SLOPE/W - Métodos Morgenstern-Price e Janbu

Foram criados três modelos tipo , representando um aterro sobre o terreno natural, com o objetivo de analisar como diferentes formas de incorporação dos efeitos das raízes agem na estabilização do solo contra deslizamentos. Tanto o aterro como o terreno natural são formados por material homogêneo, similarmente como foi representado no estudo de caso escolhido para esse trabalho. Decidiu-se por taludes com declividade de 30, 45 e 50 graus por serem um intervalo o qual as técnicas de engenharia natural conseguem ser incorporadas. A geometria consistiu em um talude de 5 metros de altura sobre um terreno natural com 10 metros de altura.

A representação do efeito das raízes no solo também foi representada somando-se o incremento de coesão  $c_R$  à coesão adotada inicialmente. Para representar o desenvolvimento das estacas de *P. sellowianus* no solo com o passar dos anos, foram delimitadas três camadas de material na superfície do talude, sendo cada espessura definida como igual ao alcance das raízes para uma densidade radicular estimada. O comportamento do composto solo-raiz neste estudo é simulado pela coesão adicional proporcionada pelas raízes

FIGURA 3.19 – MODELO TIPO ADOTADO E ABORDAGEM PARA REPRESENTAR O ALCANCE DAS RAÍZES CONFORME SEU DESENVOLVIMENTO NO



FONTE: O autor (2023).

A análise comparativa de estabilidade no curto e longo prazo, foram feitas alterando as propriedades geotécnicas de cada camada de maneira a equivaler aos cinco momentos diferentes de obra: talude original, e talude 1, 2, 5 e 10 anos após intervenção em engenharia natural. Foram utilizados os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obedecendo aos critérios de Mohr-Coulomb, dos dois materiais (Tabela 3.15), encontrados por ensaios de cisalhamento direto realizados, em amostras drenadas e não-drenadas (ALMEIDA *et al.*, 2016). A decisão por utilizar os mesmos parâmetros recai sobre a preocupação de aproximar os modelos ao estudo de caso analisado.

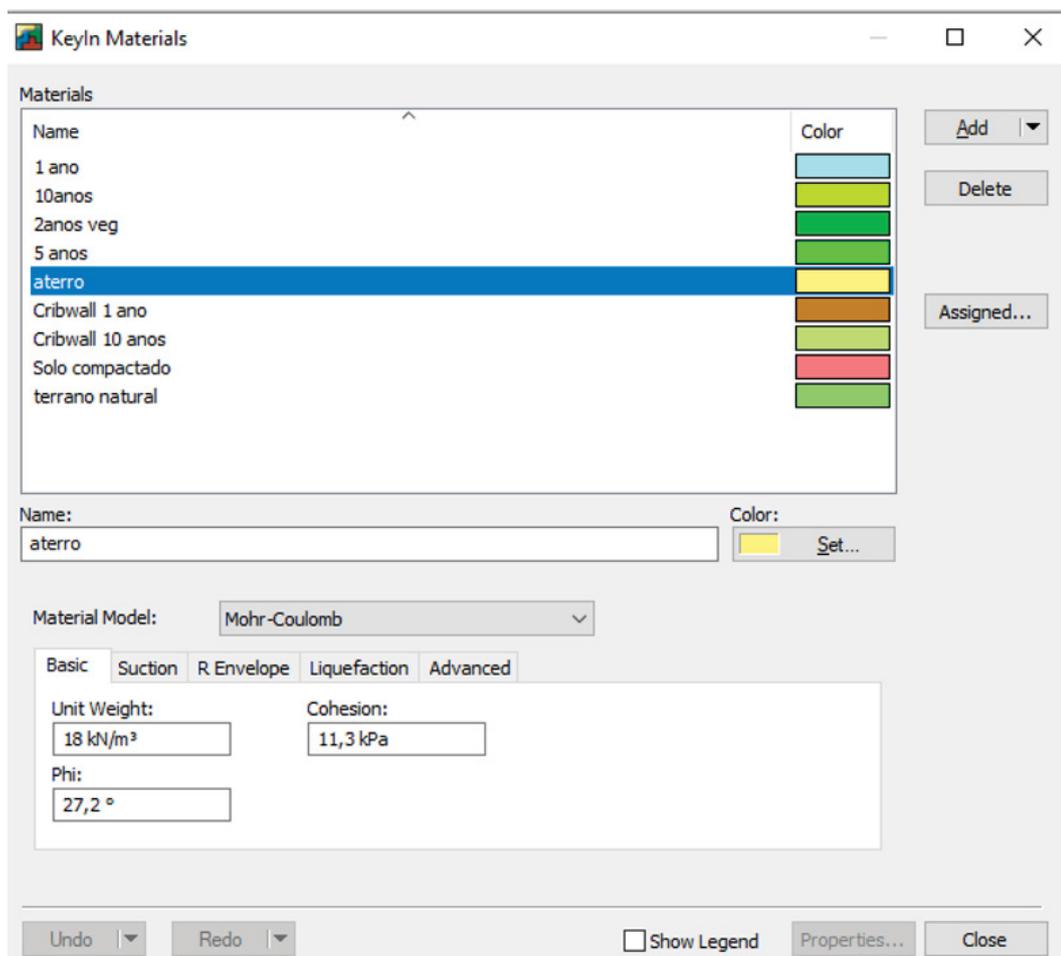
TABELA 3.15 – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DAS AMOSTRAS DE SOLOS, COLETADOS EM DOIS PONTOS DO TALUDE, OBTIDOS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Parâmetros de resistência do solo	Aterro silto-argiloso compactado	Solo natural silto-arenoso
Peso específico, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	17,5
Coesão efetiva, $c'$ (kPa)	11,3	6,3
Ângulo de atrito interno, $\phi$ (°)	27,2	29

FONTE: Almeida *et al.* (2016).

O painel para entrada dos parâmetros geotécnicos no *software* está apresentado na Figura 3.21. Os diferentes materiais foram nomeados de maneira a identificar a coesão de acordo com a profundidade da raiz e o período de análise. Escolheu-se a opção de representação dos materiais seguindo o critério envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, com três parâmetros de *input*: peso específico do solo (kN/m<sup>3</sup>), coesão efetiva (kPa) e ângulo de atrito interno (°).

FIGURA 3.20 – JANELA DE DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE MATERIAIS DO SLOPE/W



FONTE: O autor (2023).

A análise de estabilidade externa via *software* GeoStudio 2012, módulo Slope/W é realizada através de uma rotina conhecida como “*entry and exit*” em que são definidas as regiões para a entrada e de saída, das possíveis superfícies de ruptura geradas automaticamente pelo programa. Seguimentos de reta passando por uma linha perpendicular intermediária auxilia na locação do raio da superfície circular (número de incrementos de raio).

Considerando que a quantificação para  $c_R$  pelo método WWM será sempre maior que os demais métodos de quantificação vigentes, optou-se por utilizar apenas os resultados de  $c_R$  com a correção de Preti-Schwarz para apresentar sempre a pior situação. Assim, a Tabela 3.16 reúne as principais características geométricas e mecânicas adotadas no SLOPE/W, e os *inputs* escolhidos para a análise do efeito das raízes.

TABELA 3.16 – COMBINAÇÕES ESTUDADAS NO SLOPE/W E SLIP4EX

Talude	Parâmetros	Valores
H(m)	Altura do talude	5 metros
$\beta$ (°)	Declividade do talude	30; 45; 50
$\phi'$ (°)	Ângulo de atrito interno do solo	27,2
$c'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Valores de Coesão característico do solo	11,3
$\gamma$ (kPa)	Valores de peso específico do solo	18
Raízes	Parâmetros	Valores
t (anos)	Tempos analisados para curto e longo-prazo	1; 2; 5; 10 anos
H <sub>R</sub> (cm)	Valores estudados de profundidades alcançadas pelas raízes	20, 50,80
$\Delta\tau_R$ (kPa)	Resistência ao Cisalhamento (Cisalhamento direto <i>in situ</i> - Maffra 2018)	1,2; 2,4; 6; 12
$\Delta\tau_R$ (kPa)	Resistência ao Cisalhamento ( $c_R$ wmm preti- schwarz)	Tabela 4.4

As superfícies de ruptura foram definidas para deslizamentos rasos (translacional) e deslizamentos profundos (rotacional). Para analisar o comportamento do talude para deslizamentos rasos, foram feitas superfícies que passassem pelas 3 camadas geométricas do talude, para dessa forma, verificar o acréscimo de resistência contra o deslizamento para os períodos discutidos acima. Foram definidos dois modelos de superfície de ruptura: circular e não-circular. As configurações geométricas para superfícies circulares foram de profundidade mínima igual a 0,01 metros de profundidade e 30 lamelas.

A Tabela 3.16 contempla o método utilizado para analisar o efeito da vegetação no aumento de estabilidade dos taludes.

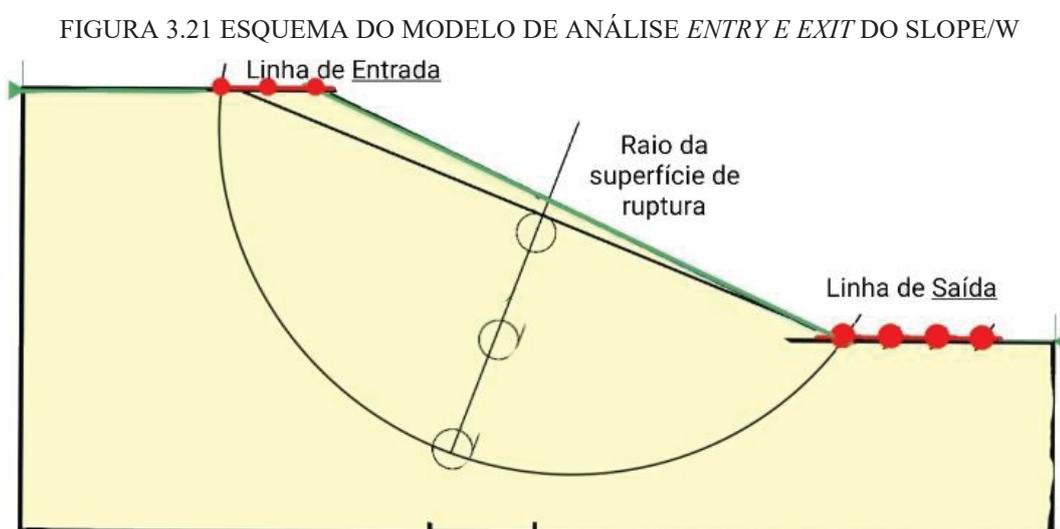
TABELA 3.17 – INFORMAÇÕES DO MÉTODO DE ANÁLISE UTILIZADO NO SLOPE/W

MÉTODO DE ANÁLISE	
Método de Cálculo	Janbu (1955); Morgenstern-Price (1965);
Tipo de Superfície de Ruptura	Circular; Não-circular
Software de apoio	SLOPEW/
DEFINIÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE RUPTURA	
Circular	Gerado automaticamente pelo programa Slope/w
Não-circular	Planos de ruptura definido para 20,50 e 80 cm de profundidade

Foram definidas superfícies de ruptura circular e não circular, sendo que a delimitação das superfícies de ruptura no SLOPE/W foi feita escolhendo a região da entrada da superfície gerada na parte superior do talude e sua região de saída. Para tanto, foram definidas

aleatoriamente esses intervalos, conferindo os resultados das possíveis superfícies de ruptura. As condições de contorno para a criação das superfícies de ruptura, definida pela quantidade de ponto de entrada e saída da superfície em um espaço na superfície do modelo está apresentada na Tabela 3.17.

O conceito de análise “*entry*” e “*exit*”, pode ser entendido com a Figuras 3.21. Um ponto pertencente à linha de entrada é ligado a um ponto pertencente à linha de saída e no ponto médio desta linha formada pela união dos dois pontos é criada uma linha, perpendicular a esta que o raio da superfície circular gerada.



FONTE:SLOPE/W

TABELA 3.18 – CONFIGURAÇÃO UTILIZADA PARA DETERMINAR AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA

Declividade do Modelo ( $\beta$ °)	QUANTIDADE DE INCREMENTOS		
	Entrada	Saída	Quantidade de Raios
30	5	20	10
45	5	10	10
50	5	10	10

## 4 ANÁLISES DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados os resultados encontrados nas verificações de estabilidade de taludes reforçados com a presença da vegetação, usando alguns métodos de equilíbrio limite. Fornecendo uma plataforma para a interpretação, análise e contextualização dos resultados do estudo, são discutidos de forma abrangente os resultados numéricos e a sensibilidade do aumento de coesão causado pelas raízes, bem como discute-se a abordagem utilizada para transcrever as técnicas de engenharia natural de forma quantitativa.

### 4.1 RAZÃO DA ÁREA RADICULAR (RAR)

A primeira e principal dificuldade encontrada para conseguir alcançar uma quantificação confiável dos efeitos das raízes das plantas esteve em estimar um intervalo de volume de raízes presentes no solo de maneira lógica e coerente, aproximando a verificação do efeito mecânico das raízes ao observado no ambiente. Como já exposto nos capítulos anteriores, a complexidade em quantificar a magnitude do aumento de resistência é decorrente das variáveis de distribuição espacial e temporal das raízes, sendo ela dependente de inúmeros fatores, como espécie, idade e localização, e que, portanto, dificilmente pode ser especificada.

Na Tabela 4.1 encontram-se as estimativas calculadas, pela regressão da equação de Chapman-Richards, para a progressão do diâmetro representativo do sistema radicular das *P. sellowianus* com o tempo, os quais foram alcançados tendo por base os estudos de campo de Maffra (2018) até 432 dias de plantio.

TABELA 4.1 – ESTIMATIVA DO DESENVOLVIMENTO DO DIÂMETRO MÉDIO DAS RAÍZES AO LONGO DOS ANOS

Tempo (dias)	Diâmetro da raiz (mm)	Área da raiz (mm <sup>2</sup> )	Tempo (dias)	Diâmetro da raiz (mm)	Área da raiz (mm <sup>2</sup> )
133	0,66	0,3	864	1,38	1,5
186	0,96	0,7	2320	1,48	1,7
252	1,33	1,4	3776	1,92	2,9
432	1,37	1,5			

NOTA: Valores obtidos pela Equação de Chapman-Richards para estimativa do diâmetro das raízes - Apêndice C.

Devido à baixa quantidade de dados provenientes da literatura empregadas neste estudo para regressão pela Equação de Chapman-Richards, deve-se destacar a possibilidade de erros estatísticos consideráveis.

A Tabela 4.2 agrupa os valores estimados de RAR a partir do que foi encontrado para os diâmetros da raiz em relação a profundidade e com o tempo. Cabe destacar que estes resultados estão baseados na área de solo da seção transversal da caixa de cisalhamento utilizada em Maffra (2018) e a quantidade possível da média de raízes que interceptam o plano de cisalhamento.

TABELA 4.2 – ESTIMATIVA DA RAR COM A PROFUNDIDADE E TEMPO SEGUINDO UM SISTEMA RADICULAR TRIANGULAR

Tempo (anos)	RAR AO LONGO AO LONGO DA ESTACA DE <i>P. SELLOWIANUS</i>		
	0,2 cm	0,5 cm	0,8 cm
1	0,00004	-	-
2	0,00009	0,000000	0,000000
5	0,00022	0,000018	0,000001
10	0,00044	0,000068	0,000011

Tendo os resultados reunidos acima, é imperiosa a correlação com o que contabilizou o mesmo autor em seus ensaios de campo, reunidos na Tabela 4.3. Na segunda coluna da Tabela 4.3, encontram-se os valores de mínimo, média e máximo da razão de área radicular – RAR ( $A_r/A$ ) encontradas por Maffra (2018) durante ensaios de cisalhamento direto *in situ*, na profundidade de 20 cm. A terceira coluna encontram-se os valores de máximo, mínimo e média para o diâmetro das estacas na superfície de cisalhamento. Nas demais colunas, foram estimados valores de área total de raiz na superfície de ruptura e área de estaca para encontrar possíveis quantidades de raízes por sistema radicular.

TABELA 4.3 – VALORES DE  $A_r/A$  OBSERVADOS EM MAFFRA (2018) PARA *P. SELLOWIANUS* DURANTE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO E ESTIMATIVAS PARA A QUANTIDADE DE RAÍZES DESCONSIDERANDO A ÁREA DA ESTACA

Estatística	$A_r/A$ (MAFFRA, 2018)	Diâmetro das estacas (mm)	Área raiz +estaca (m <sup>2</sup> )	Área de estaca (m <sup>2</sup> )	$A_r$ (m <sup>2</sup> )	Área raiz indiv. (m <sup>2</sup> )	Quant. de raízes
Mínimo	0,058%	10,8	9,28E-5	9,20E-5	1,2E-6	1,775E-6	0,67
Média	0,190%	19,1	3,04E-4	2,90E-4	1,7E-5	1,77E-6	9,89
Máximo	0,384%	27,9	6,144E-4	6,10E-4	3,0E-6	1,77E-6	1,72

NOTA:  $A_r/A$  é a razão de área radicular da *P.sellowianus* encontrada em Maffra (2018). Os valores de mínimo, máximo e média, são relativos aos dados de  $A_r/A$  e ao diâmetro das estacas. As demais colunas foram calculadas a partir destes valores.

Em posse dos valores de RAR desconsiderando as estacas, foram calculados pelos métodos teóricos WWM os valores  $c_R$  acrescido ao solo. As análises de estabilidades desta pesquisa utilizaram os dados encontrados por Maffra (2018) em ensaios de cisalhamento *in situ* como uma das formas de verificação de estabilidade de taludes. A Tabela 4.4 reúne os valores de incremento coesão adotados para cada tipo de verificação.

TABELA 4.4 – VALORES ADICIONADOS A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO PARA CADA ANO DE OBSERVAÇÃO DE ESTABILIDADE DO TALUDE, CONFORME PROFUNDIDADE ADOTADA DE SUPERFÍCIE DE RUPTURA.

Método	Profundidade (cm)	PARÂMETRO DE COESÃO DO SOLO ( $C + C_R$ ) AO LONGO DOS ANOS (KPA)			
		1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
Cisalhamento direto <i>in situ</i> *	20	1,2	2,4	6	12
	50	0	1,2	2,4	6
	80	0	0	1,2	2,4
$C_{R\ wwm}$	20	1,2	2,4	6,0	12,0
	50	-	0,01	0,49	1,87
	80	-	0,00	0,04	0,29
$C_{R\ Preti - Schwarz}$	20	0,48	0,96	2,39	4,80
	50	-	0,01	0,20	0,75
	80	-	0,00	0,02	0,12

Nota-se a grande diferença entre o contabilizado pelo autor para profundidade maiores que 20 cm e as estimativas por meios dos métodos teóricos de quantificação adotados. Destaca-se que essa diferença é decorrente de que em Maffra (2018), o autor incluiu a área da estaca que intercepta a superfície de ruptura na profundidade de 20 cm, na soma de área radicular ( $A_r$ ), portanto, contabilizando a área da estaca juntamente a área total de raízes que também interceptam esta profundidade. De acordo com o autor:

Cruzando as superfícies de cisalhamento, além das estacas, poucas raízes foram observadas. A maioria das raízes ocorreu preferencialmente acima de 20 cm de profundidade. Isso mostra que, mesmo com poucos elementos lenhosos cruzando a superfície de ruptura, as plantas de *P. sellowianus* propagadas por estacas foram capazes de conferir aumento significativo na resistência ao cisalhamento do solo. (MAFFRA, 2018, p.139)

A soma dos valores de coesão ( $c_R$ ) com a coesão original do solo estão agrupadas na Tabela 4.5 para melhor entendimento de como foram quantificadas as resistências ao cisalhamento com a profundidade das raízes. Essa configuração leva aos resultados expostos nas seções seguintes.

TABELA 4.5 – VALORES ADICIONADOS A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO PARA CADA ANO DE OBSERVAÇÃO DE ESTABILIDADE DO TALUDE, CONFORME PROFUNDIDADE ADOTADA DE SUPERFÍCIE DE RUPTURA.

Método	Profundidade (cm)	PARÂMETRO DE COESÃO DO SOLO ( $C + C_R$ ) AO LONGO DOS ANOS (KPA)			
		1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
Cisalhamento direto <i>in situ</i>	20	12,50	13,70	17,30	23,30
	50	11,30	12,50	13,70	17,30
	80	11,30	11,30	12,50	13,70
$C_R$ wwm	20	12,50	13,70	17,27	23,30
	50	11,30	11,31	11,79	13,17
	80	11,30	11,30	11,34	11,59
$C_R$ Preti - Schwarz	20	11,78	12,26	13,69	16,10
	50	11,30	11,31	11,50	12,05
	80	11,30	11,30	11,32	11,42

## 4.2 MÉTODO TALUDE INFINITO

Para calcular os valores de FS não foram considerados muitos dos parâmetros que o método de Talude Infinito contempla, tais como: altura do nível piezométrico ( $h_w$ ), arrasto do vento ( $D$ ) e sobrecarga ( $W_R$ ). A não consideração dos parâmetros discutidos acima na análise de estabilidade deve-se ao baixo peso das estacas de *Phyllanthus sellowianus*, a falta de informações quanto ao nível freático no talude do estudo de caso e a insensibilidade de esse tipo de vegetação a forças de arrasto pelo vento.

Os cálculos e as considerações feitas podem ser observados no Apêndice D, deste trabalho, onde encontra-se uma das tabelas feitas para realizar a análise de estabilidade pelo

método de talude infinito. A Tabela 4.6 contém as magnitudes encontradas, por meio desse método, de Fator de Segurança ao longo dos anos, para as três declividades propostas, subdivididas conforme as considerações adotadas para quantificar o efeito da vegetação (valores encontrados na Tabela 4.5).

TABELA 4.6 – FATOR DE SEGURANÇA PARA AS 3 DECLIVIDADE ANALISADAS AO LONGO DOS ANOS

Declividade do Talude	Incremento de Resistência	Prof. Sup. de Ruptura	Tempo (Anos)					Aumento Fator de Segurança	
			Fator de segurança - FS						
$\beta$ (°)	CR	h (cm)	-	1	2	5	10	$\Delta\%$	
30 °	Cisalhamento direto <i>in situ</i>	20	8,14	8,91	9,68	11,99	15,84	95%	
		50	3,79	3,79	4,10	4,41	5,33	41%	
		80	2,70	2,70	2,70	2,89	3,09	14%	
	CR WWM	20	8,14	8,91	9,68	11,97	15,84	95%	
		50	3,79	3,79	3,79	3,92	4,27	13%	
		80	2,70	2,70	2,70	2,71	2,75	2%	
	CR PRETI-SCHWARZ	20	8,14	8,91	9,68	9,67	11,22	38%	
		50	3,79	3,79	3,79	3,84	3,98	5%	
		80	2,70	2,70	2,70	2,70	2,72	1%	
	45°	Cisalhamento direto <i>in situ</i>	20	6,79	7,46	8,13	10,13	13,46	98%
			50	3,03	3,03	3,29	3,56	4,36	44%
			80	2,08	2,08	2,08	2,25	2,42	16%
CR WWM		20	6,79	7,46	8,13	10,11	13,46	98%	
		50	3,03	3,03	3,03	3,13	3,44	14%	
		80	2,08	2,08	2,08	2,09	2,12	2%	
CR PRETI-SCHWARZ		20	6,79	7,46	8,13	8,12	9,46	39%	
		50	3,03	3,03	3,03	3,07	3,19	6%	
		80	2,08	2,08	2,08	2,09	2,10	1%	
50 °		Cisalhamento direto <i>in situ</i>	20	6,81	7,48	8,16	10,19	13,58	99%
			50	2,98	2,98	3,25	3,52	4,33	45%
			80	2,02	2,02	2,02	2,19	2,36	17%
	CR WWM	20	6,81	7,48	8,16	10,17	13,57	99%	
		50	2,98	2,98	2,98	3,09	3,40	14%	
		80	2,02	2,02	2,02	2,03	2,07	2%	
	CR PRETI-SCHWARZ	20	6,81	7,48	8,16	8,15	9,51	40%	
		50	2,98	2,98	2,98	3,03	3,15	6%	
		80	2,02	2,02	2,02	2,03	2,04	1%	

O uso de valores de resistência ao cisalhamento provenientes de ensaios de cisalhamento *in loco* resultou em maiores valores de FS. Esse resultado facilmente entendido devido a consideração de um aumento de resistência igualmente distribuída por toda camada alcançada pelas raízes, desconsiderando a diminuição da quantidade de raízes que interceptam as possíveis superfícies de deslizamento com a profundidade no maciço.

Valores a relativa diminuição da densidade radicular com a profundidade acaba sendo notada pelas abordagens seguintes, para WWM e WWM com correção  $k''$ . Nas camadas mais superficiais, pelas estimativas feitas na seção 4.1 para a configuração do sistema radicular da *Pyllanthus sellowianus* terem resultado de uma quantificação de  $c_R$  que convergiram para os valores encontrados por Maffra (2018), os valores de FS para esta camada também apresentaram o mesmo comportamento, com diferenças irrelevantes para o tempo de serviço de 10 anos. Contudo, ao considerar o aumento de coesão de acordo com a correção de Preti-Schwarz, as diferenças foram notórias. Como o cálculo por meio do método de Wu e Waldron com coeficiente  $k''$  tende a valores muito mais conservadores, o FS tende a ser mais baixo.

Ao final de 10 anos, utilizando-se dos dados de resistência ao cisalhamento coletados por Maffra (2018) para o cálculo dos FS do modelo de talude tipo com 50 graus de inclinação, levou a um aumento de 99% do FS, ao passo que com um  $c_R$  estimado com a correção  $k''$  gerou foram encontrados um aumento de 40 por cento para a consideração de uma profundidade até a superfície de deslizamento igual 20 cm, camada de solo cuja densidade radicular é maior. Já para uma superfície de ruptura encontrada na máxima profundidade estimada das raízes, o FS aumentou em torno de 6 por cento no primeiro caso e 1 por cento no segundo caso, considerando os cenários de desenvolvimento até 10 anos.

### 4.3 SLIP4EX E OS MÉTODOS DE GREENWOOD

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados de cálculos realizados com o uso do SLIP4EX. Inicialmente, foram estimados a quantidade de raízes passantes nas superfícies de deslizamentos definidas no Capítulo 3 e o diâmetro médio representativo das raízes da *P. sellowianus*, estando estes valores reunidos na Tabela 4.7. Conforme Tabela 4.7, pode-se verificar que a quantidade de raízes que atravessam a profundidade de 80 cm só existirá após 10 anos.

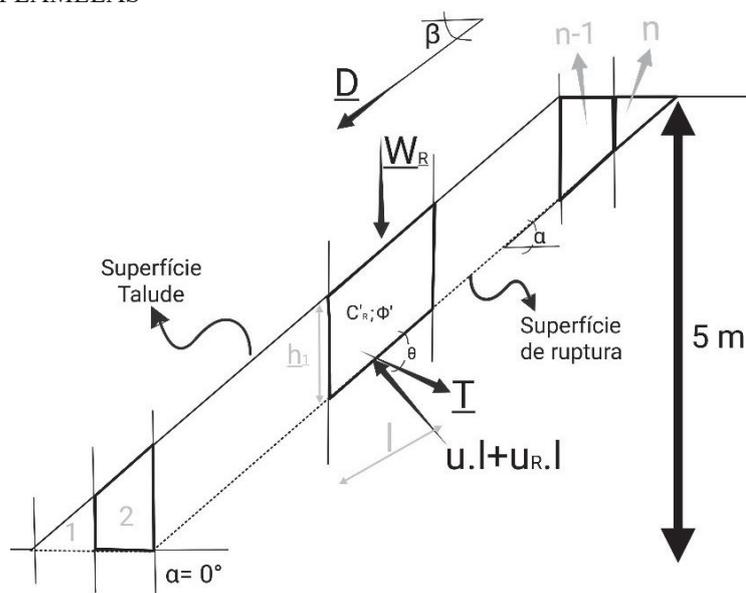
TABELA 4.7 – PARÂMETROS DE ENTRADA UTILIZADOS PARA CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA

Profundidade (cm)	Quantidade de raízes estimadas atravessando o plano de cisalhamento			
	1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
20	5	9	20	24
50	-	0	2	4
80	-	0	0	1
Diâmetro médio estimado das raízes $\varphi$ (mm)	1,37	1,38	1,48	1,92

Para os dados de entrada considerou-se a vegetação como um reforço (T), calculado conforme indicado na seção 2.6.4. Observou-se uma baixa magnitude da força T calculada, que se traduz da quantidade de raízes passantes na superfície de deslizamento de pequeno diâmetro. Conforme comentado por Maffra (2018), o uso de T como parâmetro de reforço parece ser significativo apenas para árvores com sistema radicular que apresentem raízes lenhosas espessas e profundas. Apesar da possibilidade de ser adotado valores de entrada para o aumento de coesão ( $c_R$ ), este não foi atribuído no presente exercício devido a prioridade dada a outras análises da presente pesquisa.

A geometria da superfície de ruptura adotada para calcular o Fator de Segurança no SLIP4EX está representada na Figura 4.1, cujo diagrama de forças atuantes nas fatias previamente definidas pelo operador e os ângulos utilizados para a análise de estabilidade também estão destacados.

FIGURA 4.1 – GEOMETRIA ADOTADAS PARA DIVISÃO CAMADA DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA EM LAMELAS



FONTE: O autor.

Como modelo para discussão, destaca-se o modelo tipo com declividade igual a 50°, por ser o que apresentou os menos FS. A Tabela 4.8, reúne os resultados de Fator de Segurança do talude tipo, e sua evolução ao longo dos anos, calculado pelos três métodos de Greenwood existentes no SLIP4EX. Os resultados das demais declividades propostas para análise estão reunidas no Apêndice H.

TABELA 4.8 – FATOR DE SEGURANÇA CALCULADO PARA OS TEMPOS DE SERVIÇO DE 1, 2, 5 e 10 ANOS PARA UM TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50°

Profundidade (cm)	Método de Cálculo	Fator de Segurança			
		1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
20	Sem presença de vegetação	4,95	4,95	4,95	4,95
	Greenwood Generalizada	4,95	5,22	5,46	6,47
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	4,95	5,54	5,79	6,87
	Greenwood Simplificada	4,95	5,22	5,46	6,47
50	Sem presença de vegetação	2,49	2,49	2,49	2,49
	Greenwood Generalizada	2,49	2,49	2,49	2,52
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	2,49	2,80	2,80	2,83
	Greenwood Simplificada	2,49	2,49	2,49	2,52
80	Sem presença de vegetação	1,87	1,87	1,87	1,87
	Greenwood Generalizada	1,87	1,87	1,87	1,87
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	1,87	2,17	2,17	2,17
	Greenwood Simplificada	1,87	1,87	1,87	1,87

Como a inexistência de um nível piezométrico acima da superfície de ruptura, os métodos de Fellenius e Generalizado de Greenwood tornam-se idênticos ao método simplificado de Greenwood. Dessa forma, os resultados só se diferem em relação ao modelo em que é considerado o fator de empuxo K.

A diferença de valores encontrados para o fator de segurança da análise para o talude de 50° utilizando os métodos de Greenwood Simplificado e Greenwood generalizado com incorporação do coeficiente de empuxo K chegou a 16,38% para a verificação no tempo igual a 10 anos e superfície de ruptura a uma profundidade de 80cm. Cabe ressaltar que foi utilizado um parâmetro K igual a 0,5 que não foi estudada mais a fundo, sendo esse um valor utilizado em Greenwood *et al.*, (2004).

Como reunido na Tabela 4.9, os valores de FS diminuí com o aumento da profundidade da superfície de escorregamento, resultado do aumento do peso de solo. A presença de raiz

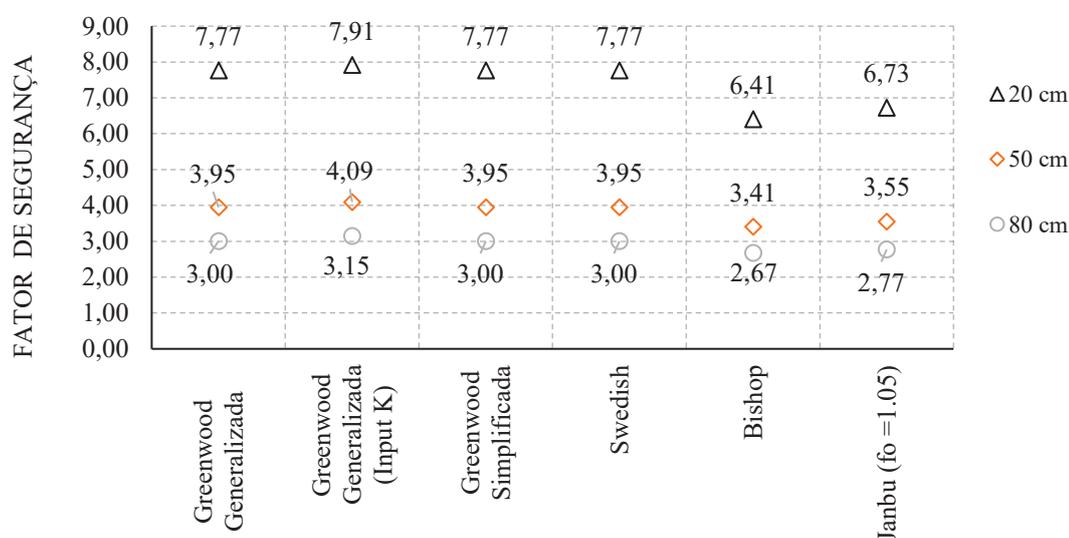
levou ao aumento do FS nas três profundidades, sendo que a sensibilidade a presença desse material aumentou com a profundidade.

TABELA 4.9 – VALORES DO FATOR DE SEGURANÇA CALCULADOS E COMPARAÇÃO PERCENTUAL

Profundidade (cm)	Método de Cálculo	Fator de Segurança				
		s/veg	1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
20	Greenwood Generalizada	4,95	5,22	5,46	6,47	9,25
	Greenwood Generalizada ( <i>Input</i> K)	4,95	5,54	5,79	6,87	9,80
	$\Delta$ FS%	0,00%	6,16%	6,13%	6,05%	5,92%
50	Greenwood Generalizada	2,49	2,49	2,49	2,52	2,59
	Greenwood Generalizada ( <i>Input</i> K)	2,49	2,80	2,80	2,83	2,91
	$\Delta$ FS%	0,00%	12,29%	12,29%	12,26%	12,20%
80	Greenwood Generalizada	1,87	1,87	1,87	1,87	1,88
	Greenwood Generalizada ( <i>Input</i> K)	1,87	2,17	2,17	2,17	2,19
	$\Delta$ FS%	0,00%	16,41%	16,41%	16,41%	16,38%

A Figura 4.2 reúne os valores encontrados em cada um dos métodos de cálculo do SLIP4EX ao final de 10 anos, sendo que para os métodos de Janbu e Bishop, não estão sendo consideradas a vegetação

FIGURA 4.2 – VALORES COMPILADOS DOS FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS ATRAVÉS DE CADA MÉTODO ABORDADO NO SLIP4EX



FONTE: O autor.

O método de Bishop foi o que apresentou o menor valor de Fator de Segurança na análise sem a presença de raízes. Destaca-se, conforme Duncan, Wright e Brandon (2014), mesmo que ainda seja utilizado em produtos comerciais, esse tipo de método para análise de superfícies de ruptura não circulares, esse o método foi desenvolvido para resolver superfícies de geometrias circulares. Logo, a opção por essa geometria não circulares, pode ter acarretado erros que não foram identificados durante a produção deste trabalho.

Em casos em que a superfície de ruptura é não-circular, especialmente para movimentos rasos, o roteiro proposto por Janbu pode ser um procedimento mais adequado, especialmente se a geometria da superfície de ruptura é conhecida. Por mais que a ferramenta (SLIP4EX) não consiga inserir o efeito da vegetação em seus cálculos, essa inserção é possível. Esse procedimento pode ser observado em Lee (1985) citado em Coppin e Richards (2007), que aplicou o método de Janbu para taludes, simulando condições típicas de Hong Kong, para comparar o FS mínimo para taludes com e sem vegetação, sob condições saturadas e não saturadas.

#### 4.4 SLOPE/W E MÉTODOS MORGENSTERN-PRICE

Nesta seção são discutidos os resultados obtidos de Fator de Segurança para o talude de declividade igual a 50°. As demais análises (declividades 30° e 45°) encontram-se no Apêndice J, assim como as ilustrações das superfícies de ruptura.

A Tabela 4.10 reúne os resultados obtidos para os dois tipos de superfície de ruptura: Não-circular e Circular, calculados utilizando-se método de Janbu para a superfície de ruptura em 0,2 metros de profundidade e o método de Morgenstern-Price, para demais superfícies geradas pelo programa ou definidas previamente. O método de cálculo de Janbu foi necessário pois o método de Morgenstern-Price para essa espessura verificada não convergiu a resultados no SLOPE/W. Visto que o nível piezométrico não penetra o aterro do talude, essa dificuldade pode ser proveniente de tensões efetivas negativas usualmente uma combinação de fatias finas com baixo peso próprio e um alto valor de coesão total ( $c+c_R$ ), ou ainda, ângulos muito íngremes das fatias (ABRAMSON *et al.*, 2001).

TABELA 4.10 – FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50° NO CURTO E LONGO PRAZO – CISALHAMENTO DIRETO *in situ*

Tipo de ruptura	Prof. Sup rup	Método de cálculo	S/ plantas	Fator de Segurança por tempo de trabalho				Aumento FS
				1 ano	2 anos	5 anos	10 anos	Δ%
Não-circular	0,2	Janbu	4,42	4,49	5,76	5,76	11,39	157,7%
	0,5	Morgenstern-Price	2,43	2,44	2,81	2,81	3,40	39,9%
	0,8	Morgenstern-Price	1,84	1,85	1,9	1,9	2,21	20,1%
Circular	Profundo	Morgenstern-Price	1,54	1,54	1,55	1,56	1,56	1,3%
	Raso*	Morgenstern-Price	2,03	2,04	2,08	2,28	2,57	26,6%

\*Delimitado até a profundidade de 80 cm.

Naturalmente, a adição de valores de coesão ( $c_R$ ) advindas Maffra (2018) e as estimativas provenientes da abordagem do desenvolvimento da parte viva durante os quatro períodos de serviço levaram a encontrar valores de FS maiores do que usando a coesão calculada conforme Preti-Schwarz, como é possível concluir com a Tabela 4.11.

TABELA 4.11 – FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50° NO CURTO E LONGO PRAZO – INCLUSÃO DE  $c_R$  WWM PRETI-SHWARZ NO MATERIAL.

Tipo de ruptura	Prof. Sup ruptura	Método de cálculo	S/ plantas	Fator de Segurança por tempo de trabalho				Aumento FS
				1 ano	2 anos	5 anos	10 anos	Δ%
Não-circular	0,2	Janbu	4,24	4,34	4,44	4,66	5,31	25,2%
	0,5	Morgenstern-Price	2,42	2,45	2,44	2,48	2,55	5,4%
	0,8	Morgenstern-Price	1,84	1,82	1,85	1,86	1,89	2,7%
Circular	Profundo	Morgenstern-Price	1,53	1,55	1,55	1,54	1,54	0,7%
	Raso*	Morgenstern-Price	2,02	2,03	2,04	2,05	2,11	4,5%

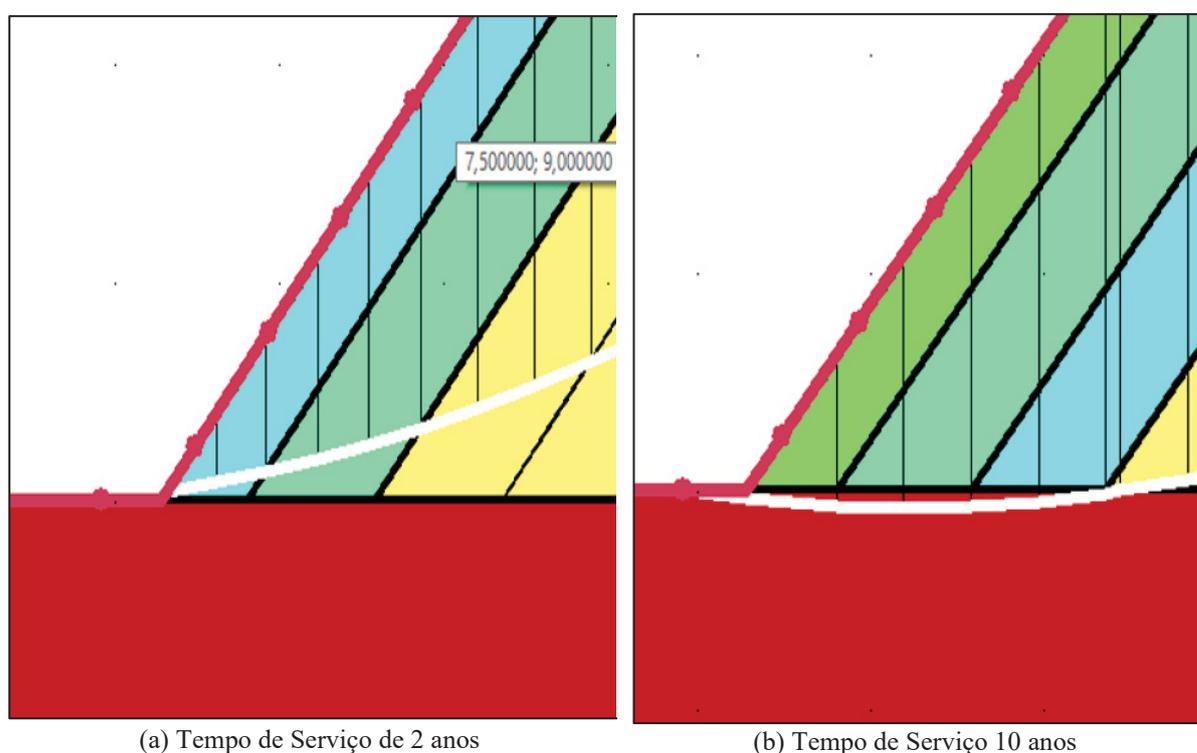
\*Delimitado até a profundidade de 80 cm.

Sendo ele conservador dos métodos de quantificação da influência das raízes, confere-se a estes resultados maior relevância e coerência quanto a presença da vegetação do talude.

Agrega-se a essa conclusão o fato de não ter sido encontrada aumento do FS para os movimentos de massa profundos.

Através dos valores de FS para superfícies de ruptura circulares profundas, a coesão acrescentada nos 4 períodos teve pouco efeito em rupturas circulares profundas. A Figura 4.3 permite o entendimento dessa baixa eficiência das técnicas aplicadas, ilustrando que o aumento de resistência só é representativo em uma parcela muito pequena da área analisada, sobre a possível superfície de escorregamento.

FIGURA 4.3 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA GERADAS PARA DOIS TEMPOS DE SERVIÇO



#### 4.5 COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE INCLUINDO O EFEITO DA VEGETAÇÃO

A Tabelas 4.12, 4.13 e 4.14 reúnem os valores de Fator de Segurança encontrados utilizando 5 métodos cálculo para 5 tempos de serviço distintos. Foram reunidos os FS das superfícies críticas dentre as geradas pelas ferramentas (SLOPE/W) e criadas manualmente (EXCEL e SLIP4EX). Os métodos não foram calculados sob as mesmas superfícies e áreas de deslizamentos, mas foram limitados a mesma profundidade, conforme a possibilidade de desenho no modelo.

TABELA 4.12 – COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE DA EVOLUÇÃO SEGUINDO DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO PARA TALUDE DE DECLIVIDADE IGUAL A 30°

Método de Cálculo	Fator de Segurança ao longo dos anos					ΔFS% (em 10 anos)
	S/ Plantas	1 ano	2 anos	5 anos	10 anos	
Talude Infinito	2,70	2,70	2,70	2,70	2,72	1%
Greenwood Generalizado	3,00	3,00	3,00	3,00	3,03	1%
Greenwood ( <i>input K</i> )	3,00	3,15	3,15	3,15	3,18	6%
Greenwood Simplificado	3,00	3,00	3,00	3,00	3,03	1%
Morgenstern-Price (Sup. pré-definida)	3,17	3,18	3,18	3,19	3,23	2%
Morgenstern-Price (Sup. Rup. Circular Rasa)	3,42	3,43	3,43	3,47	3,55	4%

NOTA: Sup. pré-definida refere-se às superfícies de ruptura não – circular, delimitadas e especificadas pelo operador. Sup. Rup. Circular-Rasa refere-se as superfícies geradas automaticamente pelo programa, mas delimitadas até a profundidade de 0,8 m da face do talude.

É possível observar que o método de Talude Infinito apresentou o menor Fator de Segurança entre os demais modos de cálculo. Ao passo que o método de Greenwood utilizando (*input K*) igual a 0,5 apresentou a maior variação para os períodos analisados (33%). As mesmas colocações em relação a variação de FS e ao maior FS são conferidas a verificação da declividade de 45 °, conforme resultados encontrados na Tabela 4.12. Em contrapartida, o menor FS foi observado utilizando método de Morgenstern - Price, com superfícies definidas até 0,8 metros de profundidade (FS = 2,06).

TABELA 4.13 – COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE DA EVOLUÇÃO SEGUINDO DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO PARA TALUDE DE DECLIVIDADE IGUAL A 45°

Método de Cálculo	Fator de Segurança ao longo dos anos					ΔFS% (em 10 anos)
	S/ Plantas	1 ano	2 anos	5 anos	10 anos	
Talude Infinito	2,08	2,08	2,08	2,09	2,10	1%
Greenwood Generalizado	1,83	1,86	1,88	1,98	2,15	18%
Greenwood ( <i>input K</i> )	1,83	2,12	2,15	2,25	2,44	34%
Greenwood Simplificado	1,83	1,86	1,88	1,98	2,15	18%
Morgenstern-Price (Sup. pré-definida)	1,84	2,06	2,06	2,06	2,06	12%
Morgenstern-Price (Sup. Rup. Circular Rasa)	2,02	2,71	2,73	2,79	2,88	43%

NOTA: Sup. pré-definida refere-se às superfícies de ruptura não-circular, delimitadas e especificadas pelo operador. Sup. Rup. Circular-Rasa refere-se as superfícies geradas automaticamente pelo programa, mas delimitadas até a profundidade de 0,8 m da face do talude

Na Tabela 4.14 encontram-se reunidos os valores de Fator de segurança para o talude com declividade igual a 50°, onde novamente, observa-se a maior variação de FS para a utilização do Método de Greenwood (com *input K*) e menor variação com o cálculo pelo método de Talude Infinito. E com o menor valor de FS com o método de Morgenstern-Price para superfície de não circular, pré-definida (FS=1,89).

TABELA 4.14 – COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE DA EVOLUÇÃO SEGUINDO DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO PARA TALUDE DE DECLIVIDADE IGUAL A 50°

Método de Cálculo	Fator de Segurança ao longo dos anos					ΔFS% (em 10 anos)
	S/ Plantas	1 ano	2 anos	5 anos	10 anos	
Talude Infinito	2,02	2,02	2,02	2,03	2,04	1%
Greenwood Generalizado	1,87	1,87	1,87	1,87	1,88	1%
Greenwood ( <i>input K</i> )	1,87	2,17	2,17	2,17	2,19	17%
Greenwood Simplificado	1,87	1,87	1,87	1,87	1,88	1%
Morgenstern-Price (Sup. pré-definida)	1,84	1,82	1,85	1,86	1,89	3%
Morgenstern-Price (Sup. Rup. Circular Rasa)	2,02	2,03	2,04	2,05	2,11	4%

NOTA: Sup. pré-definida refere-se às superfícies de ruptura não-circular, delimitadas e especificadas pelo operador. Sup. Rup. Circular-Rasa refere-se as superfícies geradas automaticamente pelo programa, mas delimitadas até a profundidade de 0,8 m da face do talude.

#### 4.6 ESTUDO DE CASO

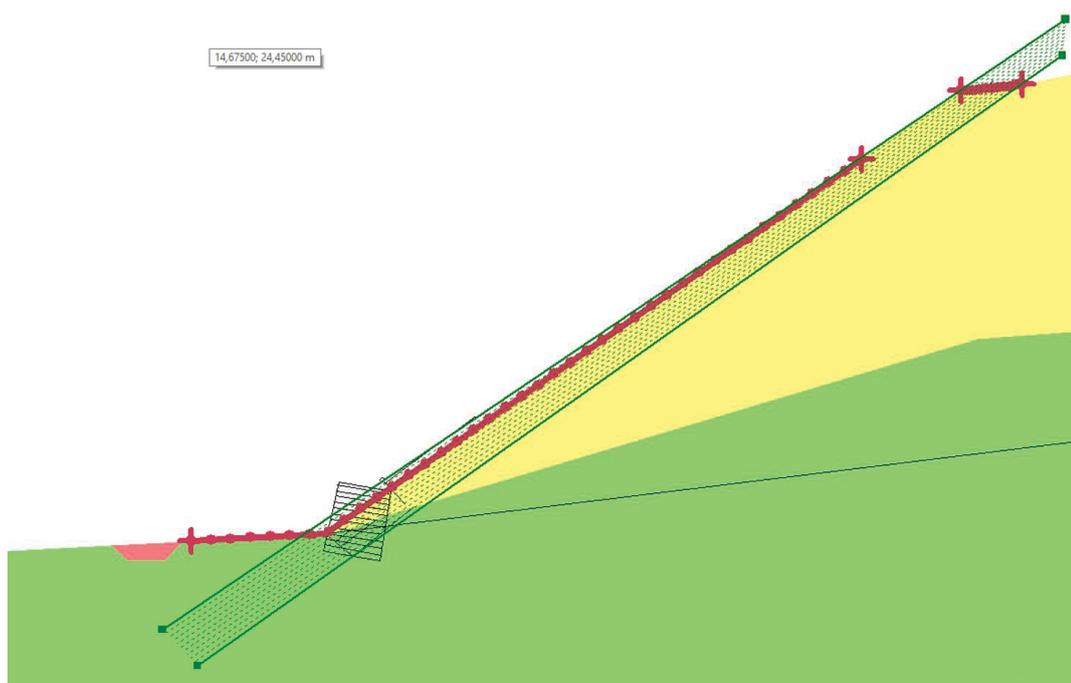
Nesta seção estão apresentados e discutidos os resultados da análise de estabilidade do talude apresentado como estudo de caso. A estabilidade global da estrutura foi verificada com o SLOPE/W, pelos mesmos métodos utilizados para análise da eficiência dos métodos de quantificação de aumento de resistência, já discutidos. Para tanto, a estrutura da Parede Krainer foi modelada para se comportar como uma estrutura monolítica, de forma que o peso específico, ângulo de atrito solo estrutura e coesão, foram adicionadas ao modelo de análise obedecendo o critério de ruptura Mohr-Coulomb. A geometria do modelo obedece às dimensões definidas nos itens anteriores.

Os resultados foram encontrados rodando o modelo para três localizações das superfícies de ruptura. Sendo duas verificações focando em deslizamentos rasos, que passassem pela região superficial da face dos taludes, até a profundidade de alcança das raízes, conforme

ilustra a Figura. 4.4. e que passassem em uma região mais profunda, para verificação do Cribwall (Figura 4.5).

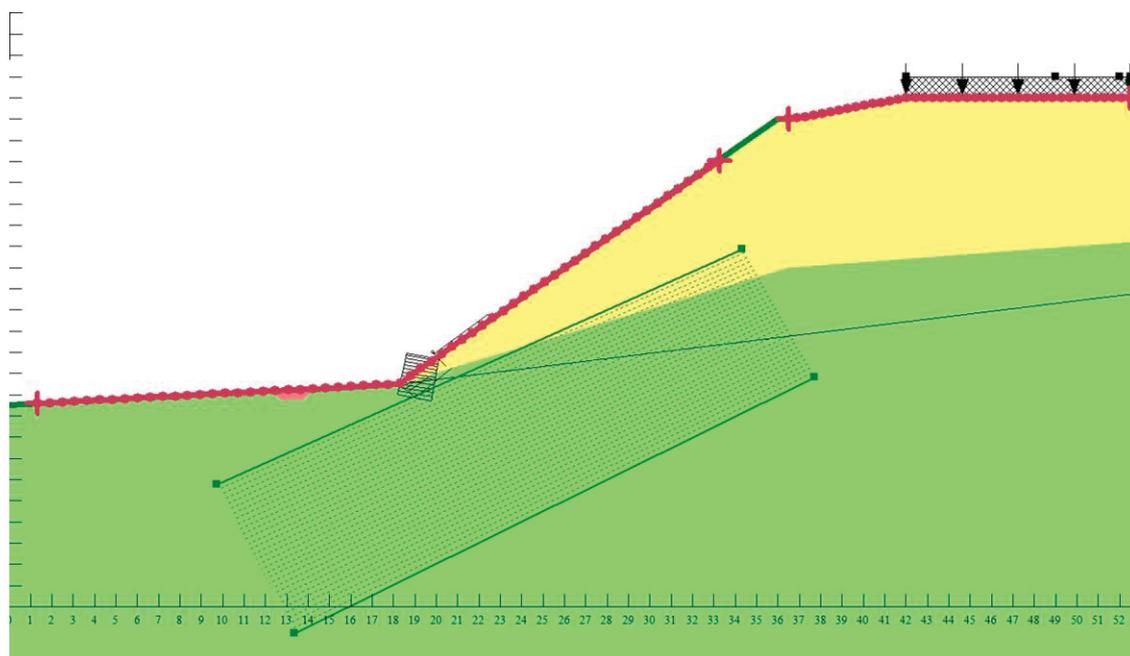
As configurações de cada uma das áreas analisadas são compostas por um o segmento de entrada (*entry*) em 10 intervalos (incrementos) e 40 incrementos de saída (*exit*) para análise de deslizamentos rasos e a configuração de 40 e 60 incrementos de entrada e saída, sucessivamente. Contudo, para filtrar superfícies nas duas áreas estudadas foram criadas área de incremento de raio até a profundidade de alcance das raízes, a partir superfície do talude (Figura 4.3) e outra área de com incrementos de abaixo que passassem por baixo da parede Krainer. (Figura 4.4).

FIGURA 4.4 – DETALHES DO MODELO DE *ENTRY* E *EXIT* ADOTADO PARA ANÁLISES DE SUPERFÍCIES DE ESCORREGAMENTO RASO



FONTE: O autor.

FIGURA 4.5 – DETALHES DO MODELO DE *ENTRY* E *EXIT* ADOTADO PARA ANÁLISES DE SUPERFÍCIES DE ESCORREGAMENTO PROFUNDO



FONTE: O autor.

A quantidade de intervalos adotados de pontos de entrada e saída das superfícies de deslizamento geradas automaticamente pelo *software*, e configuradas através painel da Figura 4.6, estão compiladas na Tabela 4.15 para as duas verificações ilustradas pelas figuras supracitadas.

TABELA 4.15 – CONFIGURAÇÃO UTILIZADA PARA DETERMINAR AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA

Tipo de verificação	QUANTIDADE DE INCREMENTOS		
	<i>Entry</i>	<i>Exit</i>	Incrementos de Raio
Deslizamento raso	10	40	10
Deslizamento profundo	40	60	30

FIGURA 4.6 – PAINÉIS DE CONFIGURAÇÃO DO MODELO *ENTRY* E *EXIT* DO SLOPE/W

Exit Range (Left Side)			Entry Range (Right Side)		
Type:	Left Point:	Right Point:	Type:	Left Point:	Right Point:
Range	X: 1,325	X: 33,25	Range	X: 36,5	X: 52,5
	Y: 9,5726	Y: 21,06338		Y: 23,03266	Y: 24
Number of increments over range:		60	Number of increments over range:		40

(a)

# of Radius Increments:	20	Rotate
Slip Surface Projection Angle		
<input type="checkbox"/> Use Left (Passive) Angle of:	135	
<input type="checkbox"/> Use Right (Active) Angle of:	45	

(b)

#### 4.6.1 Dimensionamento da Parede Krainer

A parede Krainer dupla adotada para o estudo de caso tem com 2 metros de altura, 1,5 metros de profundidade e uma declividade igual a 20 graus a montante. A parede é composta por toras de 20 cm de diâmetro, e foi utilizado um solo para o aterro de preenchimento pouco compactado, de maneira que permita com que as estacas vivas utilizadas (*Phyllanthus sellowianus*) consigam se desenvolver e seu sistema radicular alcance o terreno original com o passar dos anos.

Foi adotada o modelo de Mohr-Coulomb para representar o material que representou a estrutura no SLOPE/W, de maneira que a parede foi considerada como uma estrutura

monolítica (troncos+aterro+vegetação). Os parâmetros adotados para a estrutura podem ser observados na Tabela 4.16.

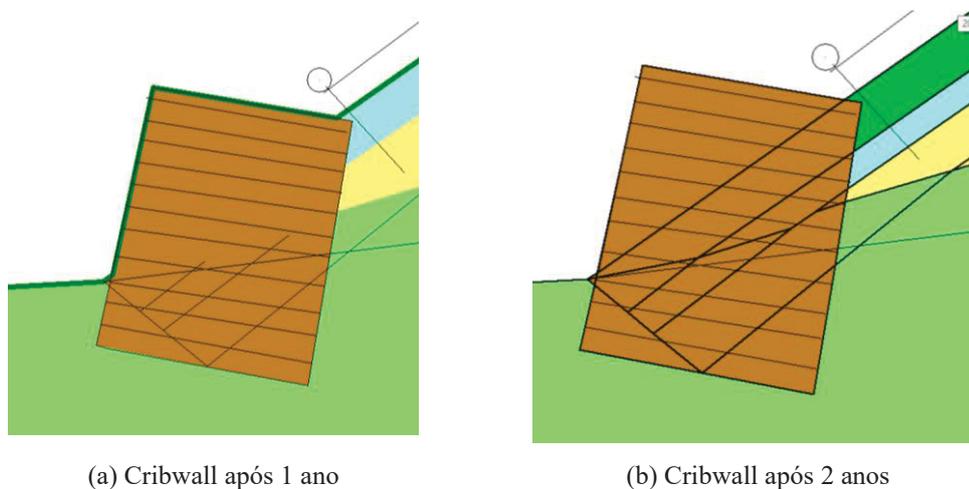
TABELA 4.16 – PARÂMETROS DE ENTRADA NO MODELO DA PAREDE KRAINER ADOTADA NO MODELO DO ESTUDO DE CASO

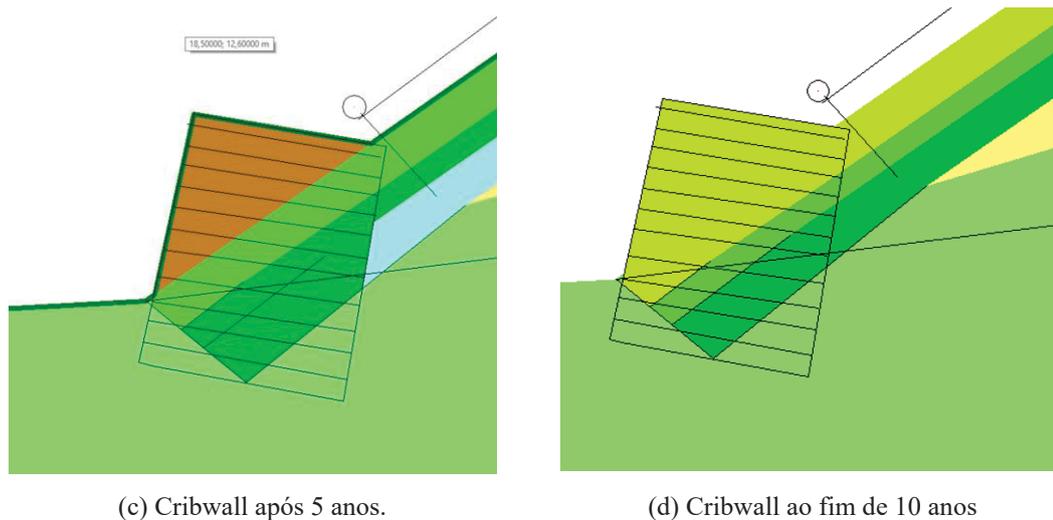
Características Geométricas		Características do Material	
Altura (m)	2,0	Peso específico* (kN/m <sup>3</sup> )	24,0
Largura (m)	1,6	Coesão (KPa)	10,0
Profundidade (m)	1,5	Ângulo de atrito (°)	40,0
Altura enterrada (m)	0,75		
Declividade da parede (°)	20		

NOTA\*:Parâmetro obtido em Brand *et al.*, 2000 *apud* Fernandes e Guiomar, 2016.

O peso específico e o ângulo de atrito da estrutura foram aproveitados de Fernandes e Guiomar (2016). Considerou-se que a madeira apresentou 100% de resistência à tração e cisalhamento até os 2 anos. Aos cinco anos, a estrutura perde resistência dando lugar ao material das camadas existentes, e por fim, sendo inexistente após 10 anos. O comportamento da estrutura com o tempo é representado o aumento da coesão da estrutura monolítica, dando lugar ao material da camada de solo composto pelo acréscimo de coesão devido a presença das raízes para o determinado período (Figura 4.7)

FIGURA 4.7 – REPRESENTAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DO CRIBWALL COM O TEMPO

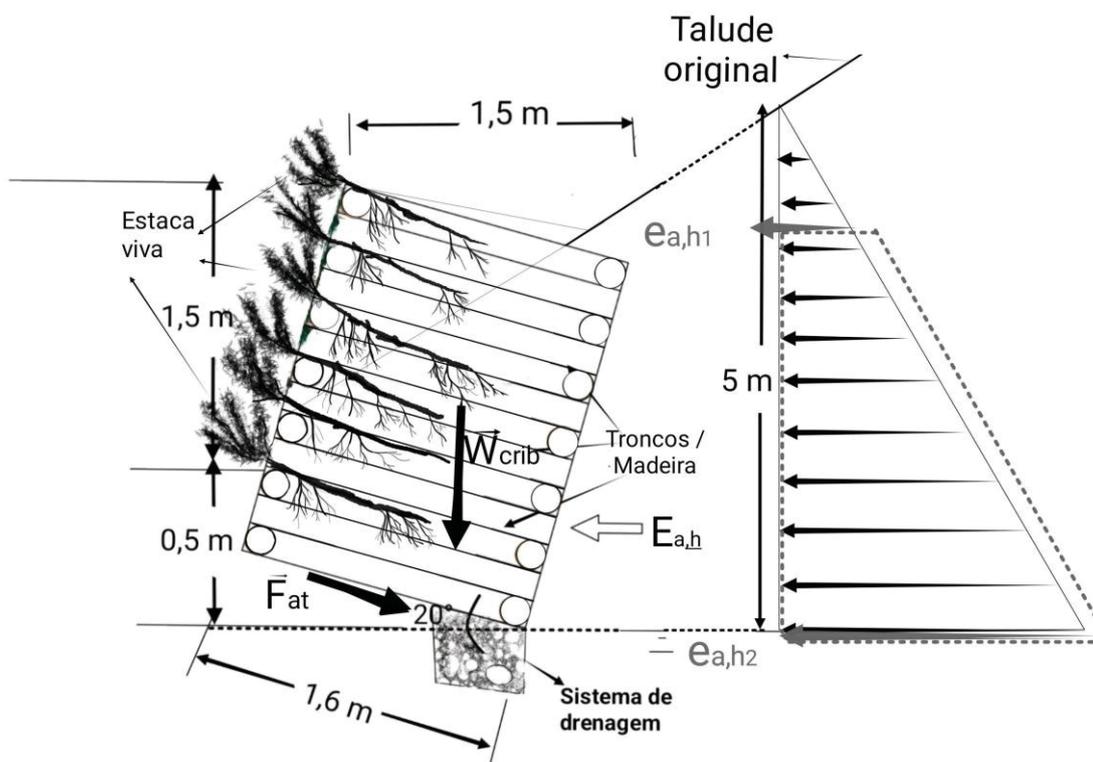




FONTE: O autor.

A Figura 4.8 ilustra a geometria adotada para a parede em estudo e as forças consideradas para a análise de estabilidade externa da estrutura. As verificações em relação a estabilidade contra tombamento, escorregamento e suporte do terreno constam no Apêndice N.

FIGURA 4.8 – DETALHE DA PAREDE KRAINER ADOTADA E DIAGRAMA DE FORÇAS A QUAS ESTÁ SUBMETIDA



FONTE: O autor.

#### 4.6.2 Análise de estabilidade global

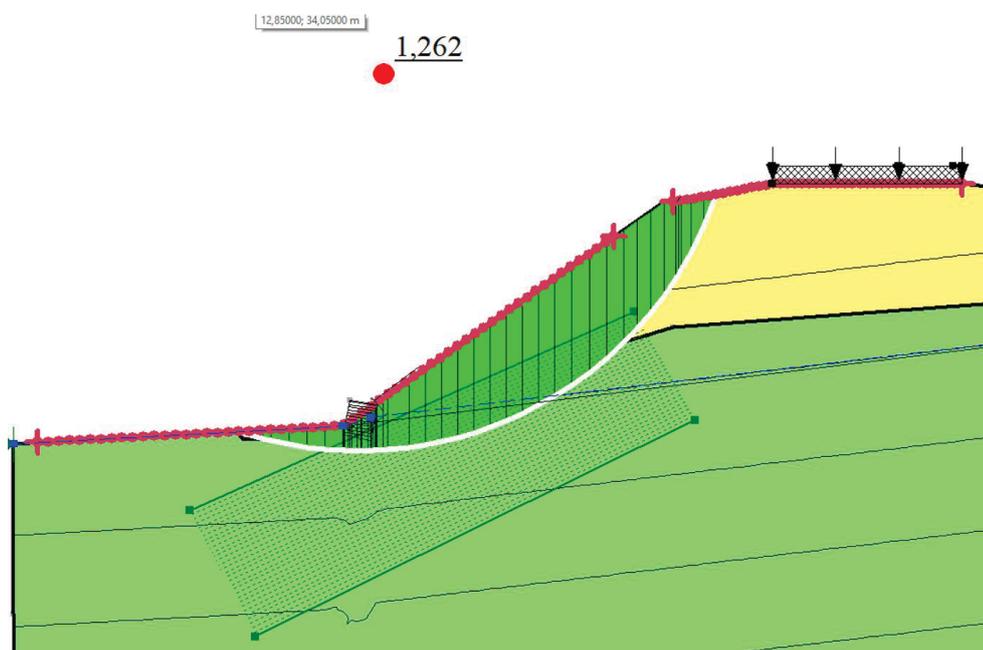
Como já é de conhecimento, o efeito de resistência ao cisalhamento devido ao aumento de coesão pelas raízes só é significativo para rupturas mais superficiais, na região alcançada pelo sistema radicular da vegetação. Logo, esperava-se o FS não se alteração com o tempo, com a introdução de técnicas de engenharia natural. Contudo, foi observado uma diminuição do FS a partir do quinto ano, quando o FS chega a 1,28, chegando a 1,26 na estimativa para o décimo ano, o que significa uma diminuição de 2,33% no FS.

A Figura 4.9a e a Figura 4.9b, ilustram a superfície de ruptura crítica gerado automaticamente pelo SLOPE/W. Os resultados simulando o efeito das raízes juntamente a intervenção com estruturas inertes (Parede Krainer e Grade Viva).

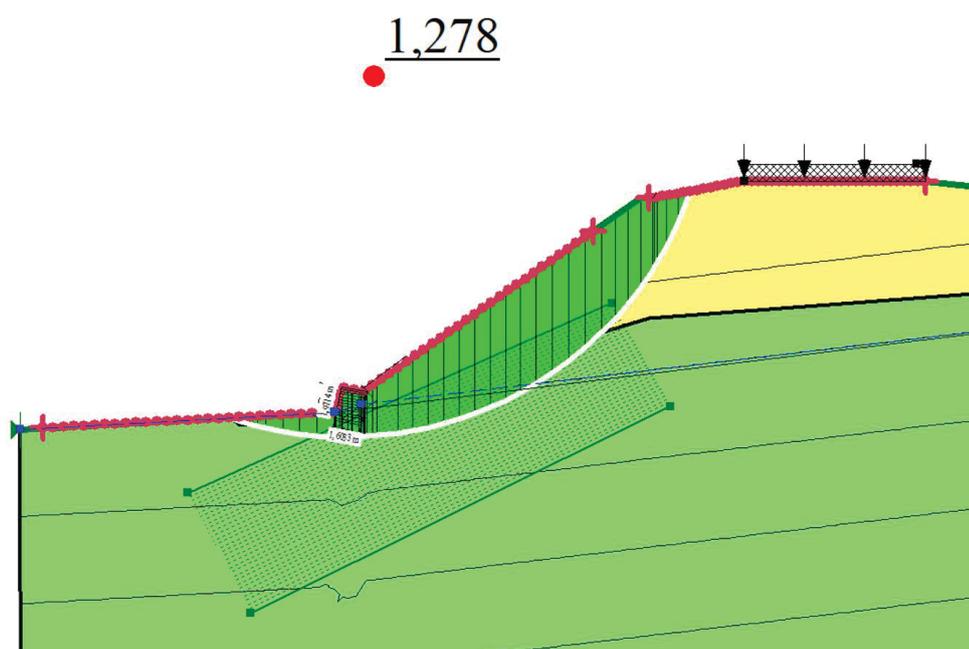
Durantes as análises geradas para superfície de ruptura profunda, foram criadas superfícies críticas para cada um dos 5 cenários. As superfícies críticas foram as mesmas para os cenários de 1,2 e 5 anos de tempo de serviço, ao passo que a superfície crítica gerada no cenário sem intervenção foi a mesma do tempo de serviço de 10 anos. A presença do cribwall seria a responsável por essa combinação, o que leva a crer que as considerações feitas para o cribwall podem ter sido baixas demais.

Ao considerar apenas o aumento de coesão das camadas mais superficiais do talude, verificando superfícies de ruptura delimitadas até 80 cm da face do talude, constatou-se um aumento do Fator de Segurança de 6,90% pelas estimativas até 10 anos. A Figura 4.9a e 4.9b. e as Figuras 4.10 a e 4.10b ilustram o modelo analisado e a região das superfícies geradas pelo *software*.

FIGURA 4.9 – SUPERFÍCIES DE RUPTURA GERADAS E FATORES DE SEGURANÇA



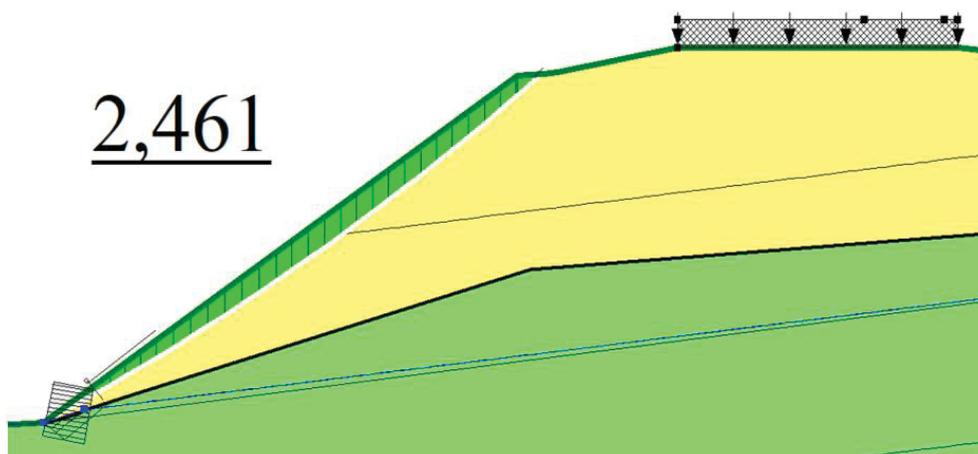
(a) Análise de estabilidade do talude original.



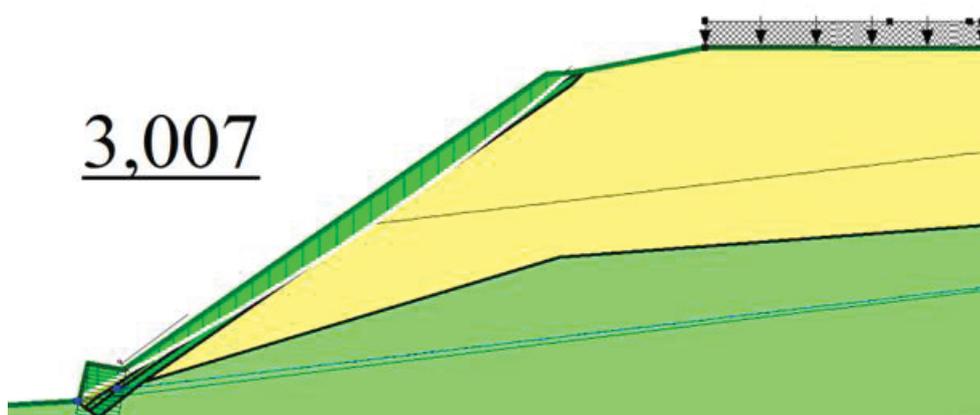
(b) Análise de estabilidade do talude com engenharia natural, após 10 anos da intervenção

FONTE: O autor.

FIGURA 4.10 – SUPERFÍCIES DE RUPTURA GERADAS E FATORES DE SEGURANÇA



(a) Análise de estabilidade do talude original



(b) Análise de estabilidade do talude com engenharia natural, após 10 anos da intervenção

FONTE: O autor

Uma queda no Fator de Segurança também é observada quando é simulado apenas a intervenção da influência mecânica das raízes no solo (Figura 4.4) para superfícies de ruptura delimitadas até 80 cm de profundidade da face do talude. Apesar de haver um aumento até o segundo ano, no quinto ano o FS passa a ser 1,98, retornando a aumentar para na análise para 10 anos. Considerando a intervenção no período do décimo ano, foi constatado um aumento de 16,67% no Fator de Segurança.

A Tabela 4.17 reúne os valores de Fator de Segurança encontrados nas análises de Estabilidade do talude do estudo de caso, conforme método apresentado no Capítulo 3.

TABELA 4.17 – PROJETO DO TALUDE COM INTERVENÇÃO DE ENGENHARIA NATURAL

Tipo de verificação de estabilidade	S/ E. N	Fator de Segurança			
		1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
Raso s/ Cribwall.	1,74	1,75	1,76	1,80	1,86
Raso c/ Cribwall	2,46	2,46	2,49	2,64	3,01
Profundo. c/ Cribwall	1,26	1,29	1,29	1,28	1,28

Ao analisar os fatores de segurança das Figuras 4.10.a e 4.10.b, nota-se que os taludes apresentaram uma estabilidade adequada após a implementação da vegetação e da Parede Krainer, quanto a possíveis deslizamentos superficiais. Isso é evidenciado pelos fatores de segurança, os quais excederam 1,5, indicando conformidade com os padrões de segurança mais rigorosos, conforme estabelecido pela ABNT-NBR 11682 de 2009. O mesmo não se observa para superfícies de deslizamentos mais profundos. As superfícies críticas geradas pelo *software* apresentaram uma melhora pouco sensível, ficando abaixo dos valores de referência apresentados na NBR 11682.

#### 4.7 OBSTÁCULOS E LIMITAÇÕES

Erros observados após a defesa:

- Não considerar parâmetros como vento, peso da vegetação e o nível piezométrico, leva a equações praticamente iguais. Greenwood simples igual a Swedish, por exemplo;
- Uso do método de Bishop para uma superfície não circular. Esse método foi desenvolvido para análise de superfícies de ruptura circulares. Contudo, alguns programas comerciais fazem uso desse método em superfícies não circulares (ABRAMSON *et al.*, 2001).

Quanto a abordagem da presença da vegetação pelos métodos vigentes de análise por equilíbrio limite, vale destacar a diferença entre os parâmetros de resistência  $c'_R$  e  $T$ . Os parâmetros relacionados ao aumento de resistência das raízes ( $T$  e  $c'_R$ ) trabalham de maneiras diferentes. Enquanto o parâmetro  $c'_R$ , já discutido no Capítulo 2 trabalha no aumento da coesão efetiva do solo devido ao reforço da matriz radicular, a força de restauração,  $T$ , são devido às

raízes inclinadas de grande diâmetro atuando como elementos de tração discretos (COPPIN; RICHARDS, 2007). Logo, é natural a compreensão de que diferentes tipos de sistemas radiculares pedem diferentes representações por meio desses parâmetros.

Haja vista que gramíneas como o vetiver são excelentes para a formação desse material composto pelo solo entrelaçado pelas raízes finas e abundantes dessa planta, pode-se inferir que o aumento de resistência ao cisalhamento estará mais bem representado pelo termo  $c'_R$ , ao passo que árvores, por apresentarem um sistema radicular lenhoso, e raízes de grande diâmetros, estarão mais bem especificadas como elementos discretos, portanto, pela força  $T$ . Arbustos poderiam ser apresentados como uma combinação mais proporcional desses termos. A combinação de ensaios como o de Arranquio e de cisalhamento direto *in situ* poderiam ser formas melhor quantificar as porções relacionadas a cada um dos parâmetros de reforço discutidos.

Dentre os métodos utilizados, não foi considerada a taxa de sobrevivência das plantas. Esse fator é imperioso para o sucesso da obra, sendo, portanto, mais uma variável de difícil estimativa. Para avaliar esse fator, seria necessária realização de ensaios com a *P.sellowianus* plantadas no solo do local do estudo de caso, medindo a taxa de sobrevivência dessa planta para um período mínimo para que ocorra o desenvolvimento e pega das raízes na matéria.

Não se sabe se os solos em que foram ensaiados a *P. sellowianus* em Maffra (2018) e em Hörbinger (2013) têm as mesmas propriedades que os encontrados no estudo de caso. E essa informação pode interferir nos reais valores de  $c_R$  atribuídos durante as análises de estabilidade.

Embora os desafios possam ser vários, eles não são intransponíveis. Os problemas e limitações aqui delineados não servem como barreiras, mas como guias para uma compreensão mais abrangente entre vegetação e estabilidade do solo, levando a maior compreensão da dinâmica da vegetação como utilizada como reforço estrutural.

#### 4.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nas sucedidas análises de estabilidades os parâmetros relacionados a vegetação foram apenas o incremento de coesão ( $c'_R$ ) e a força de reforço devido às raízes ( $T$ ). Os métodos de Greenwood encontrados no SLIP4EX (Simplificado, Generalizado e Generalizado (com parâmetro  $K$ )) incorporam em suas equações a coesão devido ao material composto solo-raiz

na resistência ao cisalhamento do solo ( $\tau$ ), ao passo que o parâmetro T é inserido como um parâmetro de reforço.

Enquanto nos cálculos feitos pelo método de Greenwood abordou-se o sistema radicular como elementos discretos de tração, que foi quantificado por meio dos dados fornecidos por Hörbinger (2013) e seguindo as equações apresentadas na seção 2.6.4, os cálculos por método de talude infinito e Morgenstern-Price e Janbu, executados no SLOPE/W, abordaram o efeito de aumento de resistência ao cisalhamento do solo como um incremento  $c'_R$ . Com apoio da literatura especializada, é possível apontar que a escolha do tipo de parâmetro adotado deve ser feita de acordo com a arquitetura do sistema radicular.

Para Maffra (2018), o efeito da vegetação de maior importância no cálculo de estabilidade é o aumento da coesão efetiva do solo devido ao reforço da matriz do solo pelas raízes e efeitos da vegetação ( $c'_R$ ), ao passo que efeitos como a sobrecarga pelo peso da vegetação ( $W_R$ ), a força de perturbação devido ao vento (D) e a força de tração (T) podem ser desconsiderados no uso de gramíneas, ervas e arbustos por somente serem significativas para árvores de grande porte. Ainda Maffra (2018), destaca para a relevância dos efeitos de sucção das raízes na diminuição da poropressão do solo em questão, o que leva ao aumento de sua resistência ao cisalhamento. Tal parâmetro só seria negligenciado em condições de solo saturado, cenário esse não abordado durante os cálculos do Fator de Segurança. Dessa maneira, os resultados do fator de segurança encontrados durante as análises podem conter erros impactantes na determinação da estabilidade do talude com vegetação.

Foram utilizados parâmetros de mecânicos de entrada nos cálculos da vegetação selecionada para as análises de estabilidade provenientes da literatura. A lacuna por falta de dados específicos de RAR com a profundidade no solo e sua variação ao longo dos anos, que tende a se alterar devido ao desenvolvimento das raízes e ainda, devido ao surgimento outros tipos de plantas que irão se desenvolver quando a dinâmica ambiental chegar em seu ápice, dificultou a quantificação exata do fator de segurança por métodos determinísticos, devido a tamanha quantidade de variáveis que circundam este tema.

Os resultados obtidos através do estudo ressaltam o potencial do uso de técnicas de engenharia natural para estabilização de taludes propensos a deslizamentos rasos. A quantificação do reforço da raiz, o discernimento dos efeitos vegetativos na estabilidade do talude e a exploração diferenciada das interações raiz-solo representam coletivamente um quadro parcial dos mecanismos necessários para conseguir prever a segurança contra deslizamentos de terra. Ao abordar estas perspectivas, foi possível destacar simultaneamente as complexidades que cercam esses estudos e que exigem mais exploração.

O objetivo principal desta dissertação foi explorar a integração de *softwares* costumeiramente utilizados para projeto de estabilização de taludes com técnicas de bioengenharia de solos para avaliar a estabilidade de taludes. Dada a profundidade e amplitude desse foco, as limitações de tempo exigiram a priorização de testes específicos que se alinhassem mais estreitamente com as questões centrais da pesquisa. Consequentemente, certos testes tangenciais à investigação primária foram considerados fora do escopo imediato e, consequentemente, adiados para pesquisas futuras.

A decisão de priorizar o comportamento da raiz no solo, prevendo e estimando seu desenvolvimento foi motivada pela necessidade de criar uma justificativa coerente que contornasse a falta de dados mais precisos. Outros modelos de representação do efeito raiz-solo que exigiriam esforços desproporcionalmente extensos foram, portanto, prudentemente, adiados para trabalhos futuros que possam realizar uma exploração mais expansiva.

A fim de garantir a validade e confiabilidade dos procedimentos experimentais, optou-se por focar em um subconjunto de testes onde a organização e análise de dados pudessem ser executadas mais rigorosamente. Essa abordagem focou em dar maior qualidade aos resultados obtidos, ao mesmo tempo em que exigiu a omissão de certos testes para preservar a robustez global do estudo. A decisão de excluir certas análises foi guiada pela intenção de estabelecer uma base sólida nesta dissertação, com o entendimento de que futuros esforços para evoluir na área de engenharia natural possam se basear nesse trabalho, incorporando as verificações omitidas e contribuindo para uma melhor compreensão desse tópico.

## 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os capítulos anteriores se aprofundaram nas complexidades das técnicas de bioengenharia do solo, dissecando sua aplicação e eficácia. Dessa forma, este capítulo final retoma alguns dos resultados encontrados e levaram às conclusões alcançadas ao longo da pesquisa.

### 5.1 CONCLUSÕES

No campo da bioengenharia dos solos, a convergência da tecnologia e materiais provenientes do meio ambiente abriu caminho para avanços na avaliação da estabilidade do solo. Esta pesquisa buscou explorar de maneira abrangente a relação simbiótica entre solo e vegetação, e a quantificação de análises, a rigor qualitativas, por meio métodos de Equilíbrio Limite e *softwares* de modelagem. Por meio de estudos já existentes, esta pesquisa aproveitou a capacidade de ferramentas digitais para apresentar maneiras de considerar a intrincada dinâmica do comportamento de plantas na estabilidade do solo, ao mesmo tempo em que aproveita o potencial inato das soluções de engenharia natural.

Dentre os métodos utilizados, o método de Greenwood Generalizado foi o que apresentou menores valores de Fator de Segurança, podendo ser considerado o método mais conservador entre os demais. A ferramenta SLIP4EX mostrou-se ser uma ferramenta capaz de permitir a rápida verificação do reforço garantido pela vegetação e ainda, possibilitar a incorporação diferentes parâmetros de resistência de raiz, simulando a presença de diferentes espécies adotadas em obras de engenharia natural. O uso de uma força de reforço atuando na base de cada lamela mostra-se bastante útil para simular mais cenário do desenvolvimento e comportamento tanto da estrutura inerte das técnicas de engenharia natural empregada quanto da vegetação, que pode ser considerada em apenas algumas lamelas específicas, simulando o espaçamento entre as estacas no talude como projetos que usem a vegetação apenas em pontos específicos do terreno inclinado.

As verificações de estabilidade lançam olhar a dificuldade em projetar estruturas com comportamento tão imprevisível. Cabe destacar a quantidade de incertezas inerentes ao uso de vegetação como reforço e que não foram consideradas no presente estudo, tais como: Vento, teor de umidade do solo, sucção e sobrepeso. E ainda, algumas influências devidas o natural desenvolvimento das plantas, que acabam por interferir no fator de segurança do talude, como:

diminuição do teor de umidade devido a absorção de água pelas raízes ( $\Delta U$ ), efeito da capilaridade no solo, aumentado com a presença da absorção de água pelas raízes, levando a um aumento na resistência do solo, e que pode ser responsável por alterar essa característica para além do alcance do sistema radicular. devido da sucção no solo

Há ainda que ser ponderado a eficiência no desenvolvimento da vegetação empregada, podendo ser considerada a mortalidade das plantas no processo de estaqueamento, e ainda a variação de resistência ao longo do ano, que é conduzida pelas estações do ano. A falta de manutenção na engenharia natural também poderá contribuir para a diminuição da vegetação na estrutura projetada e baixa eficiência estrutural da obra com engenharia natural. Logo, considerando a quantidade de incertezas expostas, o uso de parâmetros mais conservadores é ainda primordial.

De maneira a melhorar as estimativas de incremento de resistência com engenharia natural, os efeitos da propagação do sistema radicular no solo ainda precisam ser mais bem estudados. São necessárias realizar mais verificações em relação ao comportamento da *Phyllanthus sellowianus* com o tempo, a fim de garantir um banco de dados próximo do tempo de longo prazo (10 anos no caso deste trabalho). Também é necessário realizar estudos com a planta na região discutida nesta pesquisa, a taxa de sobrevivência da planta e o desenvolvimento radicular em solos encontrados na Região Metropolitana de Curitiba poderão contribuir para melhor análise de segurança de estruturas com essa abordagem.

São imperativos mais estudos que investiguem as interações raiz-solo, de forma a preencher a lacuna entre construtos teóricos e o uso de diferentes espécies de vegetação, diminuindo o conjunto de obstáculos inerentes ao cálculo de estabilidade de estrutura geotécnicas. Dessa forma, a utilização de *softwares* que auxiliam nesse tipo de análise com técnicas de bioengenharia de solos tem a promessa de potencializar abordagem mais amigáveis ambientalmente, em detrimento com soluções clássicas de engenharia.

Pelos cálculos realizados, quanto maior a quantidade de raízes por camada, maior será o aumento de resistência ao cisalhamento. Contudo, deve-se destacar que os métodos para quantificar o reforço não considera que o aumento da densidade de raízes pode levar a um aumento do ângulo de atrito interno do composto solo-raiz. Apesar dessa relação, observada em Maffra (2018), ter levado a uma diminuição de 6 % no ângulo de atrito interno do solo com presença de raízes da *P. sellowianus*, outros autores observaram aumento considerável no ângulo de atrito interno do solo com raízes (GRAF; FREI; BÖLL, 2009)

Encontrar relações entre a morfologia da planta permitiriam uma maior rapidez e eficácia na seleção de espécies coerentes ao uso como material de reforço. Dessa maneira,

trabalhos com esse objetivo têm sido bastante estudados, sendo a relação entre parte aérea e a resistência ao arrancamento vertical (desenraizamento ou arranquio) os que apresentaram maior afinidade (LIU *et al.*, 2011; HÖRBINGER, 2013; MAFFRA, 2018).

Apesar das análises terem sido realizadas tendo como base dados estimados estatisticamente elas parecem ser adequadas para melhor o entendimento do aumento das forças resistentes ao momento de terra. A intervenção do estudo de caso com engenharia natural não considerou o peso da estrutura inerte da técnica de grade viva no talude, bem como aumento na resistência de cisalhamento devido aos troncos fixados no substrato da grade viva.

O fator de segurança do talude do estudo de caso foi verificado considerando a presença de raízes como uniforme e homogênea, sendo, portanto, apenas incrementado o valor de  $c'_R$  as camadas, e alterando tal valor para simular o desenvolvimento da vegetação com o tempo. Cabe pontuar que essas estimativas não consideraram variáveis locais e importantes para o entendimento do efeito das raízes a aderência ao substrato, como a textura do solo e a razão de espaçamento de plantio entre as estacas. O mesmo pode ser revisado quanto a estrutura do cribwall, cuja parte inerte teve seu desempenho de resistência com o tempo não estudado mais aprofundado, como feito em Fernandes e Guiomar (2016).

Dessa forma, considerando as discussões feitas, este trabalho buscou fomentar o desenvolvimento e continuidade de pesquisas que aprofundem as múltiplas variáveis existentes na avaliação de estabilidade de taludes e encostas com aplicação de engenharia natural, e no entendimento das interações entre a vegetação, o solo e a estabilidade do terreno, para o desenvolvimento de práticas de engenharia mais sustentáveis e seguras, contribuindo assim com uma relação mais harmoniosa entre o meio ambiente e a sociedade

## 5.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dada a complexidade envolvida nesse tipo de empreendimento, é imperativo conduzir pesquisas que explorem e apresentem propostas para aperfeiçoar a segurança desse tipo de intervenção, assegurando uma maior confiabilidade por parte dos responsáveis pelo projeto.

Um dos aspectos iniciais a serem abordados refere-se ao comportamento pouco previsível das plantas no substrato. Conforme mencionado ao longo deste trabalho, a eficácia dessas técnicas em taludes e encostas será influenciada pela distribuição e extensão, tanto em profundidade quanto em área, do sistema radicular das plantas selecionadas para atuar no reforço do terreno.

Ainda que haja uma coleta abrangente de dados referentes ao desenvolvimento da vegetação no substrato, é possível que estimativas sejam inevitáveis para a projeção das características das plantas ao longo do tempo. Nesse contexto, orienta-se que estudos que atestem a eficiência das teorias estatísticas utilizadas neste trabalho para esse fim, sejam comparadas a outras teorias, discutindo-se modos mais eficazes para prever o crescimento da vegetação diante de diferentes cenários ambientais.

Diante da abordagem utilizada neste trabalho, em que a quantificação se baseia na premissa escolhida por Wu, de que as raízes rompem simultaneamente, sem deslizamento entre solo e raiz, é prudente realizar análises com outros métodos de quantificação disponíveis. Alguns métodos, como os que consideram o rompimento progressivo das raízes, merecem destaque nessa análise comparativa.

Dado que as abordagens para a análise de estabilidade de taludes com vegetação não foram contempladas em sua totalidade durante este trabalho, é fundamental buscar novas formas de considerar esse elemento durante os cálculos de estabilidade. Uma abordagem promissora seria considerar plantas estaquiadas como elementos discretos, como realizado em alguns trabalhos encontrados na literatura. A aplicação de Métodos de Elementos Finitos permitiria a comparação entre diferentes possibilidades de verificação existentes, abrindo caminho para uma análise mais abrangente e detalhada.

Ao contemplar outras variáveis na interação entre planta, solo e ambiente, é fundamental considerar os aspectos hidráulicos do talude nas análises de estabilidade. Isso envolve avaliar a influência da vegetação no nível piezométrico devido à capacidade de sucção gerada pelas raízes das plantas no solo. Um exemplo prático seria investigar o controle da umidade do solo pela *Phyllanthus sellowianus* e por outras plantas com potencial biotécnico. Essa abordagem permitirá avaliar a contribuição dessas técnicas na estabilização de taludes,

gerando resultados mais confiáveis para projetos de engenharia natural. O software SLIP4EX pode ser utilizado para inserir esses parâmetros, possibilitando uma verificação rápida do efeito da diminuição da poropressão na estabilidade do talude.

Por fim, dada a limitada exatidão nos valores de reforços, a proposta de análise de estabilidade por abordagem probabilística parece ser a mais indicada para garantir resultados confiáveis. Portanto, recomenda-se utilizar dados encontrados na literatura sobre a planta utilizada nesta pesquisa e estabelecer intervalos de Fator de Segurança que considerem também o comportamento mecânico da planta frente à variação climática. Essa abordagem pode ser bastante oportuna para assegurar resultados robustos e mais confiáveis

## REFERÊNCIAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 11682: Estabilidade de Encostas**. Rio de Janeiro, 2009.

ABRAMSON, Lee W. *et al.* **Slope stability and stabilization methods**. John Wiley & Sons, 2001.

ALI, F. Use of vegetation for slope protection: Root mechanical properties of some tropical plants. **International Journal of Physical Sciences**, v. 5, n. 5, p. 496-506, 2010.

ALMEIDA, J. C; *et al.* Aplicação de estudos geotécnicos em estabilidade de taludes na instalação de dutos de gás subterrâneos. **Revista Técnico-Científica**, 2016, no 4.

ANDREU, V. *et al.* Ecotechnological solutions for unstable slopes: Ground bio-and eco-engineering techniques and strategies. **Slope Stability and Erosion Control: Ecotechnological Solutions**, p. 211-275, 2008.

BADHON, F.F. *et al.* A simple approach for estimating contribution of vetiver roots in shear strength of a soil–root system. **Innovative Infrastructure Solutions**, v. 6, n. 2, p. 96, 2021.

BISCHETTI, G. B *et al.* Root strength and root area ratio of forest species in Lombardy (Northern Italy). *In: Eco-and Ground Bio-Engineering: The Use of Vegetation to Improve Slope Stability: Proceedings of the First International Conference on Eco-Engineering 13–17 September 2004*. Springer Netherlands, 2007. p. 31-41.

BISCHETTI, G. B. *et al.* Design and temporal issues in Soil Bioengineering structures for the stabilization of shallow soil movements. **Ecological Engineering**, v. 169, p. 106309, 2021.

BÖHM, W. Root parameters and their measurement. **Methods of studying root systems**, p. 125-138, 1979.

BROWN, E. R.; JOHNSON, P. A. Maryland's guidelines to waterway construction, Maryland Dept. of the Environment. Water Management Administration, Baltimore, 1999.

CHOK, Y. H. *et al.* **Modelling the Effects of Vegetation on Stability of Slopes**. 2004.

COPPIN, N. J. RICHARDS I.G. **Use of Vegetation in Civil Engineering**. 2ª. ed. London, UK: Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), 2007.

DENARDI, Luciano *et al.* **Anatomia e flexibilidade do caule de quatro espécies lenhosas para o manejo biotécnico de cursos de água.** 2007. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Maria.

DOCKER, Benjamin B. **Biotechnical engineering on alluvial riverbanks of southeastern Australia: A quantified model of the earth-reinforcing properties of some native riparian trees.** 2003.

DONAT, Martin. Bioengineering techniques for streambank restoration. **A Review of Central European Practices. Vancouver, BC, Canada: Watershed Restoration Program.** Ministry of Environment, Lands and Parks, and Ministry of Forests, 1995.

DUNCAN, J. Michael; WRIGHT, Stephen G.; BRANDON, Thomas L. **Soil strength and slope stability.** John Wiley & Sons, 2014.

DUPUY, L.; FOURCAUD, T.; STOKES, A. A numerical investigation into factors affecting the anchorage of roots in tension. **European Journal of Soil Science**, v. 56, n. 3, p. 319-327, 2005.

DURLO, M; SUTILI, F. **Bioengenharia -Manejo biotécnico de curso de água.** 3<sup>a</sup>.ed. Santa Maria: Pallotti, 2014

FAN, CC; LAI, YF. Influence of the spatial layout of vegetation on the stability of slopes. **Plant and soil**, v. 377, p. 83-95, 2014.

FENG, S.; LIU, H. W.; NG, C. W. W.. Analytical analysis of the mechanical and hydrological effects of vegetation on shallow slope stability. **Computers and Geotechnics**, v. 118, p. 103335, 2020.

FERNANDES, J. P.; FREITAS, A. R. M. Introdução à Engenharia Natural (Volume II). **EPAL-Empresa Portuguesa das Águas Livres, SA Rolo e Filhos II, SA**, 2011.

FERNANDES, J.P; GUIOMAR, N. Simulating the stabilization effect of soil bioengineering interventions in Mediterranean environments using limit equilibrium stability models and combinations of plant species. **Ecological Engineering**, v. 88, p. 122-142, 2016.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes.** 2<sup>a</sup> ed. Revisada e ampliada. Ed. UFPR – Curitiba, PR, 2009. 604 p.

FIORI, A. P. **Estabilidade de taludes: exercícios práticos.** Oficina de Textos, 2017.

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R., & WIDGER, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 15(3), 313-321

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos – SP, 2016.

GRAF, F.; FREI, M.; BÖLL, A. Effects of vegetation on the angle of internal friction of a moraine. **For. Snow Landsc. Res.**, v. 82, n. 1, p. 61-77, 2009.

GRAY, D. H.; MEGAHAN, W. F. **Forest vegetation removal and slope stability in the Idaho Batholith**. US Department of Agriculture, Forest Service, Intermountain Forest and Range Experiment Station, 1981.

GRAY, D. H.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforcement in sand. **Journal of geotechnical engineering**, 1983, vol. 109, no 3, p. 335-353

GRAY, D. H.; SOTIR, R. B. **Biotechnical and soil bioengineering slope stabilization: a practical guide for erosion control**. John Wiley & Sons, 1996.

GREENWOOD, J. R. A simple approach to slope stability. **Ground Engineering**, v. 16, n. 14, 1983.

GREENWOOD, J. R.; NORRIS, J. E.; WINT, J. Assessing the contribution of vegetation to slope stability. *In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 157, no. 4 (2004): 199-207.

GREENWOOD, J. R. SLIP4EX – A program for routine slope stability analysis to include the effects of vegetation, reinforcement, and hydrological changes. **Geotechnical & Geological Engineering**, v. 24, n. 3, p. 449-465, 2006.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **O Manual de Deslizamento**—Um Guia para a Compreensão de Deslizamentos. Reston, Virginia, US Geological Survey Circular, v. 1325, 2008.

HOAG, J. C.; FRIPP, J. Streambank Soil Bioengineering Considerations for Semi-Arid Climates. **Riparian/Wetland Project Information Series**, n. 18, p. 42-48, 2005.

HÖRBINGER, S. **A pull out test of Phyllanthus sellowianus and Sebastiania schottiana and development of Soil Bioengineering constructions in Southern Brazil**. Dissertação de

mestrado – Universität für Bodenkultur Wien, Wien, 2013. 91 p. IP, J. The Role of Roots in Slope Stability FRST 497- Graduating Essay, 2011.

HSI, G.; NATH, J. H. Wind drag within simulated forest canopies. **Journal of Applied Meteorology and Climatology**, v. 9, n. 4, p. 592-602, 1970.

HUANG, Y.H. **Slope stability analysis by the limit equilibrium method**: Fundamentals and methods, s. American Society of Civil Engineers, Reston, 2014.

JACKSON, R. B. *et al.* A global analysis of root distributions for terrestrial biomes. **Oecologia**, v. 108, p. 389-411, 1996.

KEIM, R. F.; SKAUGSET, A. E. Modelling effects of forest canopies on slope stability. **Hydrological Processes**, v. 17, n. 7, p. 1457-1467, 2003.

KETTENHUBER, P. L. W. *et al.* Plantas lenhosas com potencial biotécnico para uso em obras de engenharia natural no Brasil. **Ciência e Ambiente**, v. 46, n. 47, p. 95-110, 2017.

KOKUTSE, N. *et al.* 3D numerical modelling and analysis of the influence of forest structure on hill slopes stability. In: **Interpraevent**. Tokyo, Japan: Universal Academy Press, 2006. p. 561-567.

LEMES, M.R. T. **Revisão dos efeitos da vegetação em taludes**. 2001. 140f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (RS), 2001.

LEUNG, A. K. *et al.* Effects of the roots of *Cynodon dactylon* and *Schefflera heptaphylla* on water infiltration rate and soil hydraulic conductivity. **Hydrological processes**, v. 29, n. 15, p. 3342-3354, 2015.

LEWIS, L. **Soil bioengineering: an alternative for roadside management**: a practical guide. San Dimas Technology & Development Center, 2000.

LIU, Y. *et al.* **The root anchorage ability of *Salix alba* var. *tristis* using a pull-out test**. African Journal of Biotechnology, v. 10, n. 73, p. 16501-16507, 2011.

LIU, H. Hydrological and mechanical effects of vegetation on slope stability. **Japanese Geotechnical Society Special Publication**, v. 9, n. 5, p. 186-192, 2021.

MAFFRA, C.R.B. *et al.* Métodos de avaliação da influência e contribuição das plantas sobre a estabilidade de taludes. **Scientia Agraria**, v. 18, n. 4, p. 129-143, 2017.

- MAFFRA, C.R.B. **Resistência ao cisalhamento de solo com raízes—ensaios de cisalhamento direto in situ**. 2018. 179 f. Tese (Doutorado em Engenharia Florestal) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.
- MAO, Z. *et al.* Evaluation of root reinforcement models using numerical modelling approaches. **Plant and soil**, v. 381, p. 249-270, 2014a.
- MAO, Z. *et al.* Three-dimensional modelling of slope stability in heterogeneous montane forest ecosystems. *Ecological Modelling*, v. 273, p. 11-22, 2014b.
- MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. 2ª ed., São Paulo, 2010. 216 p.
- MATTIA, C. *et al.* Biotechnical characteristics of root systems of typical Mediterranean species. **Plant and soil**, v. 278, p. 23-32, 2005.
- MENDONÇA, F.; DUBREUIL, V. Termografia de superfície e temperatura do ar na RMC (região metropolitana de Curitiba/PR). *Raega-O Espaço Geográfico em Análise*, v. 9, 2005.
- MENDANHA, F. O. **Avaliação geotécnica da influência da vegetação arbórea na estabilidade de taludes de pilhas de estéril**. 2019. 120 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.
- MENEGAZI, G.; PALMERI, F. **II dimensionamento delle opera di ingegneria naturalística**. Direzione Regionale Infrastrutture, Ambiente e Politiche abitative – Regione Lazio, Roma, 2013. 528 p.
- MORGAN, R. PC; RICKSON, R. J. **Slope stabilization and erosion control: a bioengineering approach**. Taylor & Francis, 2003.
- MORRISON, I. M.; GREENWOOD, J. R. Assumptions in simplified slope stability analysis by the method of slices. **Geotechnique**, v. 39, n. 3, p. 503-509, 1989.
- NITSCHKE, P. R.; *et al.* Atlas climático do estado do Paraná. Londrina (PR): Instituto Agrônômico do Paraná. **IAPAR**, 2019. 210 p.
- NOGAROLLI, M. **Evolução climática do Estado do Paraná: 1970–1999**. 2007. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado em Geografia). Universidade Federal do Paraná. Curitiba.

NORRIS, J. E. *et al.* Hazard assessment of vegetated slopes. **Slope stability and erosion control: ecotechnological solutions**, p. 119-166, 2008.

NORRIS, J. E. Root reinforcement by hawthorn and oak roots on a highway cut slope in Southern England. **Plant and Soil**, v. 278, p. 43-53, 2005.

NYAMBAYO, V. P.; POTTS, D. M. Numerical simulation of evapotranspiration using a root water uptake model. **Computers and Geotechnics**, v. 37, n. 1-2, p. 175-186, 2010.

ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE. **Health Topics. Landslides**. Disponível em: [https://www.who.int/health-topics/landslides#tab=tab\\_1](https://www.who.int/health-topics/landslides#tab=tab_1) Acesso em: 14 ago. 2022.

ORTIGAO, J. A. R. **Handbook of slope stabilisation**. Springer Science & Business Media, 2004.

OSMAN, N. *et al.* **Pull-out and tensile strength properties of two selected tropical trees**. Sains Malaysiana, v. 40, n. 6, p. 577-585, 2011.

PRETI, F. On root reinforcement modeling. European Geosciences Union 2006. **Geophysical Research Abstracts** vol. 8, EGU General Assembly 2006, 2–7 April, ISSN: 1029–7006. 2006.

POLLEN, N.; SIMON, A. Estimating the mechanical effects of riparian vegetation on stream bank stability using a fiber bundle model. **Water Resources Research**, v. 41, n. 7, 2005.

PUNETHA, P.; SAMANTA, M.; SARKAR, S. Bioengineering as an effective and ecofriendly soil slope stabilization method: A review. **Landslides: Theory, practice and modelling**, 2019, p. 201-224.

SIMON, A.; COLLISON, A. J.C. Quantifying the mechanical and hydrologic effects of riparian vegetation on streambank stability. **Earth surface processes and landforms**, v. 27, n. 5, p. 527-546, 2002.

SOPHARAT, J. *et al.* Engineering characterization of Vetiver system for shallow slope stabilization. 2015 **Proceedings** of the 6th international conference on vetiver (ICV-6), Danang, Vietnam. 2015. p. 5-8.2015.

SOUSA, R. S. **Metodologia para especificação de plantas com potencial biotécnico em Engenharia Natural**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Florestal) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

SOUSA, R. S. *et al.* Engenharia natural: o uso e avaliação de plantas de uma perspectiva de engenharia. **Scientia**, v. 9, n. 27, 2020

STRESSER, C. **Metodologia experimental para determinação de propriedades de erodibilidade em projetos de engenharia natural**. Dissertação (Mestrado em Engenharia CIVIL) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2021.

SUTILI, F. J. **Manejo biotécnico do arroio Guarda-Mor: princípios, processos e práticas**. 2004. 114 f. 2004. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Florestal) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

SUTILI, F. J. **Bioengenharia de Solos no âmbito fluvial do Sul do Brasil**. 2007. 95 p. Tese de Doutorado, Universidade Rural de Viena, Viena, Austria, 2007.

SUTILI, F. J. *et al.* Flexural behavior of selected riparian plants under static load. **Ecological Engineering**, v. 43, p. 85-90, 2012.

TARDÍO, G.; MICKOVSKI, S. B. Method for synchronisation of soil and root behavior for assessment of stability of vegetated slopes. **Ecological engineering**, v. 82, p. 222-230, 2015.

TARDÍO, G.; MICKOVSKI, S. B. Implementation of eco-engineering design into existing slope stability design practices. **Ecological Engineering**, 2016, vol. 92, p. 138-147.

TEIXEIRA, T. M. B. **Análise da influência das raízes de vetiver nos parâmetros de resistência dos solos com a profundidade**. 2017. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal De Ouro Preto, Ouro Preto.

THOMAS, R. E.; POLLEN-BANKHEAD, N. Modeling root-reinforcement with a fiber-bundle model and Monte Carlo simulation. **Ecological Engineering**, v. 36, n. 1, p. 47-61, 2010.

TIWARI, R. C *et al.* New numerical scheme in the finite-element method for evaluating the root-reinforcement effect on soil slope stability. **Geotechnique**, v. 63, n. 2, p. 129–139, 2013.

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

WALDRON, L. J. The shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil. **Soil Science Society of America Journal**, v. 41, n. 5, p. 843-849, 1977.

WU, T. H. Investigation of landslides on Prince of Wales Island. **Geotechnical Engineering Report 5**, Civil Engineering Department, Ohio State University, Columbus, Ohio, Usa, 1976, 106p.

WU, Tien H.; *et al.* Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 16, n. 1, p. 19-33, 1979.

WU, Tien. H. *et al.* Use of live poles for stabilization of a shallow slope failure. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 140, n. 10, p. 05014001, 2014.

WU, T. H. Root reinforcement of soil: review of analytical models, test results, and applications to design. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 50, n. 3, p. 259-274, 2013.

WU, W. *et al.* Effect of vegetation on stability of soil slopes: Numerical aspect. **Recent advances in modeling landslides and debris flows**, p. 163-177, 2015.

## APÊNDICE A – RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE

DECLIVIDADE 30°

TABELA A.1 FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 30° NO CURTO E LONGO PRAZO – CISALHAMENTO DIRETO *IN SITU*

Tipo de ruptura	Prof. Sup rup. (cm)	Método de cálculo	S/ plantas	Fator de Segurança por tempo de trabalho				Aumento FS
				1 ano	2 anos	5 anos	10 anos	Δ%
Não-circular	0,2	Morgenstern-Price	8,00	8,76	9,51	11,7	15,49	93,7%
	0,5	Morgenstern-Price	4,09	4,10	4,43	4,79	5,79	41,5%
	0,8	Morgenstern-Price	3,16	3,18	3,20	3,24	3,72	17,7%
Circular	Profundo	Morgenstern-Price	4,14	4,18	4,30	4,71	5,35	29,1%
	Raso	Morgenstern-Price	3,38	3,98	3,475	3,73	4,13	22,3%

TABELA A.2 FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 30° NO CURTO E LONGO PRAZO – INCLUSÃO DE CR WWM PRETI -SHWARZ NO MATERIAL

Tipo de ruptura	Prof. Sup ruptura	Método de cálculo	S/ plantas	Fator de Segurança por tempo de trabalho				Aumento FS
				1 ano	2 anos	5 anos	10 anos	Δ%
Não-circular	0,2	Morgenstern-Price	8,01	8,30	8,61	9,50	11,00	37,4%
	0,5	Morgenstern-Price	4,09	3,18	4,10	4,17	4,34	6,1%
	0,8	Morgenstern-Price	3,17	3,18	3,18	3,19	3,23	1,9%
Circular	Profundo	Morgenstern-Price	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	0,0%
	Raso*	Morgenstern-Price	3,42	3,43	3,43	3,47	3,55	4,0%

\*Profundidade máxima da superfície de ruptura igual a 80 cm.

## DECLIVIDADE 45°

TABELA A.3 FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 45° NO CURTO E LONGO PRAZO – CISALHAMENTO DIRETO *IN SITU*

Tipo de ruptura	Prof. Sup rup	Método de cálculo	S/ plantas	Fator de Segurança por tempo de trabalho				Aumento FS
				1 ano	2 anos	5 anos	10 anos	Δ%
Não-circular	0,2	Morgenstern-Price	4,42	4,84	5,21	6,468	8,51	92,4%
	0,5	Morgenstern-Price	2,62	2,63	2,87	3,105	3,74	42,8%
	0,8	Morgenstern-Price	2,06	2,07	2,08	2,242	2,43	18,3%
Circular	Profundo	Morgenstern-Price	1,621	1,621	1,62	1,621	1,627	0,4%
	Raso*	Morgenstern-Price	2,237	2,254	2,303	2,495	2,682	19,9%

\*Delimitado até a profundidade de 80 cm.

TABELA A.4 FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 45° NO CURTO E LONGO PRAZO – INCLUSÃO DE CR WWM PRETI -SHWARZ NO MATERIAL

Tipo de ruptura	Prof. Sup ruptura	Método de cálculo	S/ plantas	Fator de Segurança por tempo de trabalho				Aumento FS
				1 ano	2 anos	5 anos	10 anos	Δ%
Não-circular	0,2	Janbu	4,59	4,76	4,493	6,02	36,1%	4,42
	0,5	Morgenstern-Price	2,62	2,63	2,65	2,78	6,4%	2,62
	0,8	Morgenstern-Price	2,06	2,06	2,06	2,062	2,10	2,2%
Circular	Profundo	Morgenstern-Price	4,934	5,012	5,09	5,367	5,881	19,2%
	Raso*	Morgenstern-Price	2,69	2,71	2,73	2,79	2,88	7,1%

\*Delimitado até a profundidade de 80 cm.

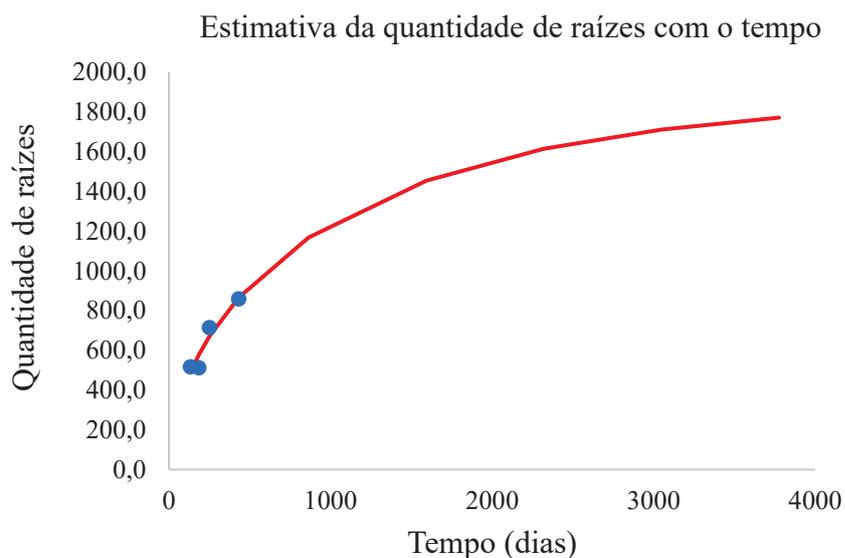
## APÊNDICE B – CÁLCULO PARA REGRESSÃO NÃO LINEAR DA EQUAÇÃO DE CHAPMAN-RICHARDS PARA ESTIMATIVA DO DESENVOLVIMENTO DAS RAÍZES

TABELA B.1 CÁLCULO DA REGRESSÃO NÃO LINEAR DA EQUAÇÃO DE CHAPMAN-RICHARDS  
PARA ESTIMATIVA DO TOTAL DE RAÍZES NO SISTEMA RADICULAR DA PLANTA

Período de desenvolvimento da <i>P. sellowianus</i>	Total de raízes Observado (mm)	Ajustes		Total de raízes Estimados (mm)	Diferença estimada
		Contantes	Valores encontrados		
Tempo (dias)		<b>b0</b>	<b>1875,693142</b>		
133	518,0	b1	0,000597998	489,7	28,3
186	513,0	b2	0,522321852	578,7	-65,7
252	715,0	sqe	7056,307201	671,4	43,6
432	860,0			865,9	-5,9
864				1167,6	-1167,6
1592				1453,9	-1453,9
2320				1614,3	-1614,3
3048				1710,7	-1710,7
3776				1770,6	-1770,6
4504				1808,3	-1808,3

Nota: As linhas em destaque condizem aos parâmetros utilizados para os períodos de serviço das análises de estabilidade estudados (1, 2 ,5 e 10 anos).

FIGURA B.1 – CURVA GERADA POR REGRESSÃO NÃO LINEAR DA EQUAÇÃO DE CHAPMAN-RICHARDS PARA ESTIMATIVA DA QUANTIDADE DE RAÍZES NO SISTEMA RADICULAR

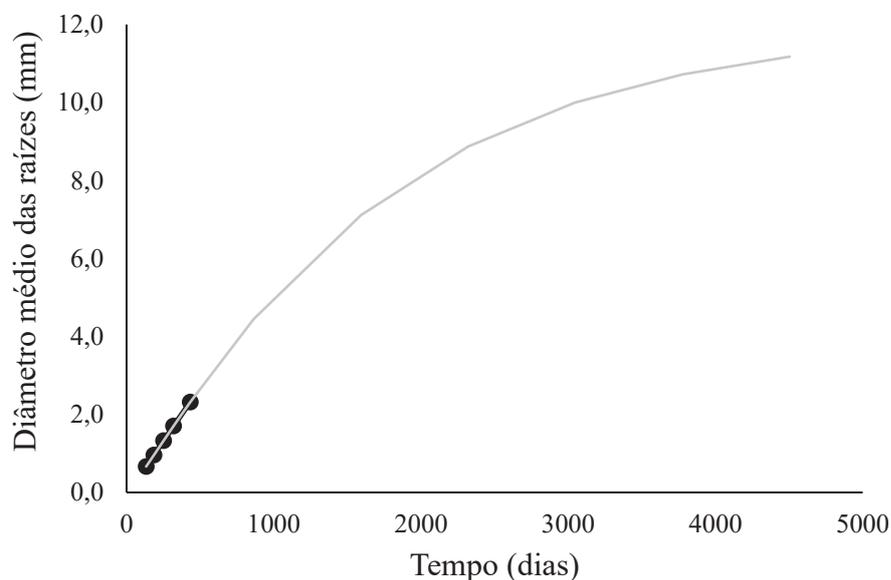


## APÊNDICE C – CÁLCULO PARA REGRESSÃO NÃO LINEAR DA EQUAÇÃO DE CHAPMAN-RICHARDS PARA ESTIMATIVA DO DIÂMETRO DAS RAÍZES

TABELA C.1 VALORES UTILIZADOS E ENCONTRADOS POR MEIO DE REGRESSÃO NÃO LINEAR DA EQUAÇÃO DE CHAPMAN-RICHARD PARA ESTIMATIVA DO DIÂMETRO DAS RAÍZES

Período de desenvolvimento da <i>P. sellowianus</i>	Diâmetro Observado (mm)	Ajustes		Diâmetros Estimados (mm)	Diferença estimada
		Contantes	Valores encontrados		
Tempo (dias)					
133	0,7	$B_0$	<b>11,95391078</b>	0,66398337	-1,69913E-06
186	1,0	$B_1$	0,000636637	0,958395228	-2,89743E-06
252	1,3	$B^2$	1,151158039	1,327727065	-4,45901E-06
320	1,7	$R^2$	1,40071E-10	1,706268797	-6,05389E-06
432 (1,18 anos)	2,3			2,317228465	-8,50037E-06
864 (2,37 anos)				4,440841614	-4,440841614
1592				7,113660775	-7,113660775
2320 (6,36 anos)				8,870155266	-8,870155266
3048				9,999746345	-9,999746345
3776 (10,34 anos)				10,71918607	-10,71918607
4504				<b>11,17508229</b>	-11,17508229

FIGURA C.0.1 – CURVA GERADA POR REGRESSÃO NÃO LINEAR DA EQUAÇÃO DE CHAPMAN-RICHARDS PARA ESTIMATIVA DO DIÂMETRO MÉDIO DAS RAÍZES NO SISTEMA RADICULAR



FONTE: O autor.

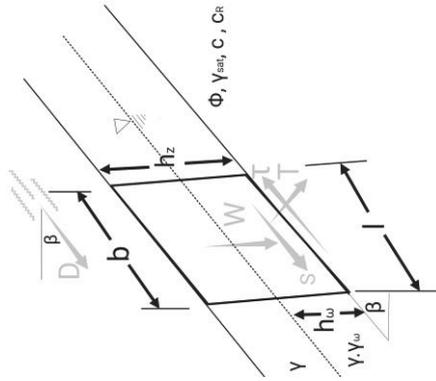
**APÊNDICE D – CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA PELO MÉTODO DE TALUDE INFINITO**

TABELA D.1 – PLANILHA DE CÁLCULO CRIADA PARA ANÁLISES DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DE TALUDE INFINITO

PROPRIEDADES DO TALUDE E DO SOLO	RESULTADOS
Profundidade até plano de ruptura (m)	hz 0,8
Coesão efetiva do solo (Kpa)	c' 11,3
Coesão Efetiva devido a presença de raízes (Kpa)	c' R 0
ângulo de atrito interno do solo	ø 27,2
Peso específico do solo (KN/m³)	ρ 18
Declividade do talude	β 50
Ângulo da raiz com o solo	θ 45
Peso específico da água (KN/m³)	γω 9,81
Altura do lençol freático (m)	hω -
Sobrecarga (KN)	WR -
Força de arraste do vento (kN)	D -
<b>Cálculos</b>	
c'+cr	11,300
yz-yw.hw	14,400
yz-yw.hw +w	14,400
yz-yw.hw +w)*cos²beta	5,950
tamphi	0,514
cosbeta	0,643
cos²beta	0,413
yz-yw.hw +w)*cos²beta.tan phi	3,058
senbeta	0,766
Ações resistentes	14,36
Ações mobilizadoras	7,09
<b>FS</b>	<b>2,02</b>

$$FS = \frac{c' + c'_R + (\gamma_{sub} \cdot h_z + W_R) \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{[(\gamma_{sub} \cdot h_z + W_R) \cdot \sin \beta + D] \cdot \cos \beta}$$

FIGURA D.1 – DIAGRAMA DE FORÇAS E DETALHE DAS DIMENSÕES CONSIDERADAS NO CÁLCULO PELO MÉTODO DE TALUDE INFINITO

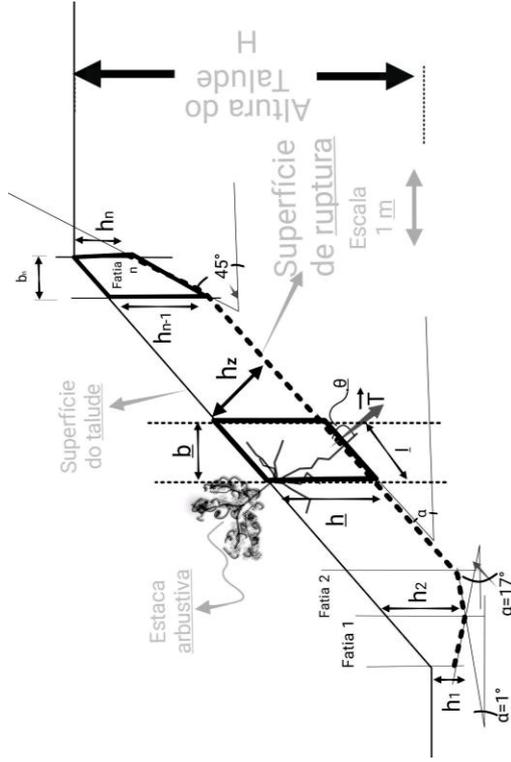


APÊNDICE E – SLIP4EX: EXEMPLO DO MODELO ORIGINAL – ABA 1

TABELA E.1 – PARÂMETROS DE ENTRADA DE PROJETO – GEOMETRIA DAS FATIAS

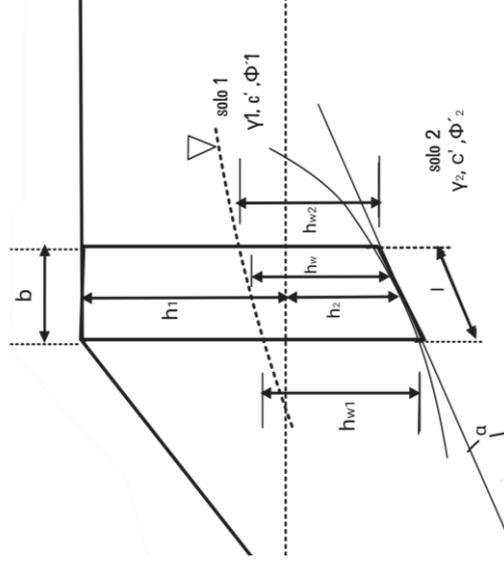
Date:												
Material												
Enter slice Data												
Slice	Height 1	Unit wt 1	Height 2	Unit wt 2	Breadth	Alpha	Cohesion*	Phi'	hw1	hw2	hw	K
Nr	m	kN/m <sup>3</sup>	m	kN/m <sup>3</sup>	m	degrees	kN/m <sup>2</sup>	degrees	m	m	m	
1												
2												
...												
n-1												
n												

FIGURA E.1 - EXEMPLO DE GEOMETRIA DE ENTRADA E PRINCIPAIS PARÂMETROS UTILIZADOS



FONTE: O autor.

FIGURA E.2 - DIMENSÕES DE ENTRADA POR FATIA



FONTE: Greenwood et al. (2006).





TABELA F.3 CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES EM CADA FATIA AO CONSIDERAR A VEGETAÇÃO

slice	Calculated Reinforcement / Vegetation / Hydraulic effects												Total additional resistance		
	Additional disturbing force (to reinf. and veg.)						Additional Restoring Forces						General	Simple	Swedish
	reinf dist force	Wind dist force	Total add. dist force	add cohesion	weight	add u	add U1	add U2	add U2-U1	add 'U2-U1'	wind add	add T	General	Simple	Swedish
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	0,00	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
2	0,00	-0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
n-2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
n-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
n	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
soma	0,00	-1,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60

Factors of Safety with Reinforcement, Vegetation and hydraulic changes included		F <sub>m</sub>
Greenwood General	No reinforcement/Veg with reinf /veg /water as input	
Greenwood General (K as input)	No reinforcement/Veg With reinf /veg /water as input	
Greenwood Simple	No reinforcement/veg With reinf/veg/water as input	
	Swedish	
	With reinf/veg/water as input	

TABELA F.3 DIFERENÇA ENTRE FS GREENWOOD GENERALIZADO E COM *INPUT K*

	Profundidade (cm)	S/veg	Fator de Segurança			
			1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
	20	1,91%	1,90%	1,89%	1,87%	1,83%
$\Delta$ FS%	50	3,76%	3,76%	3,76%	3,75%	3,74%
	80	4,94%	4,94%	4,94%	4,94%	4,94%

## APÊNDICE G - CÁLCULOS REALIZADOS PARA A ESTIMATIVA DO SISTEMA RADICULAR

TABELA G.1 – DADOS DA QUANTIDADE DE RAÍZES ENCONTRADAS DURANTE ENSAIOS DE CISALHAMENTO *IN SITU* (MAFFRA, 2018)

Classes de intervalo	DISTRIBUIÇÃO DE DIÂMETRO MÉDIO OBSERVADO DURANTE O TEMPO DE PLANTIO				
	133 dias	186 dias	252 dias	320 dias	432 dias
0,03 - 1,15	481,74	364,23	500,5	361,08	524,6
1,15 - 2,28	36,26	133,38	71,5	138,06	240,8
2,28 - 3,5	0	15,39	35,75	26,55	68,8
3,5 - 4,52	0	0	107,25	5,31	25,8

A partir dos dados apresentados na Tabela acima, foi realizado uma estimativa para os valores de diâmetro representativo do sistema radicular. Dessa forma, foi calculado uma média de raízes por estaca dividindo os valores da Tabela 0.2 pelo número de estacas ensaiada por Maffra (2018) (n=18). Com esse resultado, e a mediana dos intervalos diametrais de raízes, foi possível calcular o diâmetro médio para cada período de plantio até 432 dias.

TABELA G.2 – DIÂMETRO MÉDIO REPRESENTATIVO DO SISTEMA RADICULAR ATÉ 432 DIAS

Diâmetro médio (mm)	QUANTIDADE MÉDIA DE RAÍZES DISTRIBUÍDA POR CLASSES DE DIÂMETRO OBSERVADO EM DIFERENTES PERÍODOS DE PLANTIO				
	133 dias	186 dias	252 dias	320 dias	432 dias
0,59	26,8	20,2	27,8	20,1	29,1
1,715	2,0	7,4	4,0	7,7	13,4
2,89	0,0	0,9	2,0	1,5	3,8
4,01	0,0	0,0	6,0	0,3	1,4
Diâmetro médio do sistema radicular	0,669	0,952	<del>1,331</del>	1,032	1,192

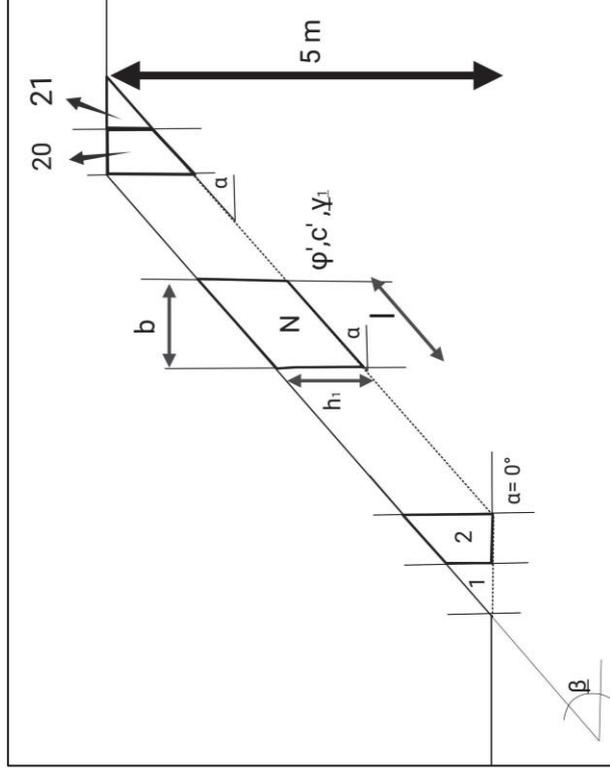
APÊNDICE H - DIMENSÕES ADOTADAS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE 30 GRAUS

TABELA H.1 - GEOMETRIA ADOTADA PARA AS FATIAS DA SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO DE TALUDE COM INCLINAÇÃO DE 30 GRAUS

Prof. m	Fatia Nr.	Altura (h1) m	Peso específico 1 kN/m <sup>3</sup>	Largura m	Declividade (α) graus
20	1	0	18	0,40	0
	2	0,23	18	0,41	30
50	20	0,23	18	0,41	30
	21	0	18	0,40	30
	1	0	18	0,50	0
	2	0,29	18	0,50	0
80	3	0,58	18	0,48	30
	4	0,58	18	0,48	30
	18	0,5773	18	0,47	30
	19	0,2887	18	0,50	30
	20	0	18	0,50	30
80	1	0	18	0,40	0
	2	0,23	18	0,40	0
	3	0,46	18	0,40	0
	4	0,69	18	0,40	0
	5	0,92	18	0,42	30
80	21	0,92	18	0,42	30
	22	0,92	18	0,40	30
	23	0,46	18	0,40	30
	24	0,23	18	0,40	30
	25	0,00	18	0,40	30

A divisão da superfície de deslizamento (Figura G.1) representa camada de 20 cm, sendo que a mesma geometria foi utilizada para as demais camadas, variando apenas a quantidade de lamelas.

FIGURA H.1 - GEOMETRIA SLIP4EX CAMA DE 20 CM DE PROFUNDIDADE



FONTE: O autor.

TABELA H.2 – VALORES CALCULADOS PELO SLIP4EX NO PRIMEIRO ANO PARA TALUDE DE 30°

Fatias (n.)	T kN (/m)	Ângulo $\theta$ graus (°)	Coesão $c^r$ kN/m <sup>2</sup>	$\Delta h w_1$ m	$\Delta h w_2$ m	$\Delta h w$ m	$W_R$ kN (/m)	D kN (/m)	Beta ( $\beta$ ) graus
1	0,07	45		0	0	0	0	0	30
2	0,08	45		0	0	0	0	0	30

Tempo decorrido em anos	Fatias	N.	Quantidade fibras na sup. de ruptura por m <sup>2</sup>	Diâmetro típico	Resistência Arrancamento <i>pull out strength</i>	Resistência última	Fator de segurança parcial (Fsd)	Resistência de projeto		Comprimento base da fatia $b/\cos \alpha$	Força de tração na Fatia (T)
								Tru kN/m <sup>2</sup>	Trd kN/m <sup>2</sup>		
1 ano	1		30	0,00137	29900	1,32	8	0,17	0,40	0,07	
	2		30	0,00137	29900	1,32	8	0,17	0,48	0,08	
2 anos	1		54	0,00138	29900	2,41	8	0,30	0,40	0,12	
	2		54	0,00138	29900	2,41	8	0,30	0,48	0,14	
5 anos	1		120	0,00148	29900	6,17	8	0,77	0,40	0,31	
	2		120	0,00148	29900	6,17	8	0,77	0,48	0,37	
10 anos	1		144	0,00192	29900	12,46	8	1,56	0,40	0,62	
	2		144	0,00192	29900	12,46	8	1,56	0,48	0,74	

NOTA: Fsd costuma estar entre 8 e 10.





## APÊNDICE I - CÁLCULOS DE ESTABILIDADE DE TALUDE REALIZADO NO SLIP4EX

TABELA I.1 – DELIMITAÇÃO DA GEOMETRIA DA SUPERFÍCIE DE ESCORREGAMENTO. EXEMPLO DE PARÂMETROS UTILIZADOS NO SLIP4EX

Fatia	Altura H <sub>1</sub>	Peso Específico	Largura da fatia	Inclinação base fatia	Coesão	Ângulo de atrito (θ)	h <sub>w1</sub>	h <sub>w2</sub>	h <sub>w</sub>	K
Nº	m	kN/m <sup>3</sup>	m	°	kN/m <sup>2</sup>	(°)	m	m	m	
1	0	18	0,3535	0	11,3	27,2	0	0	0	0,5
2	0,35	18	0,3535	0	11,3	27,2	0	0	0	0,5
3	0,71	18	0,3535	45	11,3	27,2	0	0	0	0,5
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
13	0,71	18	0,3535	45	11,3	27,2	0	0	0	0,5
14	0,71	18	0,3535	45	11,3	27,2	0	0	0	0,5
15	0,35	18	0,3535	45	11,3	27,2	0	0	0	0,5
16	0,00	18	0,3535	45	11,3	27,2	0	0	0	0,5

Nota: Geometria delimitada para análise de estabilidade para superfície de ruptura em 0,5 metros de profundidade.

Na coluna Quantidade de Raízes foram adotados valores iguais a 12 e 24 raízes, visto que o estimado foi de 1 e 2 raízes em 5 e 10 anos, sucessivamente, por estaca, na profundidade de 0,5 m, considerando a existência de 6 plantas/m<sup>2</sup>.

TABELA I.2 – PLANILHA GERADA NO SLIP4EX, COM DADOS DE ENTRADA PARA VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DE TALUDE APÓS 2 ANOS DO PLANTIO DA ESTACAS

Quantidade de Raízes	Diâmetro Típico	Resistência à Tração In Situ	Resistência à tração última (T <sub>ru</sub> )	Fator De Segurança Parcial	Resistência De Projeto	Largura Lamela	Força de tração da Raíz
por m <sup>2</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	Fsd	Trd kN/m <sup>2</sup>	(m)	T (kN)
54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,14	0,04
54	0,00138	22900	2,341	8	0,29	0,14	0,04
54	0,00138	22900	2,341	8	0,29	0,31	0,09
.	.	.	.	.	.	.	.
54	0,00138	22900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
54	0,00138	22900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
54	0,00138	22900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
54	0,00138	22900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
54	0,00138	22900	2,341	8	0,29	0,40	0,12

TABELA I.3 – FATOR DE SEGURANÇA CALCULADO PARA OS TEMPOS DE SERVIÇO DE 1, 2, 5 e 10 ANOS PARA UM TALUDE COM DECLIVIDADE DE 45°

Profundidade (cm)	Método de Cálculo	Fator de Segurança			
		1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
20	Sem presença de vegetação	5,43	5,43	5,43	5,43
	Greenwood Generalizada	5,75	6,03	7,27	10,89
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	6,02	6,32	7,61	11,38
	Greenwood Simplificada	5,75	6,03	7,27	10,89
50	Sem presença de vegetação	2,10	2,10	2,10	2,10
	Greenwood Generalizada	2,10	2,10	2,13	2,20
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	2,21	2,21	2,24	2,31
	Greenwood Simplificada	2,40	2,40	2,43	2,51
80	Sem presença de vegetação	1,83	1,83	1,83	1,83
	Greenwood Generalizada	1,86	1,88	1,98	2,15
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	2,12	2,15	2,25	2,44
	Greenwood Simplificada	1,86	1,88	1,98	2,15

TABELA I.4 – FATOR DE SEGURANÇA CALCULADO PARA OS TEMPOS DE SERVIÇO DE 1, 2, 5 e 10 ANOS PARA UM TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50°

Profundidade (cm)	Método de Cálculo	Fator de Segurança			
		1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
20	Sem presença de vegetação	4,95	4,95	4,95	4,95
	Greenwood Generalizada	5,22	5,46	6,47	9,25
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	5,54	5,79	6,87	9,80
	Greenwood Simplificada	5,22	5,46	6,47	9,25
50	Sem presença de vegetação	2,49	2,49	2,49	2,49
	Greenwood Generalizada	2,49	2,49	2,52	2,59
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	2,80	2,80	2,83	2,91
	Greenwood Simplificada	2,49	2,49	2,52	2,59
80	Sem presença de vegetação	1,87	1,87	1,87	1,87
	Greenwood Generalizada	1,87	1,87	1,87	1,88
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	2,17	2,17	2,17	2,19
	Greenwood Simplificada	1,87	1,87	1,87	1,88

Na coluna Quantidade de Raízes foram adotados valores iguais a 54 raízes. Essa quantidade advém do valor estimado de 9 raízes por estaca na profundidade de 0,2 m, sendo considerada a existência de 6 plantas/m<sup>2</sup>, conforme feito em Maffra (2018).

TABELA I.5 – EXEMPLO DE PLANILHA GERADA NO SLIP4EX, COM DADOS DE ENTRADA PARA VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DE TALUDE APÓS 2 ANOS DO PLANTIO DA ESTACAS

Fatias	Quantidade de Raízes	Diâmetro Típico	Resistência à Tração <i>in situ</i>	Resistência a tração última (Tru)	Fator De Segurança Parcial	Resistência De Projeto	Largura Lamela	Força de tração da raiz
n	por m <sup>2</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	Fsd	Trd kN/m <sup>2</sup>	(m)	T (kN)
1	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,14	0,04
2	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,14	0,04
3	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,31	0,09
4	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
5	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
6	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
7	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
8	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
9	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
10	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
11	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
12	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,71	0,21
13	54	0,00138	29900	2,341	8	0,29	0,40	0,12

TABELA I.6 – FATOR DE SEGURANÇA CALCULADO PARA OS TEMPOS DE SERVIÇO DE 1, 2, 5 e 10 ANOS PARA UM TALUDE COM DECLIVIDADE DE 45°

Profundidade (cm)	Método de Cálculo	Fator de Segurança			
		1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
20	Sem presença de vegetação	5,57	5,57	5,57	5,57
	Greenwood Generalizada	5,91	6,29	7,53	11,47
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	6,18	6,58	7,87	11,97
	Greenwood Simplificada	5,91	6,29	7,53	11,47
50	Sem presença de vegetação	2,68	2,68	2,68	2,68
	Greenwood Generalizada	2,75	2,83	3,05	3,53
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	3,01	3,10	3,33	3,85
	Greenwood Simplificada	2,75	2,83	3,05	3,53
80	Sem presença de vegetação	2,89	2,89	2,89	2,89
	Greenwood Generalizada	2,97	3,07	3,33	3,43
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	3,24	3,34	3,62	3,73
	Greenwood Simplificada	2,97	3,07	3,33	3,43

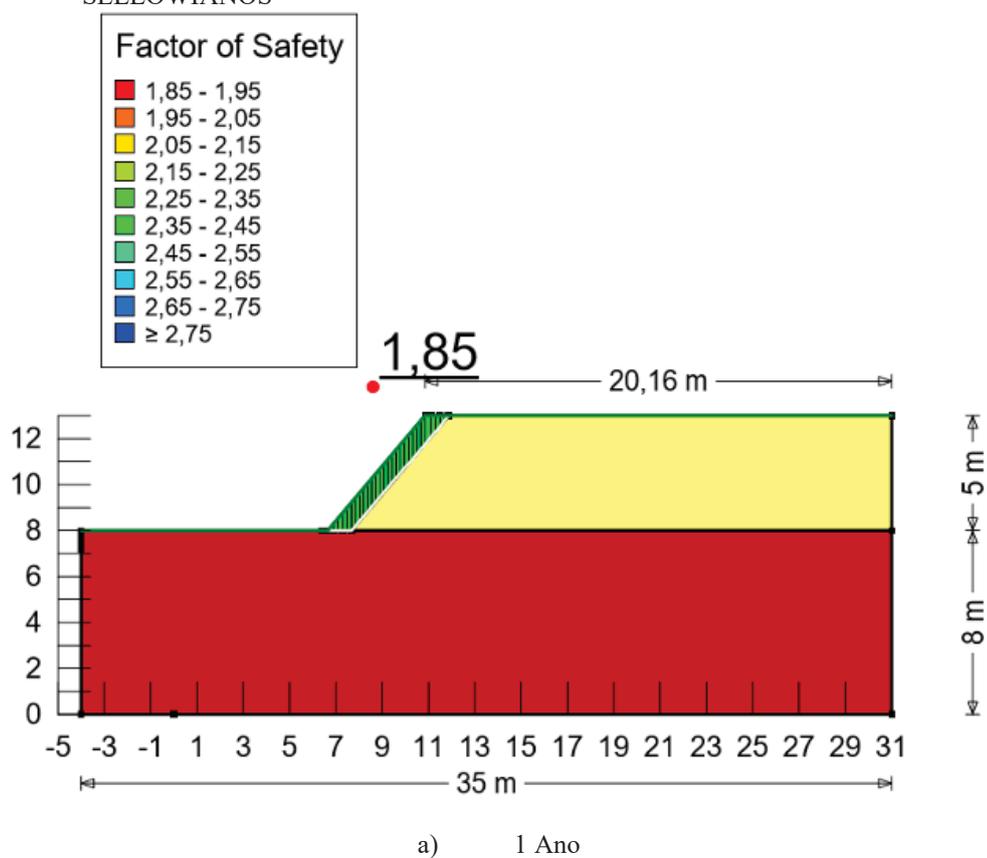
TABELA I.7 – FATOR DE SEGURANÇA CALCULADO PARA OS TEMPOS DE SERVIÇO DE 1, 2, 5 e 10 ANOS PARA UM TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50°

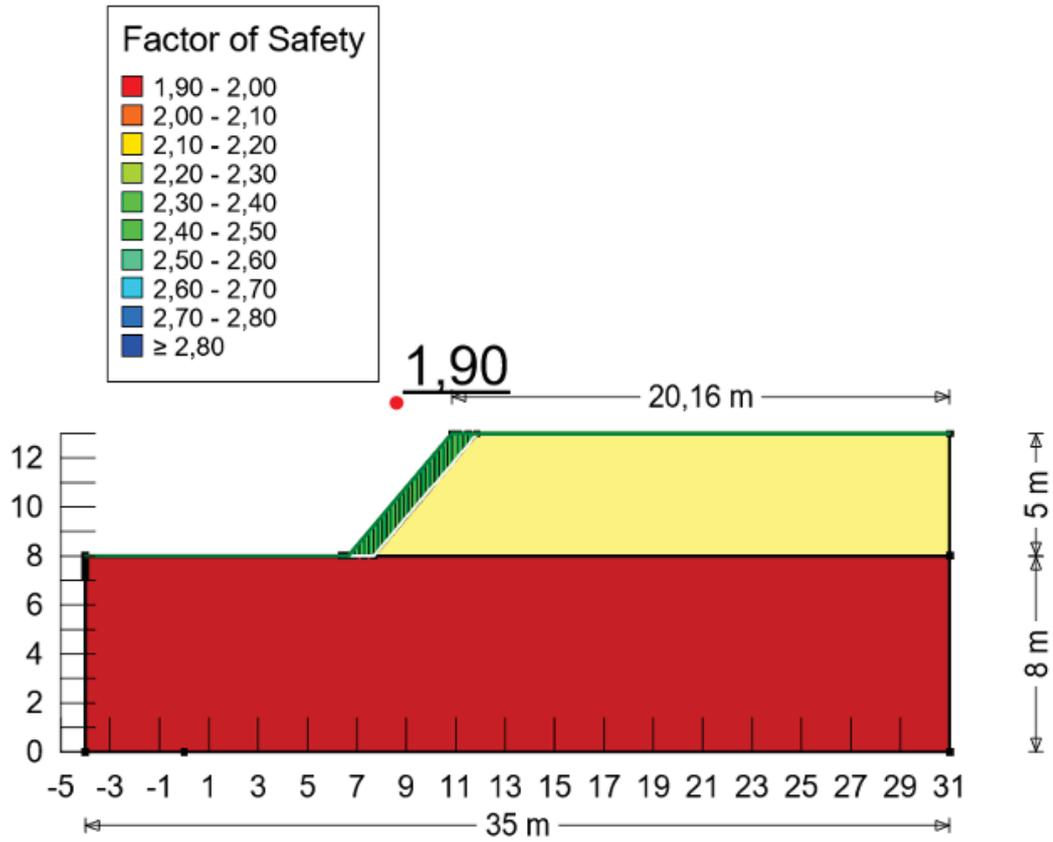
Profundidade (cm)	Método de Cálculo	Fator de Segurança			
		1 ano	2 anos	5 anos	10 anos
20	Sem presença de vegetação	5,42	5,42	5,42	5,42
	Greenwood Generalizada	5,74	6,22	7,26	10,86
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	6,06	6,56	7,66	11,45
	Greenwood Simplificada	5,74	6,22	7,26	10,86
50	Sem presença de vegetação	2,45	2,45	2,45	2,33
	Greenwood Generalizada	2,51	2,58	2,76	2,97
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	2,82	2,90	3,10	3,35
	Greenwood Simplificada	2,51	2,58	2,76	2,97
80	Sem presença de vegetação	1,69	1,69	1,69	1,69
	Greenwood Generalizada	1,72	1,75	1,83	1,99
	Greenwood Generalizada ( <i>Input K</i> )	2,03	2,06	2,16	2,34
	Greenwood Simplificada	1,72	1,75	1,83	1,99

## APÊNDICE J – ANÁLISE DOS TALUDES TIPO

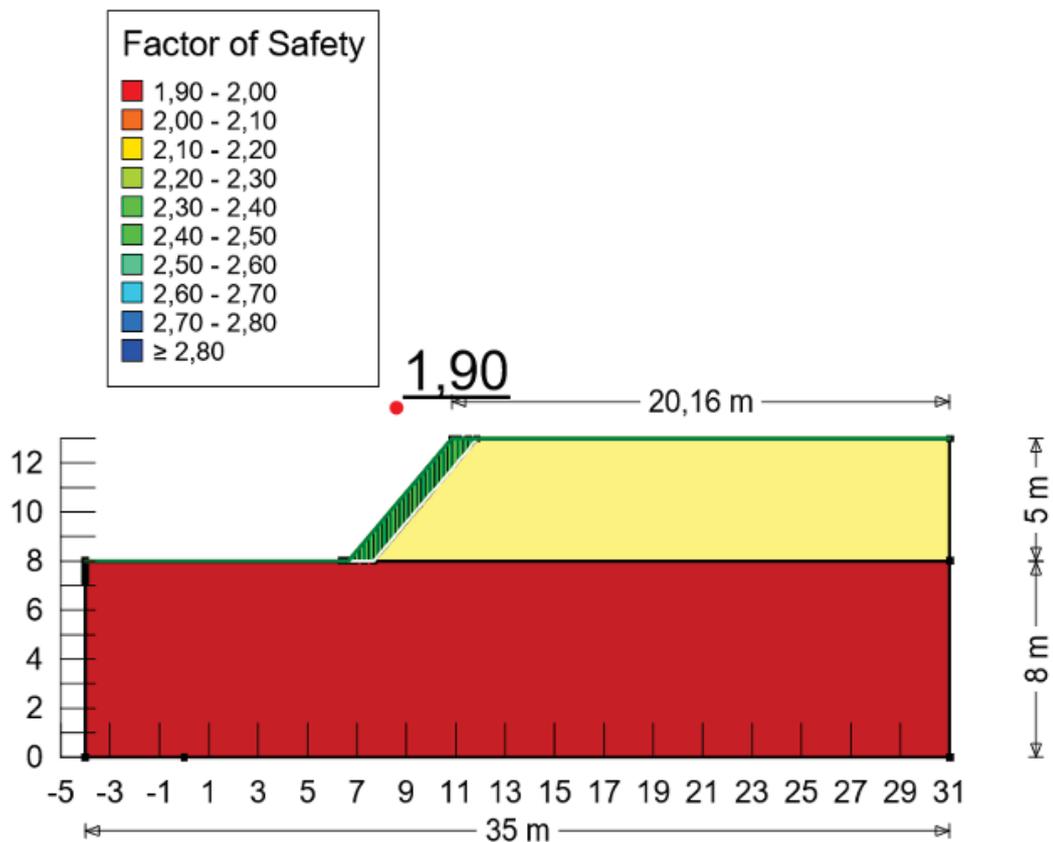
Esta sessão destina-se a apresentar resultados encontrados nas análises dos taludes tipo para a inclinação de 50 graus, para movimentações translacionais e rotacionais executados no Slope/W.

FIGURA J.1 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA NÃO CIRCULAR OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50° PRAZO – CAMADA DE 80 CM -CISALHAMENTO DIRETO *in situ* DURANTE OS 10 ANOS DE DESENVOLVIMENTO DA PHYLLANTHUS SELLOWIANOS





b) 2 Anos



c) 5 Anos

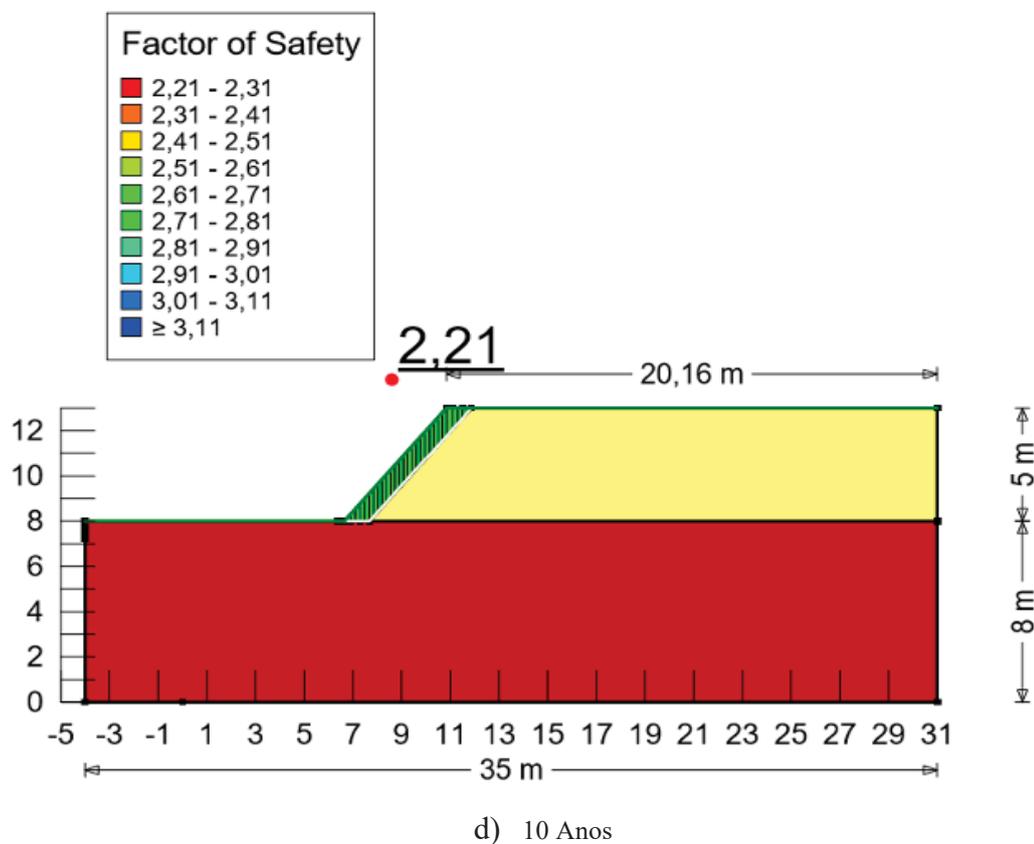
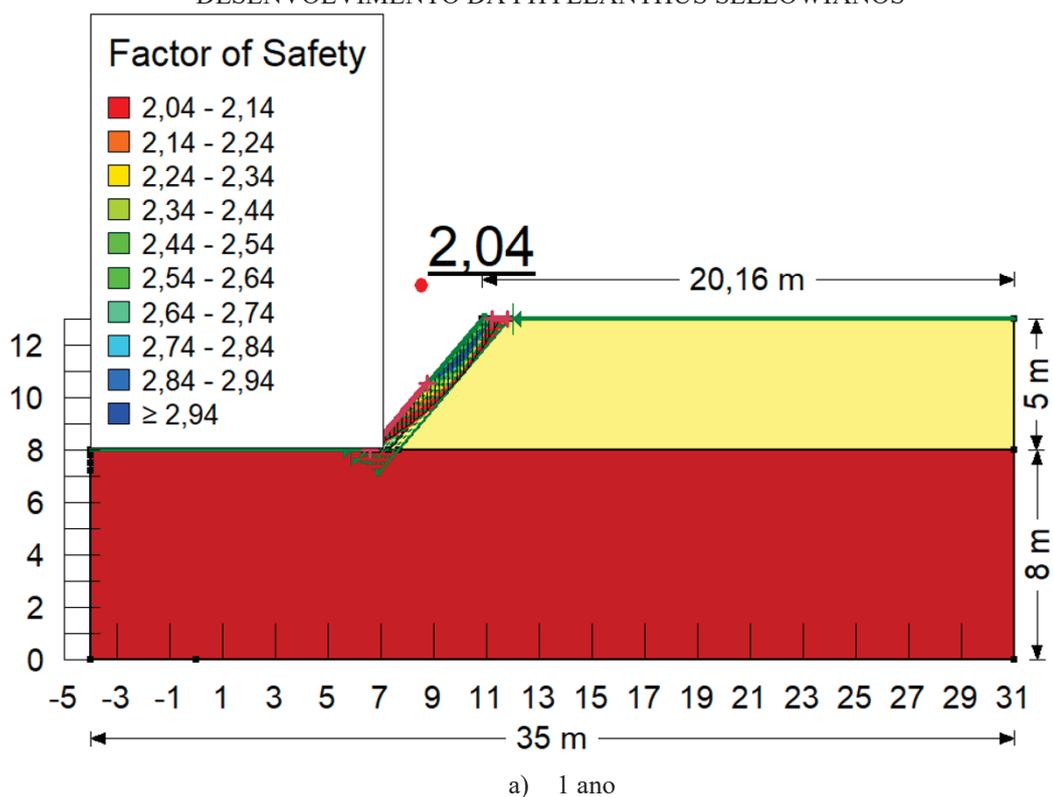
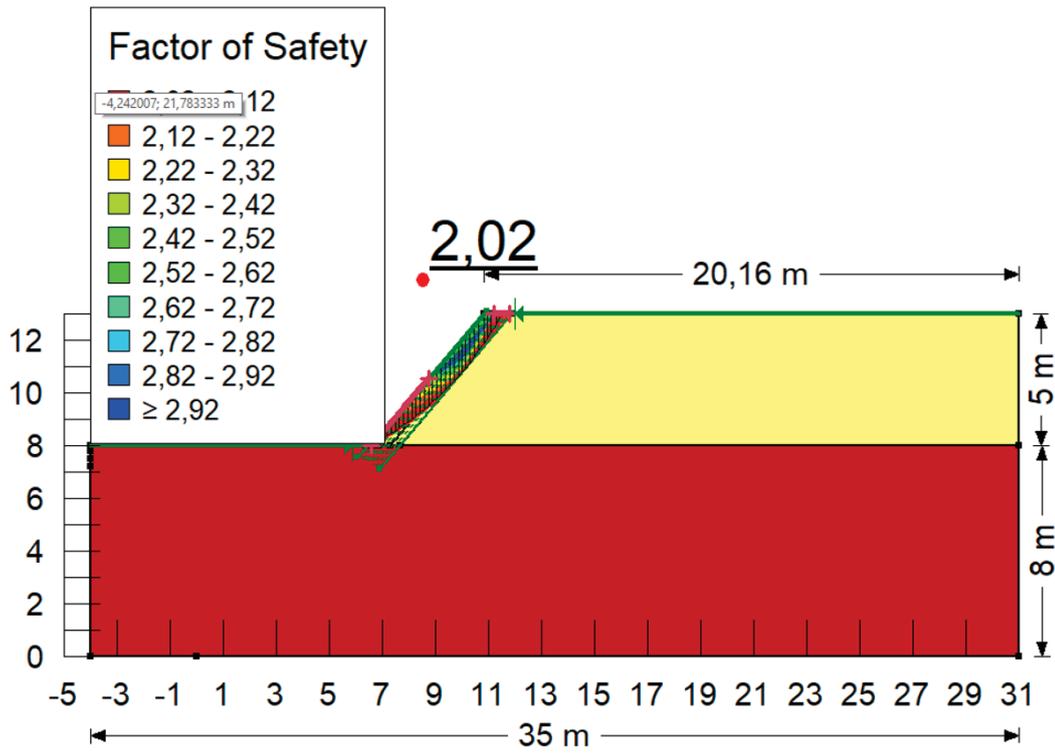
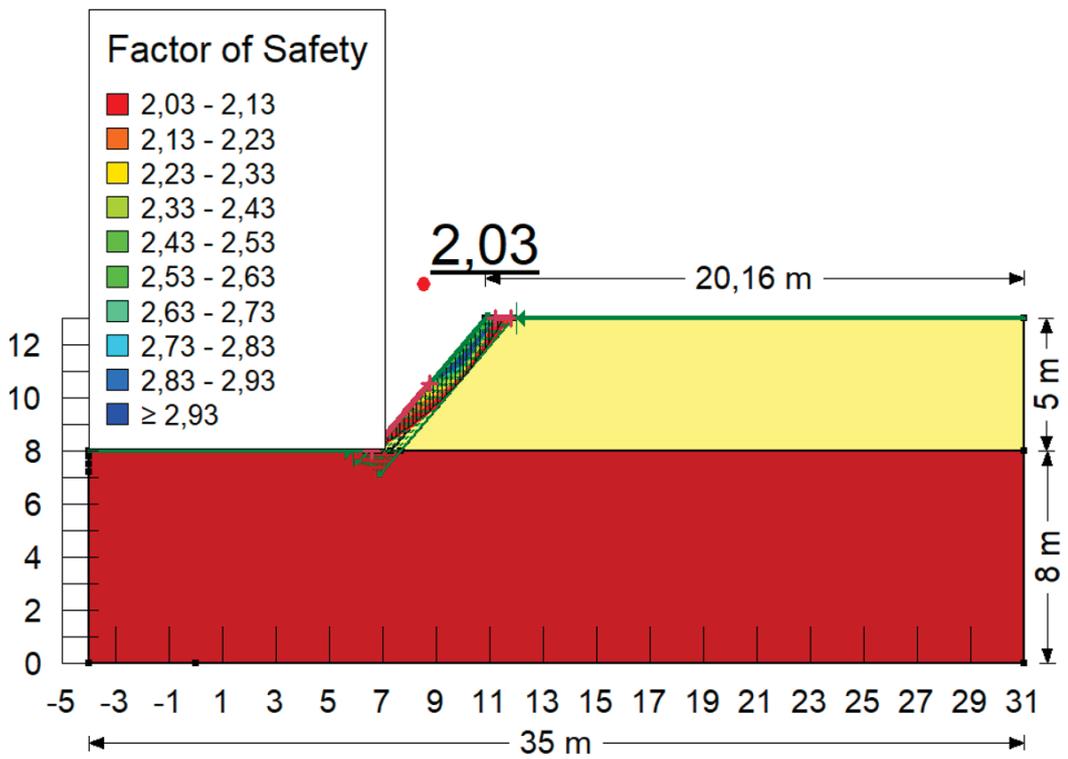


FIGURA J.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE DESLIZAMENTO RASO E SUPERFÍCIES DE RUPTURA CIRCULAR DE TALUDE TIPO COM INCLINAÇÃO DE 50°: CAMADA DE 8-80 CM -CISALHAMENTO DIRETO *in situ* DURANTE OS 10 ANOS DE DESENVOLVIMENTO DA PHYLLANTHUS SELLOWIANOS

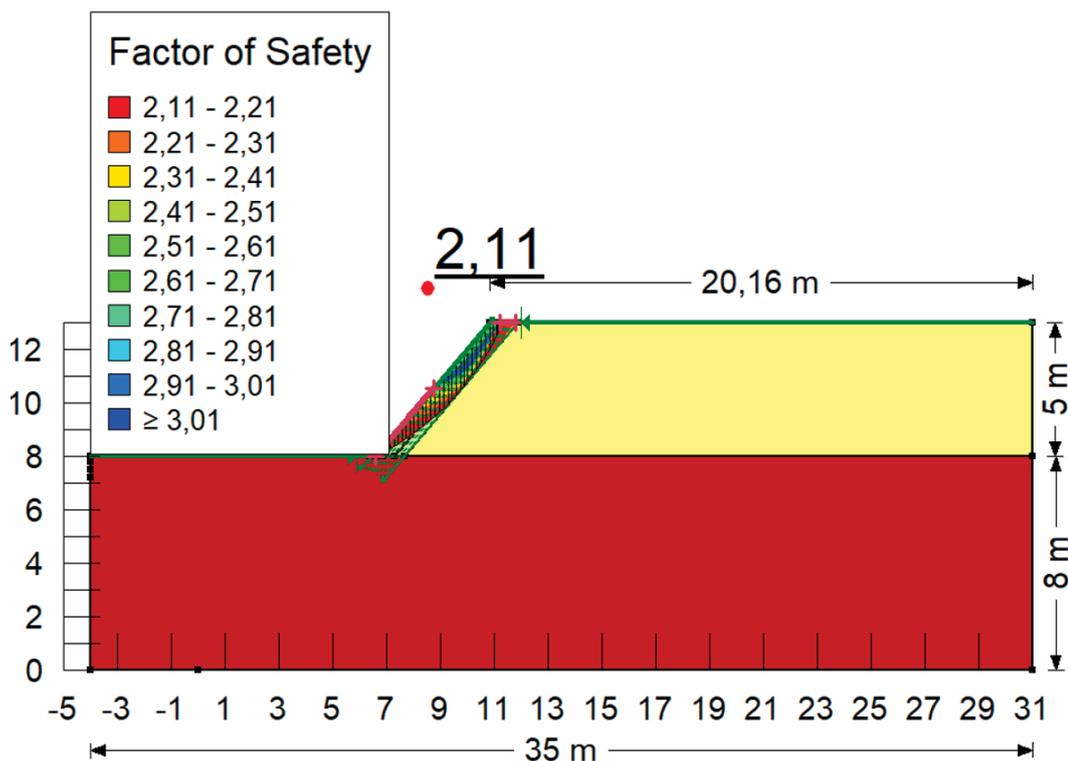




b) 2 anos

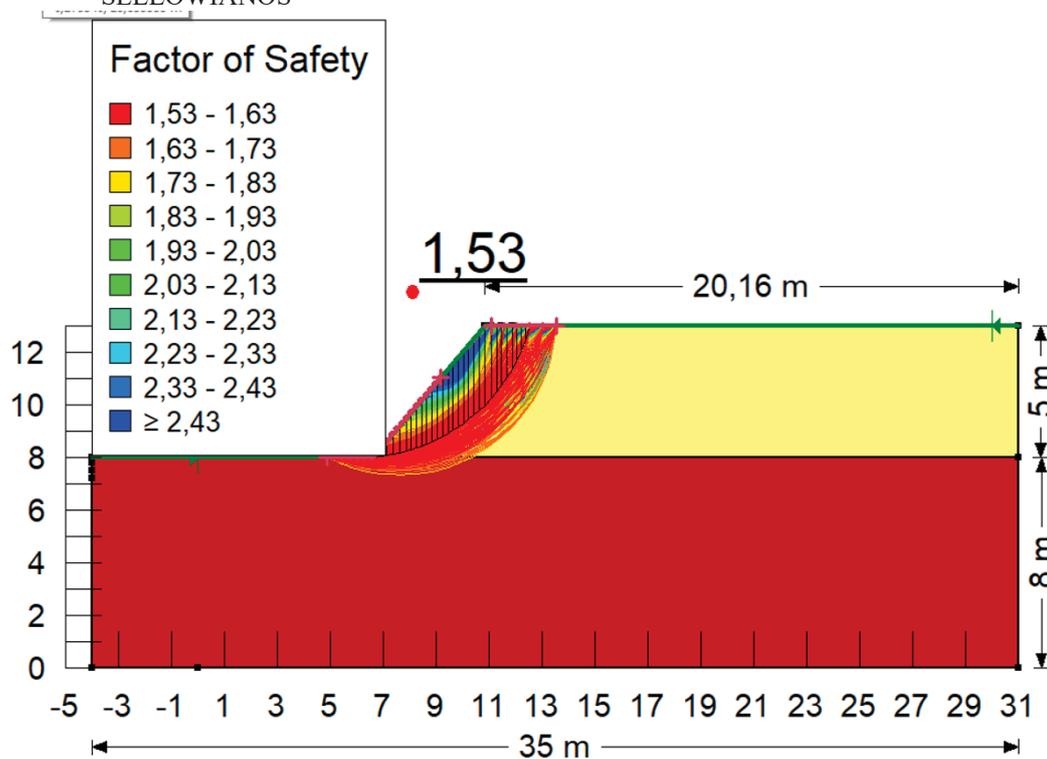


c) 5 anos

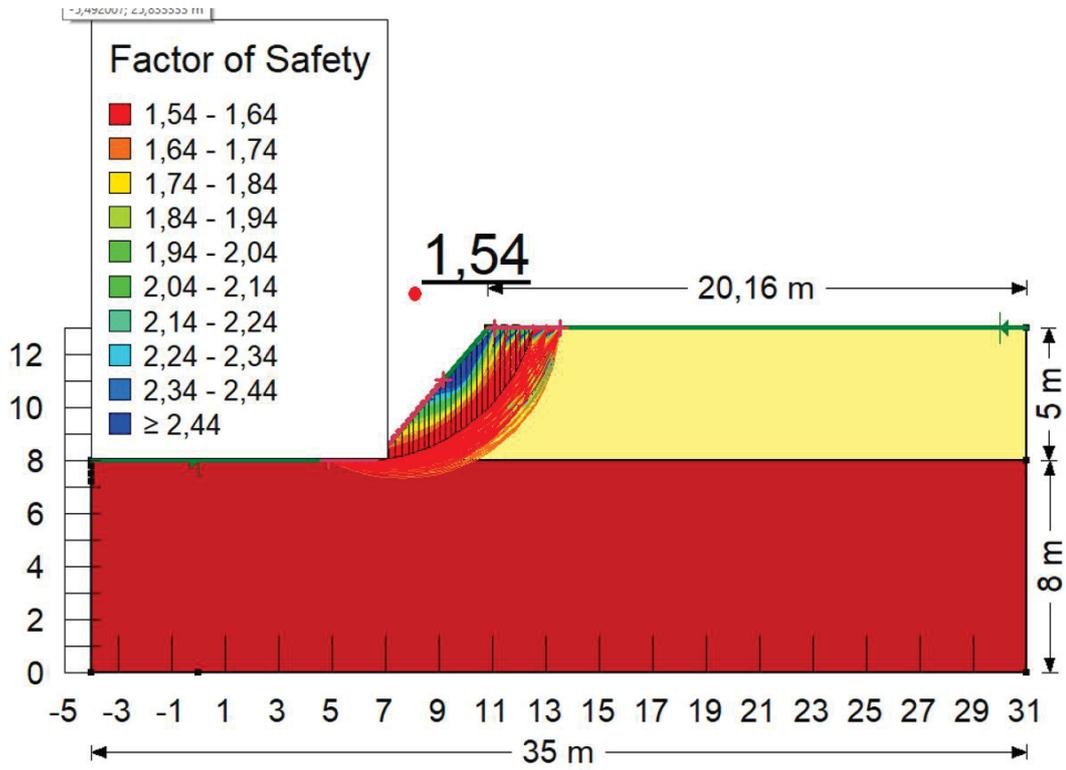


e) 10 anos

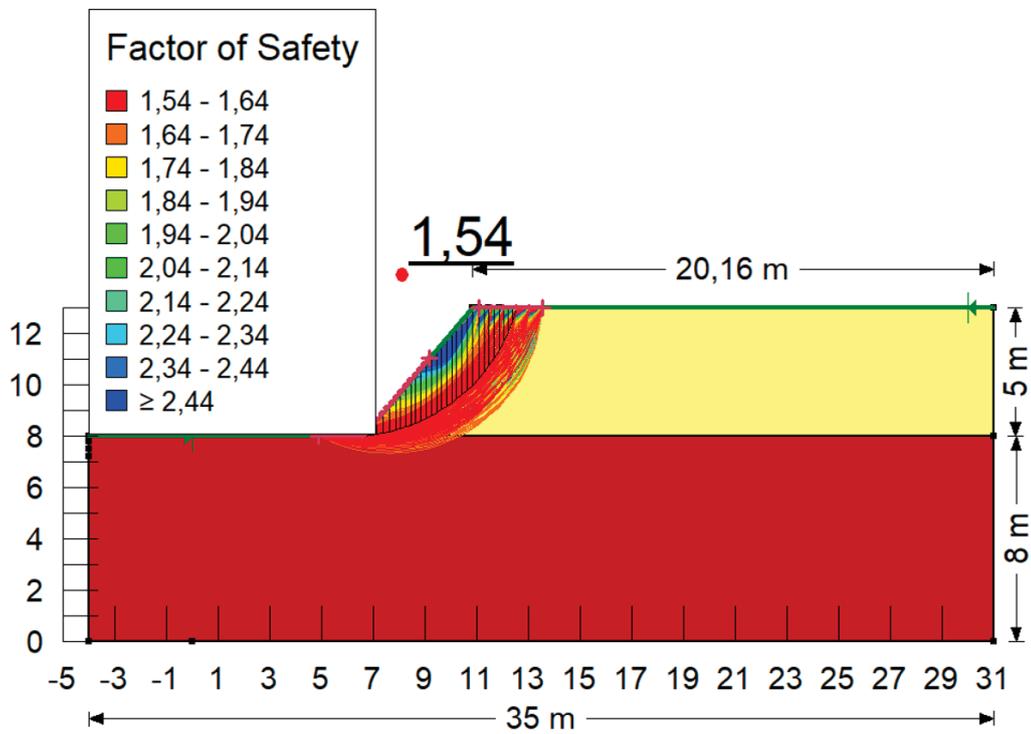
FIGURA J.3 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA NÃO CIRCULAR OBTIDOS EM ANÁLISE DE TALUDE COM DECLIVIDADE DE 50° PRAZO – CAMADA DE 80 CM - INCLUSÃO DE CR WWM PRETI-SHWARZ NO MATERIAL DURANTE OS 10 ANOS DE DESENVOLVIMENTO DA PHYLLANTHUS SELLOWIANOS



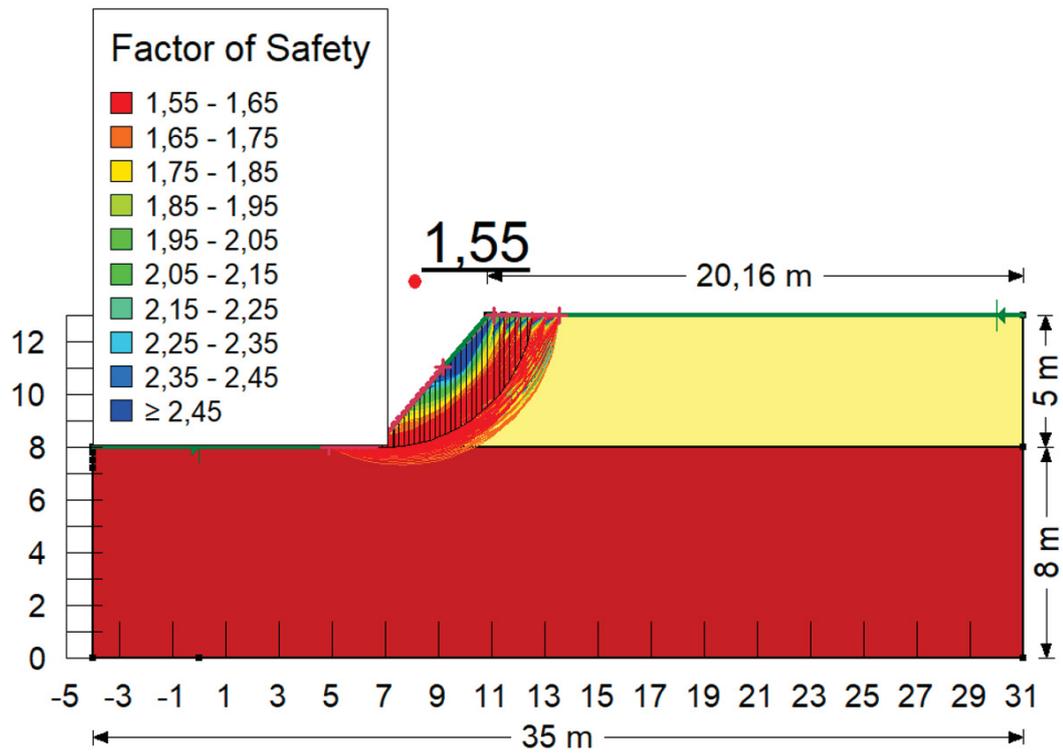
a) 1 ano



b) 2 anos



c) 5 anos



d) 10 Anos

## APÊNDICE K – SLOPE/W TALUDE BR 277

FIGURA K.1 – TELA DE TRABALHO NO *SOFTWARE* SLOPEW E TALUDE DE ESTUDO DE CASO

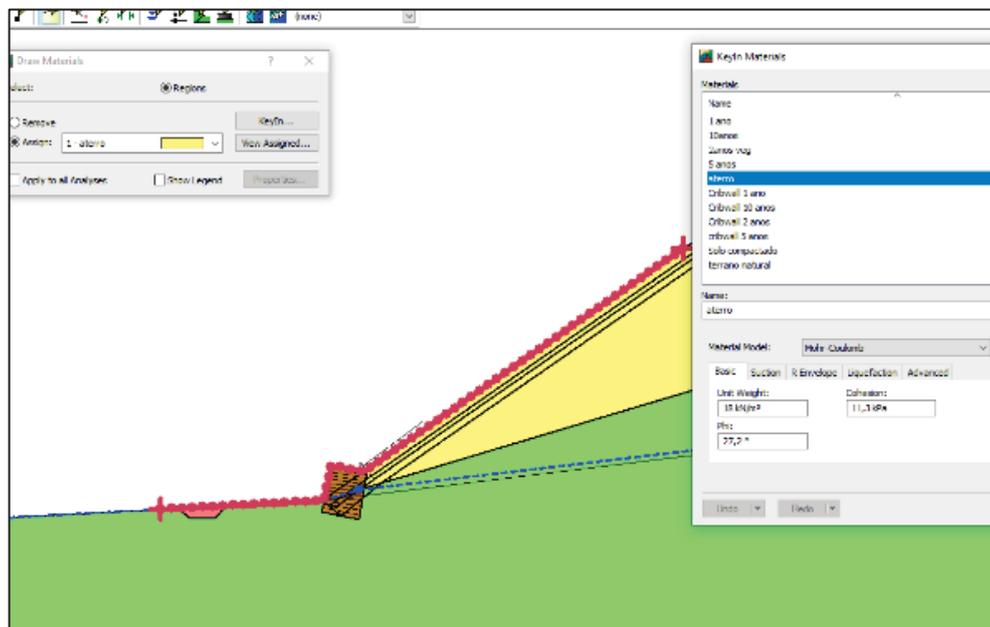
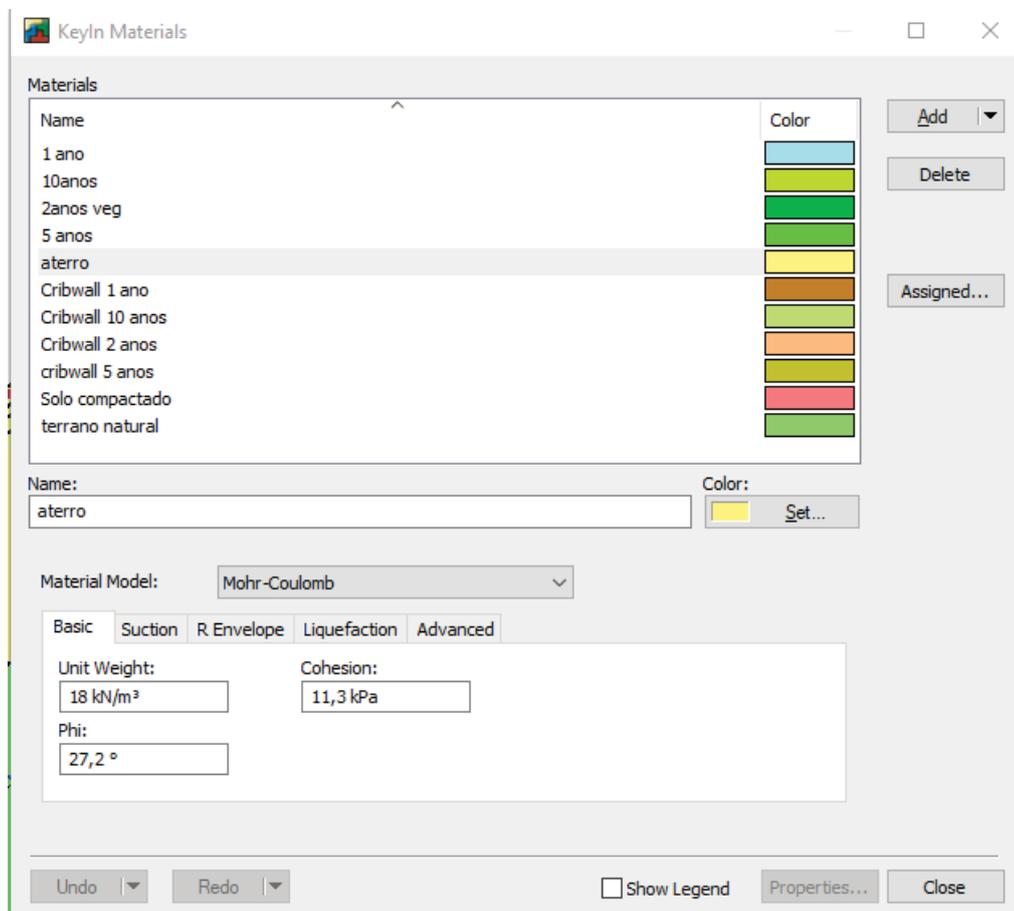
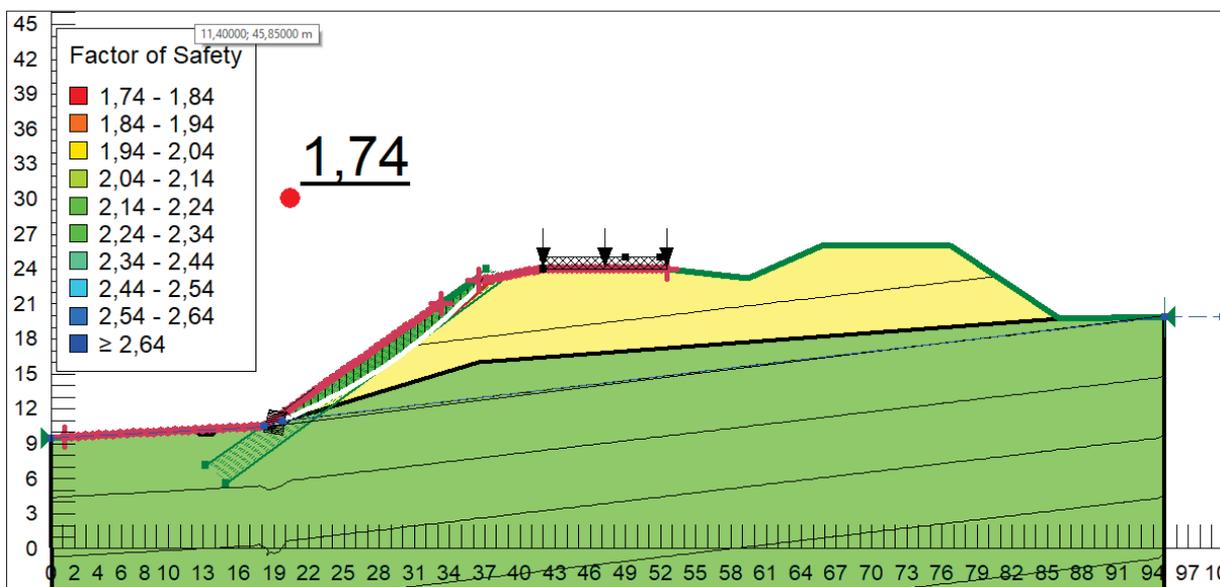


FIGURA K.2 – TELA DE *INPUT* DOS MATERIAIS E DAS PROPRIEDADE GEOTÉCNICAS

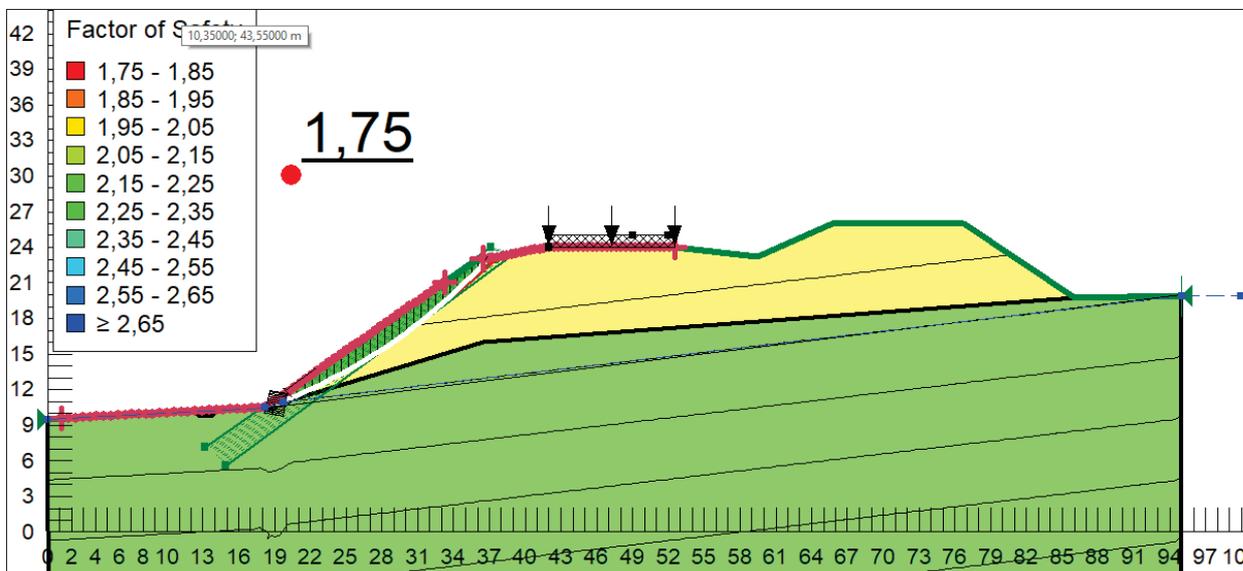


## APÊNDICE L – FATOR DE SEGURANÇA COM O TEMPO

FIGURA L.1 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ESCORREGAMENTO RASO A) SEM E.N. B)1 ANO C)E ANOS D)5 ANOS E) 10 ANOS

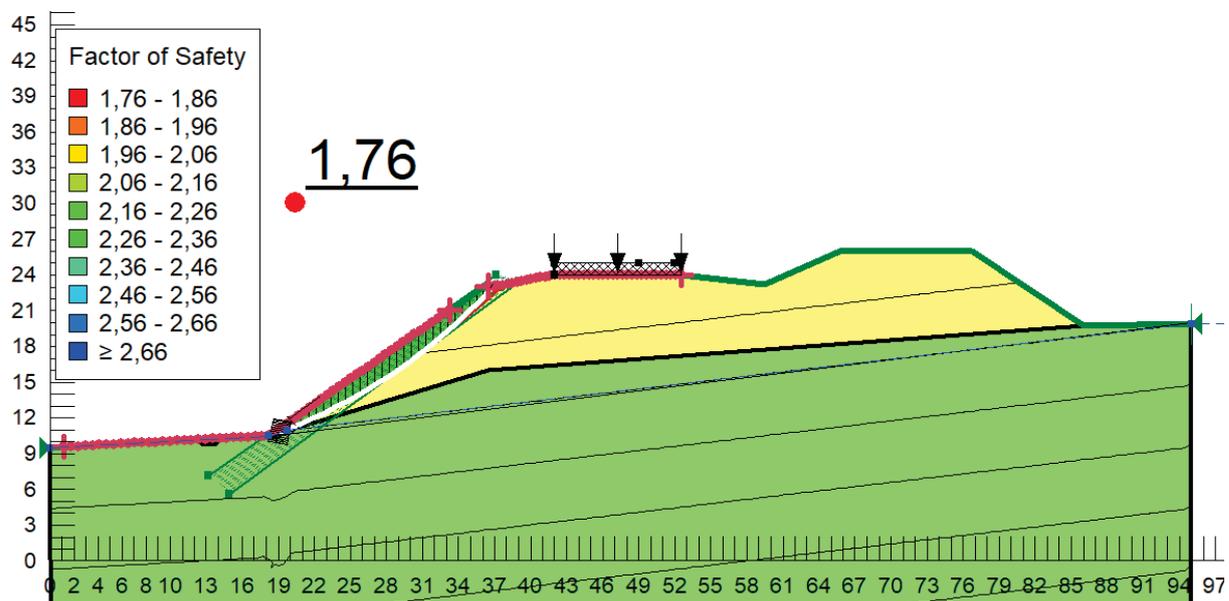


a) Sem intervenção com Engenharia Natural.

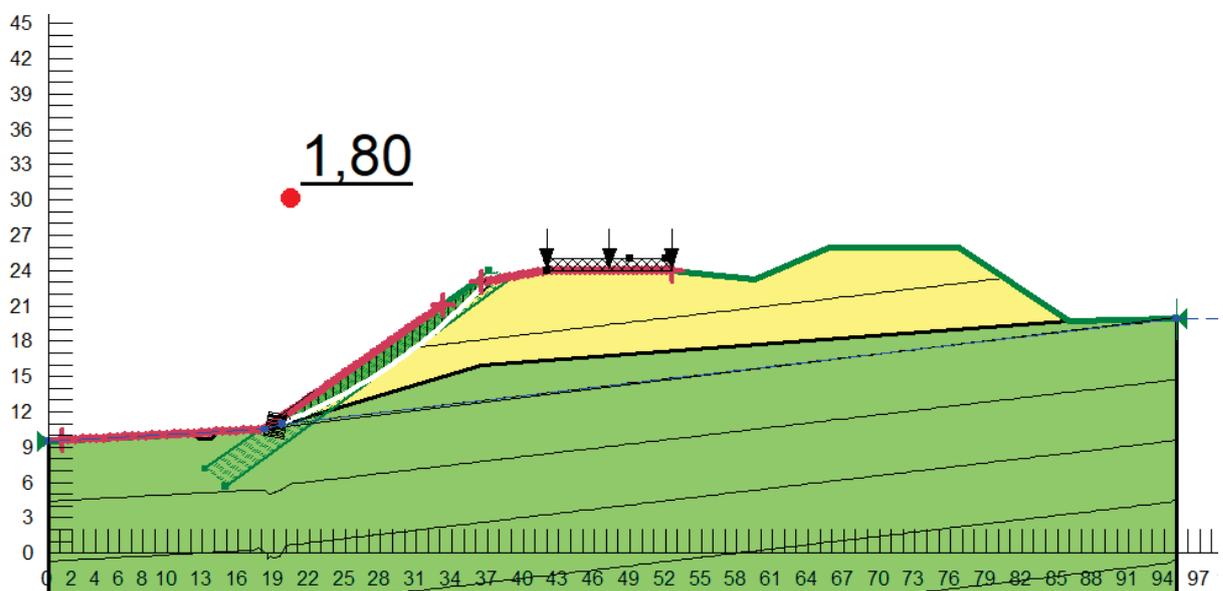


b) 1 anos após intervenção com E.N.

FIGURA L.1 CONTINUAÇÃO - ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ESCORREGAMENTO RASO A)  
SEM E.N. B)1 ANO C)E ANOS D)5 ANOS E) 10 ANOS



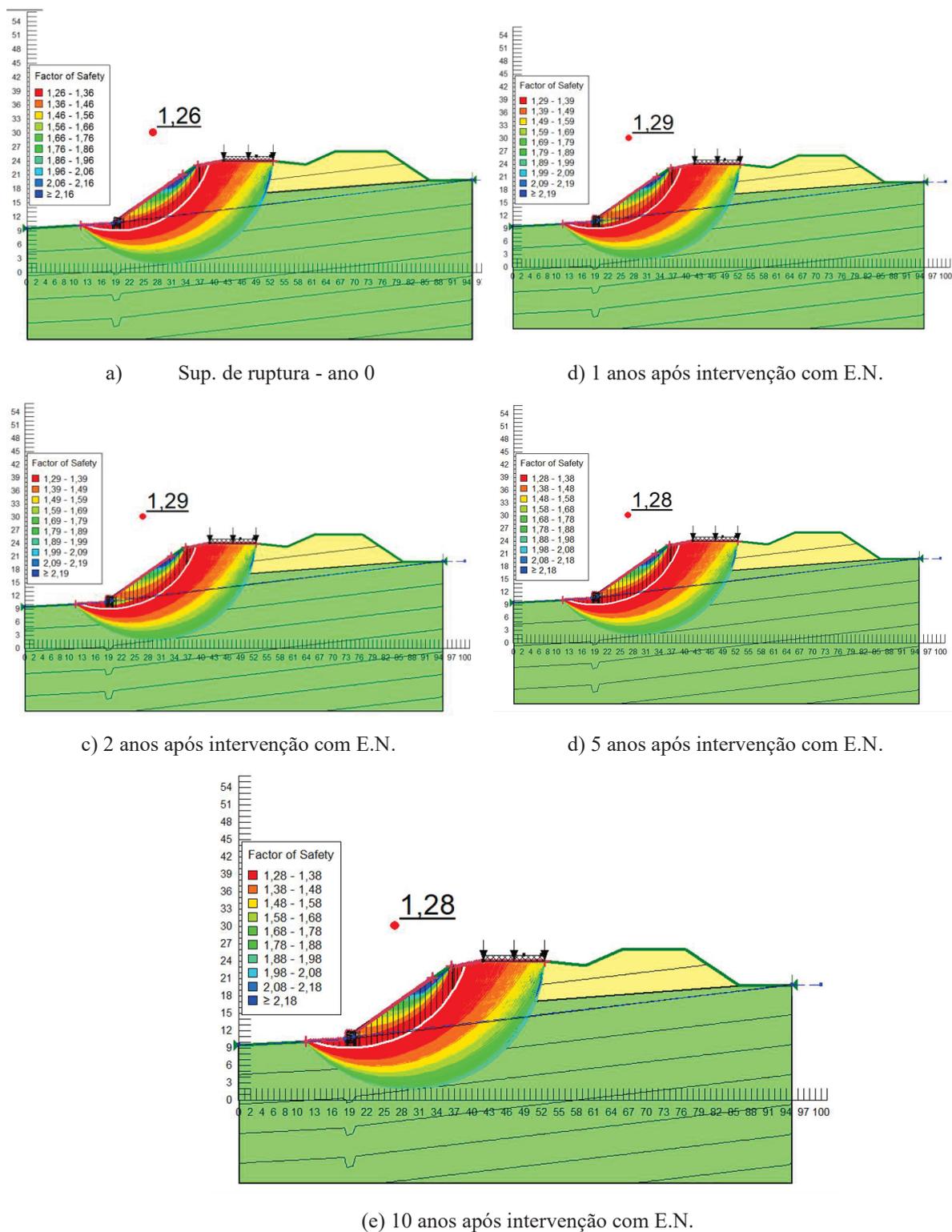
b) 2 anos após intervenção com E.N..



d) 5 anos após intervenção com E.N.

## APÊNDICE M – SUPERFÍCIE DE RUPTURA PROFUNDA FATOR DE SEGURANÇA

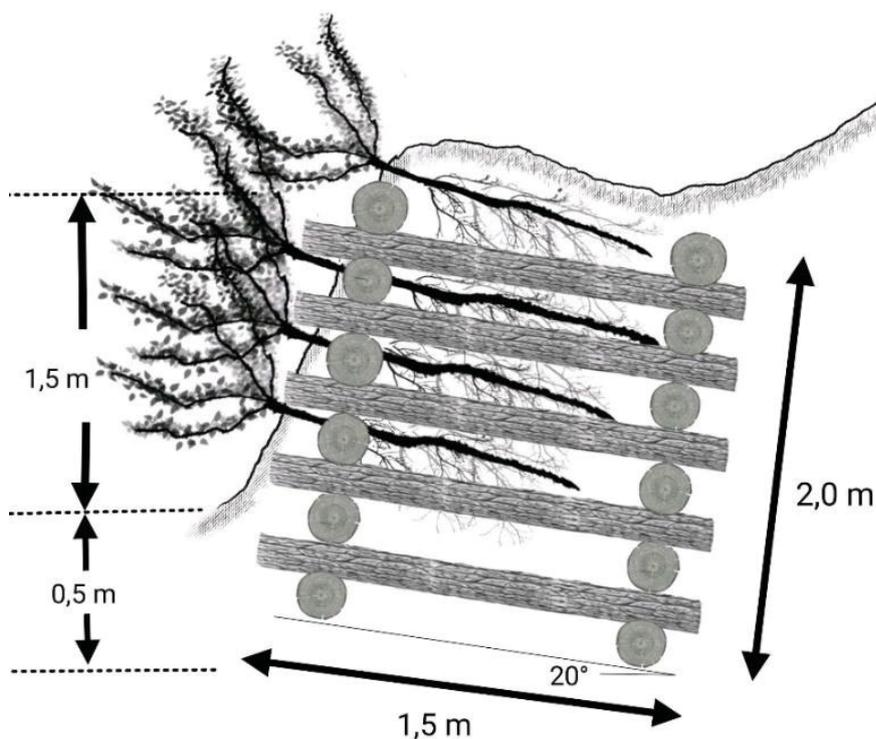
FIGURA M.1 - SUPERFÍCIES DE RUPTURA GERADAS E FATOR DE SEGURANÇA CRÍTICO. A) APÓS 5 ANOS DA INTERVENÇÃO COM E.N., SUPERFÍCIE DE RUPTURA GLOBAL CONTORNANDO A PAREDE KRAINER B) ÁREA DA SUPERFÍCIE CRÍTICA C) SEM E.N. D) 1 ANO DE E.N. E) 2 ANOS DE E.N. F) 5 ANOS DE E.N. G) 10 ANOS DE E.N.



## APÊNDICE N – DIMENSIONAMENTO DO CRIBWALL

O método de dimensionamento apresentado apoia-se nos métodos utilizados por Menegazzi e Palmeri (2013) e Acharya (2018). As dimensões para o ângulo de atrito  $\delta$  mobilizado no contato solo-muro pode apresentar valores entre 0 e  $\phi'$ , dependendo do tipo de solo, do material do muro e do deslocamento relativo entre o solo e o muro. Na ausência de dados experimentais, é usual se adotar  $\delta$  da ordem de 1/3 a 2/3 do ângulo  $\phi'$ , com os maiores valores correspondendo a muros rugosos de alvenaria ou de concreto.

FIGURA N.1 DIMENSÕES ADOTADAS PARA A SEÇÃO TRANSVERSAL DA PAREDE KRAINER



FONTE: O autor.

Fator de segurança contra escorregamento

Para a Fator de Segurança contra escorregamento, a resultante de forças deve ser menor que as forças resistivas e, portanto, contemplar a condição  $H \leq V \cdot \tan \delta_1$ . O Fator de Segurança é dada por:

$$FS = \frac{V \cdot \tan(\delta_1)}{F_h} \geq 1,5 \quad \text{P.1}$$

Sendo:

$\delta_1$  = Ângulo de atrito entre a base do cribwall e a fundação;

$F_h$  = Forças horizontais desestabilizantes.

Segundo exposto em Acharya (2018), o parâmetro  $\delta_1$  pode ser tomado como 0,3 a 0,75 $\phi'$  dependendo da rugosidade dos troncos utilizados na estrutura de madeira. Contudo, Menegazzi e Palmieri (2013) citam Terzaghi e Peck (1967), que propõem o coeficiente de atrito calculado a favor da segurança ( $f$ ) por meio da Equação P.2.

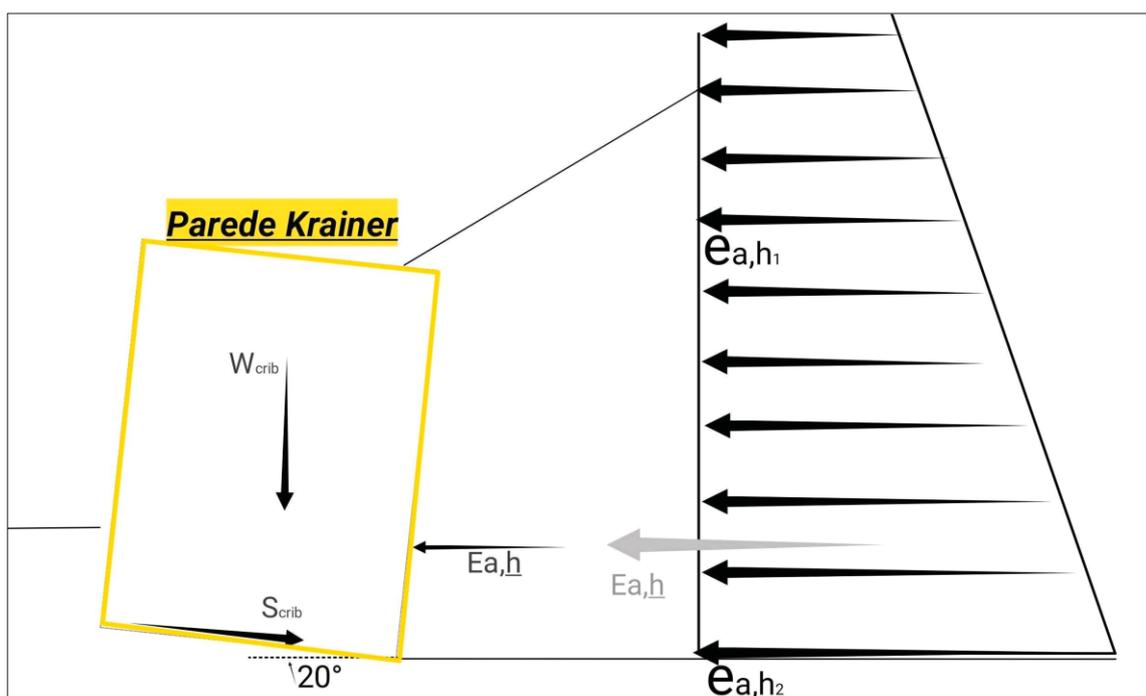
$$f = \tan \delta \quad \text{P.2}$$

De maneira que,

$$\delta = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} \phi' \quad \text{P.3}$$

O valor de  $\delta$  foi obtido, portanto, utilizando os valores de ângulo de atrito igual a 29°, referente ao material de fundação em que está a parede Krainer. As forças horizontais desestabilizantes ( $F_h$ ) são definidas exclusivamente ao empuxo ativo do talude, não sendo considerada a carga distribuída na crista do talude. Foi assumido um empuxo ativo altura H de 5 metros ao qual a parede estava submetida.

FIGURA N.2 DIAGRAMA DE FORÇAS SOBRE O CRIBWALL DO ESTUDO DE CASOS.



FONTE: O autor.

Supondo-se que a parede Krainer estará sujeita a Empuxo de terra (Figura. P.2) de uma fração do aterro, o coeficiente de empuxo ativo, da parcela horizontal, foi calculado usando a Equação P.4, após a teoria de empuxo de Coulomb :

$$K_{a,h} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2\alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta)\cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{P.4}$$

Sendo:

- $K_{a,h}$  = Coeficiente ativo horizontal;
- $\varphi$  = Ângulo de atrito do aterro;
- $\alpha$  = Ângulo de inclinação da Parede Krainer;
- $\delta$  = Ângulo de atrito solo-estrutura;
- $\beta$  = Ângulo de inclinação do talude.

Portanto, o valor do empuxo horizontal pode ser encontrado com a Equação P.5.

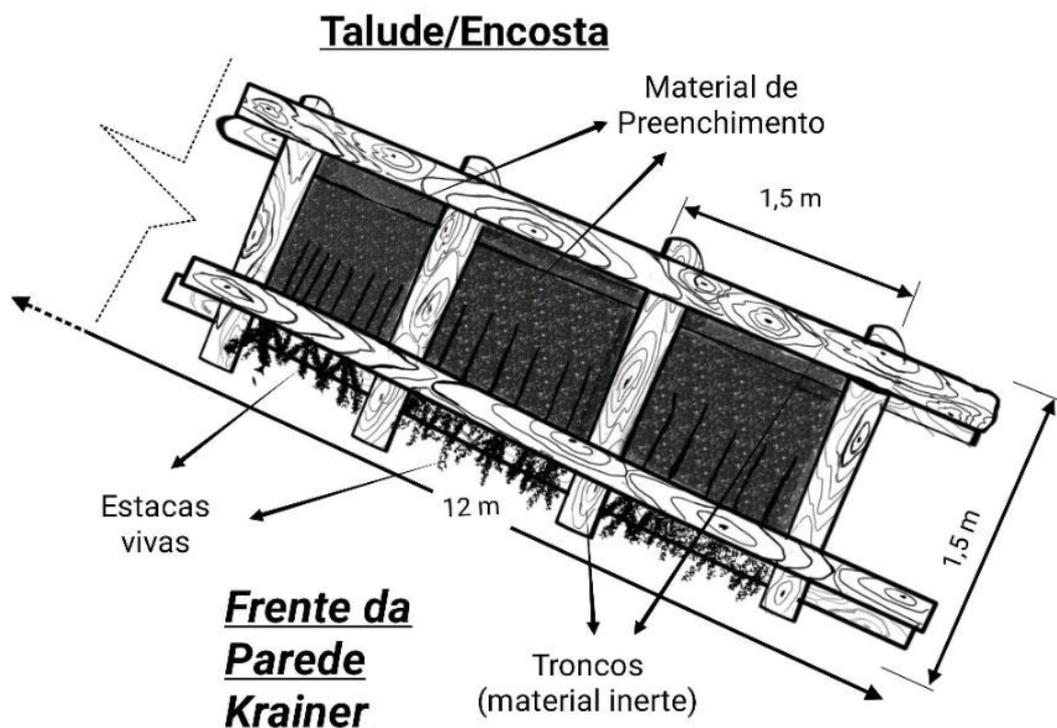
$$E_{a,h} = \frac{H_{crib}(\gamma_{solo} \cdot h_1 \cdot K_{a,h} + \gamma_{solo} \cdot h_2 \cdot K_{a,h})}{2} \quad \text{P.5}$$

Onde:

- $E_{a,h}$  = Empuxo ativo horizontal (KN);
- $H_{crib}$  = Altura do empuxo lateral assumido sobre a parede Krainer (m);
- $\gamma_{crib}$  = Peso específico da parede Krainer (KN/m<sup>3</sup>);
- $\gamma_{solo}$  = Peso específico do solo do talude(KN/m<sup>3</sup>);
- $h_1$  = Profundidade da base da parede Krainer em relação à altura total considerada no empuxo lateral (m);
- $h_2$  = Profundidade do topo da parede Krainer em relação à altura total considerada no empuxo lateral (m);

De acordo com Acharya (2018), para garantir uma transferência apreciável do peso do preenchimento da estrutura da parede Krainer, a razão entre o comprimento (a) e largura (b) das células da parede não deve ser maior que 2.0. A Figura P.3 detalha as dimensões adotadas para as células do cribwall do estudo de caso.

FIGURA N.3 DIMENSÕES DAS CELULAS DA PAREDE KRAINER



FONTE O autor.

Bem como em Acharya, o muro foi considerado como uma estrutura monolítica, sendo, portanto, que as forças externas que atuam sobre a parede Krainer são transferidas para o chão como em paredes gravitacionais. O cálculo realizado usou a densidade média ( $\gamma_{\text{tronco+aterro}}$ ) da estrutura composta. Foi definido troncos de madeira da espécie *Eucalyptus grandis*<sup>23</sup>. Como seu peso unitário varia entre 5 e 10 kN/m<sup>3</sup>, foi adotado um peso específico médio de 7,0 KN/m<sup>3</sup>.

<sup>23</sup>Fonte: [https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/arquivos/secretarias/meio\\_ambiente/fauna\\_flora/manual\\_madeira/manual\\_da\\_madeira\\_eucalipto\\_grandis.pdf](https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/arquivos/secretarias/meio_ambiente/fauna_flora/manual_madeira/manual_da_madeira_eucalipto_grandis.pdf).

TABELA N.1 - PARAMETROS DE ENTRADA E RESULTADOS DE CÁLCULO DO EMPUXO ATIVO E DAS FORÇAS SOLICITANTES

PARAMETROS DA PAREDE KRAINER			EMPUXO ATIVO		
Densidade cribwall ( $\gamma_{crib}$ )	KN/m <sup>3</sup>	5,50	Peso esp. Efetivo ( $\gamma_{Solo}$ )	KN/m <sup>3</sup>	18,00
Profundidade da estrutura em direção ao talude (b)	m	1,50	Peso esp. da água ( $\gamma_w$ )	KN/m <sup>3</sup>	-
Altura cribwall (H)	m	2,00	Ângulo de inclinação cribwall ( $\alpha$ )	graus	20,00
Largura crib (L)	m	12,00	Altura do empuxo lateral	H	5
Volume crib	m <sup>3</sup>	36,00	Densidade do Solo do talude	$\gamma$	18
Peso do cribwall ( $W_{crib}$ )	KN	198,00	Coefficiente de Empuxo ativo	Kah	0,15
	P.cos( $\alpha$ )	186,06	Empuxo ativo horizontal na base	$e_{a,h2}$	13,43
	cos( $\alpha$ )	0,94	Empuxo ativo horizontal no topo	$e_{a,h1}$	8,38
	sen( $\alpha$ )	0,34	Redução do Empuxo ativo devido coesão do material de preenchimento	$\Delta e_{a,h}$	-3,86
Coesão solo aterro crib	$c_w$	5,00	Empuxo ativo horizontal	$E_{a,h}$	13,02

Sendo  $\phi'$  o ângulo de resistência ao cisalhamento do solo e  $\delta$  o ângulo de atrito solo – estrutura . em termos de FS, temos:

$$FS = \frac{f \cdot N}{F_h} \quad P.4$$

$$f \cdot N = FS \cdot F_h \quad P.5$$

$$f \cdot \gamma_{crib} \cdot H \cdot B \cdot \cos \alpha = FS \cdot F_h \quad P.6$$

TABELA N.2 - VALORES CALCULADOS PARA FATOR DE SEGURANÇA AO ESCORREGAMENTO DA ESTRUTURA

CÁLCULO FATOR DE SEGURANÇA		
Ação Solicitante		
Força do Empuxo ativo	$E_{a,h}$	13,01523
força peso cribwall (KN)	$W_{crib}$	198
	sen( $\alpha$ )	0,34202
AÇÃO MOBILIZADORA		
Força normal	N	67,71999
Coefficiente de Segurança solo- estrutura	f	0,371897
força aderência solo-raiz	Fat	25,18484
Forças Mobilizadora totais		13,02
Forças Resistente ao movimento		23,67
	<b>FS</b>	<b>1,82</b>

## Análise ao Tombamento

De acordo com Menegazzi e Palmeri (2013), a estabilidade da Parede Krainer estará garantida ao conferir com a seguinte Equação:

$$1,5 \leq \frac{\gamma_{crib} \cdot H \cdot \frac{B}{2}}{Ea, h * \frac{H}{3}} \quad (P.7)$$

TABELA N.3 - VALORES CALCULADOS PARA FATOR DE SEGURANÇA AO TOMBAMENTO DA ESTRUTURA

<b>CÁLCULO FATOR DE SEGURANÇA</b>		
<b>Ação Solicitante</b>		
Força do Empuxo ativo	Ea,h	13,01523
força peso cribwall (KN)	Wcrib	198
	sen( $\alpha$ )	0,34202
<b>AÇÃO MOBILIZADORA</b>		
Forças Mobilizadora totais		23,72
Forças Resistente ao movimento		15,78
	<b>FS</b>	<b>1,503</b>