



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

EDUARDO MATTHEWS DO REGO BARRETO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE UMA ENCOSTA
NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE**

Recife
2025

EDUARDO MATTHEWS DO REGO BARRETO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE UMA ENCOSTA
NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Leonardo José do Nascimento Guimarães

Coorientadora: Prof.^a Dr.^a Leila Brunet de Sá Beserra

Recife

2025

.Catalogação de Publicação na Fonte. UFPE - Biblioteca Central

Barreto, Eduardo Matthews do Rego.

Análise numérica de métodos de estabilização de uma encosta na Região Metropolitana do Recife / Eduardo Matthews do Rego Barreto. - Recife, 2025.

193f.: il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2025.

Orientação: Leonardo José do Nascimento Guimarães.

Coorientação: Leila Brunet de Sá Beserra.

Inclui referências, apêndices e anexos.

1. Deslizamento; 2. Estabilidade de Taludes; 3. Caracterização Geotécnica; 4. Barreiras; 5. Estruturas de Contenção. I. Guimarães, Leonardo José do Nascimento. II. Beserra, Leila Brunet de Sá. III. Título.

UFPE-Biblioteca Central

EDUARDO MATTHEWS DO REGO BARRETO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE UMA ENCOSTA
NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, Área de Geotecnia.

Aprovada em 10/02/2025

Orientador: Prof. Dr. Leonardo José do Nascimento Guimarães – UFPE

Coorientadora: Prof.^a Dr.^a Leila Brunet de Sá Beserra – UFPE

BANCA EXAMINADORA

participação por videoconferência
Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira (examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. Michael Andrade Maedo (examinador externo)
Universidade Federal de Uberlândia

participação por videoconferência
Prof.^a Dr.^a Lícia Mouta da Costa (examinadora externa)
Universidade Federal de Pernambuco

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha profunda gratidão aos meus pais, Norayde e Rogério, e à minha irmã, Mayara, pelo apoio incondicional ao longo de todo o mestrado. O apoio e esforço de vocês foram fundamentais para que eu pudesse me mudar de cidade em busca de mais um passo na minha trajetória acadêmica e profissional. A confiança depositada em meu potencial e o incentivo para que eu realizasse mais um sonho em minha vida foram essenciais para a conclusão desta etapa.

Agradeço, de modo especial, à minha namorada, Marília Chalegre, pelo suporte constante durante desde o início da minha jornada em Recife. Sua crença inabalável em meu potencial e sua motivação em todos os momentos foram pilares fundamentais para que eu superasse os desafios enfrentados. Mesmo distante do restante da minha família, sua presença fez com que eu ainda sempre me sentisse amparado e confiante para desenvolver minhas ideias e projetos, além de me sentir em casa cada dia mais ao seu lado.

Também gostaria de agradecer aos meus professores, Leonardo Guimarães e Leila Beserra, por confiarem no meu potencial ao longo do mestrado, tanto em projetos quanto em disciplinas, e por me guiarem nessa jornada acadêmica. Sou igualmente grato pela oportunidade de integrar sua equipe em projetos no iminente doutorado.

Este estudo foi viabilizado graças aos dados fornecidos pelo Projeto de Prevenção, Preparação e Mitigação de Desastres Decorrentes de Precipitações Intensas, financiado pela Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia do Estado de Pernambuco (FACEPE), por meio do Edital Nº 21/2022, também conhecido como projeto “Morro de Vontade”.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

RESUMO

Devido a fatores históricos, sociais e geográficos, uma grande população de baixa renda reside em áreas de topografia elevada na Região Metropolitana do Recife, onde a construção de moradias seguras é desafiadora. Incidentes passados, como os que causaram 130 óbitos em 2022, levaram à implementação de medidas de estabilização, como muros de arrimo, telas argamassadas e solo grampeado, para prevenir deslizamentos. Este trabalho avaliou as interferências mecânicas e hidráulicas das mencionadas estruturas na estabilidade de taludes, utilizando o Método dos Elementos Finitos, assim como comparou os resultados obtidos pelos métodos do Equilíbrio Limite (MEL) e dos Elementos Finitos (MEF) para o talude sem obra de estabilização. Foi analisada uma encosta no bairro do Passarinho, em Recife, para as condições de solo na umidade natural e após simulação de chuva, ambas considerando a resistência de solos não saturados, e umidade natural sem consideração da sucção na resistência. Concluiu-se que não é adequado equiparar o fator de segurança (FS) do MEL, ao fator de redução de resistência (SRF) do MEF devido às diferenças nas metodologias e resultados apresentados. Assim, recomenda-se comparar a evolução do SRF para estudos com estruturas de estabilização na encosta com o SRF calculado para a encosta sem essas estruturas. Na análise com solo na umidade natural e resistência não saturada, as estruturas de estabilização não impactaram significativamente o SRF crítico devido à alta sucção do solo e à ausência de uma superfície crítica de deslizamento bem definida. Nas demais análises, verificou-se que a tela argamassada não contribui mecanicamente para a estabilidade do talude, não sendo, portanto, uma solução para a contenção da encosta. No entanto, ao impermeabilizar parcialmente a encosta, resulta em uma manutenção de sucção na superfície crítica após a simulação da chuva. O muro de arrimo, no contexto deste trabalho, não teve impacto significativo no SRF crítico, pois a superfície crítica de deslizamento estava localizada mais profundamente do que o nível de instalação da estrutura. O solo grampeado mostrou-se a solução mais eficaz, aumentando a segurança da encosta devido o comportamento passivo dos grampos. A análise dos esforços nas estruturas de estabilização revelou uma tendência de aumento dos esforços e deformações das estruturas à medida que o SRF aplicado aumentava. Esses fatores podem ajudar na identificação de patologias, auxiliando na detecção precoce de movimentos de massa ou na diminuição da segurança da encosta.

Palavras-chave: Deslizamento; Estabilidade de taludes; caracterização geotécnica; Barreiras; Estruturas de contenção.

ABSTRACT

Due to historical, social, and geographical factors, a large low-income population resides elevated topographic areas in the Metropolitan Region of Recife, where the construction of safe housing is challenging. Past incidents, such as those that resulted in 130 fatalities in 2022, led to the implementation of stabilization measures, including retaining walls, steel reinforced mortar coating and soil nailing, to prevent landslides. This study evaluated the mechanical and hydraulic interferences of these structures in slope stability using the Finite Element Method (FEM). It also compared the results obtained from the Limit Equilibrium Method (LEM) and the Finite Element Method (FEM) for a slope without stabilization measures. An analysis was conducted on a slope in the Passarinho neighborhood, Recife, considering three conditions: natural water content, post-rainfall conditions (both accounting for the strength of unsaturated soils), and natural water content without considering suction in soil strength. The results indicated that equating the safety factor (SF) from LEM to the strength reduction factor (SRF) from FEM is not appropriate due to differences in methodologies and outcomes. Therefore, it is recommended to compare the evolution of SRF for studies involving stabilization structures with the SRF calculated for the slope without these structures. In the analysis considering soil at natural water content and unsaturated strength, stabilization structures did not significantly impact the critical SRF due to the high soil suction and the absence of a well-defined critical slip surface. In the other analyses, it was found that steel reinforced mortar coating does not mechanically contribute to slope stability and is, therefore, not a viable solution for slope retention. However, by partially waterproofing the slope, it helps maintain suction at the critical surface after rainfall. The retaining wall, in the context of this study, did not have a significant impact on the critical SRF since the critical slip surface was located deeper than the structure's installation level. Soil nailing proved to be the most effective solution, increasing slope stability due to the passive behavior of the nails. The analysis of forces on the stabilization structures revealed a trend of increasing stresses and deformations as the applied SRF increased. These factors can aid in identifying structural pathologies, assisting in the early detection of mass movements or reductions in slope safety.

Keywords: Landslide; Slope stability; Geotechnical characterization; Barreiras; Retaining structures.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Causas de ruptura de talude devido ao (a) aumento de inclinação do talude devido a erosão, (b) zona erodida por rio, (c) preenchimento das trincas por água de chuva e forças de percolação em camadas fracas, (d) estratificação do solo, (e) sobrecarga no topo, (f) escavação na base do talude, (g) esvaziamento rápido de reservatório, (h) força de percolação e (i) forças sísmicas.	29
Figura 2 – Superfícies de deslizamento	30
Figura 3 – Exemplos de superfície de ruptura	32
Figura 4 – Fluxo em duas direções através de um elemento de solo não saturado	38
Figura 5 – Tela argamassada	42
Figura 6 – Solução em tela argamassada proposta por Silva (2010)	43
Figura 7 – Telas argamassadas nos bairros (a) Dois Unidos, (b) Passarinho, (c) Alto José do Pinho e (d) Guabiraba no Recife	44
Figura 8 – Tela argamassada (a) em execução no município de Cabo de Santo Agostinho e já executadas nos municípios de (b) Camaragibe e (c) Recife	44
Figura 9 – Tela argamassada danificada nos municípios de (a) Camaragibe e (b) (c) Cabo de Santo Agostinho	45
Figura 10 – Tela argamassada no bairro do Passarinho (a) em uma visão geral e (b) detalhe da canaleta	45
Figura 11 – Muro de concreto ciclópico em (a) esquema representativo e (b) executado	47
Figura 12 – Muros de flexão (a) em esquema representativo e (b) executado	48
Figura 13 – Muros de flexão com (a) contraforte e (b) tirante	48
Figura 14 – Estabilidade de muros de arrimo	49
Figura 15 – Muro de concreto ciclópico em (a) São Lourenço, (b) Moreno e (c) Igarassu	50
Figura 16 – Barbacãs (a) obstruídos e (b) (c) mal posicionados	50
Figura 17 – Muros de concreto ciclópico nos bairros de (a) Linha do Tiro e (b) Passarinho na cidade do Recife-PE	51
Figura 18 – Patologias em muros de arrimo no bairro do Passarinho, Recife-PE	52

Figura 19 – Encosta danificada com muro de arrimo no bairro do Passarinho, Recife-PE	52
Figura 20 – Solo grampeado	53
Figura 21 – Visão detalhada do solo grampeado no Córrego do Jenipapo	55
Figura 22 – Visão ampla do solo grampeado no Córrego do Jenipapo	56
Figura 23 – Localização da seção analisada	59
Figura 24 – Localização dos furos de sondagem	61
Figura 25 – Resumo dos valores de <i>NSPT</i> dos ensaios de simples reconhecimento	62
Figura 26 – Representação dos valores de <i>NSPT</i> na seção da rua Brumal	62
Figura 27 – Resultado do ensaio edométrico para as amostras na condição natural	65
Figura 28 – Resultado do ensaio edométrico para as amostras na condição inundada	65
Figura 29 – Curvas características unimodais dos solos analisados	67
Figura 30 – Curvas características bimodais dos solos analisados	69
Figura 31 – Equipamento <i>Tri-Flex 2</i>	70
Figura 32 – Coeficiente de permeabilidade de acordo com tensão de confinamento	71
Figura 33 – Seção básica da rua Brumal	72
Figura 34 – Malha de elementos finitos da rua Brumal	73
Figura 35 – Representação de resultado do ensaio edométrico	75
Figura 36 – Permeabilidades saturadas típicas	77
Figura 37 – Condutividade hidráulica dos solos do modelo	78
Figura 38 – Chuva adotada nos modelos	79
Figura 39 – Área de superfície de busca na rua Brumal no Slide2	80
Figura 40 – Condições de contorno na rua Brumal no Slide2	81
Figura 41 – Perfil da rua Brumal com as condições de contorno hidráulicas	82
Figura 42 – Perfil da rua Brumal com as condições de contorno de deslocamento	82
Figura 43 – Modelagem da tela argamassada	83
Figura 44 – Dimensionamento do muro de arrimo	88

Figura 45 – Forças atuantes no muro de arrimo	89
Figura 46 – Superfície crítica da verificação contra a ruptura global	90
Figura 47 – Correlação entre qs e $NSPT$ proposta por Ortigão e Sayão (2004)	93
Figura 48 – Rua Brumal com tela argamassada simples	94
Figura 49 – Rua Brumal com tela argamassada ampla	95
Figura 50 – Rua Brumal com muro de arrimo	96
Figura 51 – Rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo acima	97
Figura 52 – Rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo abaixo	97
Figura 53 – Rua Brumal com solo grampeado	98
Figura 54 – Comparação das poropressões	99
Figura 55 – Comparação das superfícies críticas de deslizamento obtidas pelo MEL para a condição de umidade natural e após simulação de chuva considerando a sucção na resistência do solo	101
Figura 56 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal na condição de umidade natural e considerando a sucção na resistência do solo	101
Figura 57 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) malha deformada e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo	102
Figura 58 – Formação de mais de uma superfície potencial de ruptura na rua Brumal sem estabilização após simulação de chuva	103
Figura 59 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal após simulação de chuva	103
Figura 60 – Comparação de superfície de ruptura entre MEL (linha vermelha) e MEF para a rua Brumal sem estrutura de estabilização após simulação de chuva	104
Figura 61 – Comparação dos fatores de segurança obtidos para todas as análises	106
Figura 62 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada ampla na condição de umidade natural com consideração da sucção	107

Figura 63 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) malha deformada e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo com tela argamassada ampla	107
Figura 64 – Comparação da superfície de ruptura e poropressão na rua Brumal com tela argamassada ampla após simulação de chuva	108
Figura 65 – Poropressão da rua Brumal com tela argamassada simples após simulação de chuva	109
Figura 66 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com muro de arrimo após simulação de chuva	110
Figura 67 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com muro de arrimo após simulação de chuva	110
Figura 68 – Comparação das superfícies de ruptura das seções com e sem tela argamassada na condição de umidade natural sem consideração da sucção	111
Figura 69 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo subjacente após simulação de chuva	113
Figura 70 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo subjacente após simulação de chuva	113
Figura 71 – Poropressão da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo subjacente após simulação de chuva	114
Figura 72 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo subjacente na condição de umidade natural sem consideração da sucção	114
Figura 73 – Comparação das superfícies potenciais de ruptura entre a rua Brumal sem estrutura de estabilização e com solo grampeado sem a consideração da sucção	115
Figura 74 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com solo grampeado após simulação de chuva	116

Figura 75 – Poropressão da rua Brumal com solo grampeado após simulação de chuva	116
Figura 76 – Momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada na rua Brumal na condição de não consideração da sucção com tela argamassada ampla	117
Figura 77 – Comparação da superfície crítica de ruptura da seção sem estrutura de estabilização e da região de valores máximos de tração nos grampos, ambas sem consideração de sucção.	119
Figura 78 – Momentos fletores máximo e mínimo e rompimento do concreto projetado (elementos vermelhos) da rua Brumal com solo grampeado na condição de sem consideração da sucção	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas	31
Tabela 2 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais	31
Tabela 3 – Fator de segurança mínimo ou admissível	32
Tabela 4 – Requisitos para estabilidade de muros de contenção	49
Tabela 5 – Cenários analisados no trabalho	58
Tabela 6 – Coordenadas e profundidade dos furos de sondagem	61
Tabela 7 – Caracterização granulométrica e densidade real dos grãos das amostras ensaiadas	63
Tabela 8 – Valores das tensões de pré-adensamento e índices de compressibilidade e de descarregamento das amostras submetidas ao ensaio edométrico	66
Tabela 9 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto	66
Tabela 10 – Ajustes de Van Genuchten (1980) para as amostras ensaiadas	68
Tabela 11 – Ajustes de Fredlund e Xing (1994) para as amostras ensaiadas	68
Tabela 12 – Ajustes bimodal de Van Genuchten para as amostras ensaiadas	69
Tabela 13 – Coeficiente de permeabilidade saturado	71
Tabela 14 – Camadas do modelo	72
Tabela 15 – Parâmetros de resistência adotados para as camadas	74
Tabela 16 – Correlação para o coeficiente de Poisson	74
Tabela 17 – Parâmetros de rigidez dos solos	76
Tabela 18 – Permeabilidade saturada das camadas do modelo	77
Tabela 19 – Intensidade e probabilidade das chuvas adotadas	79
Tabela 20 – Propriedades e parâmetros adotados para a tela argamassada	84
Tabela 21 – Propriedades elásticas e parâmetros de resistência do muro de concreto ciclópico	86
Tabela 22 – Valores do ângulo de atrito solo-muro de solos do Recife	87

Tabela 23 – Parâmetros de resistência adotados no dimensionamento do muro de arrimo	88
Tabela 24 – Descrição das forças atuantes no muro de arrimo	89
Tabela 25 – Propriedades e parâmetros adotados para o concreto projetado	91
Tabela 26 – Parâmetros adotados nos grampos do solo grampeado	91
Tabela 27 – Valores de q_s	93
Tabela 28 – Comparação dos fatores de segurança entre MEL e MEF	100
Tabela 29 – Fatores de segurança da rua Brumal com estruturas de estabilização	105
Tabela 30 – Evolução das tensões na base do muro de arrimo	118

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileiras de Normas Técnicas
BSM	Bishop's method
CH	Argila de alta compressibilidade
CL	Argila de baixa compressibilidade
FS_{adm}	Fator de segurança admissível
FS	Fator de segurança
JCM	Janbu's corrected method
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEL	Método do Equilíbrio Limite
M-PM	Morgenstern-Price's method
SC	Areia argilosa
SM	Areia siltosa
SPT	Standard Penetration Test
SRF	Strength reduction factor
SRM	Strength reduction method
SSR	Shear strength reduction
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	Área da superfície do corpo de prova
E_a	Empuxo ativo
E_p	Empuxo passivo
F_v	Forças verticais
K_{sat}	Coeficiente de permeabilidade do solo saturado
M_o	Momentos em relação ao ponto O
N_{SPT}	Número de golpes SPT
f_1	Função das propriedades do solo que definem a relação entre a resistência ao cisalhamento e sucção do solo
s_u	Resistência não drenada
u_a	Poropressão do ar
u_w	Poropressão da água
$\vec{v}$	Vetor de velocidade
$\vec{\nabla}$	Vetor gradiente
θ_r	Teor de umidade volumétrico residual do solo na condição de sucção residual
θ_s	Teor de umidade volumétrico do solo saturado
τ_f	Resistência ao cisalhamento do solo
τ_{mob}	Tensão de cisalhamento mobilizada
ϕ'	Taxa de aumento da resistência ao cisalhamento em relação a uma mudança na sucção matricial
E	Módulo de Elasticidade
H	Altura
h	Carga hidráulica
T	Tempo
V	Volume
$\Delta\sigma$	Variação de tensão normal
c'	Coesão efetiva
e	Constante irracional igual a 2,71828
k	Coeficiente de permeabilidade
ν	Coeficiente de Poisson

θ	Teor de umidade volumétrico
ψ	Sucção
∂	Derivada parcial
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	OBJETIVO GERAL	25
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	25
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	26
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
2.1	CAUSAS DO MOVIMENTO DE MASSA	28
2.2	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE	30
2.2.1	Método do Equilíbrio Limite	32
2.2.2	Método dos Elementos Finitos	34
2.3	COMPARAÇÕES DE MEL E MEF NA ESTABILIDADE DE TALUDES PRESENTES NA LITERATURA	35
2.4	ANÁLISE COM SOLO NÃO SATURADO	37
2.5	ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS	41
2.5.1	Telas Argamassadas	41
2.5.2	Muros de Arrimo	46
2.5.3	Solo Grampeado	53
3	METODOLOGIA	57
3.1	CENÁRIOS E PROGRAMAS UTILIZADOS	58
3.2	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	59
3.2.1	Aspectos geológicos	60
3.2.2	Investigação do subsolo	60
3.2.3	Caracterização granulométrica	63
3.2.4	Curva de adensamento	64
3.2.5	Resistência ao cisalhamento	66
3.2.6	Curva característica solo-água	66
3.2.7	Permeabilidade do solo	70

3.3	MODELAGEM DA SEÇÃO REAL	71
3.3.1	Seções básicas	71
3.3.2	Malha de elementos finitos	73
3.3.3	Parâmetros de resistência	73
3.3.4	Parâmetros elásticos	74
3.3.5	Parâmetros de permeabilidade	76
3.3.6	Nível de água	78
3.3.7	Chuvas adotadas	78
3.3.8	Modelos criados no <i>Slide2</i> e RS2	80
3.3.8.1	<i>Método do Equilíbrio Limite</i>	80
3.3.8.2	<i>Método dos Elementos Finitos</i>	81
3.4	PROPRIEDADES E PARÂMETROS ADOTADOS PARA AS ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO	83
3.4.1	Tela argamassada	83
3.4.1.1	<i>Peso específico e porosidade</i>	84
3.4.1.2	<i>Módulo de Elasticidade e coeficiente de Poisson</i>	84
3.4.1.3	<i>Resistência à compressão</i>	85
3.4.1.4	<i>Resistência à tração</i>	85
3.4.2	Muro de arrimo	85
3.4.2.1	<i>Verificação da estabilidade ao tombamento e deslizamento</i>	88
3.4.2.2	<i>Verificação da capacidade de carga da fundação</i>	89
3.4.2.3	<i>Verificação de segurança contra a ruptura global</i>	90
3.4.3	Solo grampeado	90
3.4.3.1	<i>Módulo de Elasticidade do aço (Eaço)</i>	91
3.4.3.2	<i>Capacidade de tração (Rtk)</i>	91
3.4.3.3	<i>Resistência da interface solo-grampo (qs)</i>	92
3.5	MODELAGEM DAS SEÇÕES COM ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO	94

3.5.1	Rua Brumal com tela argamassada simples	94
3.5.2	Rua Brumal com tela argamassada ampla	95
3.5.3	Rua Brumal com muro de arrimo	95
3.5.4	Rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo	96
3.5.5	Rua Brumal com solo grampeado	98
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	99
4.1	COMPARAÇÃO ENTRE O MEL E MEF	99
4.2	ANÁLISE DAS ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO	105
4.2.1	Fatores de segurança e superfícies de ruptura	106
4.2.2	Esforços nas estruturas de estabilização	117
5	CONCLUSÃO	121
5.1	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO SOLO	121
5.2	COMPARAÇÃO DO MEL E MEF	121
5.3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE COM ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO	122
5.4	ANÁLISE DOS ESFORÇOS NAS ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO	123
5.5	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	124
	REFERÊNCIAS	126
	APÊNDICE A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO	134
	APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE	137
	APÊNDICE C – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDE	138
	APÊNDICE C.1 – RUA BRUMAL NA CONDIÇÃO DE UMIDADE NATURAL CONSIDERANDO A SUCÇÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO	138
	Apêndice C.1.1 – Análise em MEL	138
	Apêndice C.1.2 – Análise em MEF	138
	APÊNDICE C.2 – RUA BRUMAL COM SIMULAÇÃO DE CHUVA	140
	Apêndice C.2.1 – Análise em MEL	140
	Apêndice C.2.2 – Análise em MEF	140

APÊNDICE C.3 – RUA BRUMAL SEM CONSIDERAÇÃO DA SUÇÃO	143
Apêndice C.3.1 – Análise em MEL	143
Apêndice C.3.2 – Análise em MEF	143
APÊNDICE D – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDE COM ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO	145
APÊNDICE D.1 – RUA BRUMAL COM TELA ARGAMASSADA SIMPLES	145
Apêndice D.1.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento	145
Apêndice D.1.2 – Simulação de chuva	147
Apêndice D.1.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo	149
APÊNDICE D.2 – RUA BRUMAL COM TELA ARGAMASSADA AMPLA	151
Apêndice D.2.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento	151
Apêndice D.2.2 – Simulação de chuva	153
Apêndice D.2.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo	156
APÊNDICE D.3 – RUA BRUMAL COM MURO DE ARRIMO	158
Apêndice D.3.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento	158
Apêndice D.3.2 – Simulação de chuva	159
Apêndice D.3.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo	161
APÊNDICE D.4 – RUA BRUMAL COM TELA ARGAMASSADA E MURO DE ARRIMO SOBREJACENTE	163
Apêndice D.4.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento	163
Apêndice D.4.2 – Simulação de chuva	165
Apêndice D.4.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo	168
APÊNDICE D.5 – RUA BRUMAL COM TELA ARGAMASSADA E MURO DE ARRIMO SOBREJACENTE	171
Apêndice D.5.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento	171

Apêndice D.5.2 – Simulação de chuva	173
Apêndice D.5.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo	176
APÊNDICE D.6 – RUA BRUMAL COM SOLO GRAMPEADO	179
Apêndice D.6.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento	180
Apêndice D.6.2 – Simulação de chuva	182
Apêndice D.6.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo	185
ANEXO A – EMBASAMENTO CRISTALINO DA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE	188
ANEXO B – MAPA GEOLÓGICO DA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE	189
ANEXO C – PERFIS PRELIMINARES DOS SOLOS DA ÁREA DE ESTUDO	190
ANEXO D – PARÂMETROS MÉDIOS DO SOLO	192
ANEXO E – VALORES DE ÂNGULO DE ATRITO SOLO-MURO (δ)	193

1 INTRODUÇÃO

Os acidentes provocados por movimentos de massa tornaram-se um problema grave e recorrente na Região Metropolitana de Recife-PE, despertando a atenção da comunidade científica, de gestores públicos e da população em geral. Em 2022, por exemplo, chuvas intensas no primeiro semestre do ano ocasionaram deslizamentos e inundações os quais vitimaram fatalmente 130 pessoas (Souza *et al.*, 2023). Outro dado relevante sobre esses eventos foi apresentado por Santos *et al.* (2020), o qual cita a ocorrência de 60 eventos de movimentos de massa no Pernambuco e 96 na região Nordeste entre os anos 1980 e 2017.

Encostas, ou taludes naturais, referem-se a declives do terreno. Três características principais influenciam a estabilidade de uma encosta: a geometria do talude, o tipo de solo ou rocha que a compõe, e o ambiente fisiográfico no qual está inserida, incluindo clima, cobertura vegetal e drenagens naturais (Farah *apud* Souza, 2015). A alteração em qualquer um desses pontos pode ser determinante para a instabilidade da encosta, a qual ocorre quando as tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo ou rocha atingem a resistência ao cisalhamento do material.

Essa condição pode ocorrer devido ao aumento das solicitações na encosta e/ou à redução da resistência ao cisalhamento do solo. Fatores naturais podem ocorrer para aumento de sobrecarga, como através de erosões, peso da água da chuva, neve ou granizo, acúmulo natural de material, peso da vegetação, solicitações dinâmicas como terremotos e ondas, e pressões laterais como água em trincas, congelamento e materiais expansivos; assim como podem reduzir a resistência ao cisalhamento através de ação do intemperismo provocando alterações físico-químicas nos minerais originais e processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem por exemplo (Gersovich, 2016).

A instabilidade de taludes também pode ser desencadeada por ações antrópicas, como alterações na geometria do terreno decorrentes da execução de cortes e aterros, além da adição de sobrecarga, frequentemente resultante do descarte inadequado de resíduos sólidos e da realização de construções em encostas. A alteração ou vazamentos na rede de drenagem, abastecimento e presença de fossas, eliminação de cobertura vegetal, lançamento e concentração de águas pluviais e/ou servidas também podem prejudicar a estabilidade da encosta (Gersovich, 2016).

De forma ainda mais agravante, pode ocorrer a combinação dessas origens de instabilidade, quando ações antrópicas são realizadas em áreas que, por suas características naturais, já apresentam um risco elevado de deslizamentos devido a processos naturais.

Conforme discutido anteriormente, um dos principais problemas enfrentados nas cidades brasileiras, bem como um dos principais fatores desencadeantes de acidentes envolvendo movimentos de massa, é a ocupação de áreas de risco a deslizamentos e inundações, geralmente realizada por populações de baixa renda. Essa situação decorre da necessidade de habitação por parte das populações de baixa renda e da exclusão dessas comunidades dos espaços menos vulneráveis a esses eventos, os quais são predominantemente ocupados por classes de maior poder econômico. Esse é o caso que pode ser visto em Recife, pois um terço da cidade localiza-se em áreas de topografias elevadas, as quais são ocupadas predominantemente por pessoas de baixa renda que não possuem condições adequadas para a construção de moradias nessa tipologia de terreno (Santana, 2019).

Essas moradias, como constatado pelo autor em visitas e conversas com residentes de morros, são, em vários casos, construídas pelos próprios moradores, que não possuem conhecimentos técnicos adequados para uma construção segura da casa ou que não aumente o risco à deslizamentos do local.

Por causa disso, os poderes públicos de cidades que compõem a Região Metropolitana do Recife (composta por Recife, Cabo de Santo Agostinho, Igarassu, Ilha de Itamaracá, Jaboatão dos Guararapes, Moreno, Olinda, Paulista, São Lourenço da Mata, Abreu e Lima, Camaragibe, Itapissuma, Ipojuca, Araçoiaba e Goiana) têm realizado diversas obras com o intuito de diminuir o risco de acidentes devido movimentos de massa. Exemplos de soluções adotadas para a estabilização dos taludes são construção de muros de arrimo e telas argamassadas, assim como instalação de lonas e obras relacionadas à drenagem.

Essas construções são realizadas por meio de empresas contratadas ou pelos próprios moradores da região, como é o caso presente no Programa Parceria, em que a Defesa Civil do Recife fornece projeto, material e orientação técnica/social para intervenções em áreas planas e morros, enquanto a população entra com a mão de obra (Prefeitura do Recife, 2023).

Durante visitas realizadas pelo autor a residências no bairro do Passarinho, em Recife-PE, foram observados diversos problemas em estruturas de drenagem. Em alguns casos, constatou-se que os próprios moradores bloqueavam os drenos de forma intencional, enquanto em outros, as obstruções eram de origem natural ou resultavam do acúmulo de resíduos e falta de manutenção, comprometendo o funcionamento adequado dos sistemas de drenagem. Além disso, a literatura aponta a existência de patologias associadas ao uso de telas argamassadas.

Também foi registrado o pedido de moradores para a construção dessa estrutura, devido à percepção de maior confiabilidade em relação a outras soluções de proteção superficial, como o uso de gramíneas, apesar de as telas argamassadas terem sido originalmente projetadas como uma medida para impermeabilização da encosta.

Faz-se, então, importante determinar a eficiência de algumas estruturas de estabilização encontradas nos morros do Recife, e comparar o resultado delas, de modo a fornecer resultados para a população que indiquem a segurança oferecida aos residentes de morros por cada tipo de obra de estabilização.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é analisar, em diferentes condições de umidade e resistência do solo, a influência mecânica e hidráulica das telas argamassadas, dos muros de arrimo e do solo grampeado na contenção de uma encosta no bairro de Passarinho, em Recife-PE, utilizando o Método dos Elementos Finitos. Além disso, buscou-se comparar os resultados da análise de estabilidade do talude sem intervenção, por meio dos métodos do Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos. Embora as telas argamassadas tenham originalmente a função de impermeabilização, este estudo avaliou sua possível contribuição mecânica e, consequentemente, seu efeito na contenção da encosta.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Caracterizar e analisar geotecnicaamente o solo de uma encosta localizada no bairro de Passarinho, em Recife-PE;
- Comparar os resultados de análise de estabilidade de talude obtidos pelos métodos do Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos para diferentes teores de umidades e condições de resistência do solo;
- Analisar a contribuição mecânica e hidráulica da tela argamassada na estabilidade de uma encosta localizada na cidade do Recife através do Método dos Elementos Finitos em diferentes condições de umidade e resistência do solo;

- Analisar a contribuição mecânica e hidráulica do muro de arrimo na estabilidade de uma encosta localizada na cidade do Recife através do Método dos Elementos Finitos em diferentes condições de umidade e resistência do solo;
- Analisar a contribuição mecânica e hidráulica do muro de arrimo em conjunto com tela argamassada na estabilidade de uma encosta localizada na cidade do Recife através do Método dos Elementos Finitos em diferentes condições de umidade e resistência do solo;
- Analisar a contribuição mecânica e hidráulica do solo grampeado na estabilidade de uma encosta localizada na cidade do Recife através do Método dos Elementos Finitos em diferentes condições de umidade e resistência do solo;
- Avaliar as variações das tensões e deformações nas estruturas de estabilização estudadas à medida que o SRF é incrementado nas análises de estabilidade realizadas por meio do Método dos Elementos Finitos.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada na seguinte ordem:

Capítulo 1: Introdução ao tema do trabalho e apresentação dos objetivos gerais e específicos.

Capítulo 2: Apresentação de uma revisão bibliográfica relacionada à análise de estabilidade de taludes, explicando as causas e tipos de movimentos de massa, e aplicação dos métodos do Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos para análise de estabilidade. Também é apresentada uma revisão bibliográfica acerca de estruturas de estabilização de encostas, focando-se em conceituar e mostrar aplicações de três elementos normalmente vistos na Região Metropolitana do Recife: as telas argamassadas, muros de arrimo e solo grampeado

Capítulo 3: Descrição da metodologia adotada ao longo do trabalho e do projeto Morro de Vontade, incluindo a realização de coleta de amostras, ensaios de laboratório, modelagem das estruturas de estabilização estudadas e como programas foram manuseados de forma a fazer as análises desejadas.

Capítulo 4: Apresentação e discussão dos resultados de análise de estabilidade da encosta estudada através do Método do Equilíbrio Limite e do Método dos Elementos Finitos, de forma a comparar os resultados encontrados, e avaliação das contribuições mecânicas e hidráulicas das estruturas de estabilização, assim como a evolução dos esforços presentes.

Capítulo 5: Conclusão do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados as causas e tipos de movimentos de massa, assim como explicados e comparados os métodos de análise de estabilidade de talude do Método do Equilíbrio Limite (MEL) e Método de Redução da Resistência (MRR), realizado por meio dos Elementos Finitos, os quais são as duas técnicas de análise dominantes na prática da engenharia (Zou *et al.*, 2023).

Também serão apresentadas as características gerais e exemplos de ocorrência na Região Metropolitana do Recife das estruturas de estabilização: tela argamassada, muro de arrimo e solo grampeado.

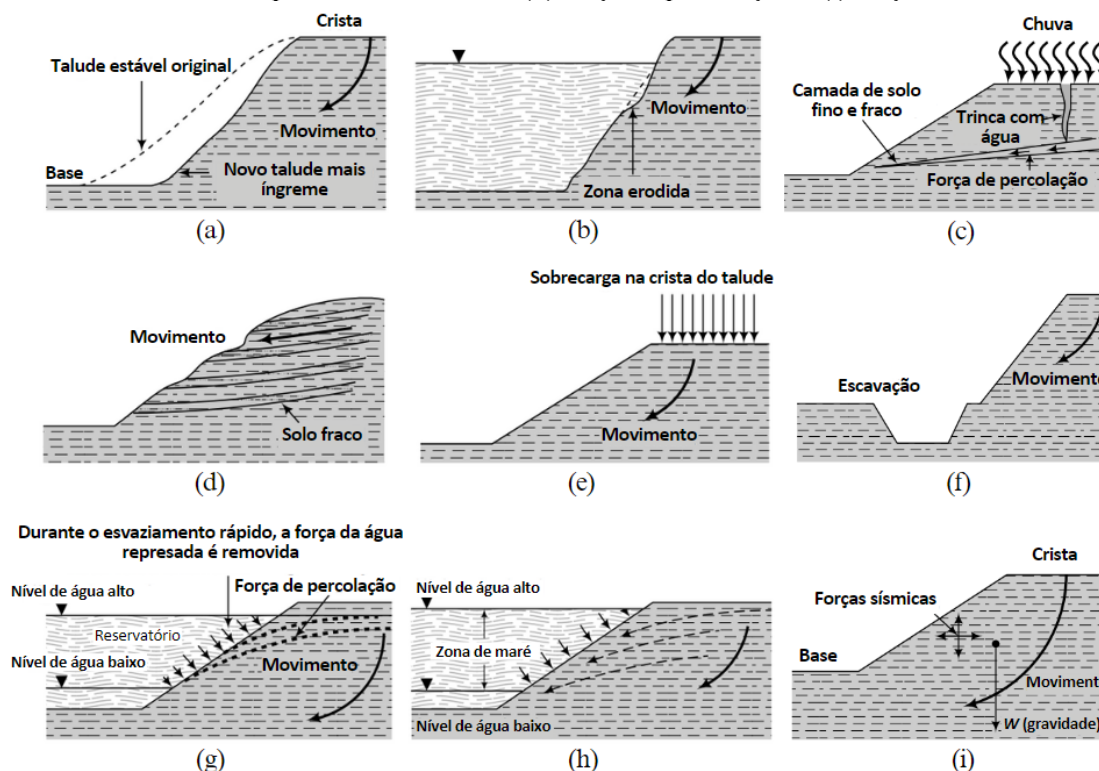
2.1 CAUSAS DO MOVIMENTO DE MASSA

Os movimentos de massa são deslocamentos de volumes de solo associados à instabilidade de taludes, resumidamente causados por fatores que reduzem a resistência ao cisalhamento do solo ou aumentam as solicitações atuantes. De acordo com Budhu (2010), rupturas de taludes ocorrem em geral devido forças da natureza, erros de análise e atividades humanas, assim como por animais escavadores. Alguns fatores causadores de movimentos de massa, segundo o mesmo autor, podem ser destacados:

- Erosão: ventos e água, como em corpos d'água, continuamente erodem taludes naturais e artificiais, assim, alterando a geometria do talude, Figura 1.a e Figura 1.b;
- Chuvas: Longos períodos de chuva saturam, descompactam e erodem solos, assim como a água pode entrar através de fissuras e atingir, enfraquecendo, camadas mais profundas, Figura 1.c;
- Terremotos: estes fenômenos induzem, especialmente, forças dinâmicas de cisalhamento no solo que reduzem sua resistência ao cisalhamento e rigidez. Também pode ocorrer a indução do fenômeno de liquefação, o qual acontece devido a elevação do valor de poropressão em solos granulares saturados ao valor de tensão total principal, fazendo o solo se comportar como um fluido viscoso. Figura 1.i;
- Falhas geológicas: solos estratificados e inclinados são propensos ao escorregamento translacional ao longo da camada fraca, Figura 1.d;

- Carregamentos externos: carregamentos adicionados no topo do talude adicionam peso e podem causar a ruptura do talude, diferentemente do caso de bermas, que são cargas adicionadas na base do talude que aumentam a estabilidade deste local, Figura 1.e;
- Atividades de construção: construções próximas à base do talude podem causar ruptura da estrutura devido a resistência lateral ser removida através de escavações, Figura 1.f;
- Esvaziamento rápido: em casos de reservatórios submetidos a um esvaziamento rápido, a força lateral aplicada pela água é removida e a poropressão não tem tempo suficiente para se dissipar. Dessa forma, o talude pode romper na condição não drenada. Na não ocorrência do rompimento sob condição não drenada com o nível de água baixo, percolação da água presente no corpo da barragem ocorreria e as forças provocadas por essa água poderiam provocar a ruptura. Figura 1.g e Figura 1.h.

Figura 1 – Causas de ruptura de talude devido ao (a) aumento de inclinação do talude devido a erosão, (b) zona erodida por rio, (c) preenchimento das trincas por água de chuva e forças de percolação em camadas fracas, (d) estratificação do solo, (e) sobrecarga no topo, (f) escavação na base do talude, (g) esvaziamento rápido de reservatório, (h) força de percolação e (i) forças sísmicas.



Fonte: Adaptado de Budhu (2010)

A ocupação urbana está diretamente ligada aos pontos elencados anteriormente, ou seja, possíveis causadores de deslizamentos, como devido adição de carregamentos externos provenientes de moradias, atividades de construção para adequação do terreno e erosão, ligada, por exemplo, à retirada da vegetação. Problemas em redes de abastecimento de água e drenagem

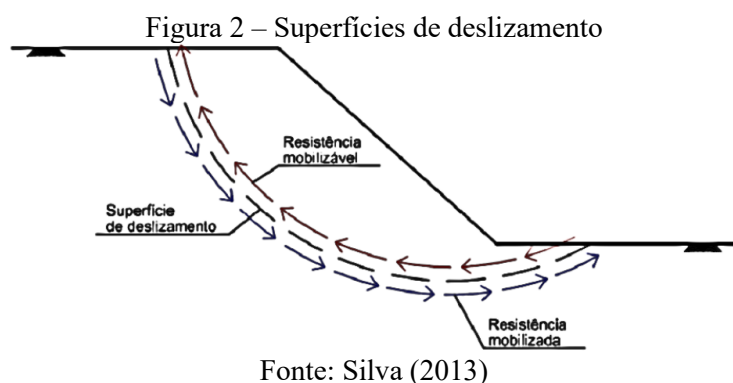
ou construção de reservatórios de água podem causar variação do nível do lençol freático e, assim, também causar problemas de instabilidade em encostas devido à saturação e erosão do solo.

2.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE

A avaliação da segurança de taludes envolve a aplicação de métodos de análise de estabilidade que, em sua maioria, têm como objetivo determinar um coeficiente de segurança para o talude em estudo. Em métodos determinísticos, como o Método do Equilíbrio Limite (MEL), esse coeficiente é representado pelo Fator de Segurança (FS), definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento do solo (τ_f), ou tensão de cisalhamento mobilizável, e as tensões de cisalhamento mobilizadas (τ_{mob}) ao longo da superfície de ruptura mais provável, Equação 1.

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad \text{Equação (1)}$$

Na Equação 1, valores acima de 1 indicam que o talude se encontra estável, igual a 1 que ocorre ou está na iminência de ruptura, e abaixo de 1 não apresenta significado físico. A Figura 2 mostra a dinâmica das tensões mobilizáveis, mobilizadas e superfície de deslizamento.



A norma NBR 11682:2009 admite que o fator de segurança pode variar em função da situação potencial de ruptura do talude, em relação ao perigo de perdas de vidas humanas e à possibilidade de danos materiais e de danos ao meio ambiente. Também é recomendada a consideração em relação a situação atual e futura prevista ao longo da vida útil do talude analisado.

Dessa forma, a referida norma estabelece que o talude deve ser enquadrado pelo engenheiro civil geotécnico em alguma das situações prevista na Tabela 1 e Tabela 2, devidamente justificado, e, posteriormente, estipular o fator de segurança mínimo, ou admissível (FS_{adm}), calculado com base no Método do Equilíbrio Limite, a ser adotado no projeto conforme especificado na Tabela 3.

Tabela 1 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos, ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: NBR 11682:2009

Tabela 2 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem os serviços essenciais
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: NBR 11682:2009

Tabela 3 – Fator de segurança mínimo ou admissível

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: NBR 11682:2009

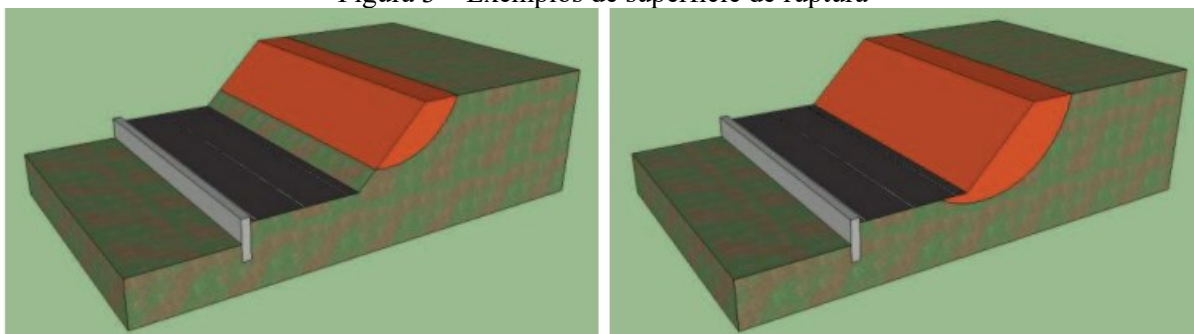
Gerscovich (2016) recomenda, além das investigações geotécnicas, a instalação de instrumentação de campo, de modo a acompanhar as movimentações horizontais e verticais do talude e os níveis piezométricos, de modo o projetista ter condições de avaliar as premissas de projeto e sugerir correções do modelo original.

2.2.1 Método do Equilíbrio Limite

O Método do Equilíbrio Limite (MEL) é amplamente utilizado na engenharia geotécnica há décadas para a análise de estabilidade de taludes, sendo consagrado na comunidade técnica devido à sua simplicidade de aplicação, flexibilidade para diferentes condições de contorno e geometria, bem como pela extensa base de estudos teóricos e práticos que validam sua eficácia.

O método baseia-se na avaliação do equilíbrio estático de uma massa de solo, considerando forças atuantes, como o peso próprio, cargas externas e poropressões. A ruptura é analisada ao longo de uma superfície potencial, que pode ser plana, circular ou poligonal, passando acima ou abaixo do limite inferior do talude, conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3 – Exemplos de superfície de ruptura



Fonte: Silva (2011)

Para determinar o fator de segurança, utiliza-se a estática para verificar se as forças e momentos perturbadores criados pelo peso próprio da massa de solo e as forças de percolação excedem as forças e momentos de resistência devido às forças de cisalhamento mobilizadas pelo solo.

Entretanto, há complicações para determinar estes momentos e forças, alguns exemplos são: dificuldade em determinar a localização do centro de massa, especialmente em solos não homogêneos e com águas subterrâneas; o problema ser estaticamente indeterminado; não saber a tensão de cisalhamento mobilizada; tensão normal efetiva e forças de percolação variam ao longo da superfície de ruptura; e dificuldade de calcular o peso de massa deslizada devido ao solo não homogêneo e geometrias complexas de alguns taludes (Budhu, 2010).

Algumas abordagens são adotadas para a análise de estabilidade utilizando a teoria do Equilíbrio Limite, como a aplicação do método geral, método das cunhas ou método das fatias, sendo este último mais comumente utilizado para análise de estabilidade de taludes (Silva, 2011).

No método das fatias realiza-se um processo iterativo, no qual são calculados fatores de segurança para potenciais massas de deslizamento, subdividindo-as em uma série de fatias e considerando o equilíbrio de cada uma dessas fatias por um dos vários métodos de cálculo possíveis. A superfície crítica ou de potencial de ruptura é a que apresenta o menor fator de segurança, o qual é adotado como sendo o fator de segurança do talude analisado (Turner e Schuster, 1996).

Algumas características ou limitações são presentes nesses métodos. A primeira está relacionada ao modelo de comportamento adotado de corpo rígido, no qual se admite que o solo se rompe bruscamente sem que haja sinais de deformação antes da ruptura. A segunda é a admissão de que a ruptura ocorra em todos os pontos da superfície crítica ao mesmo tempo, ou seja, sendo abrupta e não progressiva.

Isso é uma limitação devido à ruptura iniciar em alguns pontos os quais a tensão mobilizada é maior que a resistência e, com as deformações aumentando, outros pontos irão plastificar, atingindo, também, a ruptura. Isso pode fazer com que, mobilizada toda a resistência em uma pequena área da superfície de ruptura, a resistência mobilizável em outros pontos da mesma superfície seja menor que a resistência máxima calculada, não garantindo, assim, que a máxima força possa ser mobilizada simultaneamente em todos os pontos da superfície crítica. Isso leva a crer que o fator de segurança varia ao longo da superfície de ruptura, diferentemente da constância adotada pelos métodos listados (Silva, 2011).

2.2.2 Método dos Elementos Finitos

Objetivando-se resolver um problema de engenharia, diversas vezes o comportamento de um sistema é descrito por equações diferenciais parciais válido em um determinado domínio com suas devidas condições de contorno iniciais. Entretanto, nem sempre esses problemas são de fácil solução, necessitando, assim, de métodos numéricos para a resolução.

Atualmente, o Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma poderosa ferramenta para a solução aproximada de equações diferenciais governantes de diversos fenômenos físicos. Assim como pode-se dizer que sem ele diversos problemas seriam impossíveis de resolver (Zienkiewics e Morgan, 2006).

O MEF consiste em usar uma simples aproximação de variáveis desconhecidas para transformar equações diferenciais parciais em equações algébricas. Esse método requer intenso uso de computadores, os quais tem apresentado um avanço tecnológico e possibilitado e facilitado, cada vez mais, o seu uso (Dhatt, 2012).

A principal vantagem desse método é que a superfície crítica de deslizamento é encontrada automaticamente a partir da deformação de cisalhamento do solo, que é outra vantagem devido à descrição real, a qual aumenta à medida que a resistência ao cisalhamento diminui (Zou *et al.*, 2023). Outras vantagens desse método é poder levar em conta falhas induzidas por fluxos, comportamentos frágeis do solo e propriedades aleatórias do solo encontrada em campo, e intervenções de engenharia, como adição de geotêxteis, grampeamento do solo, drenos e muros de contenção (Swan e Seo, 1999).

Esse método também pode fornecer informações sobre as deformações nos níveis de tensão de trabalho e é capaz de monitorar a ruptura progressiva, incluindo a ruptura geral por cisalhamento (Griffiths e Lane, 1999).

De acordo com Liu *et al.* (2014), a análise de estabilidade pelo Método dos Elementos Finitos tem sido amplamente aceita pela literatura há anos, sendo o Método de Redução de Resistência (MRR) um dos principais métodos de análise de estabilidade de talude atualmente empregados.

No MRR os parâmetros de resistência originais são divididos por valores incrementais de Fator de Redução de Resistência ou *Strength Reduction Factor* (SRF) até o ponto de ruptura do talude, o qual será discutido posteriormente. Em outras palavras, os parâmetros de resistência ao cisalhamento fatorados c'_f e ϕ'_f , dados pelas equações 2 e 3, substituem os parâmetros reais c' e ϕ' e a análise de tensões é realizada até que ocorra o colapso do talude.

$$c'_f = \frac{c'}{SRF} \quad \text{Equação (2)}$$

$$\phi'_f = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{SRF}\right) \quad \text{Equação (3)}$$

Associado ao MRR, está o critério de ruptura do talude. Atualmente, segundo Nie *et al.* (2019), o critério mais comumente utilizado é o de não-convergência da solução, o qual diz que quando um talude chega ao estado limite de equilíbrio, a não convergência ocorre na iteração da solução do sistema de equações de elementos finitos não lineares (Huang e Jia, 2009).

Quando a solução em MEF não consegue convergir dentro de um número de iterações máximas especificadas pelo usuário, isso indica que não há distribuição de tensões que possam ser encontradas que satisfaçam simultaneamente o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o equilíbrio global (Griffiths e Lane, 1999).

O padrão de convergência é controlado pela magnitude da tolerância das forças fora de equilíbrio e/ou pela tolerância de deslocamento nodais especificados pelo usuário. Dessa forma, o rompimento do talude ocorre juntamente com grandes deslocamento nodais dentro da malha, assim como uma superfície é formada dentro do talude em que todos os elementos se encontram plastificados (Kanungo *et al.*, 2013).

2.3 COMPARAÇÕES DE MEL E MEF NA ESTABILIDADE DE TALUDES PRESENTES NA LITERATURA

A literatura apresenta inúmeras comparações entre os métodos do Equilíbrio Limite (MEL) e da Redução de Resistência (*Shear Strength Reduction* ou *Strength Reduction Method* – MRR), especialmente no contexto da análise de estabilidade de taludes. Diversos estudos têm investigado as diferenças entre essas abordagens, considerando suas vantagens e limitações.

Neste tópico, serão discutidos exemplos extraídos da literatura e análises fornecidas pela *Rocscience*, empresa responsável pelo desenvolvimento dos softwares *Slide2* e *RS2*, utilizados neste trabalho. Esses exemplos permitirão avaliar a correspondência entre os coeficientes de segurança obtidos por cada método e a influência das hipóteses adotadas em cada abordagem.

Nos manuais de verificação de estabilidade de taludes do *RS2* (2020), são apresentados diversos exemplos comparativos entre os dois métodos. Um desses exemplos baseia-se em um modelo proposto por Giam e Donald (1989, *apud Rocscience*, 2020), que considera um solo

não homogêneo composto por três camadas. Os resultados obtidos indicaram um fator de segurança (FS) de 1,37 pelo MEL e de 1,34 pelo MRR, com superfícies críticas de ruptura similares.

Outro estudo, presente nos mesmos documentos, refere-se à avaliação da estabilidade de taludes de argila intemperizada conduzida por Gorog e Torok (2007, *apud Rocscience*, 2020). Nesse caso, foram analisados dois cenários: no primeiro, os materiais apresentavam o mesmo módulo de elasticidade; no segundo, possuíam valores distintos. Os fatores de segurança obtidos foram de 1,57 para ambos os métodos no primeiro caso, e de 1,57 (MEL) e 1,56 (MEF) no segundo. Observou-se divergência na cota mais baixa da superfície crítica de deslizamento entre os métodos.

Oliveira (2023) analisou a estabilidade de uma pilha de estéril em duas seções utilizando os programas *Slide2* e *RS2*. Além de comparar os métodos de análise de estabilidade de taludes, a autora investigou a influência do tipo de elemento empregado na malha de elementos finitos, considerando elementos triangulares e quadrangulares, com e sem nós intermediários. Para a comparação dos resultados, foi adotado o método de Morgenstern-Price, por atender a todas as equações de equilíbrio. Os resultados indicaram grande semelhança entre os métodos, com diferenças inferiores a 0,1, sendo as maiores variações associadas ao uso de elementos quadráticos ou com nós intermediários. As superfícies de ruptura obtidas pelos dois métodos foram similares.

Barbosa (2019) estudou uma barragem de reservatório de água com três diferentes geometrias estruturais, utilizando o *GeoStudio* para a análise de Equilíbrio Limite (adotando os métodos de Morgenstern-Price e Spencer) e o *Plaxis 2D* para a análise por Elementos Finitos. Os resultados indicaram fatores de segurança (FS) de 1,52 para as duas primeiras geometrias e 1,44 para a terceira pelo MEL. Já os valores de SRF foram de 1,22, 1,42 e 1,30 para as três geometrias, respectivamente. Notou-se que, quanto maior a diferença entre as superfícies de ruptura identificadas pelos métodos, maior foi a discrepância entre os coeficientes de segurança.

Aryal (2006) analisou um talude pertencente a uma hidrelétrica no Nepal, considerando diferentes níveis de água subterrânea, com e sem fluxo. Foram empregados os programas *Slope/W* e *Slide* para a análise por Equilíbrio Limite e o *Plaxis* para a análise por Elementos Finitos. Os fatores de segurança obtidos foram de 1,23 (*Slope/W*), 1,09 (*Slide*) e 1,10 (*Plaxis*). Observou-se que o *Slope/W* apresentou resultados mais distantes dos demais, além de indicar uma superfície de ruptura distinta. O estudo ressaltou a influência crítica do fluxo de água na estabilidade, especialmente em solos permeáveis. Além disso, verificou-se que a inclusão de drenagem horizontal no modelo aumentou o FS de 1,0 para 1,2. A instalação de tubos de

drenagem no caso real também contribuiu para a redução do nível d'água e, consequentemente, para a melhoria da estabilidade do talude.

Colombo e Dantas Neto (2019) analisaram a estabilidade de um talude reforçado com solo grampeado, comparando os métodos de análise. O programa *Slide* foi utilizado para a análise pelo MEL, empregando o método de Spencer, enquanto o *Phase2* foi empregado para a análise pelo MEF. Os valores de FS obtidos foram de 0,9 antes da intervenção e 1,7 após a implementação do reforço. Já os valores de SRF foram de 0,7 e 1,4, respectivamente. Os autores atribuíram a diferença nos resultados à maior complexidade do MEF e ao número elevado de variáveis consideradas, tornando-o um método mais abrangente e representativo da realidade local. Também foi destacado que a análise por MEF indicou um possível ponto de ruptura no sopé do talude, que deveria ser considerado no estudo de estabilização, especialmente devido às deformações observadas após a implantação do reforço.

Os resultados apresentados indicam que, de maneira geral, os fatores de segurança obtidos pelo MEF não necessariamente coincidem com aqueles obtidos pelo MEL. Essa discrepância decorre das diferenças conceituais e metodológicas entre as abordagens. Conforme destacado por Barbosa (2019), essa tendência é evidente tanto nos dados reportados pelo autor quanto na literatura especializada. A divergência entre os valores obtidos torna-se ainda mais acentuada quando as superfícies de ruptura identificadas pelos dois métodos não coincidem. Além disso, Barbosa (2019) observa que as superfícies críticas de ruptura indicados pelo MEF podem, em alguns casos, apontar para um risco maior de instabilidade em comparação ao MEL.

Outro aspecto relevante do MEF é sua capacidade de analisar a estabilidade de taludes sem a necessidade de definir previamente uma superfície de ruptura. Esse diferencial permite, por exemplo, a identificação de superfícies não circulares com menores coeficientes de segurança, resultantes da análise tensão-deformação, em comparação com aquelas adotadas pelo MEL. Além disso, o MEF possibilita a visualização de potenciais superfícies de ruptura após a implementação de medidas de contenção, as quais podem não ser detectadas na análise pelo MEL devido falhas de projeto.

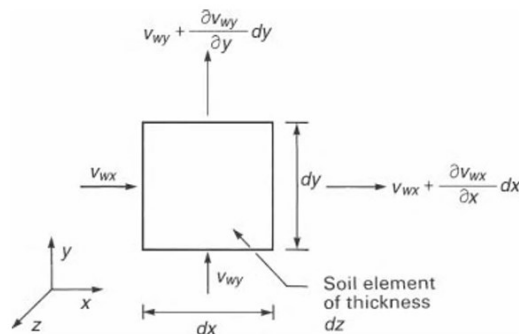
2.4 ANÁLISE COM SOLO NÃO SATURADO

Segundo Zhou e Qin (2022), na presença de água subterrânea, uma modelagem acurada do fluxo de água em solos tem um efeito direto e substancial em análises de estabilidade de taludes não saturados.

Para análise de fluxo transiente em solos não saturados, podem ser feitas duas abordagens. A primeira é a não acoplada, a qual analisa as deformações e fluxo separadamente. Nesse caso, cada poropressão e sucção matricial calculados durante cada passo de tempo previsto para a análise transiente podem servir de dado de entrada na análise elasto-plástica de elementos finitos com a técnica de redução da resistência ao cisalhamento. No outro método as análises de fluxo e deformação são completamente acopladas. Isso indica que o Fator de Redução de Resistência é usado em conjunto com a teoria de compressibilidade para solos não saturados. Essa última abordagem apresenta complicações devido ao aumento intenso de tempo computacional e dificuldade para convergência de iterações não lineares (Huang e Jia, 2009). Ao longo deste trabalho serão utilizadas análises não acopladas.

Com base no princípio da conservação de massa, pode-se deduzir a Equação 4 para um elemento infinitesimal sujeito a fluxo em duas direções, conforme ilustrado na Figura 4. Esta equação expressa o fluxo estacionário para solos saturados e não saturados, adotando-se as taxas de fluxo v_{wx} e v_{wy} positivas quando a água flui no sentido positivo dos eixos (Fredlund *et al.*, 2012).

Figura 4 – Fluxo em duas direções através de um elemento de solo não saturado



Fonte: Fredlund *et al.* (2012)

$$\left(v_{wx} + \frac{\partial v_{wx}}{\partial x} dx - v_{wx} \right) dy dz + \left(v_{wy} + \frac{\partial v_{wy}}{\partial y} dy - v_{wy} \right) dx dz = 0 \quad \text{Equação (4)}$$

sendo v_{wx} e v_{wy} as taxas de fluxo de água que atravessam uma unidade de área do solo nas direções x e y , respectivamente. dx , dy e dz são as dimensões nas direções x , y e z respectivamente.

Richards (1931) propôs uma modificação na lei de Darcy, $\{\vec{v}\} = -[k]\{\vec{\nabla}h\}$, para descrever o movimento da água em solos não saturados através da modificação do coeficiente

de permeabilidade, que deixa de ser uma constante e passa a ser dependente da sucção mátrica $s = (u_a - u_w)$. Isso ocorre, pois, uma vez que os vazios são mais preenchidos pela água, maior é o valor de permeabilidade da água, sendo este comportamento representado pela curva característica de cada solo. Incorporando a modificação de Richards à equação 4, então é determinada a Equação 5 para fluxo estacionário de água líquida no solo em condições isotérmicas (Zhou e Qin, 2022) (Fredlund *et al.*, 2012).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_{wx}(s) \frac{\partial h_w}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_{wy}(s) \frac{\partial h_w}{\partial y} \right] + Q = 0 \quad \text{Equação (5)}$$

em que $\partial h_w / \partial x$ e $\partial h_w / \partial y$ são os gradientes da carga hidráulica total nas direções x e y , respectivamente; $k_{wx}(s)$ e $k_{wy}(s)$ são os coeficientes de permeabilidade à água em função da sucção mátrica, sendo a permeabilidade é capaz de variar com a localização nas direções x e y ; e Q é o fluxo aplicado no contorno do domínio.

Expandindo a equação 5 é possível evidenciar a não linearidade da equação diferencial parcial de infiltração, considerando que não há fluxo aplicado no contorno do domínio e, com o propósito de simplificar, substituindo $k_{wx}(s)$ e $k_{wy}(s)$ por k_{wx} e k_{wy} , respectivamente, pode-se escrever a Equação 6.

$$k_{wx} \frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + k_{wy} \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial k_{wx}}{\partial x} \frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_{wy}}{\partial y} \frac{\partial h_w}{\partial y} = 0 \quad \text{Equação (6)}$$

Similarmente, para o fluxo transiente em solos não saturados, define-se a Equação 7.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_{w1} \frac{\partial h_w}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_{w2} \frac{\partial h_w}{\partial y} \right] = m_2^w \rho_w g \frac{\partial h_w}{\partial t} \quad \text{Equação (7)}$$

em que k_{w1} e k_{w2} são os coeficientes de permeabilidade maior e menor nas direções x e y , respectivamente, os quais são funções da sucção mátrica e podem variar com a localização nas direções x e y ; ρ_w é a densidade da água; g é a aceleração da gravidade; e m_2^w é o coeficiente de variação de volume de água em relação à sucção mátrica.

Além da alteração para análises de fluxo, em solos não saturados a resistência também depende da sucção presente no material. A resistência ao cisalhamento para solos não saturados

pode ser tida como uma modificação da equação de Mohr-Coulomb por Fredlund *et al.* (2012), conforme a Equação 8 a seguir.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) f_1 \quad \text{Equação (8)}$$

em que $(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida na superfície de ruptura na ruptura, $(u_a - u_w) = s$ é a sucção mátrica e f_1 é uma função das propriedades do solo que definem a relação entre a resistência ao cisalhamento e sucção do solo.

Também há a forma linear da equação de resistência ao cisalhamento do solo não saturado proposta por Fredlund *et al.* (1978), expressa pela Equação 9, com a adição do parâmetro ϕ^b , que é um ângulo o qual indica a taxa de aumento da resistência ao cisalhamento em relação a uma mudança na sucção matricial. Porém, devido ao comportamento não linear da envoltória de resistência ao cisalhamento não saturado, há a possibilidade de se trabalhar com envoltórias de resistência multilíneas, ou seja, com vários trechos lineares com diferentes valores de ϕ^b para cada trecho (Carvalho *et al.*, 2023) (Fredlund *et al.*, 2012).

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad \text{Equação (9)}$$

Vários trabalhos estão presentes na literatura contendo equações de resistência ao cisalhamento que foram propostos para estimar a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado. A maioria das equações é de natureza empírica e fenomenológica. Uma dessas equações é a proposta por Vanapalli *et al.* (1996), dada pela Equação 10, a qual sugere uma equação de resistência ao cisalhamento que envolve uma normalização da curva característica solo-água entre condições saturadas e condições de umidade volumétrica residual (Fredlund *et al.*, 2012).

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right] \tan \phi' \quad \text{Equação (10)}$$

em que θ é o teor de umidade volumétrica atual do solo, θ_s o teor de umidade volumétrica do solo saturado e θ_r é o teor de umidade volumétrica do solo na condição de sucção residual.

2.5 ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS

Na atuação de obras para conservação de talude, que busca impedimento de ocorrência de instabilização, a metodologia do trabalho deve se basear nas condicionantes impostas pelo meio físico no desenvolvimento dos processos que desencadeiam a instabilidade de taludes de corte, aterro ou encostas (Carvalho *et al.*, 1991). Ou seja, para a técnica de estabilização empregada ter a eficiência desejada, é necessário entender os mecanismos que estejam interferindo na estabilidade do talude, seja erosão, sobrecarga, cortes que afetam a geometria, chuvas intensas, entre outros. Para esse objetivo, podem ser realizadas obras com e sem estrutura de contenção.

Segundo Cunha (1991, *apud* Andrade, 2018), as estruturas de contenção são projetadas para prover estabilidade a um talude contra a ruptura de maciços de solos ou rejeitos, assim como é importante apresentar resistência apropriada às necessidades e ser assegurada uma extensa vida útil. Ou ainda, de acordo com Carvalho *et al.* (1991), pode-se definir obras de contenção todas as estruturas que, uma vez implantadas em um talude, oferecem resistência à movimentação ou ruptura deste elemento, ou reforçam parte do maciço.

Diversas são as formas de estabilizar as encostas, sendo, até mesmo, o tipo de solução adotado afetado por culturas locais. Desta forma, este item apresentará as definições, funções, composições e exemplos de aplicações de três tipos dessas estruturas que buscam estabilizar encostas comumente encontradas nos morros da Região Metropolitana do Recife, que são as telas argamassadas, muros de arrimo e solo grampeado.

2.5.1 Telas Argamassadas

Dentre das possíveis formas de proteger taludes ou encostas contra deslizamentos ou outros movimentos de massa que afetem a sua estabilidade, sem a necessidade de contenção, há as proteções superficiais destes elementos, com drenagem adequada. Essas construções têm por objetivo reduzir o impacto da ação das intempéries, consequentemente processos erosivos, de forma natural ou artificial, impedindo ou reduzindo a infiltração de água de chuvas no talude, dessa forma, afetando as parcelas de sucção e poropressão no solo, e evitando que a erosão modifique a geometria da encosta (Santos, 2020).

A proteção superficial pode se dar com materiais naturais, como gramíneas, grama armada com geossintético e vegetação arbórea, e com materiais artificiais, por exemplo, por

meio de cimentado, geomanta e gramíneas, tela argamassada, pano de pedra ou lajota, alvenaria armada, asfalto ou polietileno e lonas sintéticas (Alheiros *et al.*, 2003).

Segundo a recomendação do Manual de Ocupação dos Morros da Região Metropolitana de Recife (2003), a impermeabilização através de tela argamassada, Figura 5, objeto de estudo deste trabalho, “consiste no preenchimento e revestimento de uma tela galvanizada com argamassa de cimento Portland e areia, no traço 1:3”, assim como é importante que o revestimento superficial seja parte de um tratamento estruturador para a encosta, tendo a drenagem, os acessos e a contenção resolvidos conjuntamente.

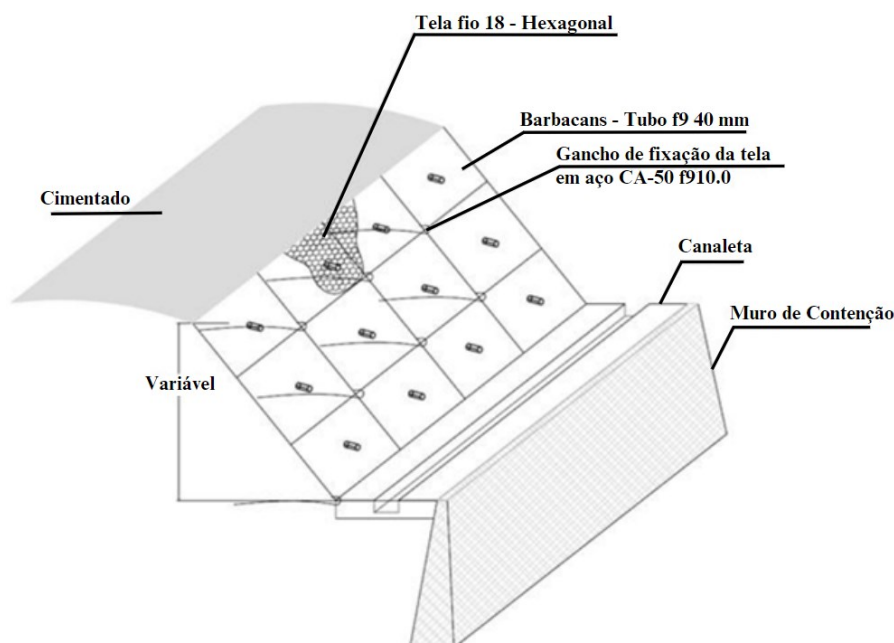
Figura 5 – Tela argamassada



Fonte: Alheiros *et al.* (2003)

Segundo o mesmo manual, recomenda-se ainda que a tela seja de aço galvanizado, em arranjo hexagonal com malha 2-E em fio 18, popularmente conhecida como “tela de galinheiro”. Silva (2010) propõe, para a contenção de um talude, a união de mais de um tipo de solução, Figura 6, o qual contém a tela argamassada, drenos (barbacãs), para permitir a dissipação de excessos de poropressão que possam vir a ocorrer no interior das placas de impermeabilização, e outros tipos de soluções, para garantir um melhor rendimento e vida útil da proteção superficial adotada e tratar o talude de modo completo.

Figura 6 – Solução em tela argamassada proposta por Silva (2010)



Fonte: Silva (2010)

Sistemas de drenagem, como feitos por canaletas, são importantes para a captação do escoamento de águas superficiais, como devido à impermeabilização realizada pela tela argamassada, e condução dessas águas para um local conveniente ou sistema de macrodrenagem. Com isso, objetiva-se evitar fenômenos de erosão superficial e reduzir a infiltração de água no solo (Silva, 2010).

Pode acontecer, inclusive, devido a esse tratamento por tela argamassada ou outras proteções superficiais, a não necessidade de construção de muros de arrimo, por exemplo, uma vez tendo a solução estruturada na impermeabilização e no sistema de microdrenagem e vias de acesso (Alheiros *et al.*, 2003).

Santana (2006) relata que as telas argamassadas são as proteções superficiais que geram maior confiança entre os moradores das áreas beneficiadas analisadas em seu estudo. Esse maior nível de confiança, em comparação com outros métodos de impermeabilização, deve-se à maior percepção de segurança proporcionada pela camada de argamassa que compõe o elemento. Devido a isso, podem representar uma prioridade de governos locais para a escolha de métodos a serem adotados em situações que são necessárias essa proteção.

Diversas são as aplicações de tela argamassada na região metropolitana do Recife. Na Figura 7 é possível ver alguns exemplos destas aplicações.

Figura 7 – Telas argamassadas nos bairros (a) Dois Unidos, (b) Passarinho, (c) Alto José do Pinho e (d) Guabiraba no Recife



Fonte: (a) (c) (d) Prefeitura do Recife (2023); (b) Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Santana (2006) registrou em seu trabalho algumas estruturas de contenção observadas na região metropolitana de Recife, Figura 8.a. Nas Figura 8.b e Figura 8.c o autor destaca para o fato de as estruturas não apresentarem canaletas longitudinais, o que causa grande transtorno à população que se localiza na região mais baixa.

Figura 8 – Tela argamassada (a) em execução no município de Cabo de Santo Agostinho e já executadas nos municípios de (b) Camaragibe e (c) Recife



Fonte: Santana (2006)

Ainda em seu trabalho, Santana (2006) também relatou outros problemas encontrados nesse tipos de estrutura, apresentados na Figura 9. Na Figura 9.a a destruição apresentada foi causada pelo grande volume de água que passa por cima da proteção. Nas Figura 9.b e Figura 9.c foi constatado que não havia canaletas longitudinais entre a tela argamassada e o muro de contenção, sendo que, para o primeiro caso, a água que se infiltra na parte superior do talude passando por baixo da tela argamassada descolou esta estrutura do muro de pedra rachão presente.

Figura 9 – Tela argamassada danificada nos municípios de (a) Camaragibe e (b) (c) Cabo de Santo Agostinho



Fonte: Santana (2006)

O presente autor deste trabalho, em visita ao bairro do Passarinho, na cidade do Recife-PE, teve oportunidade de observar algumas aplicações de telas argamassadas. Uma dessas observações está presente na Figura 10, na qual também é possível notar a presença de canaletas.

Figura 10 – Tela argamassada no bairro do Passarinho (a) em uma visão geral e (b) detalhe da canaleta



Fonte: O autor (2023)

Entretanto, durante as análises, foi constatada a obstrução intencional dos drenos por parte dos moradores, motivada por questões pessoais, como a insatisfação com o direcionamento do escoamento de água do solo para suas residências. Além disso, identificou-se o posicionamento inadequado dos drenos, que se apresentavam inclinados para cima, juntamente com intervenções realizadas pelos próprios moradores durante a construção, como a adição de barras de ferro no topo da estrutura, conforme ilustrado na Figura 10.a.

Essas práticas comprometem não apenas a funcionalidade dos sistemas de drenagem, mas também a integridade e o desempenho das estruturas de estabilização, aumentando o risco de instabilidade do talude. Essa situação pode estar relacionada à execução da tela argamassada no âmbito do Programa Parceria, que possivelmente não conta com mão de obra qualificada nem com fiscalização contínua por profissionais adequados durante a execução da obra.

Neste programa a Defesa Civil do Recife fornece projeto, material e orientação técnica para intervenções em áreas planas e morros, enquanto a população fornece a mão de obra. Entre os serviços contemplados pelo projeto pode-se citar o tratamento de encosta com soluções técnicas de rip rap, tela argamassada e alvenaria armada, assim como melhoria de infraestrutura com implantação de acessos, microdrenagem e corrimão (Prefeitura do Recife, 2023).

2.5.2 Muros de Arrimo

Os muros de gravidade ou de contenção, são estruturas de contenção que têm como objetivo reestabelecer o equilíbrio de uma encosta através da atuação de seu peso próprio, suportando os empuxos do maciço (Cunha, 1991 *apud* Alheiros, 2003).

A rigidez do muro é definida pelos materiais que o compõe. Desta forma, é possível classificar essas estruturas em muro flexível, a qual pode se deformar na altura sem que a fundação acompanhe, e em muro rígido ou de gravidade, o qual, devido aos materiais, se deforma como um todo, tendo efeito desfavorável de uma ligação rígida (Gusmão Filho, 2006).

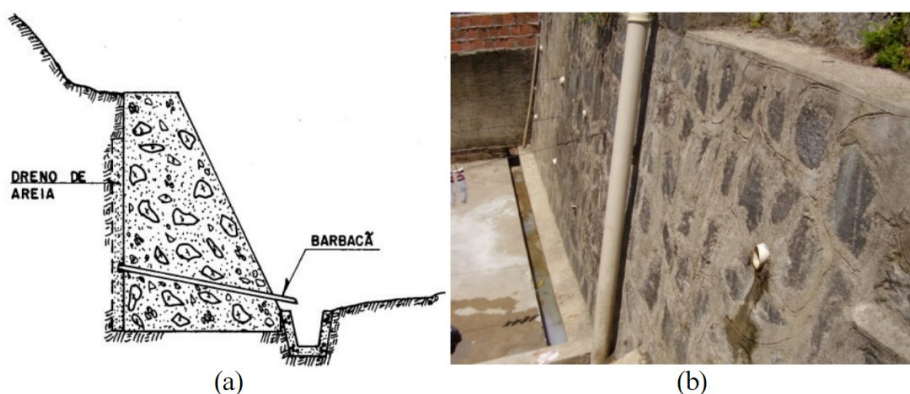
O funcionamento correto de um sistema de drenagem é importante para impedir acúmulo de água entre o retroaterro, região atrás do muro, e o muro, controlando as poropressões de água e, conseqüentemente, evitando o aumento do empuxo atuante na estrutura. Isso pode ser realizado através de drenos sub-horizontais ou barbacãs e uma camada drenante entre o muro e o retroaterro. Para prevenir a redução da eficácia do sistema de drenagem devido à colmatação, é essencial o uso de filtros. Estes filtros são responsáveis por

reter as partículas menores, evitando que sejam transportadas pela água e acabem obstruindo os drenos (Luiz, 2014).

Os muros de gravidade são estruturas monolíticas os quais podem ser constituídos de diferentes materiais, como concreto simples ou ciclópico, Figura 11, alvenaria de pedra argamassada, gabiões ou, até mesmo, pneus usados. O funcionamento deste tipo de estrutura é garantido através do seu peso próprio, o qual reage, ou se opõe, aos empuxos horizontais. Geralmente, estas estruturas são utilizadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a 5 metros (Das, 2007) (Gerscovich, 2010) (NBR 11682:2009).

Alguns desses muros, devido a sua estrutura ser permeável, podem não necessitar de dispositivos de drenagem. No outro caso, de serem compostos por materiais impermeáveis, como argamassa, requer a implementação de dispositivos usuais de drenagem, como drenos de areia ou geossintético no tardo e tubos barbacãs, de modo a aliviar as poropressões da água na estrutura de contenção (Gerscovich, 2010).

Figura 11 – Muro de concreto ciclópico em (a) esquema representativo e (b) executado



Fonte: (a) Gerscovich (2010); (b) Santana (2006)

Os muros de flexão, Figura 12, são compostos por concreto armado, podendo ser com ou sem tirante e com ou sem contraforte. São estruturas mais esbeltas, com seção transversal em formato de “L”, os quais resistem aos empuxos por flexão. Além do seu peso próprio, a sua estabilidade é garantida pelo peso do reaterro ou aterro que age sobre a laje da base, fazendo com que, dessa forma, o conjunto muro-aterro funcione como uma estrutura de gravidade (Gersovich, 2010) (Alheiros *et al.*, 2003).

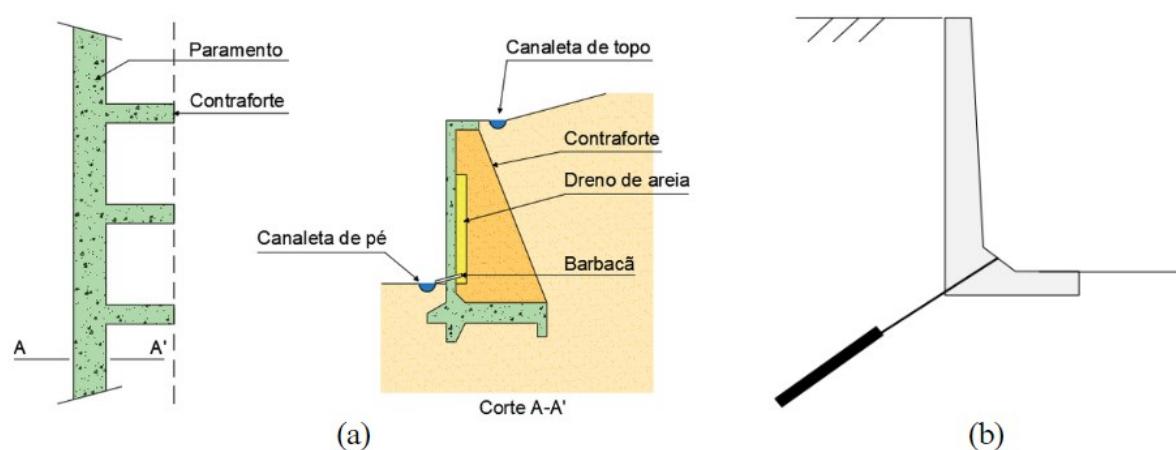
Figura 12 – Muros de flexão (a) em esquema representativo e (b) executado



Fonte: (a) Alheiros *et al.* (2003); (b) Gersovich (2010)

Segundo Gersovich (2010), em geral, os muros de flexão são antieconômicos para alturas acima de 5 metros. Em alturas maiores pode-se empregar vigas de enrijecimento nas faces, as quais trabalham à flexão. Para alturas maiores que 5 metros, é conveniente a utilização de contrafortes, Figura 13.a, para aumentar a estabilidade contra tombamentos, reduzindo o cisalhamento e momento fletor (Das, 2007). Para melhorar a condição de estabilidade, também é possível realizar a ancoragem de tirantes ou chumbadores (rocha) na base da estrutura, Figura 13.b.

Figura 13 – Muros de flexão com (a) contraforte e (b) tirante



Fonte: (a) Adaptado de Alheiros *et al.* (2003); (b) Gersovich (2010)

Segundo a NBR 11682:2009, no item 7.3.7.2, para análise de estabilidade de muros de gravidade e de muros de flexão, devem ser atendidos os fatores de segurança presentes na Tabela 4 nas verificações de segurança contra tombamento, deslizamento na base e capacidade

de carga na fundação. Também é importante a investigação da condição de ruptura global, Figura 14, seguindo as recomendações de Fator de Segurança da NBR 11682:2009.

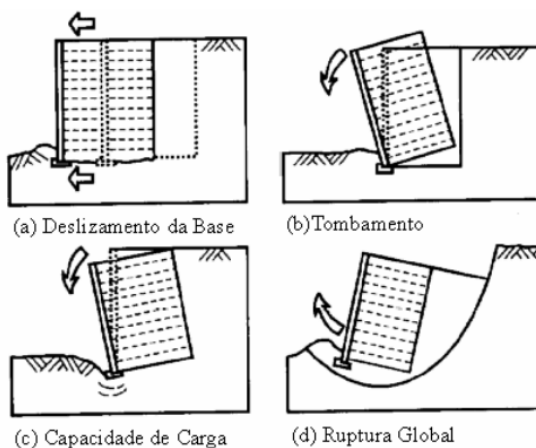
Tabela 4 – Requisitos para estabilidade de muros de contenção

Verificação de segurança	Fator de segurança mínimo
Tombamento	2,0
Deslizamento na base	1,5
Capacidade de carga de fundação	3,0

Nota: Na verificação da capacidade de carga da fundação, podem ser alternativamente utilizados os critérios e fatores de segurança preconizados pela ABNT NBR 6122.

Fonte: NBR 11682 (2009)

Figura 14 – Estabilidade de muros de arrimo



Fonte: Gersovich (2010)

A mesma norma, no item 7.3.3, exige que a estrutura de contenção deve ser projetada para suportar, além dos esforços provenientes do solo, uma sobrecarga accidental mínima de 20 kPa, uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno arrimado, salvo casos que venham a ser devidamente justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

Os muros de flexão devem ser dimensionados similarmente aos muros de gravidade, atendendo aos mesmos critérios, porém sendo acrescida a necessidade de verificação de estabilidade estrutural das peças do material constituinte.

Santana (2006) relata que, em visitas às cidades da região metropolitana do Recife, verificou-se somente a existência de obras de contenção passiva, opondo-se ao empuxo do solo pelo peso próprio da estrutura. A estrutura de estabilização de encostas mais encontrada pelo mesmo autor é o muro de concreto ciclópico, o qual foi constatada a aplicação nos 11 municípios visitados, Figura 15.

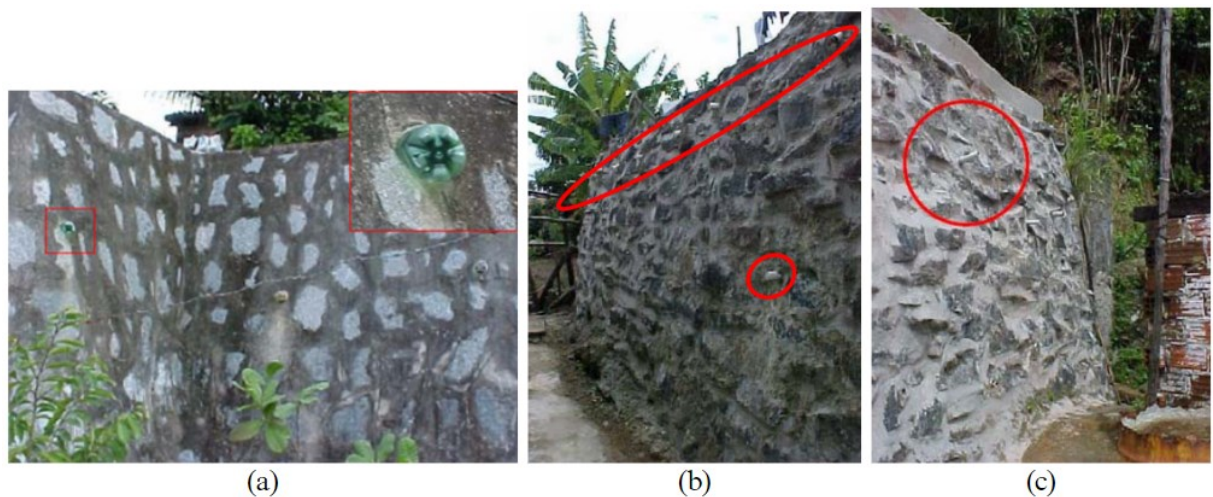
Figura 15 – Muro de concreto ciclópico em (a) São Lourenço, (b) Moreno e (c) Igarassu



Fonte: Santana (2006)

Ainda de acordo com Santana (2006), a principal patologia observada associada ao muro de concreto ciclópico é a ausência de drenagem, Figura 16.a, sendo, até mesmo, comum encontrar essas estruturas construídas sem a presença de canaletas, ou outras micro drenagens como valetas e calhas. Também foram notados barbacãs mal instalados, como inclinados para cima ou instalados na parte superior do muro, Figura 16.b e Figura 16.c.

Figura 16 – Barbacãs (a) obstruídos e (b) (c) mal posicionados



Fonte: Santana (2006)

Vários são outros exemplos de muros de concreto ciclópico, como os presentes na Figura 17, localizados nos bairros Linha do Tiro e Passarinho, na cidade do Recife.

Figura 17 – Muros de concreto ciclópico nos bairros de (a) Linha do Tiro e (b) Passarinho na cidade do Recife-PE



Fonte: (a) Secretaria de Infraestrutura do Recife (2020); (b) O autor (2023)

Assim como observado por Santana (2006), o autor deste trabalho também identificou problemas no sistema de drenagem dos muros de arrimo, desta vez no bairro do Passarinho, Recife-PE, Figura 18.a. Durante a visita, verificaram-se tanto obstruções naturais quanto bloqueios intencionais realizados pela população em algumas dessas estruturas. Esses bloqueios eram motivados por razões particulares, como a tentativa de evitar a presença indesejada de água na parte traseira das residências.

Outro problema constatado, na mesma localidade, foi o desmoronamento de parte do muro de arrimo devido obras realizadas pelo morador da residência no nível inferior do muro com objetivo de aumentar a área disponível na frente da casa, Figura 18.b. Tal fato alerta sobre possíveis problemas em estruturas de contenção devido falta de conhecimento de alguns moradores sobre manutenção adequada dessas obras.

Figura 18 – Patologias em muros de arrimo no bairro do Passarinho, Recife-PE



Fonte: O autor (2023)

Outra patologia encontrada foi erosão acima de um muro de arrimo, Figura 19, necessitando, nesse caso, de um tratamento global com proteção superficial.

Figura 19 – Encosta danificada com muro de arrimo no bairro do Passarinho, Recife-PE



Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

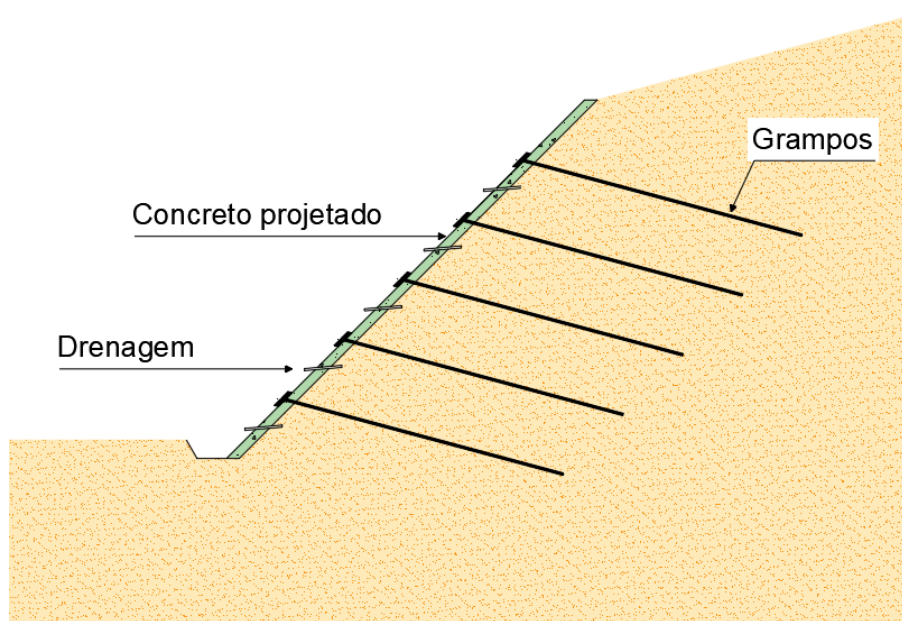
2.5.3 Solo Grampeado

O grampeamento do solo é uma técnica de estabilização de solos que inclui a inserção de elementos de reforço lineares passivos, semirrígidos e resistentes à flexão composta, denominados grampos, horizontalmente ou inclinados no maciço a ser estabilizado, de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento. Esses elementos podem ser barras ou tubos de aço, assim como barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular (Ortigão *et al.*, 1993).

Adicionalmente, segundo a NBR 16920:2021 – Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados, o termo “solo grampeado” refere-se à aplicação de reforços resistentes à tração em maciços, de forma a se obter um compósito com melhores características mecânicas. Destaca-se a diferença entre grampo e ancoragem, uma vez que os grampos são agentes passivos, ou seja, atuam somente quando há o deslocamento da massa (Lacerda, 2023).

Dentre os casos de aplicação do grampeamento do solo, comumente essa técnica é aplicada para estabilizar taludes naturais, contenção de escavações temporárias ou permanentes e recuperação de estruturas de contenção como cortinas de terra armada, muros de concreto armado e cortinas atirantadas (Lima, 2002). Na Figura 20 está presente uma representação do solo grampeado.

Figura 20 – Solo grampeado



Fonte: O autor (2024)

A aplicação da técnica de solo grampeado geralmente inclui a projeção de concreto (paramento) e a instalação de estruturas de drenagem. Nos projetos, a resistência do concreto especificada costuma ser da ordem de 20 MPa. O paramento tem a função de proporcionar estabilidade local, protegendo o talude contra processos localizados de erosão superficial, enquanto a drenagem contribui para a estabilidade global e local do maciço (Gerscovich *et al.*, 2005) (Solotrat, 2023) (Pitta, Souza e Zirlis, 2013).

Os grampos são constituídos pelo chumbador envolvido em uma calda de cimento, sendo o primeiro o elemento estrutural do grampo, responsável por resistir aos esforços de tração e cisalhamento. Em geral, são moldados no local da obra, através das operações de perfuração e fixação de armação com injeção de calda de cimento sob pressão (Solotrat, 2023).

De acordo com a NBR 16920-2:2021, diversos tipos de grampos podem ser adotados, diferenciando-se pelas técnicas de instalação, eficiência mecânica e durabilidade. Entre os tipos de grampo estão:

- Grampos perfurados e preenchidos com material ligante: consiste na perfuração do solo com diâmetros que variam de 75 mm a 150 mm, com barras de aço ou outros elementos resistentes à tração introduzidos no furo, com preenchimento da bainha com calda de cimento ou outro material ligante;
- Grampos autoperfurantes: grampos não reinjetados, constituídos por elemento monobarra vazado, cuja perfuração é realizada com sua própria barra e acessórios, e injetado simultaneamente com calda de cimento ou outro fluido ligante. Os acessórios de perfuração ficam incorporados ao grampo;
- Grampos cravados: barras de aço cravadas no maciço, sendo comumente de seção circular ou cantoneiras. Nestes grampos, não há bainha. A necessidade de proteção contra corrosão deve ser justificada com a previsão de espessuras de sacrifício.

No Brasil, é comum o uso de grampos feitos de aço, do tipo CA-50, com diâmetros entre 10 mm e 41 mm, em especial entre 10 mm e 25 mm, e diâmetros do furo entre 75 mm e 100 mm (Solotrat, 2023) (Lima, 2002) (Gondim, 2018).

Esses dados são corroborados por trabalhos presentes na literatura. Gerscovich *et al.* (2005) consideraram em seu trabalho grampos em barras de aço de 25 mm de diâmetro e perfuração de 75 mm de diâmetro. Também se adotou uma parede de concreto com 100 mm de espessura. Em Pereira Filho *et al.* (2020) foram adotados grampos com barras de aço de 20 mm

de diâmetro, tipo CA-50, e diâmetro de perfuração de 75 mm. Adicionalmente, adotaram-se módulos de elasticidade de 34,4 GPa e 24,1 GPa para o grampo e paramento, respectivamente.

Gondim (2018) utilizou grampos com diâmetro de 20 mm e perfurações com 100 mm de diâmetro. Também se adotou módulos de elasticidade para o aço de 210 GPa, para a injeção de 14,26 GPa e de 22,09 GPa para o grampo.

Embora não seja o tipo de estrutura de estabilização, dos três elencados e descritos deste trabalho, mais comum na Região Metropolitana do Recife, há alguns exemplos de solo grampeado no local. De acordo com informações de notícias divulgadas pela prefeitura do Recife entre 2023 e 2024, exemplos de estruturas de solo grampeado construídas nos últimos anos estão presentes nos bairros Córrego do Jenipapo, Água Fria, Ibura, Nova Descoberta, Coqueiral e Barro. O exemplo do solo grampeado no Córrego do Jenipapo está presente nas Figura 21 e Figura 22.

Figura 21 – Visão detalhada do solo grampeado no Córrego do Jenipapo



Fonte: Assis (2024)

Figura 22 – Visão ampla do solo grampeado no Córrego do Jenipapo



Fonte: O autor (2024)

3 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho foi estruturada em cinco etapas, descritas a seguir:

- Primeira etapa: Apresentação e justificativa dos cenários a serem analisados, incluindo a descrição dos programas computacionais utilizados para as simulações e modelagens.
- Segunda etapa: Descrição da região escolhida como referência para a análise, com sua localização geográfica e a caracterização geotécnica detalhada do solo realizada ao longo do projeto Morro de Vontade. Nesta etapa, também foram abordados os aspectos geológicos da área de estudo.
- Terceira etapa: Realização da modelagem da seção de talude sem estruturas de estabilização, utilizando os métodos do Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos. A modelagem foi baseada nos dados obtidos na caracterização geotécnica, com a inclusão de condições de contorno, como precipitações. Os valores utilizados foram justificados a partir de referências bibliográficas e registros pluviométricos da região.
- Quarta etapa: Modelagem das estruturas de estabilização, utilizando o programa de elementos finitos escolhido. O dimensionamento das estruturas foi realizado com base nos dados e metodologia apresentada nas etapas anteriores.
- Quinta etapa: Apresentação das modelagens dos taludes com as estruturas de estabilização. A análise dos resultados permitiu avaliar a eficácia das soluções adotadas para a estabilização das encostas.

Essa abordagem metodológica visa fornecer uma análise detalhada da influência mecânica e hidráulica das estruturas de estabilização na segurança de taludes, com base em dados geotécnicos e simulações computacionais.

Os dados presentes acerca de topografia, cartografia, caracterização geotécnica e investigação do subsolo foram produtos do Projeto de Prevenção, Preparação e Mitigação de Desastres Decorrentes de Precipitações Intensas, financiado pela FACEPE, Edital N° 21/2022, também conhecido como projeto “Morro de Vontade”, a qual contou com a participação de grupos de diversas áreas da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), como de geotecnia, a qual o presente autor fez parte.

Todos os ensaios de laboratório presentes neste trabalho foram realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação Geotécnica da UFPE – Universidade Federal de Pernambuco, na cidade do Recife-PE.

3.1 CENÁRIOS E PROGRAMAS UTILIZADOS

Objetivando-se analisar as influências e comportamentos mecânicos de diferentes estruturas de estabilização na estabilidade de um talude, foram realizadas as análises descritas na Tabela 5. De modo a guiar o leitor nas possíveis diferenças de valores entre o fator de segurança tradicional (FS) e o Fator de Redução de Resistência (SRF, *strength reduction factor*), também foi realizada uma comparação entre os resultados de fator de segurança dos métodos do Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos da seção escolhida sem a presença de estrutura de estabilização.

Tabela 5 – Cenários analisados no trabalho

Análise	Método	
	MEL	MEF
Sem estrutura de estabilização	X	X
Com tela argamassada		X
Com muro de arrimo		X
Com muro de arrimo e tela argamassada		X
Com solo grampeado		X

Fonte: O autor (2024). Legenda: MEL – Método do Equilíbrio Limite; MEF – Método dos Elementos Finitos.

As análises citadas foram realizadas para as condições do solo nas umidades natural e após ser submetido a um regime de chuva, que será apresentado posteriormente, em ambos adotando-se a resistência não saturada do solo, e para a condição de umidade natural, porém sem considerar a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento.

A condição de solo na umidade natural refere-se ao estado de saturação presente imediatamente antes da introdução das chuvas nas simulações. Enquanto isso, após simulação de chuvas, o fator de segurança será calculado para o solo com a saturação resultante da simulação de todos os dias de chuvas estabelecidos. E, por fim, a condição de umidade natural, porém sem consideração da sucção, corresponde ao estado mais crítico do solo, o qual é sem conter as poropressões negativas, ou sucção, como no solo saturado. Não se denominou esse último cenário de saturado devido não consideração de um solo exatamente saturado, o qual implicaria em um peso específico diferente do solo.

Para a análise pelo Método do Equilíbrio Limite foi utilizado o programa *Slide2*, enquanto para o Método dos Elementos Finitos foi utilizado o RS2, ambos pertencentes à

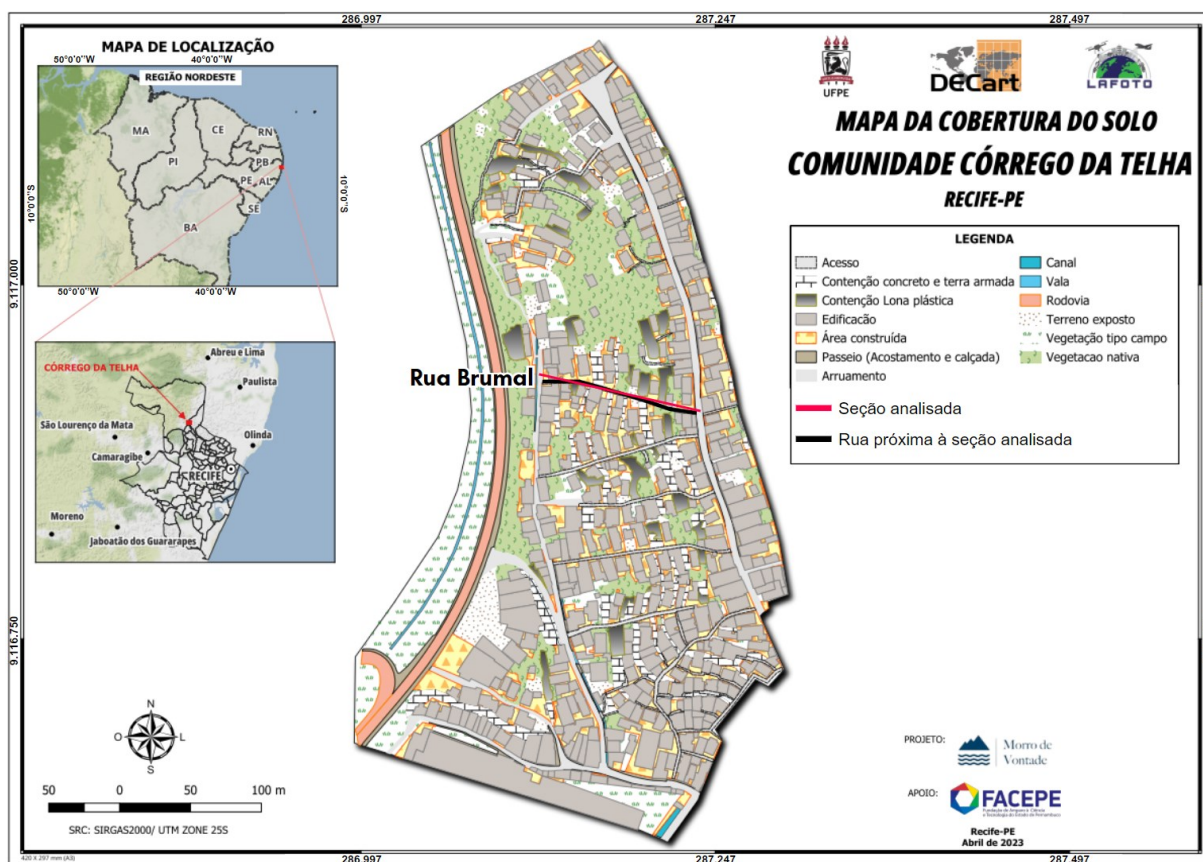
empresa *Rocscience*. No RS2 foram adotados os critérios de convergência de energia e força absoluta.

O *Slide2*, para a análise de fluxo, também faz uso do Método dos Elementos Finitos. Então, em uma análise conjunta no *Slide2*, como com a introdução de chuva, as poropressões serão provenientes do MEF e as análises de superfície de deslizamento utilizam o MEL.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

De modo a analisar a influência de estruturas de estabilização de encostas na Região Metropolitana do Recife, foi escolhida uma encosta presente na zona norte da cidade do Recife, na comunidade Córrego da Telha, bairro Passarinho, como referência para caracterização geotécnica, a qual foi a área de estudo do projeto Morro de Vontade. A seção que teve as análises de estabilidade realizadas é pertencente à rua Brumal, Figura 23.

Figura 23 – Localização da seção analisada



Fonte: Adaptado de Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

3.2.1 Aspectos geológicos

A geologia da Região Metropolitana do Recife, a qual está situada a área utilizada para estudo deste trabalho, é composta pelas rochas do embasamento cristalino, de idade proterozoica, sedimentos das bacias sedimentares costeiras Pernambuco e Paraíba, do Fanerozoico, sobrepostos pelos sedimentos inconsolidados de idade neógena à recente, Anexo A (Pfaltzgraff, Torres e Costa, 2022). O Córrego da Telha está situado em uma geologia composta por arenitos e conglomerados do Grupo Barreiras e sedimentos aluvionares recentes, Anexo B.

O Grupo Barreiras, ou Formação Barreiras, encontra-se sobre o embasamento cristalino e as unidades sedimentares cretáceas. Este grupo tem a composição caracterizada por depósitos de areias grossas, intercaladas por estratos rítmicos de areia fina e/ou argila. Também é importante destacar que sua ocorrência é presente em regiões de elevada declividade nas bordas dos tabuleiros, forma morfológica típica dessa unidade na Região Metropolitana do Recife. Isso contribui, juntamente com suas características granulométricas e mineralógicas, para que essa unidade geológica seja responsável por grande número de deslizamentos e erosões que evoluem para voçorocamentos, apresentando grande perigos para áreas urbanas (Pfaltzgraff, Torres e Costa, 2022) (Pfaltzgraff, 2007).

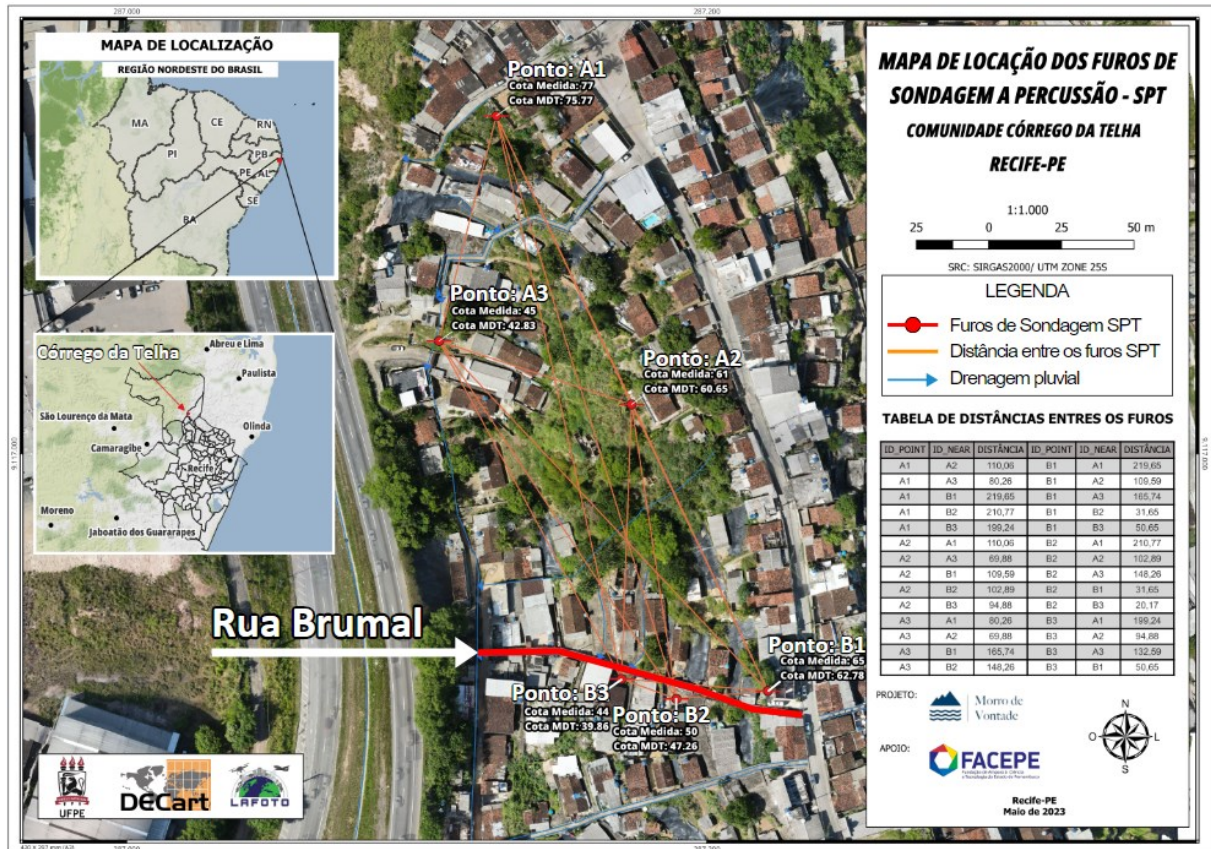
Segundo Alheiros *et al.* (2003), a maior incidência de deslizamentos e erosões na Região Metropolitana do Recife é observado Grupo ou Formação Barreiras, particularmente nas cidades do Recife, Camaragibe, Olinda e Jaboatão dos Guararapes, devido essas áreas terem sido adensadas por meio de ocupações espontâneas ou informais.

3.2.2 Investigação do subsolo

A investigação do subsolo foi realizada através do projeto Morro de Vontade nas ilhas de investigação A e B por meio de sondagens de simples reconhecimento com determinação do N_{SPT} , seguindo as diretrizes da NBR 6484:2020 – Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Em cada uma dessas áreas foram feitas sondagens nas alturas de topo, meio e próximo ao sopé da encosta, Figura 24. As coordenadas e profundidade de cada furo realizado estão presentes na Tabela 6 e os resultados de N_{SPT} estão resumidos na Figura 25. Os dados completos das sondagens de simples reconhecimento estão presentes no Anexo C. O perfil da rua Brumal com a representação dos resultados de N_{SPT} dos

ensaios de sondagem da ilha de sondagem B, que apresenta um alinhamento dos furos com a rua, está presente na Figura 26.

Figura 24 – Localização dos furos de sondagem



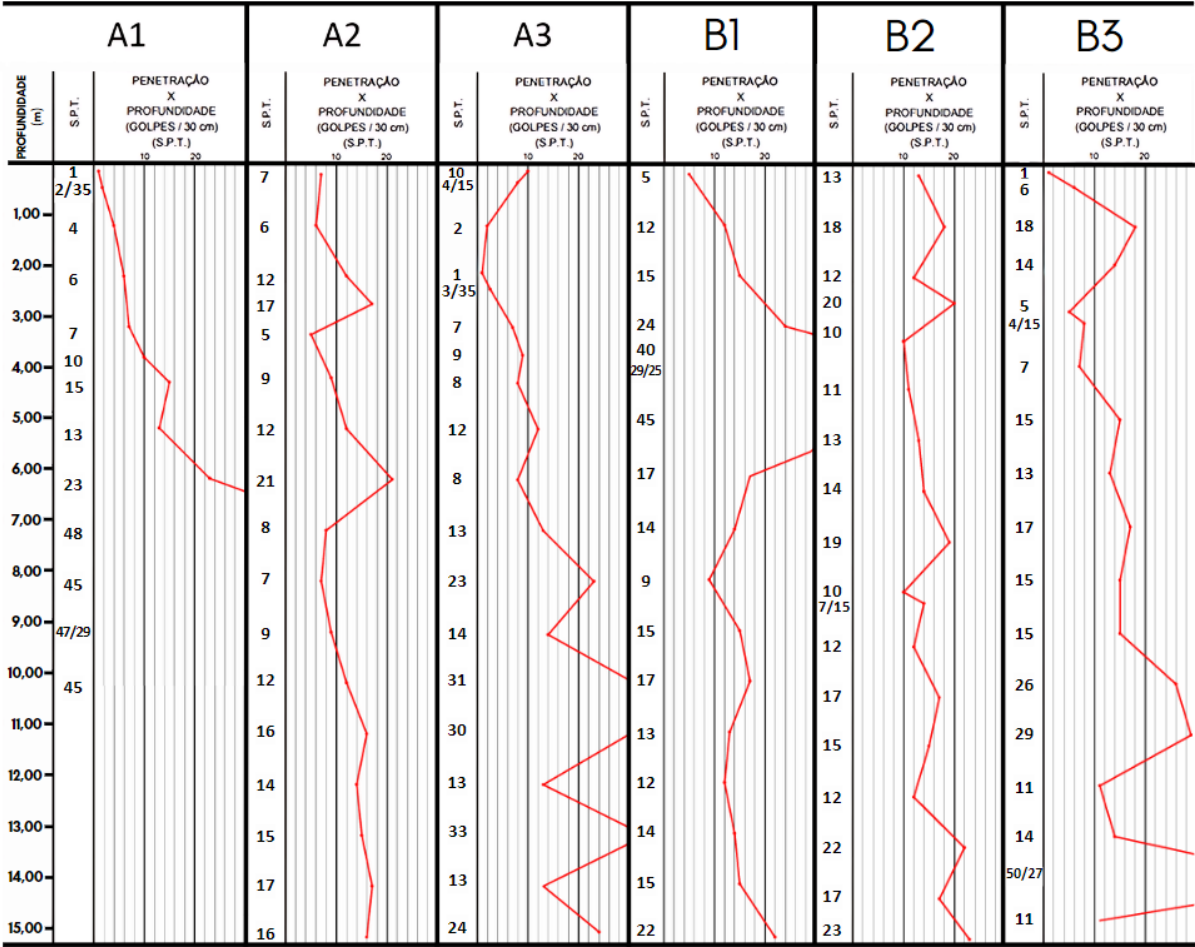
Fonte: Adaptado de Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Tabela 6 – Coordenadas e profundidade dos furos de sondagem

Furos	Coordenadas (UTM)	Profundidade (m)	Cota (m)
A1	287.127,3E; 9.117.116,7S 25M	10,30	+77,00
A2	287.174,0E; 9.117.017,0S 25M	15,45	+61,00
A3	287.107,6E; 9.117.038,9S 25M	15,35	+45,00
B1	287.221,0E; 9.116.918,0S 25M	15,50	+65,00
B2	287.189,4E; 9.116.915,2S 25M	15,45	+50,00
B3	287.170,5E; 9.116.922,1S 25M	15,10	+44,00

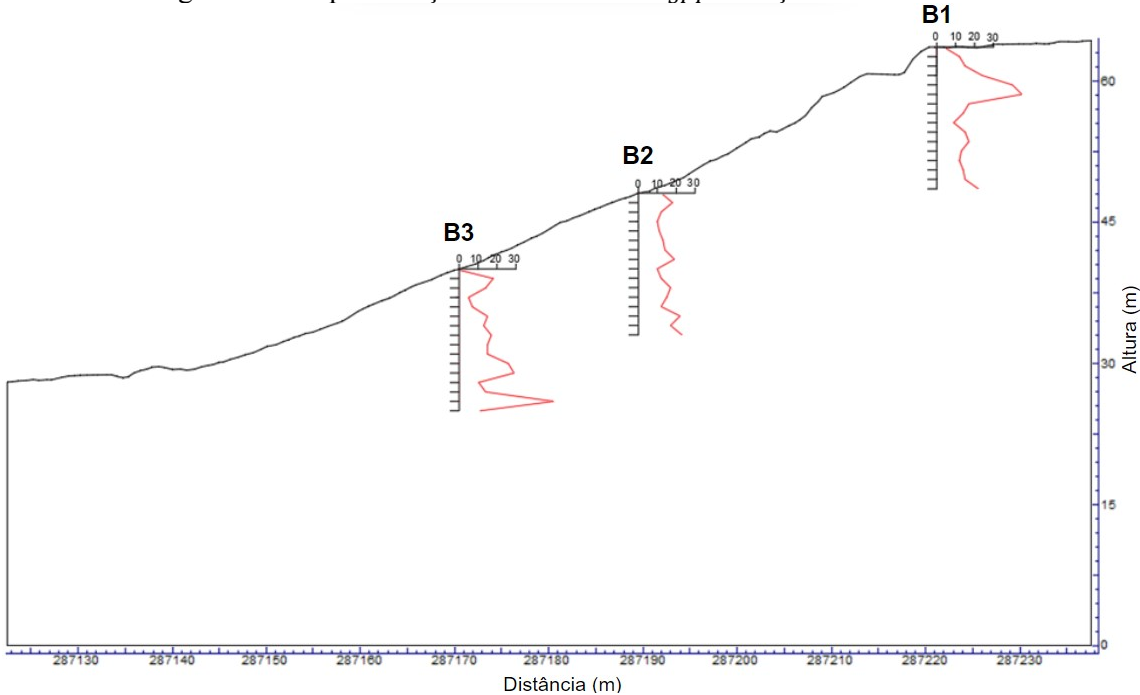
Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Figura 25 – Resumo dos valores de N_{SPT} dos ensaios de simples reconhecimento



Fonte: Adaptado de Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Figura 26 – Representação dos valores de N_{SPT} na seção da rua Brumal



Foram realizadas coletas de amostras indeformadas, em blocos de dimensões 0,40 m × 0,40 m × 0,40 m, através de quatro escavações com profundidade de 1,50 m próximas aos furos A1, A2, B1 e B2. Para isso, seguiram-se as instruções da NBR 9604:2024, reservando-as em caixas confeccionadas em chapas de compensado e envoltas e protegidas por camadas de filmes PVC e filmes de alumínio para combate à perda da umidade natural. Além disso, as amostras foram protegidas contra vibração no transporte com pó de serra de madeira.

Também foram realizadas coletas de amostras indeformadas nos furos de sondagem A3 e B3 para realização de ensaios de cisalhamento direto. Para este caso, foram moldadas in loco as amostras no anel de cisalhamento em alturas próximas à superfície do local.

3.2.3 Caracterização granulométrica

Após coleta de amostras, indeformadas e deformadas ao longo das sondagens, foi realizada no âmbito do projeto a caracterização granulométrica com e sem defloculante, determinado os limites de consistência e densidade real dos grãos, seguindo-se o especificado nas normas NBR 6458:2017, 6459:2017, 7180:2016 e 7181:2018. A partir desses dados foi possível a realização da classificação SUCS dos solos, conforme é mostrado na Tabela 7.

Tabela 7 – Caracterização granulométrica e densidade real dos grãos das amostras ensaiadas

Local	Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação SUCS	Densidade real dos grãos (g/m^3)
A1	Poço (1,20 m)	44	24	20	CL	2,674
	SPT (0,65 - 1,00 m)	42	22	20	CL	2,692
	SPT (1,45 - 2,00 m)	38	19	19	SC	2,677
	SPT (2,45 - 3,00 m)	38	20	18	SC	2,660
	SPT (3,45 - 3,60 m)	39	19	20	SC	2,646
A2	Poço (1,20 m)	49	24	25	CL	2,677
	SPT (0,45 - 1,00 m)	55	25	30	CH	2,674
	SPT (1,00 - 1,45 m)	49	24	25	CL	2,674
	SPT (1,45 - 2,00 m)	42	20	22	SC	2,653
A3	SPT (0,45 - 1,00 m)	35	18	17	SC	2,653
	SPT (1,00 - 2,00 m)	37	19	18	SC	2,649
	SPT (2,65 - 3,00 m)	48	30	18	CH-CL	2,660
B1	Poço (1,20 m)	32	18	16	SC	2,670
	SPT (0,00 - 1,00 m)	39	20	19	SC	2,660
	SPT (1,00 - 2,00 m)	56	27	29	CH	2,732
	SPT (2,00 - 3,00 m)	62	27	35	CH	2,729
B2	Poço (1,20 m)	48	21	27	CL	2,685
	SPT (0,45 - 1,00 m)	64	32	32	CH	2,747
	SPT (2,55 - 3,00 m)	46	22	24	CL	2,688

	SPT (1,45 - 1,75 m)	68	31	37	CH	2,751
B3	SPT (2,20 - 2,75 m)	27	13	14	SC	2,663
	SPT (3,20 - 3,75 m)	47	27	20	SC-SM	2,681

Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024). Legenda: Poço – amostras indeformadas obtidas a partir de abertura de escavações; SPT – Amostras deformadas obtidas a partir de sondagens de simples reconhecimento.

Nota-se uma intercalação de camadas de areias e argilas, a qual essa característica evidencia a heterogeneidade do solo da região, o que pode resultar em diferentes comportamentos ao longo de uma mesma encosta, tanto no que diz respeito à resistência ao cisalhamento quanto à permeabilidade do solo.

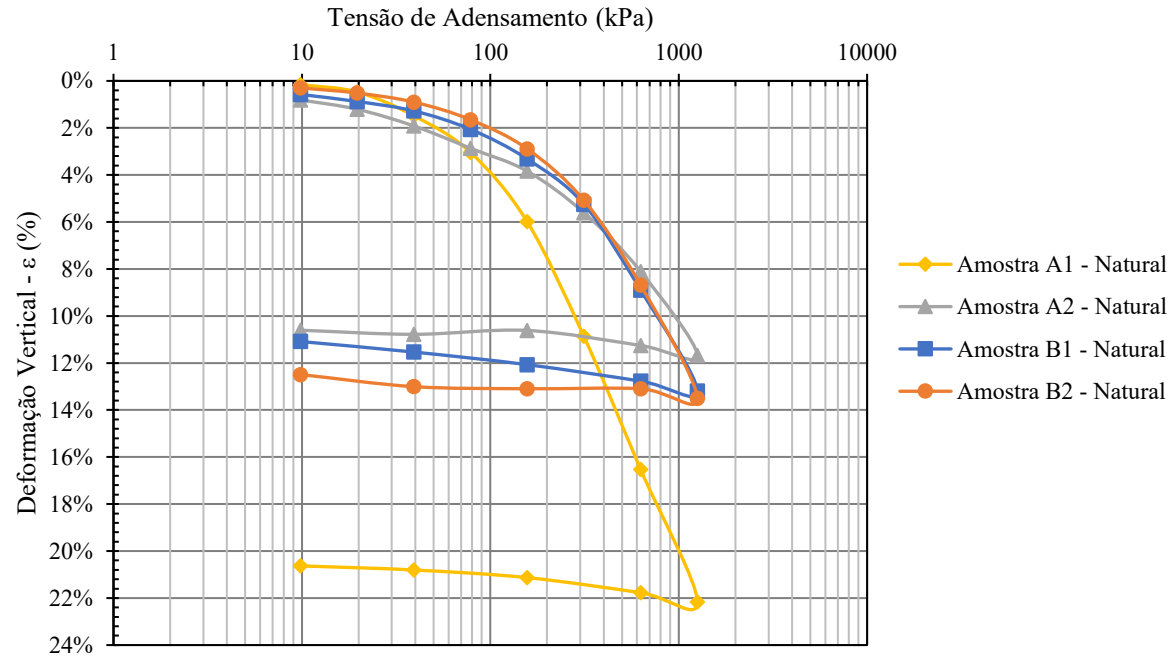
3.2.4 Curva de adensamento

Ainda ao longo do projeto, realizaram-se ensaios edométricos duplos nas amostras indeformadas na umidade natural e com inundação prévia. Na primeira parte do ensaio, aplicaram-se estágios com diferentes cargas e intervalo de 24 horas entre acréscimos de tensão aplicada. Iniciou-se com uma tensão de 10 kPa e, nos estágios subsequentes, um acréscimo de tensão igual a tensão anterior aplicada foi imposta no corpo de prova. Seguiu-se esse padrão até atingir a tensão de 1280 kPa.

No descarregamento, segunda parte do ensaio, as tensões foram 640 kPa, 160 kPa, 40 kPa e 10 kPa com o mesmo intervalo de tempo entre mudança de carga. As medidas de deslocamento vertical foram realizadas com um deflectômetro de sensibilidade de 0,001 mm.

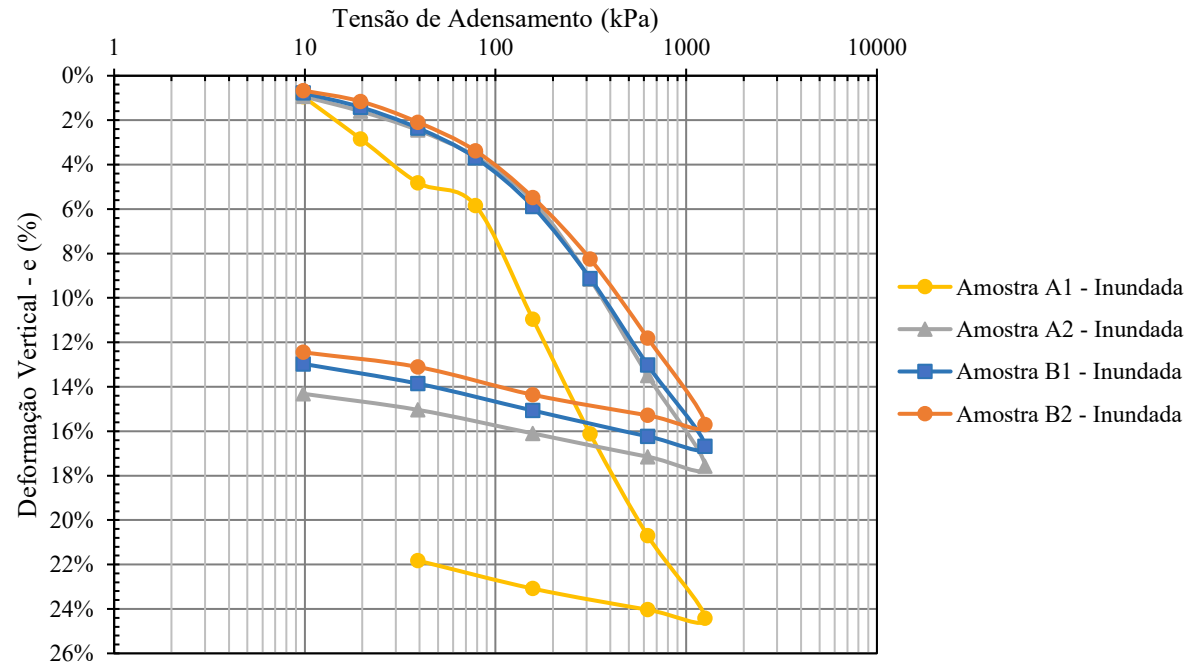
Os corpos de prova, em formato cilíndrico, apresentaram área de 40 cm² e altura de 2 cm. Nas Figura 27 e Figura 28 estão os resultados dos ensaios edométricos, e na Tabela 8 são mostrados os valores das tensões de pré-adensamento, determinados através do método de Pacheco Silva, e os índices de compressibilidade e de descarregamento.

Figura 27 – Resultado do ensaio edométrico para as amostras na condição natural



Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Figura 28 – Resultado do ensaio edométrico para as amostras na condição inundada



Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Tabela 8 – Valores das tensões de pré-adensamento e índices de compressibilidade e de descarregamento das amostras submetidas ao ensaio edométrico

Amostra	Tensão de Pré-Adensamento		Índice de Compressibilidade		Índice de Descarregamento	
	Umidade Natural	Inundado	Umidade Natural	Inundado	Umidade Natural	Inundado
A1	105 kPa	62 kPa	Cc = 0,32	Cc = 0,21	Cs = 0,011	Cs = 0,028
A2	265 kPa	102 kPa	Cc = 0,21	Cc = 0,25	Cs = 0,007	Cs = 0,031
B1	211 kPa	86 kPa	Cc = 0,24	Cc = 0,22	Cs = 0,018	Cs = 0,035
B2	293 kPa	150 kPa	Cc = 0,28	Cc = 0,22	Cs = 0,015	Cs = 0,029

Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

3.2.5 Resistência ao cisalhamento

Para as amostras indeformadas, foram realizados ensaios de cisalhamento direto, na umidade natural e inundado, em condição drenada, para a determinação da coesão, c , e ângulo de atrito, ϕ , dos solos. As amostras eram quadradas de dimensões 10,15 cm $\times$ 10,15 cm $\times$ 4,18 cm, e foram aplicadas tensões normais de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. Seguiu-se o que é instruído na ASTM D3080 – 03 na execução dos ensaios. Os resultados obtidos estão presentes na Tabela 9. No Apêndice A estão presentes os gráficos de tensão $\times$ deformação e envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 9 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

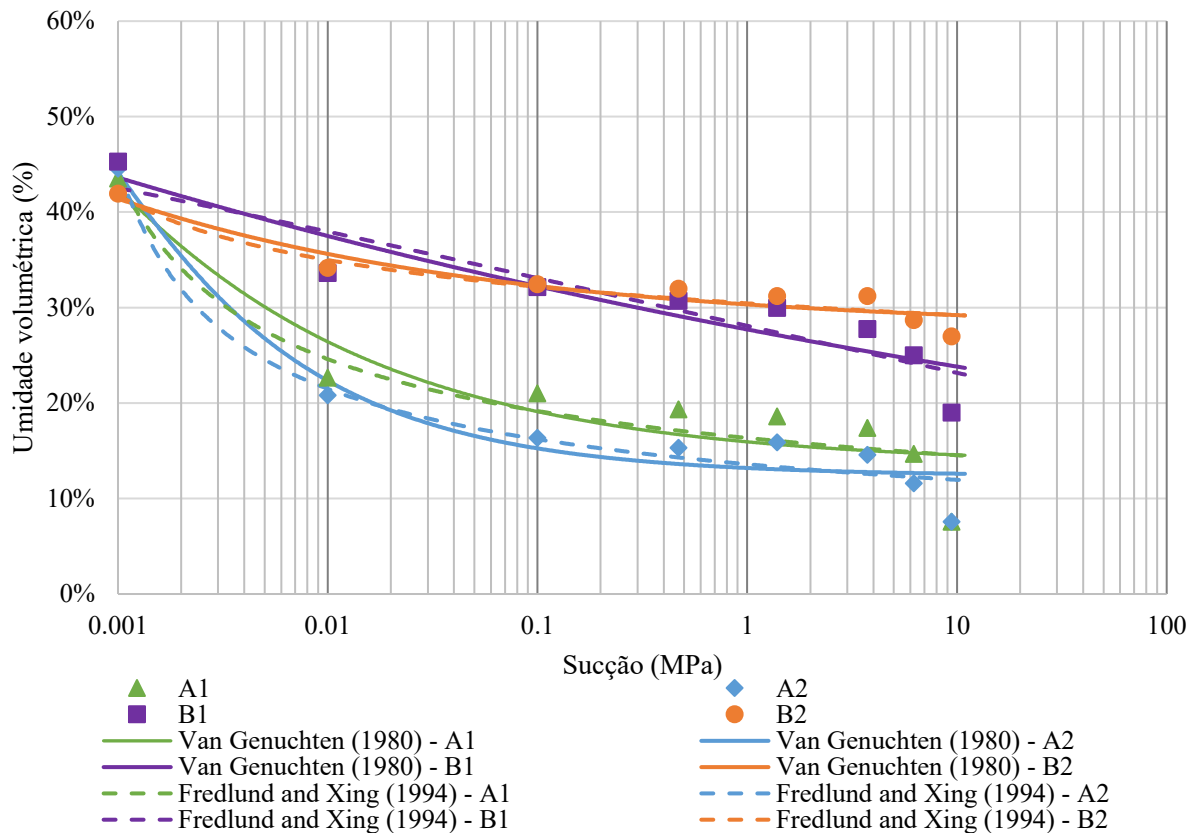
Amostra	Condição umidade natural		Condição inundada	
	c' (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ (°)
A1	32	30	19	29
A2	37	34	18	27
A3	24	29	14	29
B1	38	30	6	29
B2	29	32	3	33
B3	60	28	4	29

Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

3.2.6 Curva característica solo-água

A determinação da relação sucção $\times$ umidade foi realizada através de membrana de pressão e dessecador a vácuo para as amostras A1, A2, B1 e B2. Os dados obtidos estão presentes ao longo do projeto estão presentes na Figura 29.

Figura 29 – Curvas características unimodais dos solos analisados



Fonte: Adaptado de Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Os ajustes das curvas, feitas pelo autor no programa SWRC Fit (Seki, Toride e Van Genuchten, 2023) a partir dos dados fornecidos, inicialmente, foram realizados através do método de Van Genuchten (1980), Equação 11, adotando-se $m = 1 - 1/n$ como sugerido por Mualem (1976), e pelo método de Fredlund e Xing (1994), Equação 12.

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad \text{Equação (11)}$$

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\{\ln[e + (\psi/a_f)^{n_f}]\}^{m_f}} \quad \text{Equação (12)}$$

em que $\theta(\psi)$ é o teor de umidade volumétrica para o valor da sucção ψ correspondente, θ_s o teor de umidade volumétrica do solo saturado e θ_r é o teor de umidade volumétrica residual. α, n, m, a_f, n_f e m_f são parâmetros de ajuste dos modelos e e uma constante irracional igual a 2,71828. Os ajustes obtidos estão presentes na Figura 29, Tabela 10 e Tabela 11.

Tabela 10 – Ajustes de Van Genuchten (1980) para as amostras ensaiadas

Amostra	θ_s	θ_r	α	n	m	R ² (%)	AIC
A1	0,6525	0,1353	4510,3	1,3643	0,26702	88,19	-46,46
A2	0,6675	0,1236	2315,4	1,5388	0,35014	95,06	-52,09
B1	0,6794	0,0000	847130	1,0657	0,06165	85,46	-49,78
B2	0,6285	0,2768	51421	1,2384	0,19251	90,63	-61,79

Fonte: O autor (2024)

Tabela 11 – Ajustes de Fredlund e Xing (1994) para as amostras ensaiadas

Amostra	θ_s	θ_r	a_f	n_f	m_f	R ² (%)	AIC
A1	0,6525	0,0000	0,00045863	2,8667	0,44766	90,42	-46,14
A2	0,6675	0,0000	0,00058474	3,8223	0,47530	96,43	-52,70
B1	0,6794	0,0000	173,71	0,105	4,9816	84,93	-47,49
B2	0,6285	0,0000	0,00030552	9,9695	0,1651	92,30	-61,36

Fonte: O autor (2024)

Porém, as qualidades dos ajustes não foram consideradas boas devido os valores de R² serem de aproximadamente 90%. Prosseguiu-se, então, para a adoção dos ajustes bimodais de Van Genuchten, Equação 13. Nesse contexto, o modelo de contínuo divide a curva de retenção de água bimodal em duas curvas unimodais, representando, respectivamente, as regiões de macroporos e microporos no solo.

$$\theta(\psi) = \theta_r + \left\{ w_1 \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha_1 \psi)^{n_1}]^{m_1}} + (1 - w_1) \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha_2 \psi)^{n_2}]^{m_2}} \right\} \quad \text{Equação (13)}$$

A Equação 13 segue a definição da função de retenção de água (WRF) de solos multimodais, definida pela Equação 14.

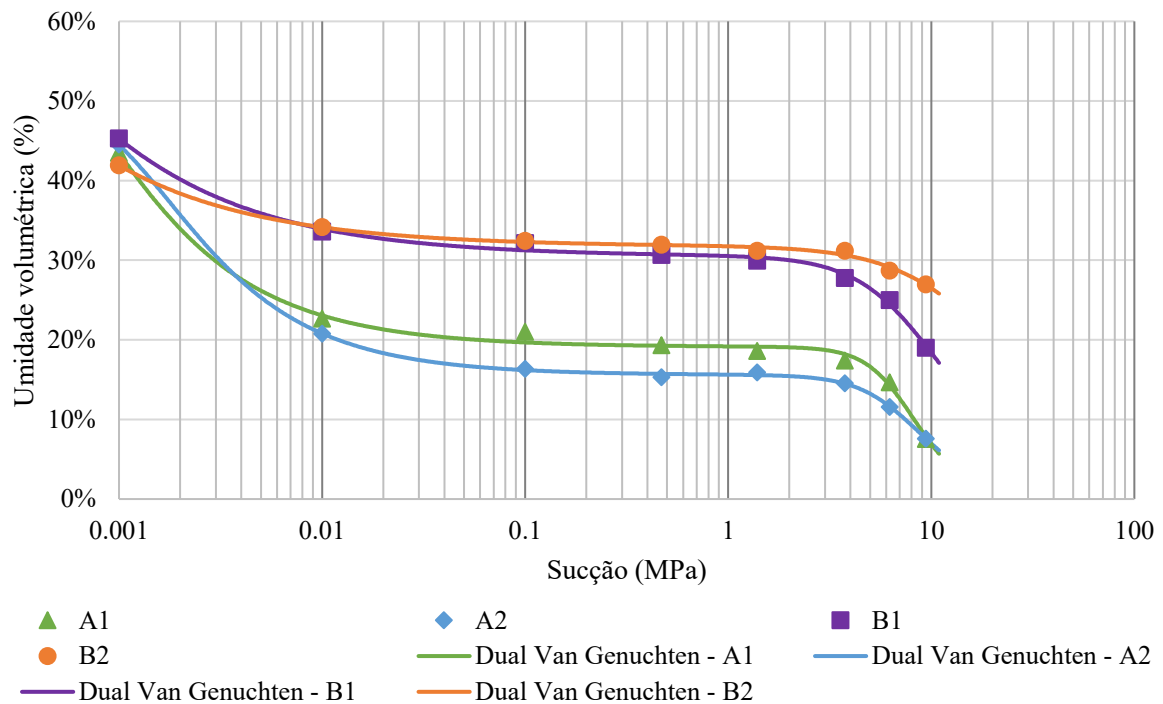
$$S(\psi) = \sum_{i=1}^k w_i S_i(\psi) \quad \text{Equação (14)}$$

no qual k é a quantidade de subsistemas, igual a 2 no caso de função bimodal, e w_i os fatores de peso, com $0 < w_i < 1$ e $\sum w_i = 1$. A subfunção de retenção $S_i(\psi)$ para o caso do ajuste de Van Genuchten (1980) é $S_i(\psi) = [1 + (\alpha_i \psi)^{n_i}]^{-m_i}$. Esse ajuste é equivalente ao realizado por Durner (1994) (Seki, Toride e van Genuchten, 2023). S é a saturação efetiva definida pela Equação 15.

$$S = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad \text{Equação (15)}$$

Os ajustes obtidos na função bimodal de Van Genuchten, Figura 30 e Tabela 12, foram considerados de melhor qualidade conforme os valores de R^2 e AIC (*Akaike information criterion*). O ajuste bimodal permite uma representação mais precisa da distribuição do ar e da água no meio poroso, capturando com maior fidelidade o comportamento de retenção hídrica em diferentes intervalos de sucção.

Figura 30 – Curvas características bimodais dos solos analisados



Fonte: O autor (2024)

Tabela 12 – Ajustes bimodal de Van Genuchten para as amostras ensaiadas

Amostra	θ_s	w_1	α_1	n_1	α_2	n_2	R^2 (%)	AIC
A1	0.6525	0.70729	1826.9	1.8441	0.13292	3.8267	99.59	-69.31
A2	0.5253	0.70347	807.59	1.9322	0.13149	3.054	99,97	-88.02
B1	0.6794	0.5516	3975.8	1.6458	0.11691	2.3238	99,58	-74.13
B2	0.6252	0.49251	5536.5	1.6339	0.068522	1.804	99,48	-80.97

Fonte: O autor (2024)

3.2.7 Permeabilidade do solo

As permeabilidades saturadas das amostras, provenientes dos blocos indeformados dos poços A1, A2, B1 e B2, foram determinadas utilizando o equipamento *Tri-Flex 2*, Figura 31. Os corpos de prova tinham diâmetros de 100 mm e altura variando entre 95 e 127 mm.

Figura 31 – Equipamento *Tri-Flex 2*



Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

O ensaio se deu utilizando pedras porosas e papéis filtros no topo e na base das amostras. Em seguida, colocou-se o solo no permeâmetro de paredes flexíveis com as devidas conexões. Com isso, realizou-se a circulação de água e aplica tensões laterais para remoção de ar das pedras porosas, tubulações e saturação completa do sistema. Após 24h, foi verificada a saturação da amostra. Pressões confinantes de consolidação foram aplicadas por estágio iniciando-se com 25 kPa, valor equivalente à tensão aplicada às amostras pelo terreno natural no local de coleta. Ao ocorrer o adensamento, então determinava-se a permeabilidade do solo saturado. O mesmo aconteceu para tensões de 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa, 125 kPa, 150 kPa e 200 kPa.

Para possibilitar o fluxo através da amostra, aplicou-se uma diferença de pressão entre a base e o topo da amostra de 25 kPa. Mediu-se o tempo necessário para percolação de 5000 mm³ de água através do solo até que fossem registradas três leituras consecutivas iguais. O coeficiente de permeabilidade do solo saturado (K_{sat}) é obtido por meio da Equação 16.

$$K_{sat} = \frac{V H}{A_c T \Delta \sigma} \quad \text{Equação (16)}$$

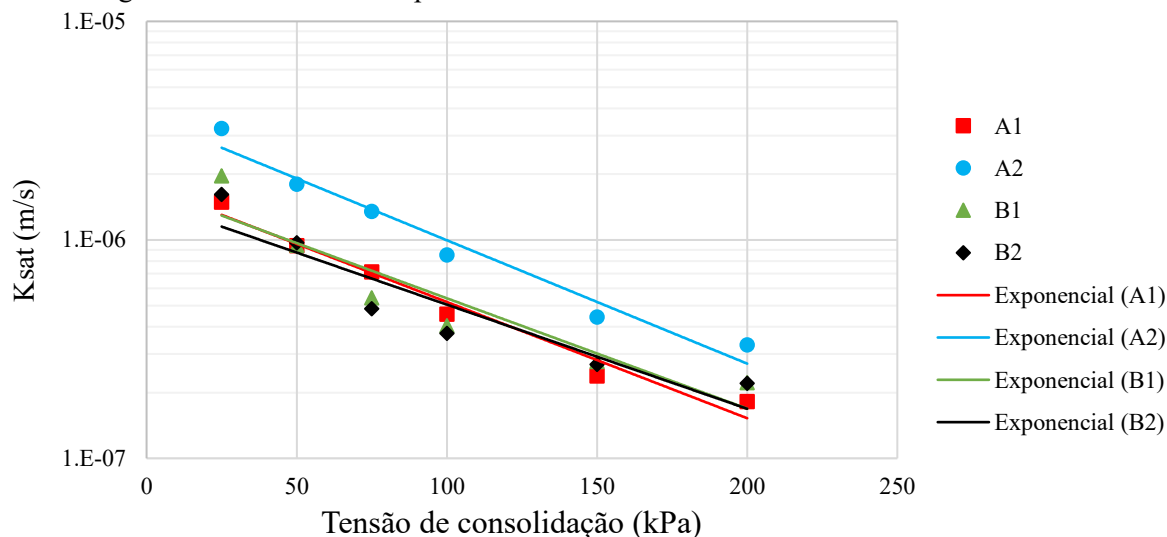
em que V é o volume de água percolado, H é a altura do corpo de prova, A_c a área da superfície do corpo de prova, T o tempo e $\Delta\sigma$ é a variação de pressão expressa em cm de coluna d'água. Os resultados estão presentes na Tabela 13 e Figura 32. Maiores detalhes acerca dos ajustes das retas obtidas estão no Apêndice B.

Tabela 13 – Coeficiente de permeabilidade saturado

Amostra	K_{sat} (m/s)
A1	$1,77 * 10^{-6} e^{-0,012\sigma}$
A2	$3,66 * 10^{-6} e^{-0,013\sigma}$
B1	$1,73 * 10^{-6} e^{-0,012\sigma}$
B2	$1,51 * 10^{-6} e^{-0,011\sigma}$

Fonte: Projeto Morro de Vontade (2024)

Figura 32 – Coeficiente de permeabilidade de acordo com tensão de confinamento



3.3 MODELAGEM DA SEÇÃO REAL

Neste tópico serão exibidas as modelagens realizadas nos programas *Slide2* e *RS2*, exibindo as camadas de solo adotadas e as condições de contorno impostas.

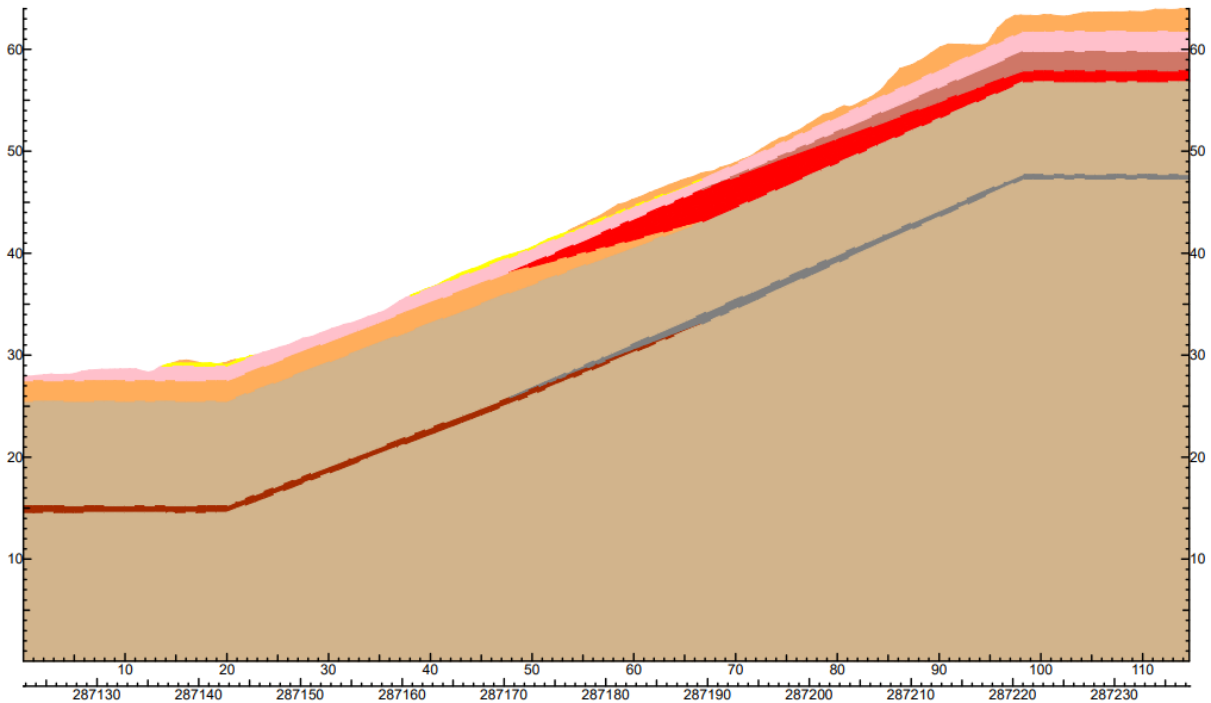
3.3.1 Seções básicas

A partir dos dados dos ensaios de laboratório e das sondagens de simples reconhecimento, foram modeladas as seções a serem analisadas neste trabalho. A Figura 33

apresenta o perfil da rua Brumal, obtida pela equipe de cartografia do projeto Morro de Vontade (Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades, 2024), a qual foi realizada os ensaios de reconhecimento da ilha B, e os materiais, ou camadas, estão identificadas na Tabela 14. As camadas adotadas são as mesmas em ambos os programas utilizados.

As camadas que tiveram amostras submetidas à caracterização granulométrica foram denominadas de acordo com a classificação SUCS realizada. Para as camadas em que isso não foi possível, utilizaram-se denominações feitas na sondagem de simples reconhecimento segundo a identificação tátil e visual do material.

Figura 33 – Seção básica da rua Brumal



Fonte: O autor (2024)

Tabela 14 – Camadas do modelo

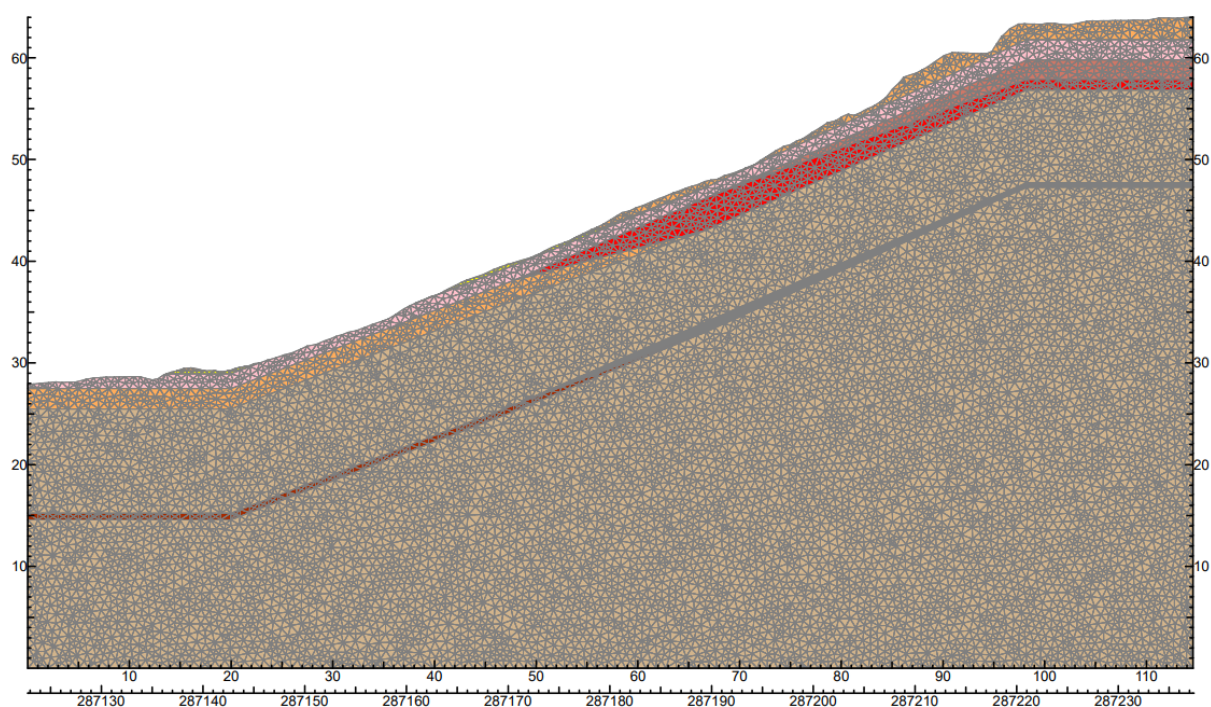
Nome do material	Cor
1 – SC	
2 – CH	
3 – Areia argilosa compacta	
4 – Areia medianamente compacta	
5 – CL	
6 – Silte argiloso muito rijo	
7 – Aterro de areia siltosa	
8 – Areia muito compacta	

Fonte: O autor (2024)

3.3.2 Malha de elementos finitos

Para a criação da malha de elementos finitos no RS2, adotaram-se elementos triangulares de 6 nós. A Figura 34 mostra a malha gerada para a rua Brumal, o qual somou um total de 22428 elementos e 45243 nós.

Figura 34 – Malha de elementos finitos da rua Brumal



Fonte: O autor (2024)

3.3.3 Parâmetros de resistência

Os parâmetros de resistência adotados, Tabela 15, seguiram os resultados encontrados nos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada. Nos solos em que não foram possíveis a realização dos ensaios, utilizaram-se dados presentes em Fontoura (2015), a qual também ensaiou solos da Formação Barreiras, e correlação indicada por Joppert Jr. (2007) a partir dos valores de N_{SPT} de cada camada, Anexo D. Os valores de peso específico natural, γ , também seguiram a mesma metodologia.

Tabela 15 – Parâmetros de resistência adotados para as camadas

Nome do material	Cor	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	Fonte
1 – SC		17,88	6	29	O autor (2023)
2 – CH		18,75	3	33	O autor (2023)
3 – Areia argilosa compacta		20	10	32	Joppert Jr. (2007)
4 – Areia medianamente compacta		19	0	32	Fontoura (2015)
5 – CL		18,32	3	33	O autor (2023)
6 – Silte argiloso muito rijo		20	40	25	Joppert Jr. (2007)
7 – Aterro de areia siltosa		18	4	29	O autor (2023)
8 – Areia muito compacta		20	0	34	Fontoura (2015)

Fonte: O autor (2024)

3.3.4 Parâmetros elásticos

Para a análise pelo Método dos Elementos Finitos, é necessária a adoção de valores de coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade. Os coeficientes de Poisson, ν , foram obtidos por meio da correlação definida por Texeira e Godoy (1996), presente na Tabela 16.

Tabela 16 – Correlação para o coeficiente de Poisson

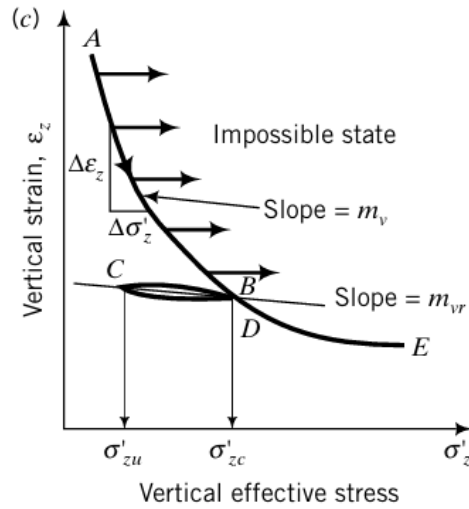
Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996) *apud* Deodato (2022)

Os dois solos realizados ensaios edométricos tiveram seus módulos de elasticidade, E' , obtidos a partir do valor do módulo de elasticidade edométrico, E'_c . Será explicado nos próximos parágrafos como é realizada a obtenção desse dado pelo método indicado.

O declive BC na Figura 35 é denominado módulo de recompressibilidade volumétrica, m_{vr} , e é expresso pela Equação 17.

Figura 35 – Representação de resultado do ensaio edométrico



Fonte: Budhu (2010)

$$m_{vr} = - \frac{(\varepsilon_z)_2 - (\varepsilon_z)_1}{(\sigma'_z)_2 - (\sigma'_z)_1} \quad \text{Equação (17)}$$

A partir da lei de Hooke, é possível saber o módulo de elasticidade através da equação 18. O subscrito *c* denota confinamento, porque o solo está sendo restringido a se adensar apenas em uma direção (consolidação unidimensional).

$$E'_c = \frac{\Delta \sigma'_z}{\Delta \varepsilon_z} = \frac{E'(1 - \nu')}{(1 + \nu')(1 - 2\nu')} \quad \text{Equação (18)}$$

Pode-se reescrever a equação 18 como a equação 19.

$$E'_c = \frac{1}{m_{vr}} \quad \text{Equação (19)}$$

Para os demais solos, utilizaram-se da correlação presente em Joppert Jr. (2007), Anexo D, para obter os módulos de elasticidade a partir do valor de N_{SPT} .

Os parâmetros elásticos adotados em todas as camadas estão indicados na Tabela 17.

Tabela 17 – Parâmetros de rigidez dos solos

Solo	Cor	ν	E' (kPa)	Fonte de E'
1 – SC		0,2	2973,03	O autor (2024)
2 – CH		0,4	7500	Joppert Jr. (2007)
3 – Areia argilosa compacta		0,4	100000	Joppert Jr. (2007)
4 – Areia medianamente compacta		0,4	75000	Joppert Jr. (2007)
5 – CL		0,4	4394,13	O autor (2024)
6 – Silte argiloso muito rijo		0,5	65000	Joppert Jr. (2007)
7 – Aterro de areia siltosa		0,2	40000	Joppert Jr. (2007)
8 – Areia muito compacta		0,4	200000	Joppert Jr. (2007)

Fonte: O autor (2024)

3.3.5 Parâmetros de permeabilidade

Devido a utilização de solos não saturados nos modelos, os parâmetros de permeabilidade adotados seguiram a curva característica solo-água. Seki, Toride e Van Genuchten (2021) propuseram uma relação entre a curva característica bimodal de Van Genuchten e o valor de permeabilidade saturada do solo, equação 20.

$$K_r(\psi) = S(\psi)^p \left(\sum_{i=1}^k w_i \left\{ 1 - \left[1 - S_i(\psi)^{\frac{1}{m_i}} \right]^{m_i} \right\} \right)^r \quad \text{Equação (20)}$$

sendo $S_i(\psi)$ para o modelo de Van Genuchten definida pela equação 21 e $K_r(\psi)$ definido pela equação 22, na qual K é a condutividade hidráulica não saturada, K_s a condutividade hidráulica saturada e K_r é a condutividade hidráulica relativa.

$$S_i(\psi) = [1 + (\alpha_i \psi)^{n_i}]^{-m_i}, m_i = 1 - q/n_i \quad \text{Equação (21)}$$

$$K_r(\psi) = \frac{K(\psi)}{K_s} \quad \text{Equação (22)}$$

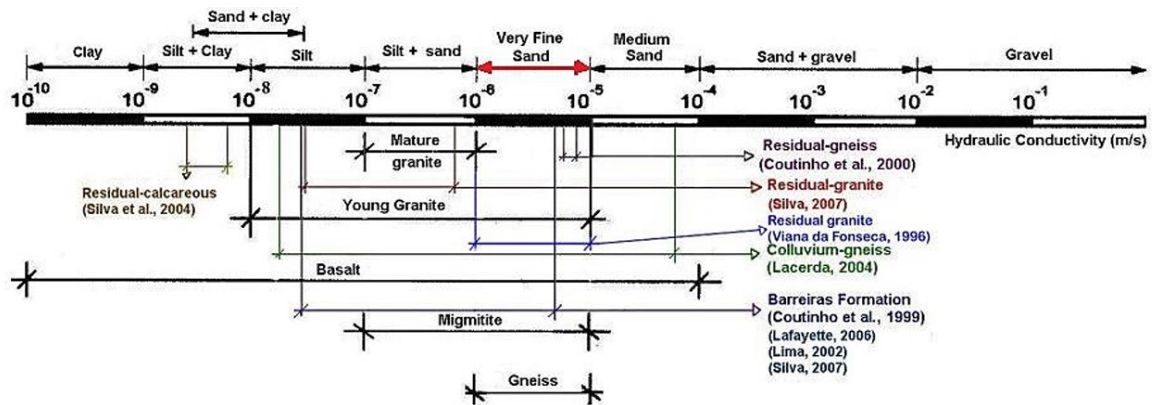
Para o modelo de Mualem, que foi adotado nesse trabalho, assumem-se os valores $p = 0,5$, $q = 1$ e $r = 2$. Os valores de θ_s , w_1 , w_2 , α_1 , α_2 , n_1 e n_2 foram obtidos nos ajustes obtidos no tópico 3.2.7 deste trabalho.

Para determinar a permeabilidade de todos os solos, utilizou-se como base os parâmetros da amostra B1 (SC) para todos os solos arenosos e da amostra B2 (CL) para todos os solos

argilosos. Dessa forma, utilizou-se o ajuste bimodal da amostra B1 para determinar $K_r(\psi)$ das camadas 1, 3, 4, 7 e 8. E para as demais amostras, foi adotado o ajuste obtido para B2. Foi adotada a mesma permeabilidade para as camadas 1 e 7 devido à similaridade desses solos.

Em relação ao valor da permeabilidade saturada, K_s , foram adotados os valores obtidos no ensaio de permeabilidade mostrado no tópico 3.2.7, escolhendo os valores que correspondessem à tensão média que a amostra estava submetida em campo. De modo a validar esses valores, especialmente para as amostras não ensaiadas, foram comparados os coeficientes de permeabilidade saturados adotados com os indicados por Coutinho e Severo (2009) para a Formação Barreiras, Figura 36.

Figura 36 – Permeabilidades saturadas típicas



Fonte: Coutinho e Severo (2009) *apud* Coutinho, Morais e Oliveira (2020)

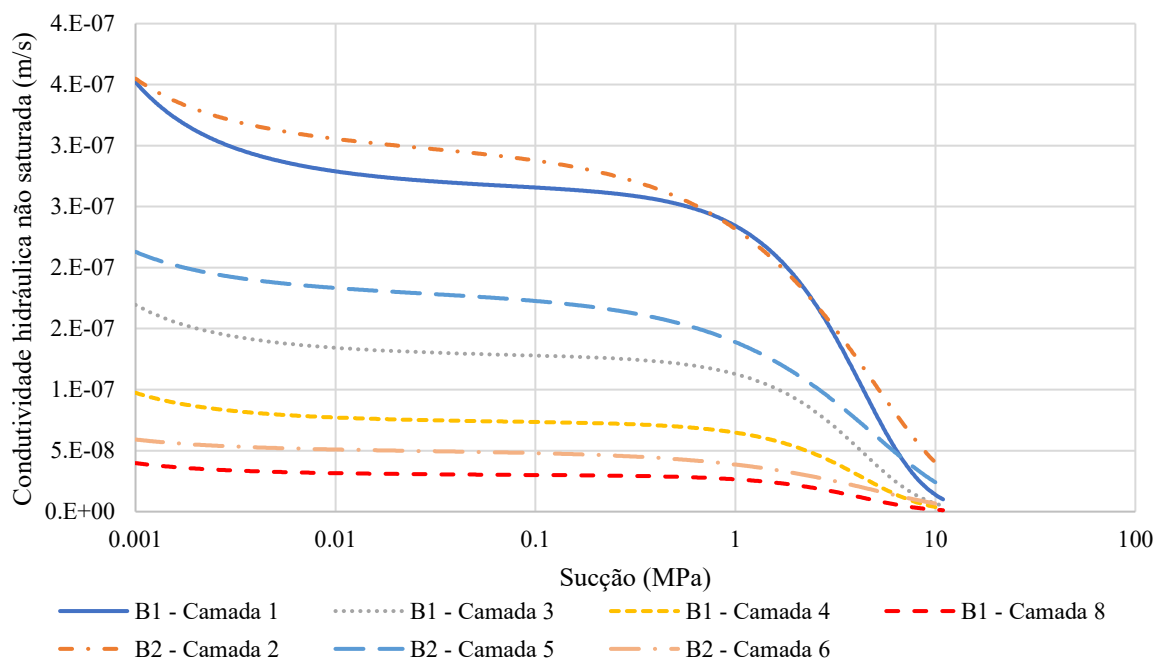
Os valores de coeficiente de permeabilidade saturada e curvas de permeabilidade adotados estão presentes na Figura 37 e Tabela 18.

Tabela 18 – Permeabilidade saturada das camadas do modelo

Camada	1	2	3	4
$K_s(\text{m/s})$	$1,96 \cdot 10^{-6}$	$1,61 \cdot 10^{-6}$	$9,43 \cdot 10^{-7}$	$5,42 \cdot 10^{-7}$
Camada	5	6	7	8
$K_s(\text{m/s})$	$9,68 \cdot 10^{-7}$	$2,69 \cdot 10^{-7}$	$1,96 \cdot 10^{-6}$	$2,21 \cdot 10^{-7}$

Fonte: O autor (2024)

Figura 37 – Condutividade hidráulica dos solos do modelo



Fonte: O autor (2024)

3.3.6 Nível de água

Devido à não identificação do nível de água nas sondagens de simples reconhecimento e à presença de poços artesanais para extração de água em algumas residências da área, as análises foram conduzidas com base na hipótese de que a água se encontrava a uma cota de 10 metros, que está 18 metros abaixo da menor elevação do perfil. Esse valor é semelhante ao encontrado no Alto do Reservatório por Lima (2002), uma região próxima ao local de estudo deste trabalho.

3.3.7 Chuvas adotadas

Wanderley *et al.* (2018), ao investigar as frequências, tendências e o tempo de recorrência dos eventos pluviométricos extremos na cidade do Recife, mostra, para a cidade, um tempo de retorno de cinco anos para eventos de 151,9 mm, de dez anos para eventos de 177,9 mm e vinte anos para eventos de 202,8 mm. Complementarmente, o mesmo estudo indica que um evento com volume de 71 mm tem 90% de chance de ocorrer anualmente, enquanto um evento com volume de 102,9 mm apresenta uma chance de 60% por ano. Já um

evento com volume de 135,6 mm possui uma probabilidade de 30% de ocorrência anual, e, por fim, um evento com volume de 177,8 mm tem apenas 10% de chance de acontecer a cada ano

Dessa forma, foram introduzidas chuvas de 40 mm/dia por cinco dias, em seguida de 71 mm/dia por cinco dias, 102,9 mm por um dia, 135,6 mm por um dia e, por último, de 177,8 mm por um dia de modo a simular épocas de chuvas intensas com probabilidade aproximada de 1 % de chance de ocorrência, Tabela 19. As chuvas de 40 mm entraram no cálculo com probabilidade de 100 % de chance de ocorrência com o intuito de simular uma saturação do solo decorrente de chuvas menos intensas anterior à sequência de eventos descritos. Na Figura 38 e Tabela 19 é possível observar um resumo do regime de chuva escolhido e a probabilidade de ocorrência da sequência adotada a cada aumento de intensidade pluviométrica

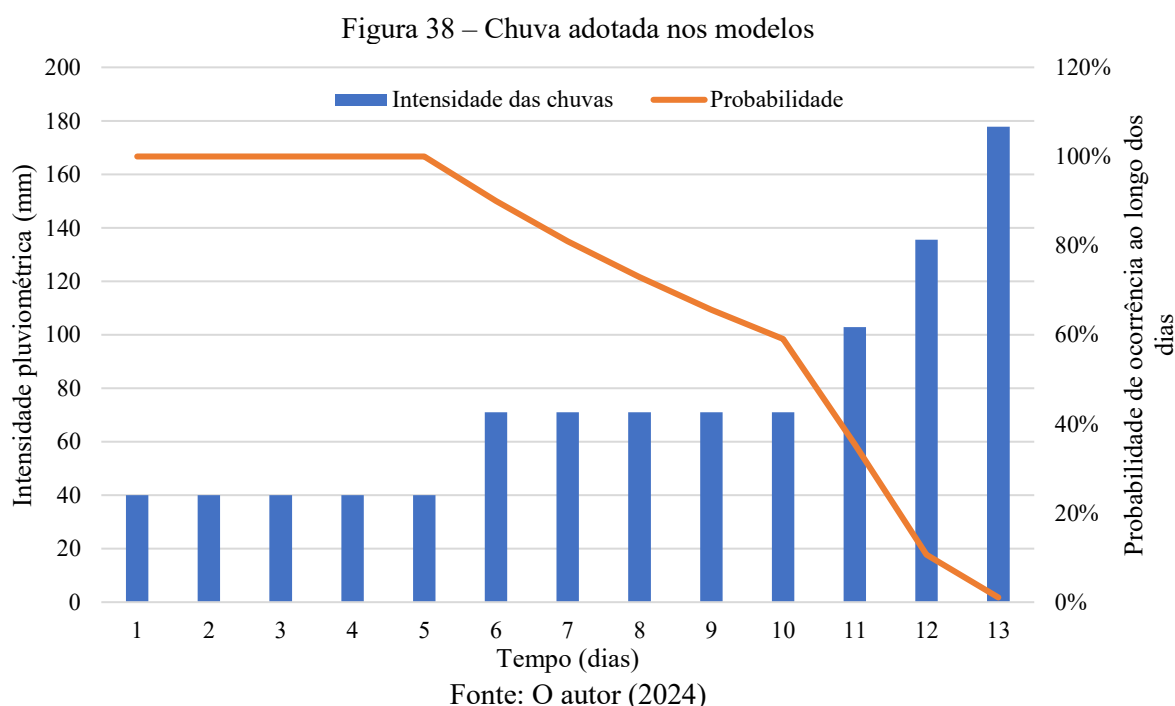


Tabela 19 – Intensidade e probabilidade das chuvas adotadas

Intensidade pluviométrica (mm)	Probabilidade de um evento	Quantidade de dias adotados	Probabilidade da ocorrência do evento em todos os dias adotados	Probabilidade acumulada de todos os eventos juntos
40	100%	5	100.00%	100.00%
71	90%	5	59.05%	59.05%
102.9	60%	1	60.00%	35.43%
135.6	30%	1	30.00%	10.63%
177.8	10%	1	10.00%	1.06%

Fonte: O autor (2024)

3.3.8 Modelos criados no *Slide2* e RS2

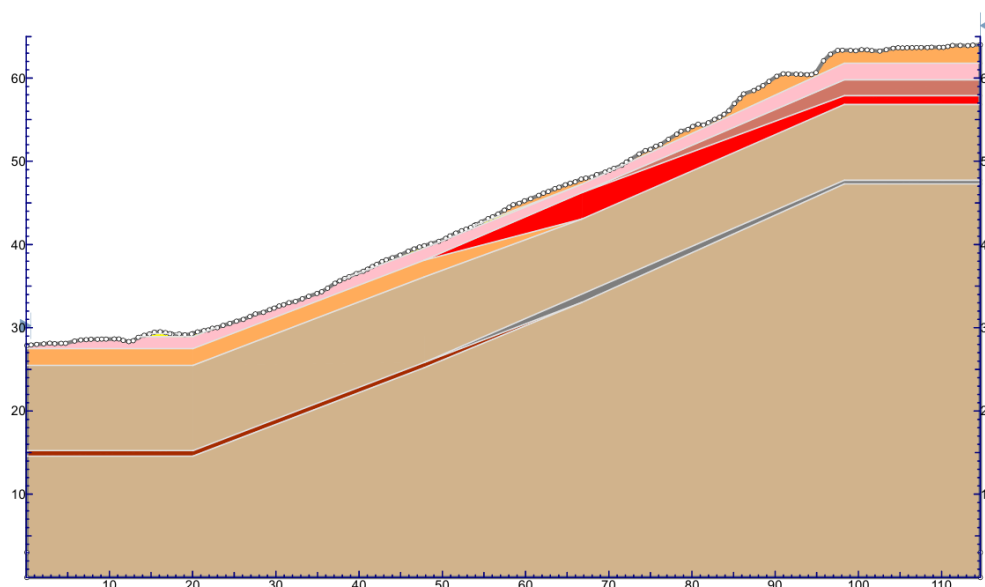
Uma vez vistas as condições de contorno e caracterização geral de uma encosta no bairro de Passarinho, Recife-PE, serão apresentadas, neste momento, as seções geradas para a encosta em questão, da rua Brumal, nos programas utilizados para as análises listadas no item 3.1. Essas seções mostrarão o grau de saturação inicial do perfil ao longo das análises e condições de contorno, em análise de Elementos Finitos, assim como a área de superfície de busca para a análise pelo Método de Equilíbrio Limite.

As análises na condição de umidade natural com resistência de solos não saturados consideram a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo. Enquanto isso, as análises após simulação de chuva levam em consideração a umidade, ou grau de saturação, do solo após o fim da simulação de ocorrência de chuvas, apresentada no item 3.3.7, considerando ainda a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo. E, por último, as análises com teor de umidade natural sem sucção não considera a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo. Utilizou-se a equação proposta por Vanapalli *et al.* (1996) para estimar a resistência ao cisalhamento do solo não saturado.

3.3.8.1 Método do Equilíbrio Limite

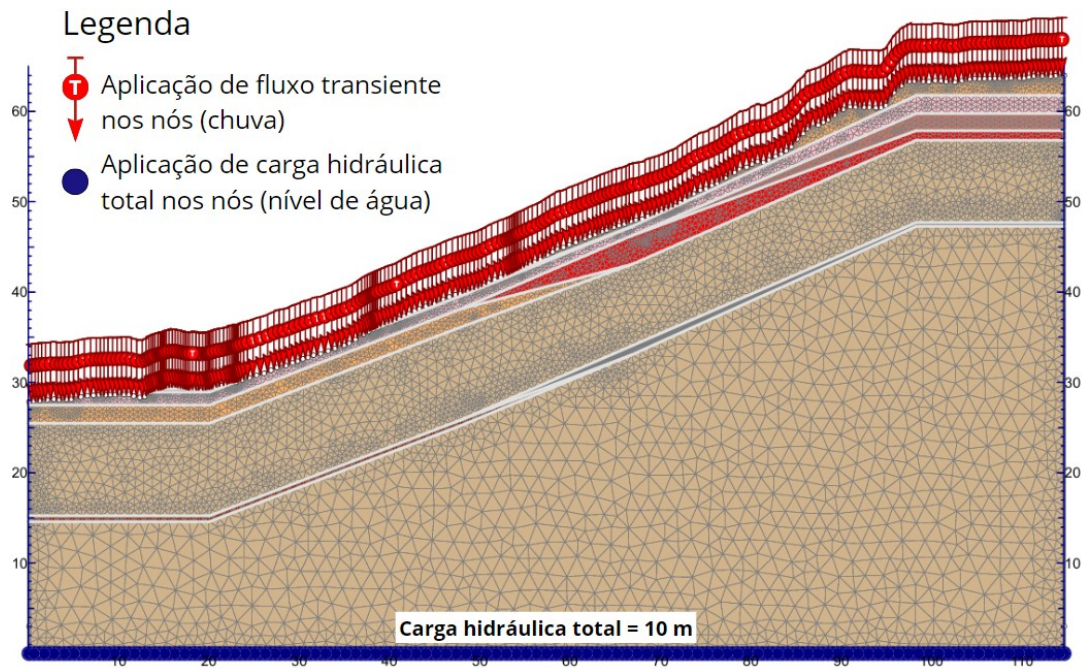
A Figura 39 mostra a área de busca de superfície de deslizamento adotada. A Figura 40 mostra as condições de contorno e malha de elementos finitos, que resultou em um total de 13357 elementos, adotadas para a rua Brumal na análise de fluxo no *Slide2*.

Figura 39 – Área de superfície de busca na rua Brumal no *Slide2*



Fonte: O autor (2024)

Figura 40 – Condições de contorno na rua Brumal no Slide2



Fonte: O autor (2024)

3.3.8.2 Método dos Elementos Finitos

A Figura 41 apresenta o perfil da rua Brumal com as condições de contorno hidráulicas impostas no modelo, sendo estas a introdução de chuva variável com o tempo e o nível de água na cota de 10 metros. O grau de saturação foi calculado automaticamente pelo programa de elementos finitos adotados. A Figura 42 por sua vez apresenta as condições de contorno de deslocamento impostas.

Figura 41 – Perfil da rua Brumal com as condições de contorno hidráulicas

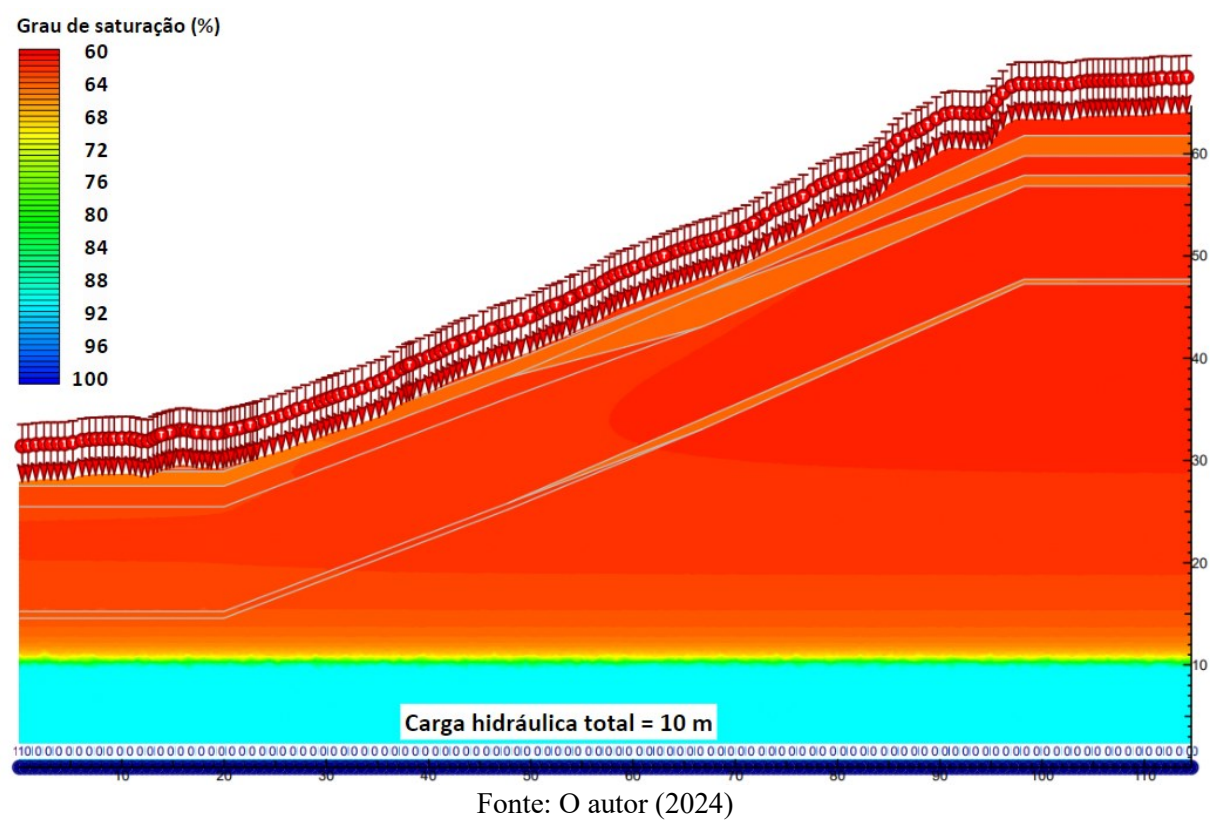
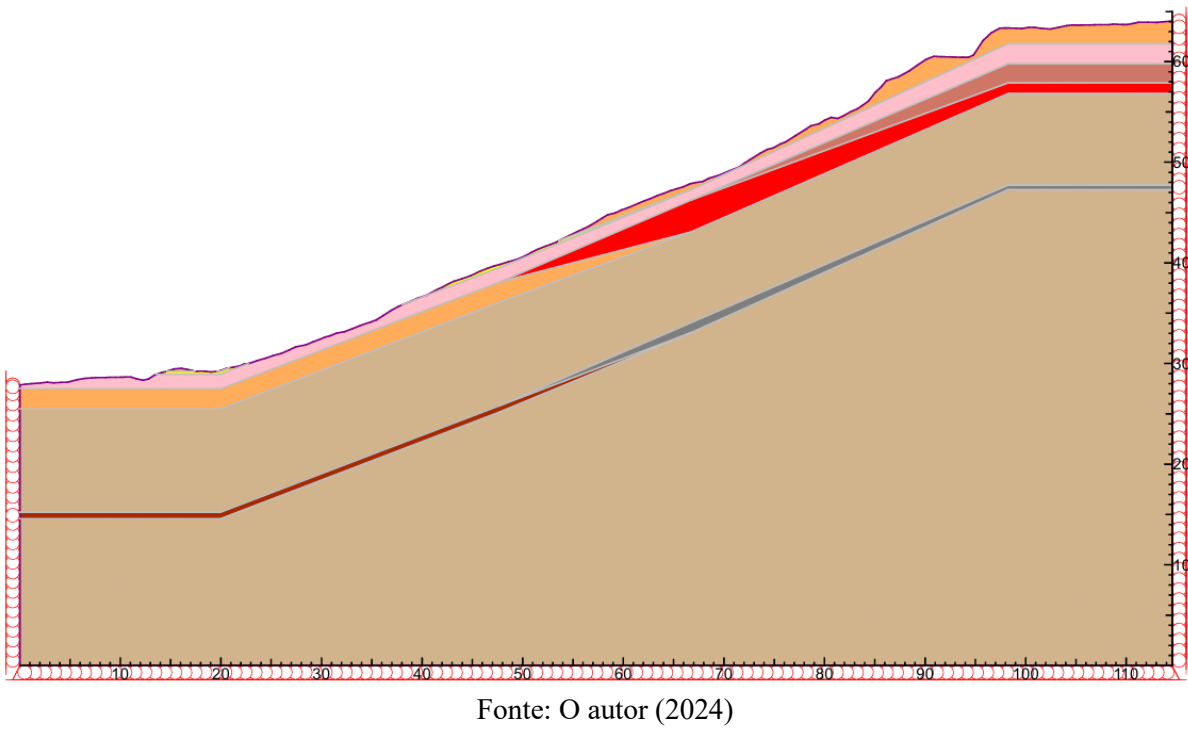


Figura 42 – Perfil da rua Brumal com as condições de contorno de deslocamento



3.4 PROPRIEDADES E PARÂMETROS ADOTADOS PARA AS ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO

Neste item, serão apresentadas e justificadas, detalhadamente, as propriedades e os parâmetros adotados para as estruturas de estabilização estudadas neste trabalho, que são a tela argamassada, o muro de arrimo e o solo grampeado.

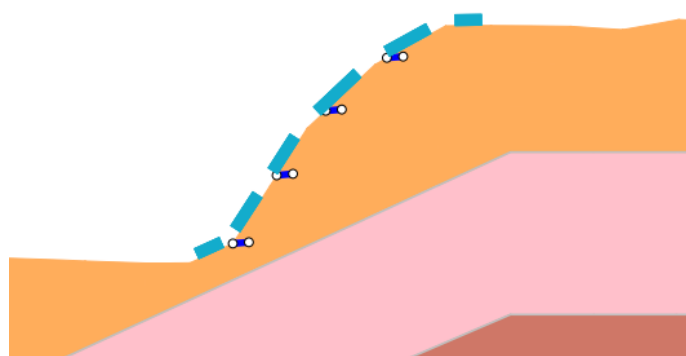
3.4.1 Tela argamassada

A tela argamassada, como visto anteriormente neste trabalho, não necessita de um dimensionamento específico, sendo necessário somente seguir as recomendações de materiais a serem empregados, espessura da tela argamassada e presença de estruturas de drenagem. Este elemento, também denominado argamassa armada, é normatizado pela NBR 11173:1990.

Uma vez que ao longo deste trabalho não foram realizados ensaios de laboratório para essa estrutura, serão apontados valores para as propriedades físicas e de resistência recomendados por norma e encontrados em outros trabalhos da literatura, adotando-se uma argamassa com resistência a compressão característica, f_{ck} , de 30 MPa.

Para a modelagem dessa estrutura no RS2, criou-se um material de suporte *liner* com 4 cm de espessura, com propriedades listadas na Tabela 20, e instalação de drenos com 20 cm de profundidade e diâmetro de 4". O resultado da modelagem da tela argamassada está presente na Figura 43.

Figura 43 – Modelagem da tela argamassada



Fonte: O autor (2024)

Tabela 20 – Propriedades e parâmetros adotados para a tela argamassada

Propriedades		Valores	Fonte
Peso específico		24 kN/m ³	NBR 11173:1990
Tipo de material		Plástico	O autor
Espessura		0,04 m	O autor
Propriedades elásticas	Coefficiente de Poisson	0,2	NBR 6118:2023
	Módulo de Elasticidade	24,5 GPa	NBR 11173:1990
Parâmetros de resistência	Resistência à compressão (pico)	30 MPa	O autor
	Resistência à compressão (residual)	2,9 MPa	NBR 11173:1990
	Resistência à tração (pico)	2,9 MPa	NBR 11173:1990
	Resistência à tração (residual)	0	O autor

Fonte: O autor (2024)

Nos itens a seguir estão presentes as explicações detalhadas de cada valor apresentado na Tabela 20.

3.4.1.1 *Peso específico e porosidade*

O peso específico recomendado pela NBR 11173:1990 para argamassa armada, segundo o item 4.3.1.3.1, é de 24 kN/m³.

3.4.1.2 *Módulo de Elasticidade e coeficiente de Poisson*

Ao longo da NBR 11173:1990 são feitas referências à NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – para a adoção de parâmetros de projeto de argamassa armada. Conforme o item 8.2.9 da NBR 6118:2023 e o item 4.4.1.2.2 da NBR 11173:1990, é recomendado o valor do coeficiente de Poisson de 0,2.

A mesma norma ainda recomenda que, na falta de determinação experimental, pode-se adotar o módulo de deformação longitudinal à compressão igual a 80% do valor calculado conforme o disposto na NBR 6118, para o cálculo do módulo tangente.

Segundo a NBR 6118:2023, no item 8.2.8, pode-se estimar o módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto (E_{ci}) em 30,7 GPa a partir do valor de f_{ck} de 30 MPa ($E_{ci} = \alpha_E 5600 f_{ck}^{0,5} = 1 \cdot 5600 \cdot 30^{0,5} = 3,07 \cdot 10^4 \text{ MPa} = 30,7 \text{ GPa}$). Este valor vai de encontro aos valores de módulo de deformação longitudinal inicial estimados por Hanai (1996, *apud* Paniago, 1998) para argamassa entre 30 e 45 GPa, e de 30,30 GPa encontrado por Capelin (2018) para a argamassa no traço de 1:3:0,52. Portanto, seguindo a

NBR 11173:1990, será adotado um valor de módulo de elasticidade de 24,5 GPa ($E = 0,8 \cdot E_{ci} = 0,8 \cdot 3,07 \cdot 10^4 = 2,45 \cdot 10^4 \text{ MPa} = 24,5 \text{ GPa}$).

3.4.1.3 Resistência à compressão

De modo a analisar o comportamento de telas argamassadas em uso, será adotado a resistência à compressão da tela argamassada de mesmo valor da resistência característica deste elemento, o qual, para o caso deste estudo, é de 30 MPa. Com uma grandeza similar, Capelin (2018) encontra um valor de 26,78 MPa aos 28 dias e 35,05 MPa aos 56 dias para resistência à compressão na argamassa de traço 1:3:0,52.

3.4.1.4 Resistência à tração

Segundo Hanai (1996, *apud* Paniago, 1998), valores típicos de resistência à compressão de argamassa encontrado no Brasil são entre 30 e 60 MPa, e para tração simples entre 3 e 5 MPa. Esses valores vão de encontro com a resistência a tração encontrada por Antunes (2016) que, para tela argamassada composta por malha de galinheiro instalados a 2/3 da profundidade da amostra, obteve um valor de 3,21 MPa.

Esses valores se aproximam do calculado na correlação presente no item 8.2.5 da NBR 6118:2023, recomendada pela NBR 11173:1990, para a obtenção da resistência à tração da argamassa a partir do f_{ck} . Nesse item é possível calcular um valor de resistência média à tração, $f_{ct,m}$, de 2,9 MPa com base na resistência característica de 30 MPa ($f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 30^{2/3} = 2,9 \text{ MPa}$). Será utilizado, então, um valor de 2,9 MPa para a resistência à tração da tela argamassada na modelagem deste trabalho.

3.4.2 Muro de arrimo

Os parâmetros relativos aos muros de concreto ciclópico dependem do material constituinte da estrutura, podendo variar a classe do concreto preconizado em projeto, ou seja, resistência característica esperada, assim como controle de qualidade da execução do muro.

Dessa forma, os dados relativos às propriedades elásticas e de resistência para essa estrutura idealizada neste trabalho, segundo o que é apontado por norma e está presente em outros trabalhos da literatura, estão presentes na Tabela 21. Os parâmetros adotados seguem o

dimensionamento feito segundo Marchetti (2007) para um muro de concreto ciclópico com concreto simples, $f_{ck} = 20$ MPa.

A partir da resistência característica do concreto, f_{ck} , foram calculadas a resistência à tração e módulo de elasticidade segundo a NBR 6118:2023. O coeficiente de Poisson também foi adotado com valor de 0,2 segundo recomendações da mesma norma.

O peso específico do concreto ciclópico presente na literatura é variado, apresentando valores entre 22 kN/m³ e 25 kN/m³. De acordo com as recomendações feitas pela NBR 6118:2023 no item 8.2.2, o qual, para efeito de cálculo, no não conhecimento do peso específico, diz que para concreto simples pode-se adotar o valor de 24 kN/m³. Este valor também foi encontrado sendo utilizado na literatura em Sousa (2021) e Schneider (2011).

Tabela 21 – Propriedades elásticas e parâmetros de resistência do muro de concreto ciclópico

Propriedades		Valores	Fonte
Peso específico		24 kN/m ³	NBR 6118:2023
Propriedades elásticas	Coeficiente de Poisson	0,2	NBR 6118:2023
	Módulo de Elasticidade	20 GPa	NBR 6118:2023
Parâmetros de resistência	Resistência à tração	2,21 MPa	NBR 6118:2023
	Resistência à compressão	20 MPa	O autor

Fonte: O autor (2024)

Em relação ao ângulo de atrito solo-muro (δ), vários são os valores estipulados pela literatura, Anexo E. Em geral, no estudo da influência do tipo de solo no atrito muro-solo, são utilizados os solos puramente argilosos ou arenosos, sendo não condizente com os casos vistos na prática geotécnica (Ferreira *et al.*, 2013). Porém, em Ferreira *et al.* (2013), para essa influência, são estudados dois solos da Formação Barreiras, na cidade do Recife-PE, nos bairros de Nova Descoberta e Ibura, sendo estes uma argila de baixa compressibilidade (CL) e areia argilosa (SC), respectivamente, Tabela 22.

No mesmo trabalho, os valores de rugosidade das superfícies de contato solo-muro foram determinados de acordo com conceitos e métodos aplicados para superfícies de peças metálicas. Esta prática não é comum na literatura geotécnica, na qual a rugosidade é descrita apenas de maneira qualitativa (Ferreira *et al.*, 2013). Ainda segundo os autores, foi constatado que os corpos de prova produzidos com concreto com agregado convencional apresentaram uma superfície de contato lisa.

Tabela 22 – Valores do ângulo de atrito solo-muro de solos do Recife

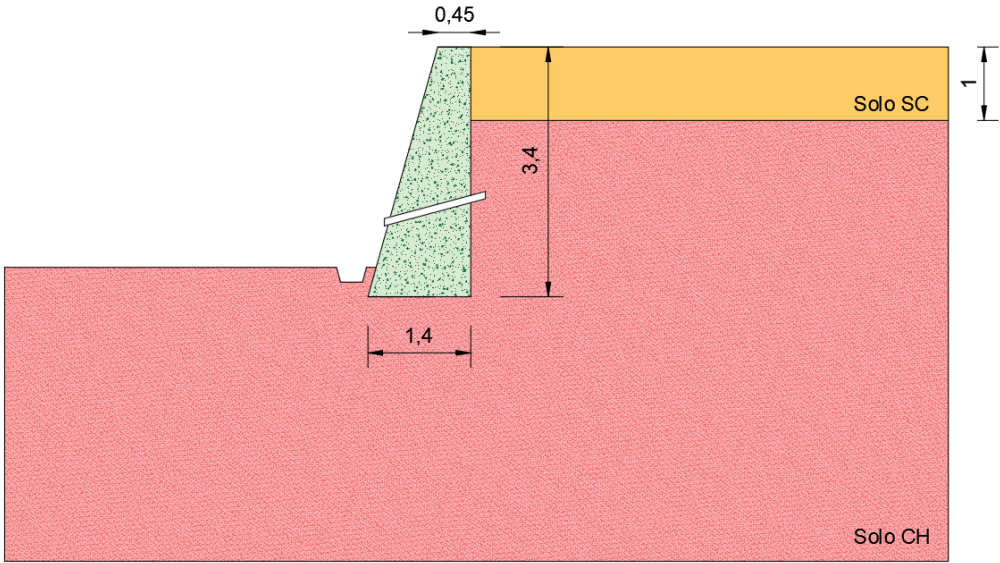
Solo	Rugosidade da superfície de contato	Valores do ângulo de atrito solo-muro (δ)
Areia Argilosa (SC)	Liso ($R_a < 0,5 \text{ mm}$)	$\frac{3\phi}{4} < \delta < \phi$
	Rugoso ($0,5 \text{ mm} < R_a < 2 \text{ mm}$)	$\frac{3\phi}{4} < \delta < \phi$
Argila de baixa compressibilidade (CL)	Liso ($R_a < 0,5 \text{ mm}$)	$\frac{\phi}{3} < \delta < \frac{3\phi}{4}$
	Rugoso ($0,5 \text{ mm} < R_a < 2 \text{ mm}$)	$\frac{3\phi}{4} < \delta < \phi$
	Muito rugoso ($R_a > 2 \text{ mm}$)	$\frac{3\phi}{4} < \delta < \phi$

Fonte: Ferreira *et al.* (2013). Legenda: R_a – rugosidade média, sendo a média das diferenças de altura entre cada profundidade medida

Devido a existência de várias geometrias e dimensões de muros de arrimo presentes na Região Metropolitana do Recife, assim como de diversas composições do solo e este trabalho objetivar comparar os impactos de diferentes tipos de estrutura de estabilização, escolheu-se adotar uma estrutura padrão que atendesse aos critérios de dimensionamento mostrados no item 2.5.2. Para isso, utilizou-se a versão de teste do programa *Geo5* para realizar as verificações necessárias.

No dimensionamento do muro de arrimo foi considerado um solo com camadas horizontais de areia argilosa (SC), de 1 metro de espessura na parte superior, e de argila de alta compressibilidade (CH), com espessura de 6 metros na parte inferior, simulando o solo encontrado na área estudada neste trabalho. As dimensões utilizadas para análise, assim como os solos adotados, estão apresentadas e descritas na Figura 44 e Tabela 23.

Figura 44 – Dimensionamento do muro de arrimo



Fonte: O autor (2024)

Tabela 23 – Parâmetros de resistência adotados no dimensionamento do muro de arrimo

Nome do material	Cor	γ (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)	Fonte
Solo SC		17,88	6	29	O autor
Solo CH		18,75	3	33	O autor

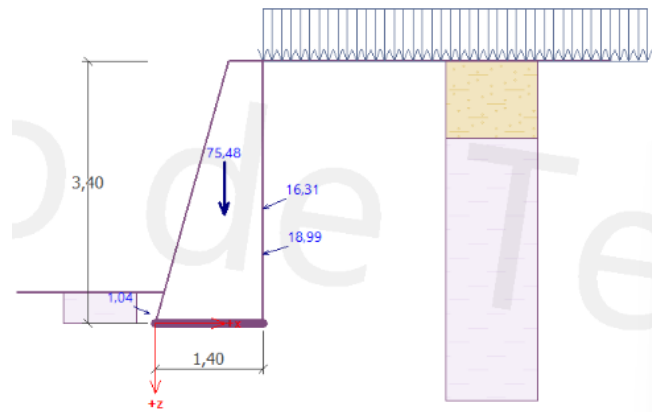
Fonte: O autor (2024)

Também se aplicou uma carga de 20 kPa na parte superior do talude como segue a recomendação presente no item 7.3.3 da NBR 11682:2009. O ângulo de atrito solo-muro adotado foi de 18°, seguindo recomendações para solos argilosos feito por Ferreira *et al.* (2013) na Tabela 22 para o ângulo de atrito de 33°.

3.4.2.1 Verificação da estabilidade ao tombamento e deslizamento

As forças atuantes no muro de arrimo calculadas no programa *Geo5* estão descritas na Figura 45 e Tabela 24.

Figura 45 – Forças atuantes no muro de arrimo



Fonte: O autor (2024)

Tabela 24 – Descrição das forças atuantes no muro de arrimo

Força	F_x (kN/m)	F_z (kN/m)	Ponto de aplicação	
			x (m)	z (m)
Peso – muro	0,00	75,48	0,90	-1,41
Resistência frontal	0,96	0,40	-0,07	-0,13
Empuxo ativo	-18,06	5,87	1,40	-0,90
Carga – 20 kPa	-14,94	6,54	1,40	-1,49

Fonte: O autor (2024)

O fator de segurança contra o tombamento é de 2,22.

$$FS_{tomb} = \frac{M_{res}}{M_{solic}} = \frac{85,04 \text{ kNm/m}}{38,35 \text{ kNm/m}} = 2,22 > 2,00 \text{ OK!}$$

O fator de segurança contra o deslizamento é de 1,89.

$$FS_{desliz} = \frac{\Sigma F_{res}}{\Sigma F_{solic}} = \frac{60,51 \text{ kN/m}}{32,04 \text{ kN/m}} = 1,89 > 1,50 \text{ OK!}$$

3.4.2.2 Verificação da capacidade de carga da fundação

O fator de segurança calculado para a capacidade de carga na direção vertical é de 3,04.

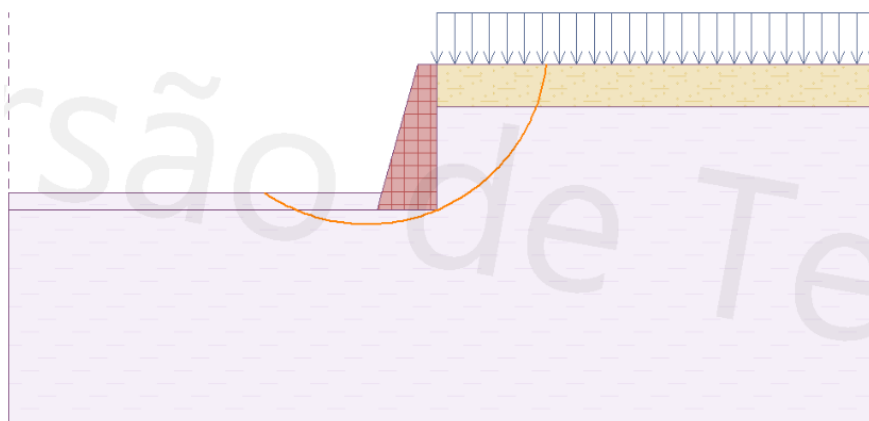
$$FS = \frac{q_a}{(\sigma_z)_{max}} = \frac{253,71 \text{ kPa}}{83,49 \text{ kPa}} = 3,04 > 3,00 \text{ OK!}$$

A excentricidade máxima foi de 0,17, estando dentro do terço médio da base e, portanto, é improvável que ocorra tombamento.

3.4.2.3 Verificação de segurança contra a ruptura global

A verificação contra a ruptura global foi realizada utilizando o método de Morgenstern-Price e obteve-se um fator de segurança de 1,66, considerado satisfatória para a análise de segurança do talude. A superfície crítica pode ser vista na Figura 46.

Figura 46 – Superfície crítica da verificação contra a ruptura global



Fonte: O autor (2024)

3.4.3 Solo grampeado

Devido os valores observados na prática elencados no item 2.5.3, para o presente trabalho, serão adotadas barras de aço, tipo CA-50, de 25 mm de diâmetro e perfuração de 75 mm de diâmetro.

Os valores adotados para o peso específico, propriedades de resistência e coeficiente de Poisson do paramento, ou seja, para o concreto projetado, seguiram recomendações feitas pela NBR 6118:2023 para um concreto de f_{ck} igual a 20 MPa. Tanto este valor como outros ainda presentes na Tabela 25, seguiram dados da literatura apontados no item 2.5.3 deste trabalho.

Tabela 25 – Propriedades e parâmetros adotados para o concreto projetado

Propriedades		Valores	Fonte
Peso específico		24 kN/m ³	NBR 6118:2023
Tipo de material		Plástico	O autor
Espessura		0,1 m	O autor
Propriedades elásticas	Coefficiente de Poisson	0,2	NBR 6118:2023
	Módulo de Elasticidade	24 GPa	Gerscovich <i>et al.</i> (2005)
Parâmetros de resistência	Resistência à compressão (pico)	20 MPa	O autor
	Resistência à compressão (residual)	2,21 MPa	NBR 6118:2023
	Resistência à tração (pico)	2,21 MPa	NBR 6118:2023
	Resistência à tração (residual)	0	O autor

Fonte: O autor (2024)

Em relação aos grampos, adotaram-se os dados presentes na Tabela 26, os quais são detalhados nos itens na sequência.

Tabela 26 – Parâmetros adotados nos grampos do solo grampeado

Material	Parâmetro	Valor	Fonte
Grampo	$\varnothing_{aço}$	25 mm	O autor
	$\varnothing_{furo}$	75 mm	O autor
	$E_{aço}$	210 GPa	NBR 6118:2023
	Capacidade de tração	245 kN	NBR 16920-2:2021
	q_s	107,20 kPa	Springer (2006)

Fonte: O autor (2024)

3.4.3.1 Módulo de Elasticidade do aço ($E_{aço}$)

Segundo a NBR 6118:2023, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa.

3.4.3.2 Capacidade de tração (R_{tk})

A capacidade de tração é calculada a partir da multiplicação entre resistência a tração do aço pela área da barra, conforme equação 23.

$$R_{tk} = f_{yk} \times A_{\text{útil}} \quad \text{Equação (23)}$$

Sendo R_{tk} a resistência característica estrutural à tração do grampo, f_{yk} e $A_{útil}$ a tensão de escoamento característica e a área da seção transversal útil da armação, respectivamente, conforme especifica a NBR 16920-2:2021.

Logo, para uma barra de 25 mm de diâmetro e resistência a tração de 500 MPa, a capacidade de carga é de aproximadamente 245 kN ($500 \text{ MPa} \cdot 490,87 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3}$).

3.4.3.3 Resistência da interface solo-grampo (q_s)

A NBR 16920-2:2021 indica que, “para fins de projeto, o valor da resistência da interface solo-grampo, q_s , pode ser obtida a partir de ensaios prévios de arrancamento executados na área geotecnicaamente representativa da obra ou por estimativas semiempíricas, a critério do projetista, com eventuais ajustes devidamente justificados”, além do projeto especificar um valor de q_s a ser obtido nos ensaios de arrancamento.

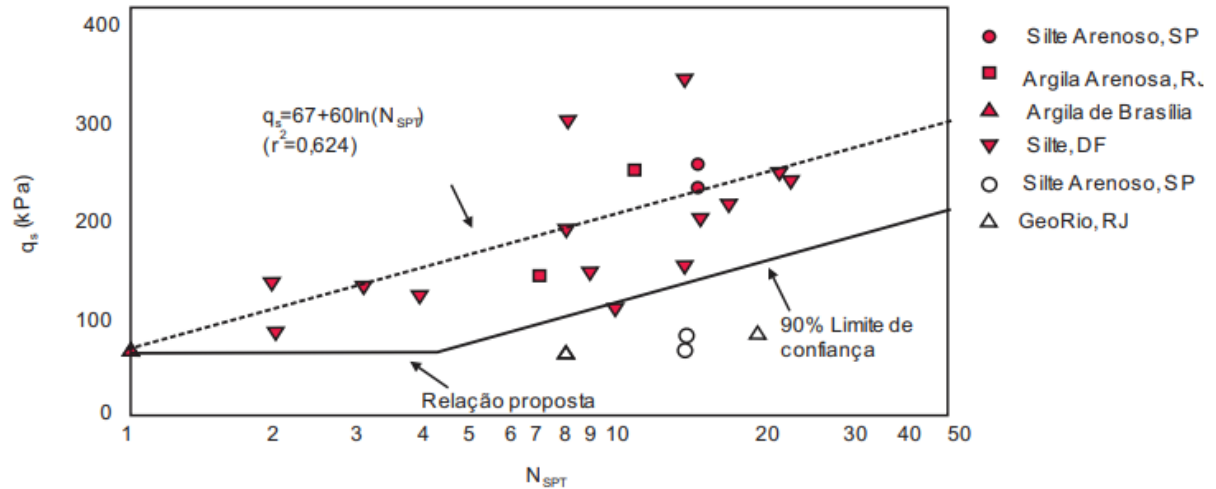
Como o presente trabalho está realizando uma análise teórica do impacto de diferentes estruturas de estabilização na segurança de uma encosta, ensaios de arrancamento não foram realizados na área de estudo. Portanto, foram utilizadas relações presentes na literatura para estimativa de q_s .

Dentre as correlações empíricas existentes, as propostas por Ortigão e Sayão (2004) e Springer (2006) para estimativa de q_s , as quais ambas se utilizam dos valores de N_{SPT} , foram levadas em consideração no presente trabalho devido à grande presença na literatura brasileira.

Ortigão e Sayão (2004) propuseram uma correlação entre N_{SPT} e q_s obtida através de amostras de ensaios de arrancamento, nos quais os grampos foram executados em furos com diâmetro entre 75 mm e 150 mm, com introdução de calda de cimento sem pressão (Gerscovich *et al.*, 2015). A equação 24 e Figura 47 mostram a correlação proposta, destacando-se o limite mínimo de 50 kPa proposto para o parâmetro desejado.

$$q_s = 67 + 60 \ln(N_{SPT}) \quad \text{Equação (24)}$$

Figura 47 – Correlação entre q_s e N_{SPT} proposta por Ortigão e Sayão (2004)



Fonte: Ortigão e Sayão (2004) *apud* Gerscovich *et al.* (2015)

A correlação de Springer (2006) está presente na equação 25, a qual foi obtida a partir de ensaios de arrancamento realizados em solo residual de gnaiss (Souza Neto e Carneiro, 2014).

$$q_s = 45,12 \ln(N_{SPT}) - 14,99 \quad \text{Equação (25)}$$

Adotando-se um valor médio de N_{SPT} de 15, a partir dos resultados que serão vistos no item 3.2.2 deste trabalho, obtém-se os seguintes valores presentes na Tabela 27.

Tabela 27 – Valores de q_s

Método	q_s (kPa)
Ortigão e Sayão (2004)	229,48
Springer (2006)	107,20

Fonte: O autor (2024)

Devido a discrepância entre os valores obtidos, será adotado, então, o q_s obtido pelo método de Springer em razão de ser em favor da segurança e, ainda assim, estar semelhante a alguns valores exibidos na Figura 47.

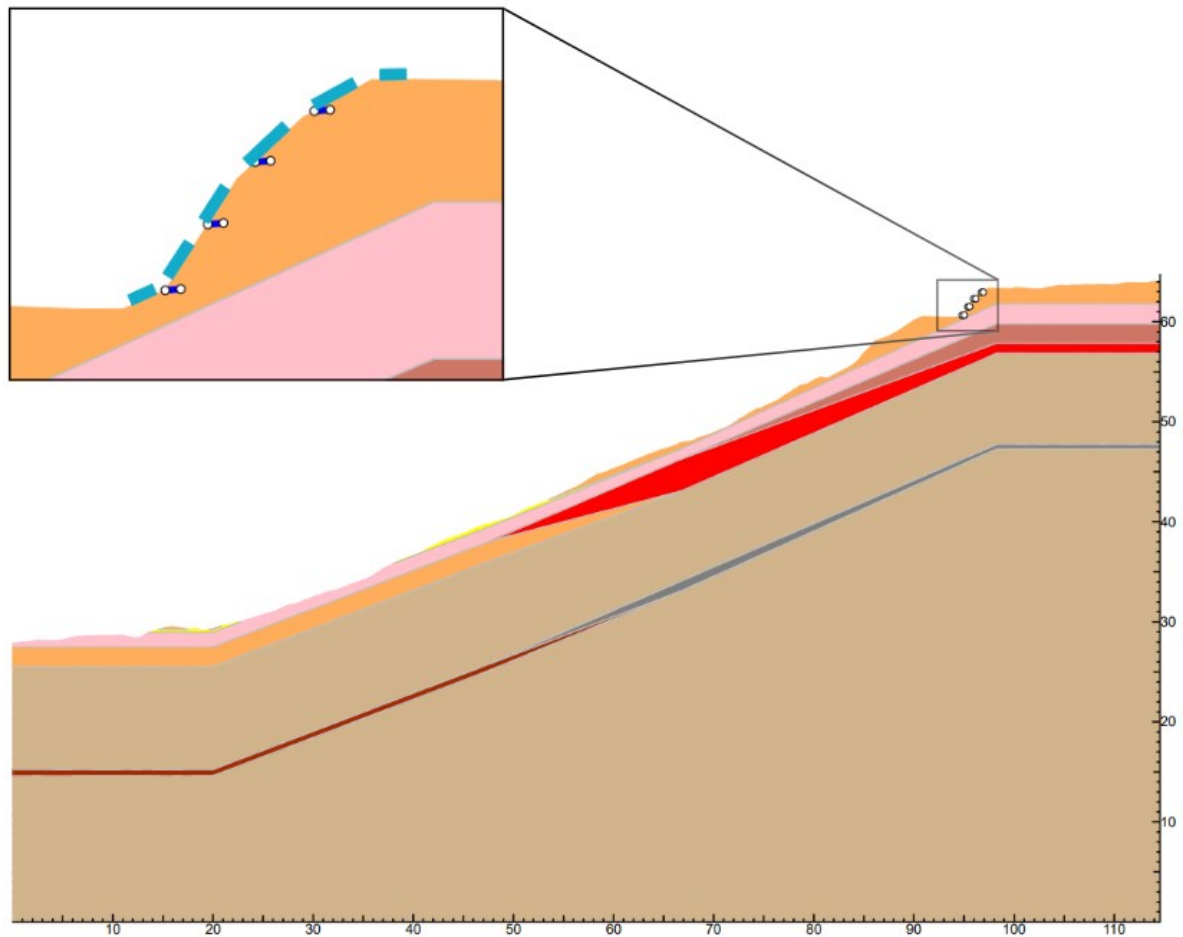
3.5 MODELAGEM DAS SEÇÕES COM ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO

Uma vez que foram apresentadas as composições e geometrias das estruturas de estabilização, agora serão mostradas suas implementações nas seções escolhidas para análise.

3.5.1 Rua Brumal com tela argamassada simples

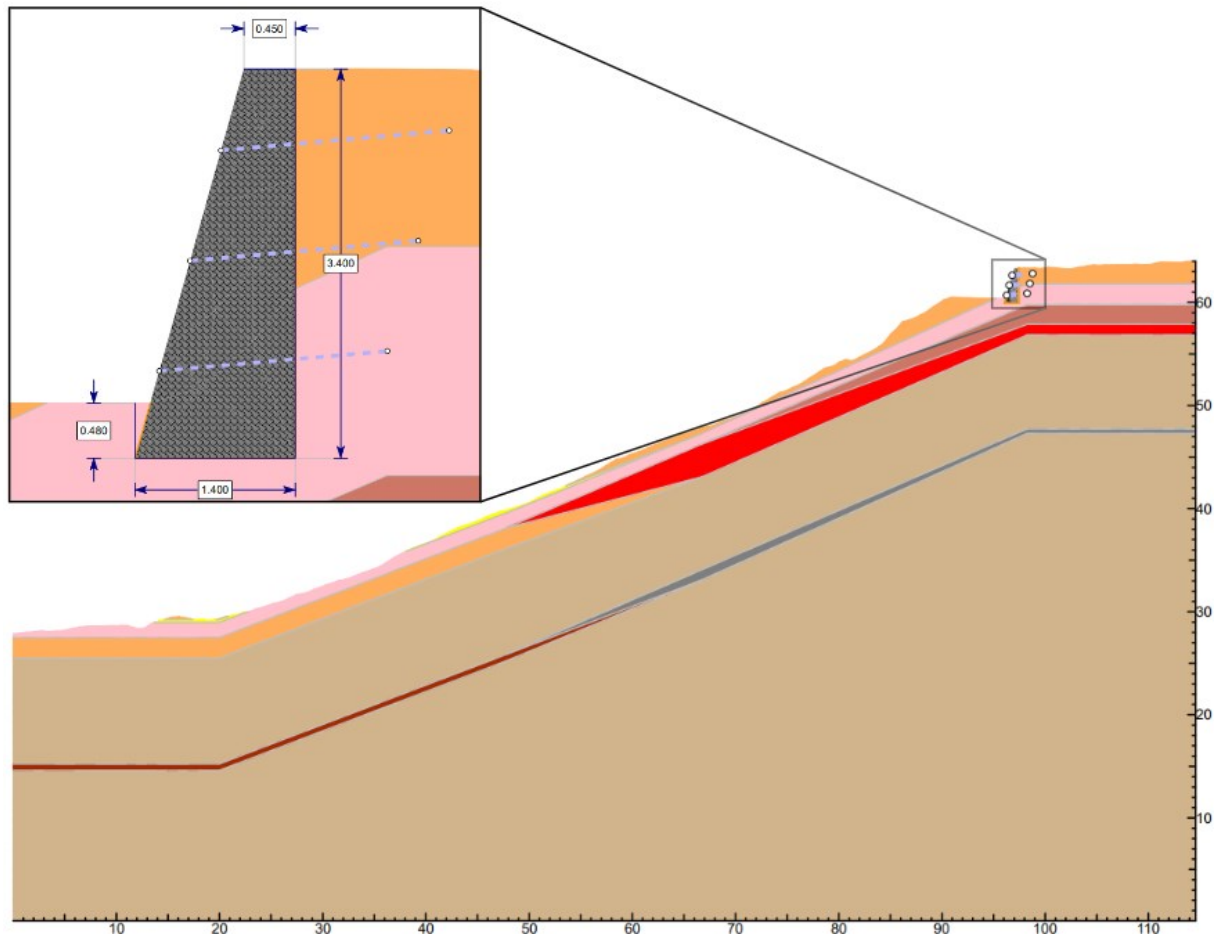
Inicialmente, modelou-se uma tela argamassada na parte superior do perfil da rua Brumal, a qual contém a área de maior declividade, Figura 48.

Figura 48 – Rua Brumal com tela argamassada simples



Fonte: O autor (2024)

Figura 50 – Rua Brumal com muro de arrimo

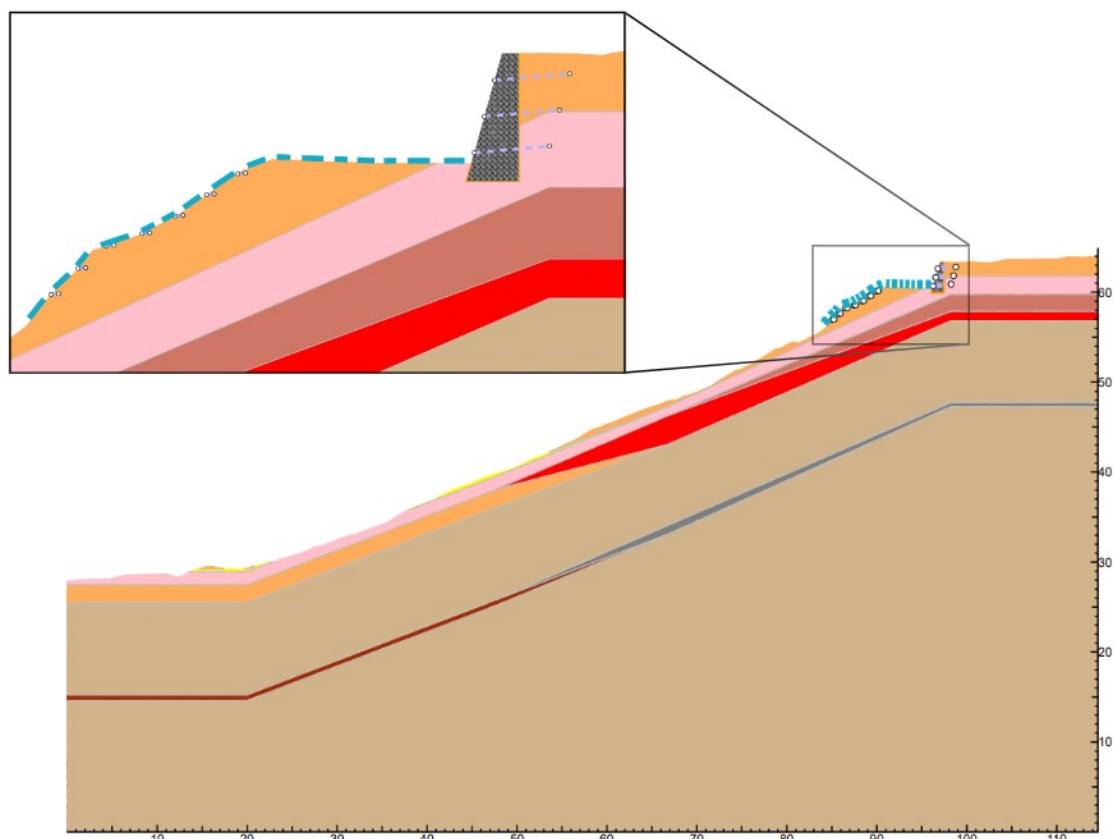


Fonte: O autor (2024)

3.5.4 Rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo

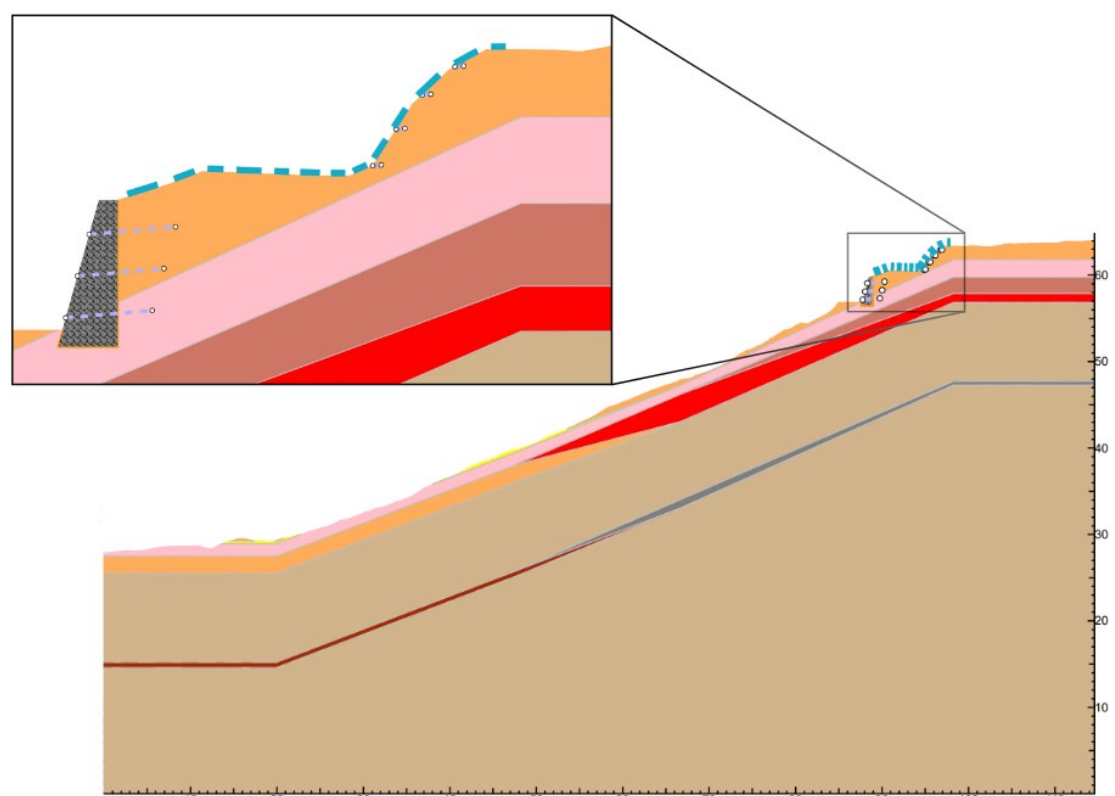
Comumente é vista a presença conjunta de muro de arrimo e tela argamassada nos morros da Região Metropolitana do Recife. Com isso, também se analisou esse conjunto, primeiramente com o muro de arrimo localizado em uma região acima ou sobrejacente à tela, Figura 51, e, sem seguida, uma inversão da posição dessas estruturas, Figura 52.

Figura 51 – Rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo acima



Fonte: O autor (2024)

Figura 52 – Rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo abaixo

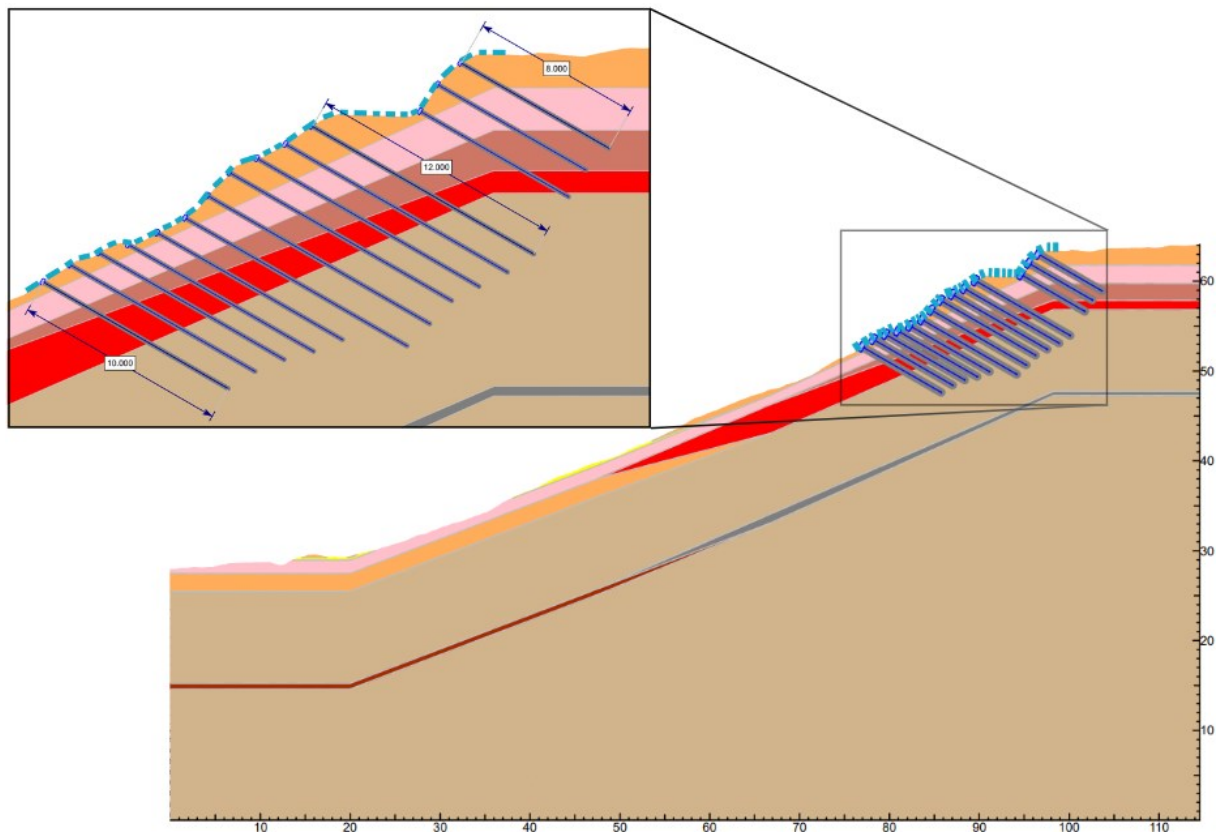


Fonte: O autor (2024)

3.5.5 Rua Brumal com solo grampeado

Para o solo grampeado, adotaram-se cinco grampos de 10 metros de comprimento, seis grampos de 12 metros de comprimento e três grampos de 8 metros de comprimento. O espaçamento entre grampos é de 1,5 metro, Figura 53.

Figura 53 – Rua Brumal com solo grampeado



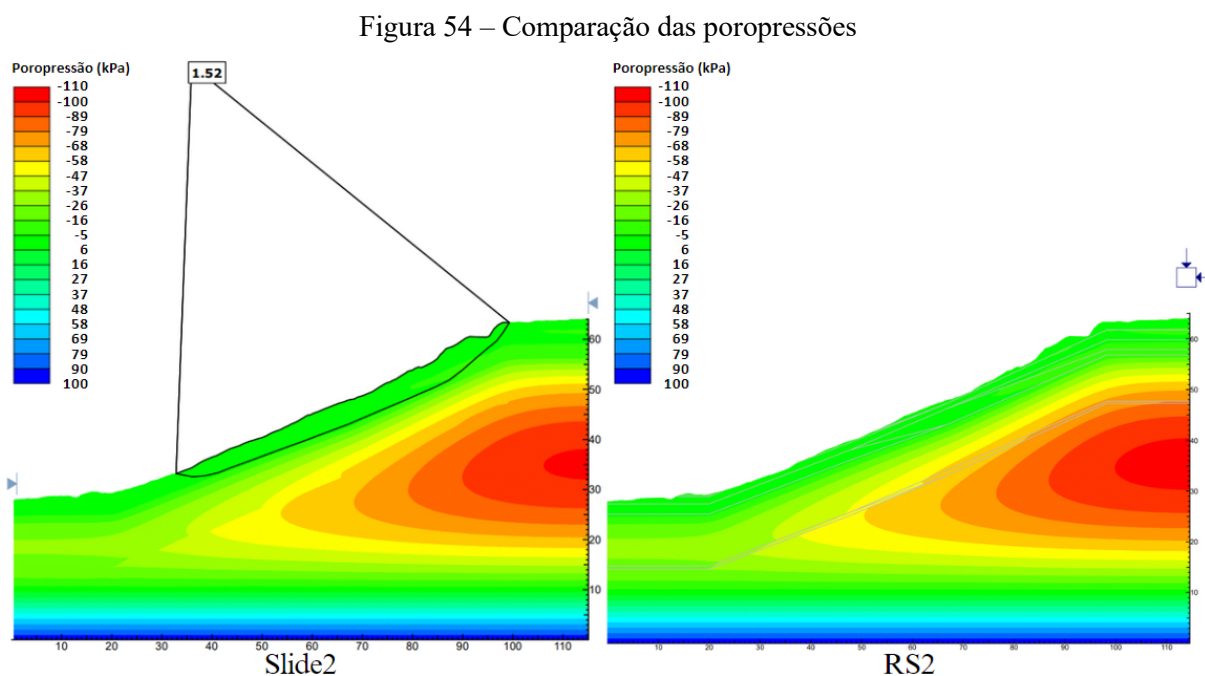
Fonte: O autor (2024)

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Serão apresentados, nesse capítulo, os resultados obtidos nas análises descritas anteriormente, como comparação entre os métodos de Equilíbrio Limite (MEL) e Método dos Elementos Finitos (MEF), e as influências mecânicas e hidráulicas de seis disposições de estruturas de estabilização na segurança e contenção de uma encosta. Alguns dos pontos abordados serão superfície crítica de ruptura, contribuição hidromecânica das estruturas, assim como análises de esforços nesses elementos com a variação de SRF aplicado.

4.1 COMPARAÇÃO ENTRE O MEL E MEF

A Figura 54 compara os valores de poropressão ao longo da encosta calculados após a simulação da chuva pelos dois programas utilizados nas análises, *Slide2* e *RS2*, e mostra que os resultados são próximos. Dessa forma, fica comprovado que os programas utilizaram valores de poropressões e, conseqüentemente, sucção similares em suas análises.



Fonte: O autor (2024)

Os coeficientes de segurança obtidos para os taludes estudados através dos Métodos do Equilíbrio Limite (MEL) e dos Elementos Finitos (MEF) estão resumidos na Tabela 28. Os

resultados de todas as análises realizadas, como evolução das deformações de cisalhamento, superfície crítica de ruptura e gráfico de convergência, estão presentes no Apêndice C.

Tabela 28 – Comparação dos fatores de segurança entre MEL e MEF

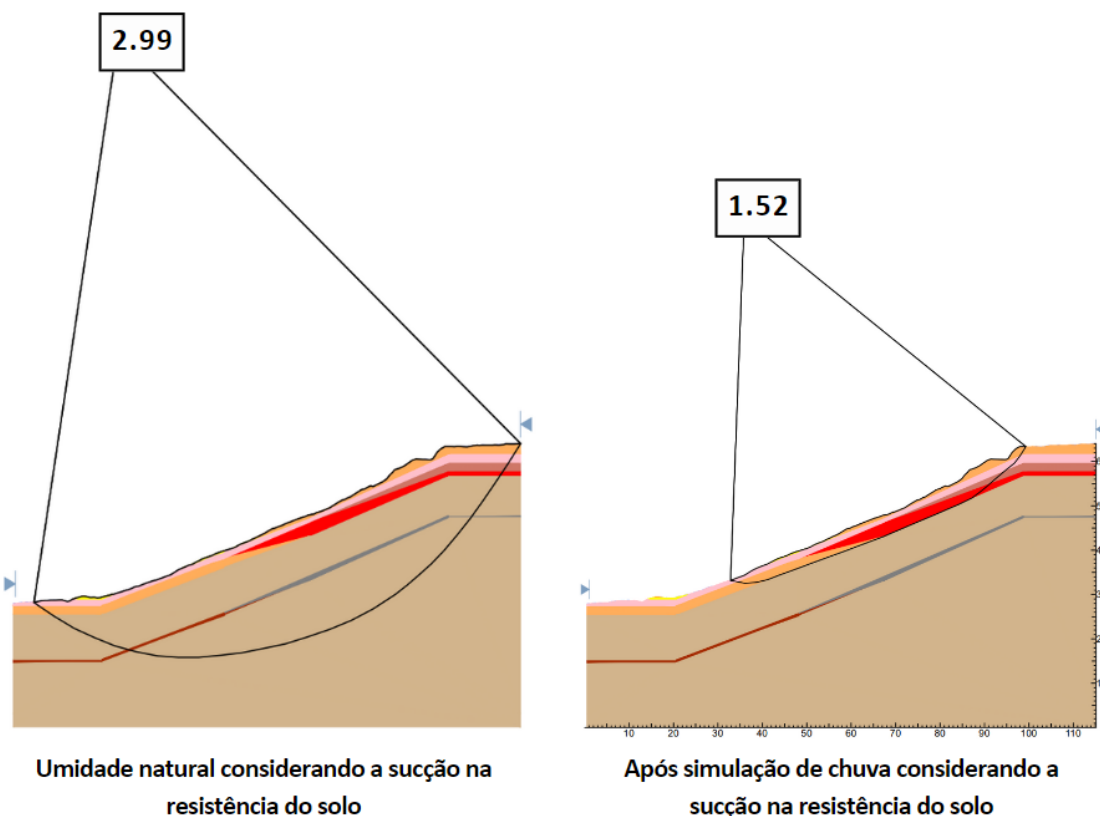
Condição	Rua Brumal	
	MEL (FS)	MEF (SRF)
Umidade natural considerando sucção	2,99	1,84
Após simulação de chuva considerando sucção	1,52	1,37
Umidade natural desconsiderando sucção	1,47	1,30

Fonte: O autor (2024). Legenda: FS – Fator de segurança; SRF – Strength Reduction Method.

Estudando-se as análises realizadas por cada método isoladamente, percebe-se o impacto positivo da sucção na estabilidade da encosta. O aumento da resistência propiciado pela consideração da sucção, advindo da não saturação do solo, afeta diretamente o coeficiente de segurança e a superfície crítica de deslizamento, como pode ser visto na Figura 55. Nota-se na Tabela 28 a redução de 2,99 para 1,47 no FS e de 1,84 para 1,30 no SRF devido a redução da sucção na encosta.

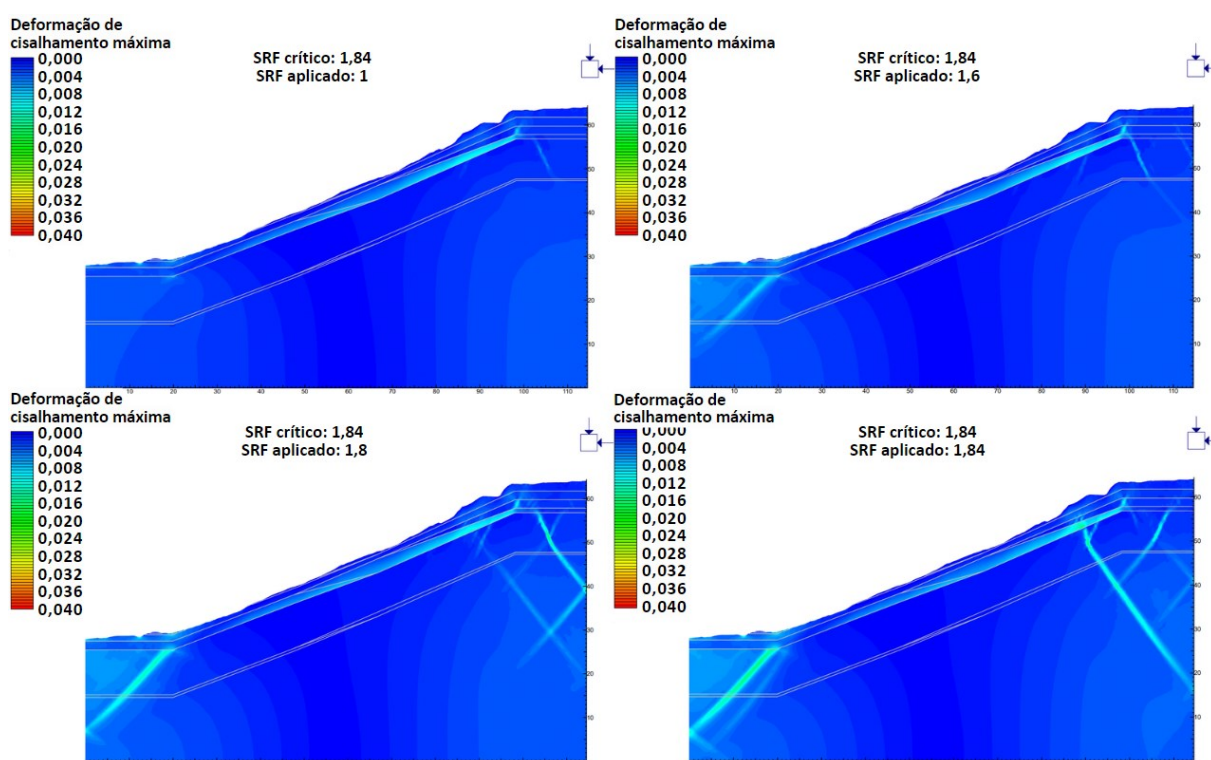
A diferença acentuada de valor entre o FS e SRF na condição de umidade natural, considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, pode-se dar devido a não obtenção de uma superfície crítica de ruptura bem definida pelo Método dos Elementos Finitos. Isso pode ser observado nas Figura 56 e Figura 57, em que, mesmo apresentando uma não convergência da solução, não foi possível notar deformações de cisalhamento máximas, ou deslocamentos totais, que formassem superfícies potenciais de ruptura. Apenas os efeitos de borda permaneceram, evidenciados por deformações de cisalhamento crescentes próximas às bordas, porém sem relevância nos resultados. A razão para esse fenômeno pode estar na ausência de restrição a uma área específica para a aplicação do SRF, ou seja, na redução generalizada da resistência do solo, bem como no alto valor de sucção presente ao longo do talude.

Figura 55 – Comparação das superfícies críticas de deslizamento obtidas pelo MEL para a condição de umidade natural e após simulação de chuva considerando a sucção na resistência do solo



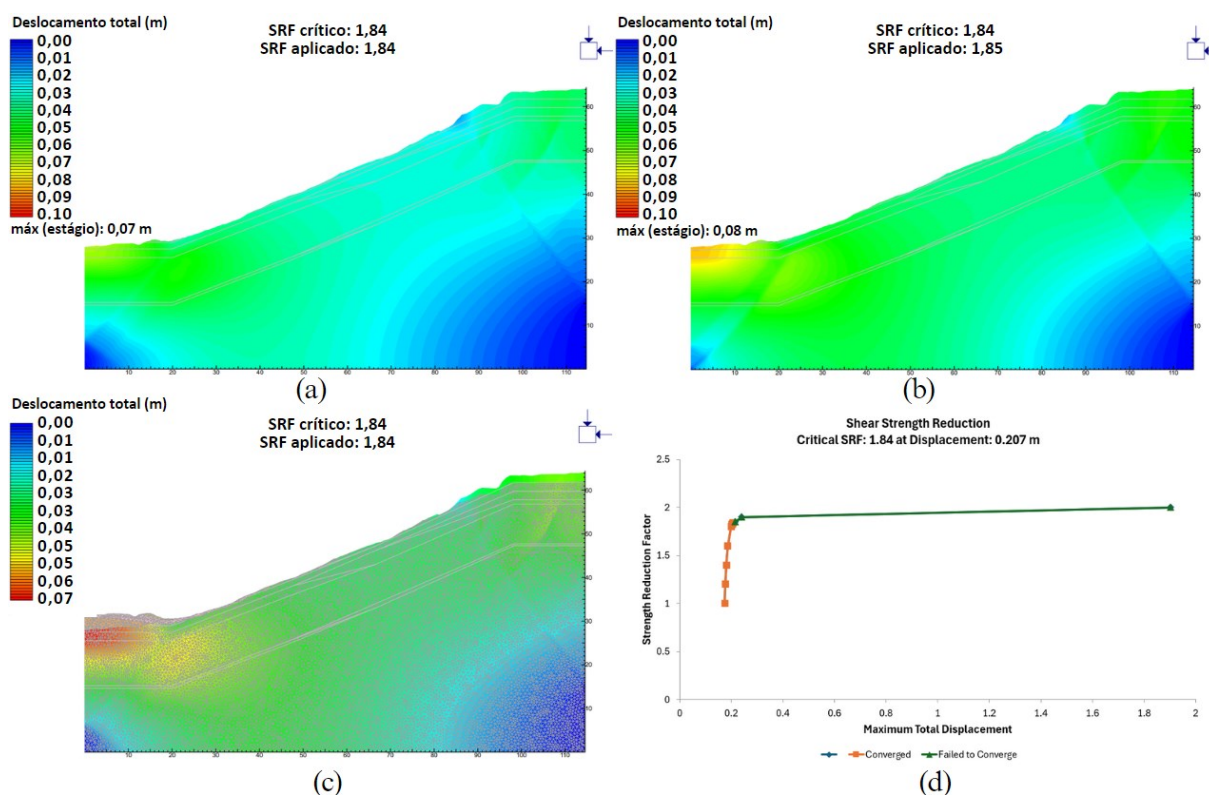
Fonte: O autor (2024)

Figura 56 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal na condição de umidade natural e considerando a sucção na resistência do solo



Fonte: O autor (2024)

Figura 57 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) malha deformada e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



Fonte: O autor (2024)

Através das análises pelo Método dos Elementos Finitos, foi possível observar a formação de mais de uma superfície de ruptura nas condições de simulação de chuva, Figura 58, e com umidade natural sem consideração da sucção. Além disso, também foi possível observar uma ruptura progressiva do talude por meio de deformações de cisalhamento atingindo valores máximos na parte mais profunda da superfície crítica de deslizamento e, posteriormente, o solo mais próximo da superfície atingindo a mesma condição, Figura 59. Ainda na mesma figura, também podem ser observados os efeitos de borda.

Figura 58 – Formação de mais de uma superfície potencial de ruptura na rua Brumal sem estabilização após simulação de chuva

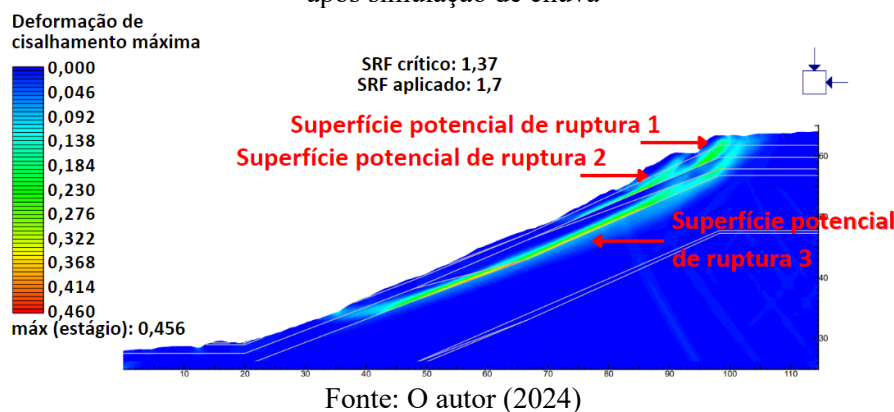
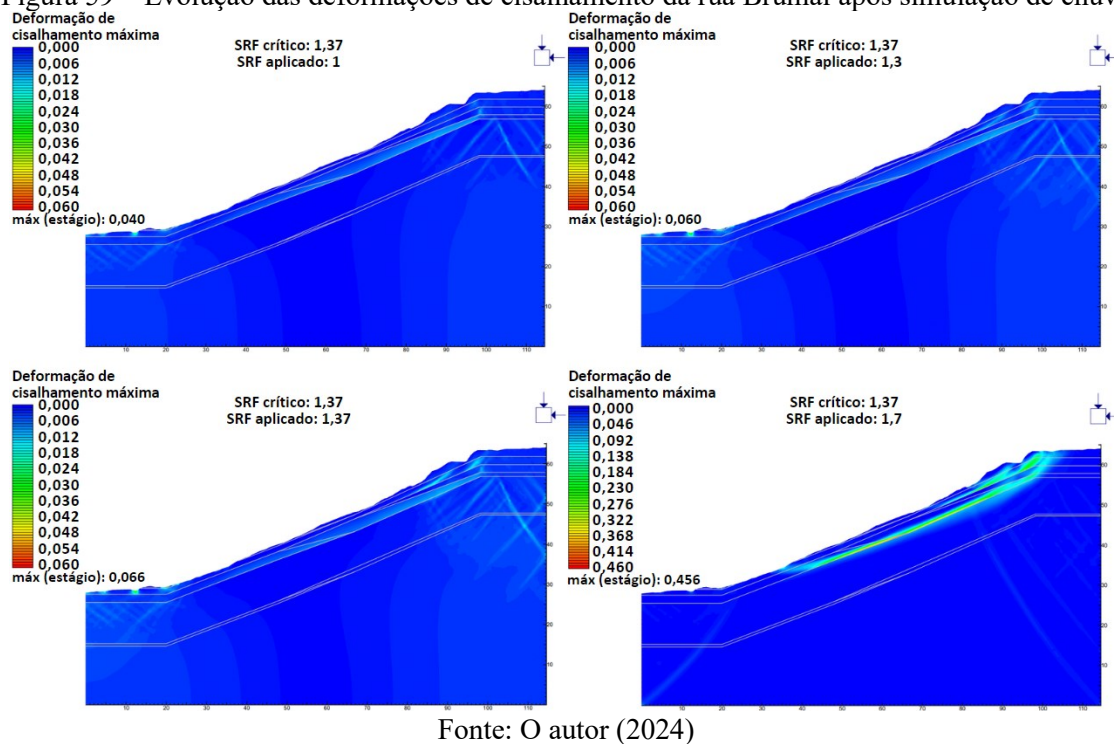


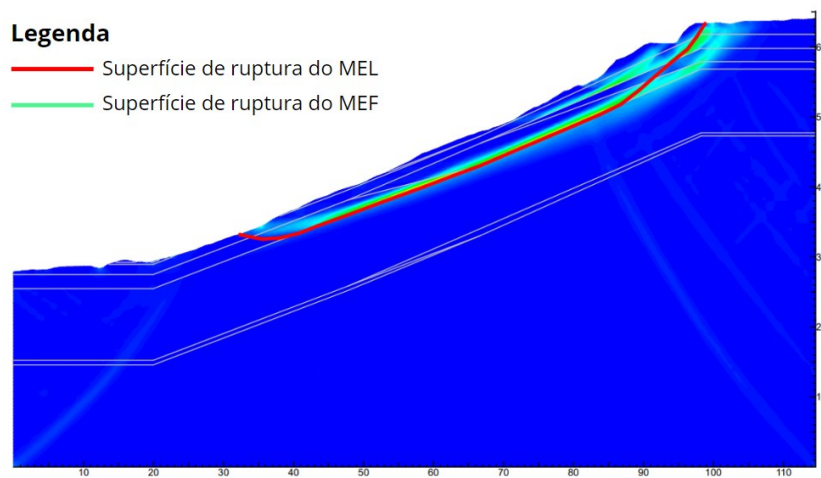
Figura 59 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal após simulação de chuva



Comparando-se os coeficientes de segurança obtidos para os métodos do Equilíbrio Limite (MEL) e dos Elementos Finitos (MEF), presentes na Tabela 28, nota-se uma maior proximidade nos valores nos casos de menor sucção presente no solo. As diferenças notadas nos valores dos coeficientes se dão devido a diferentes critérios de obtenção do fator de segurança, como visto no capítulo 2.2 deste trabalho, assim como pela consideração da deformação do material no Método dos Elementos Finitos.

Embora para os casos de simulação de chuva e desconsideração da sucção não haja uma equivalência entre os valores de FS e SRF, percebe-se que há uma semelhança entre as superfícies de ruptura, como é mostrada em uma comparação na Figura 60.

Figura 60 – Comparação de superfície de ruptura entre MEL (linha vermelha) e MEF para a rua Brumal sem estrutura de estabilização após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Então, com base nos resultados mostrados ao longo deste item e conclusões de trabalhos na literatura apontados no item 2.3, recomenda-se não utilizar valores de fator de segurança obtidos através do MEL como referência para valores de SRF obtidos em análises por meio do MEF. Isso se deve devido à ausência de uma equivalência simples entre os resultados desses dois métodos e metodologias distintas em suas definições.

Com isso, recomenda-se que as análises de estabilidade com estruturas de estabilização, como as realizadas neste trabalho, através do MEF, devem ter os valores de SRF somente comparados com os SRF das análises de estabilidade da seção sem intervenções. Essa conclusão justifica a comparação dos SRF obtidos nas análises de estabilidade do talude com estruturas de estabilização deste trabalho serem comparados somente com os resultados da análises por meio do MEF para a rua Brumal sem estruturas de estabilização.

Uma outra implicação dessa recomendação é que se avalia inapropriado comparar os valores de SRF obtidos pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) com os fatores de segurança mínimos recomendados pela NBR 11682:2009. Isso ocorre porque os fatores de segurança previstos na norma são determinados com base no Método do Equilíbrio Limite, que adota uma metodologia específica e distinta.

Portanto, utilizar um coeficiente calculado pelo MEF para atender aos requisitos da norma não é adequado, já que ele não segue o mesmo procedimento adotado para definir os valores mínimos estipulados. Para permitir o uso do SRF de forma compatível com a norma, seriam necessárias recomendações ou diretrizes específicas que considerassem coeficientes obtidos pelo Método de Redução de Resistência.

4.2 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO

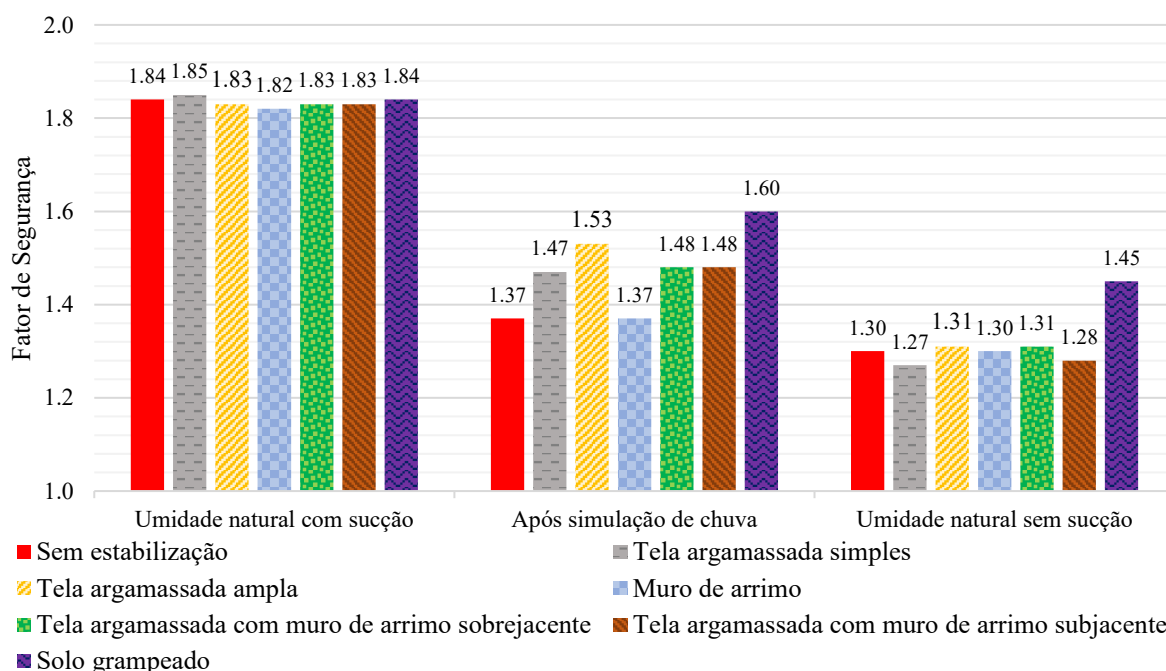
Os fatores de redução de resistência (SRF) críticos obtidos para os taludes com a presença das estruturas de estabilização analisadas estão presentes na Tabela 29. Uma comparação geral de todos os resultados obtidos é apresentada na Figura 61. Os valores correspondentes ao caso sem estruturas de estabilização servem como referência para avaliar a influência das intervenções na estabilidade da encosta. Os resultados de todas as análises com estruturas de estabilização estão no Apêndice D.

Tabela 29 – Fatores de segurança da rua Brumal com estruturas de estabilização

Condição	Rua Brumal (SRF)		
	Umidade natural, com sucção	Após simulação de chuva, com sucção	Umidade natural, sem sucção
Sem estrutura de estabilização	1,84	1,37	1,30
Tela argamassada simples	1,85	1,47	1,27
Tela argamassada ampla	1,83	1,53	1,31
Muro de arrimo	1,82	1,37	1,30
Tela argamassada com muro de arrimo sobrejacente	1,83	1,48	1,31
Tela argamassada com muro de arrimo subjacente	1,83	1,48	1,28
Solo grampeado	1,84	1,60	1,45

Fonte: O autor (2024)

Figura 61 – Comparação dos fatores de segurança obtidos para todas as análises



Fonte: O autor (2024)

A análise completa da presença de estruturas de estabilização na encosta será feita, primeiramente, estudando os fatores de segurança e superfícies de ruptura calculados e, em seguida, realizando uma análise dos esforços presentes nas estruturas.

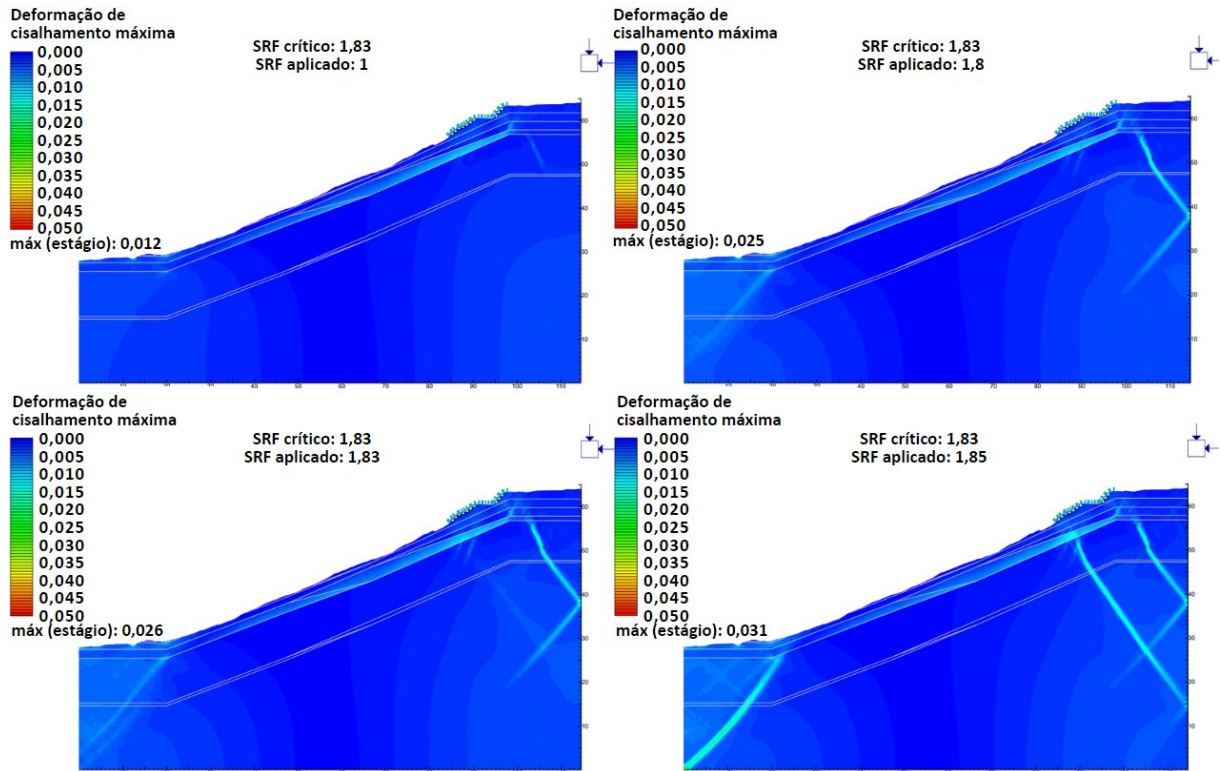
4.2.1 Fatores de segurança e superfícies de ruptura

A partir dos resultados obtidos, observa-se inicialmente que, na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, os valores de SRF foram similares em todos os casos, com valor aproximado de 1,83.

Esse comportamento pode ser atribuído à ausência de uma superfície crítica de ruptura bem definida, bem como à presença de uma superfície crítica mais profunda observada nas análises realizadas pelo Método do Equilíbrio Limite (MEL).

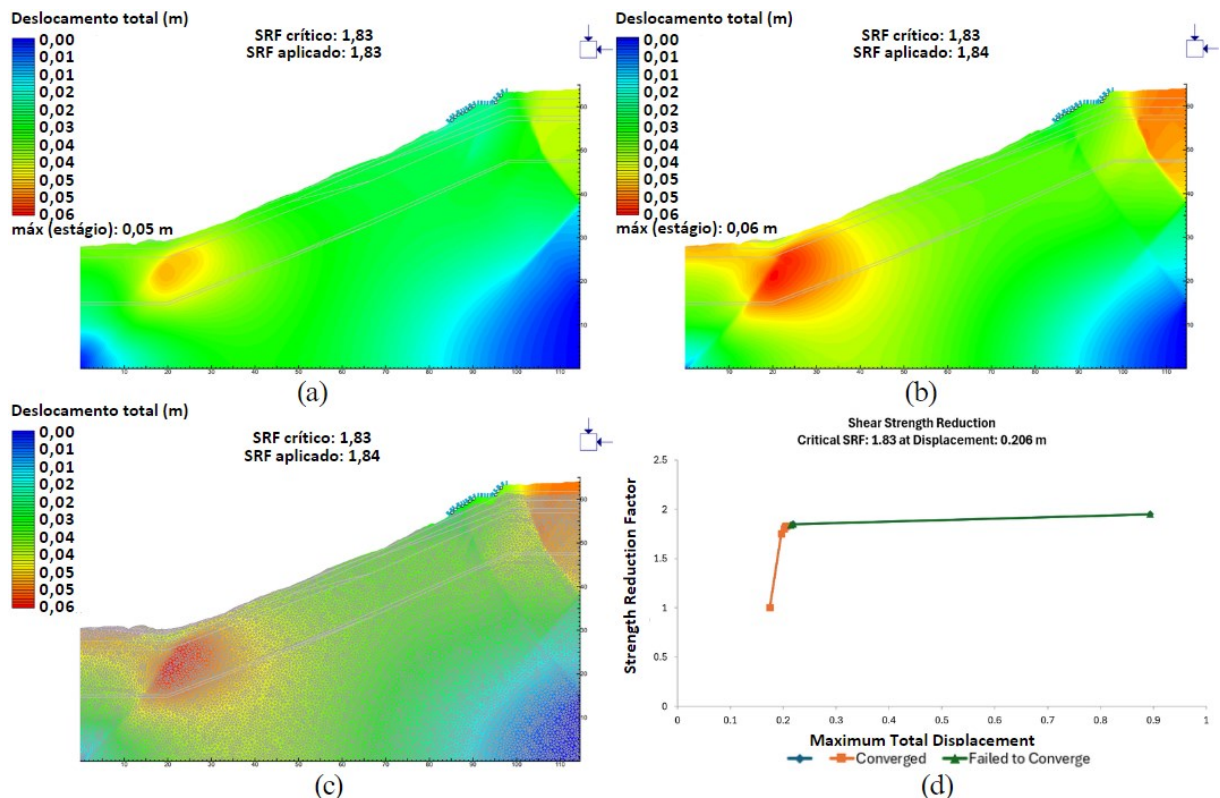
A Figura 62 e Figura 63 ilustram esse comportamento, destacando os resultados obtidos na análise com a aplicação da tela argamassada ampla. Nota-se que não há regiões com aumentos ou evoluções de deformação de cisalhamento máxima, ou deslocamentos totais, que resultem em uma formação de superfície de ruptura bem definida, preponderando somente os efeitos de borda, mesmo que o problema tenha atingido a não convergência na solução.

Figura 62 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada ampla na condição de umidade natural com consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

Figura 63 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) malha deformada e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na condição na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo com tela argamassada ampla

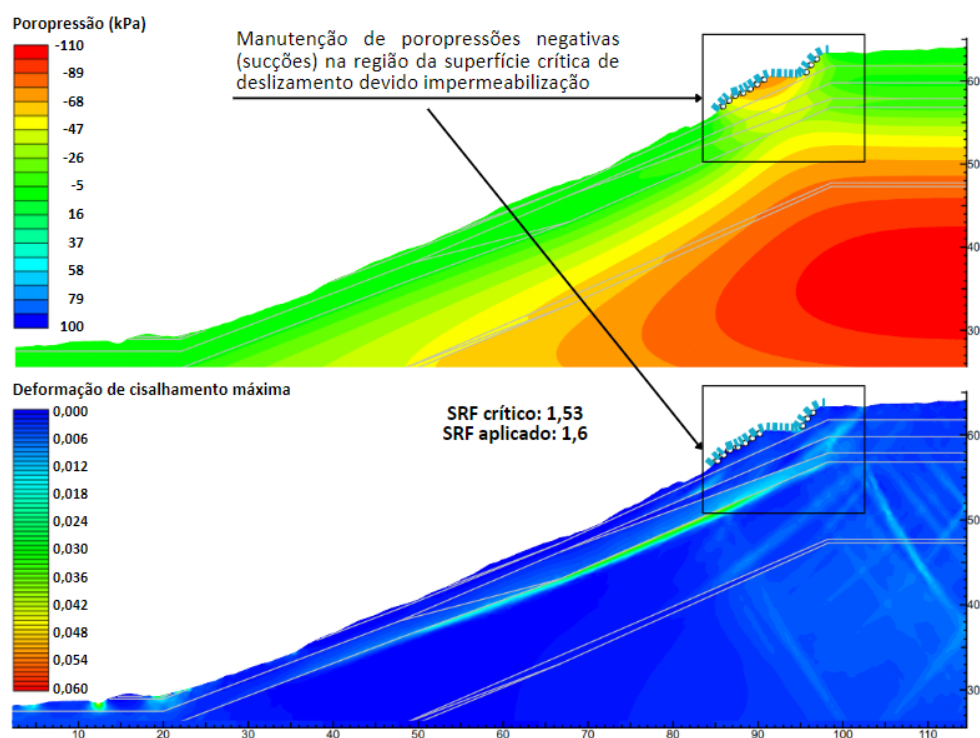


Fonte: O autor (2024)

Esse comportamento ressalta a relevância da sucção como um possível fator determinante para a estabilidade da encosta, mesmo na presença de estruturas de estabilização e contenção.

A simulação de chuva na encosta com estruturas de estabilização mostrou variações nos valores de SRF, principalmente devido à impermeabilização proporcionada pela tela argamassada, que preserva a sucção na área da superfície crítica de deslizamento. A Figura 64 ilustra esse efeito, evidenciando uma região de maior sucção próxima à superfície crítica de ruptura. Essa manutenção da sucção também pode alterar as superfícies potenciais de ruptura, como demonstrado na mesma figura, onde há ausência desses elementos mais superficiais.

Figura 64 – Comparação da superfície de ruptura e poropressão na rua Brumal com tela argamassada ampla após simulação de chuva



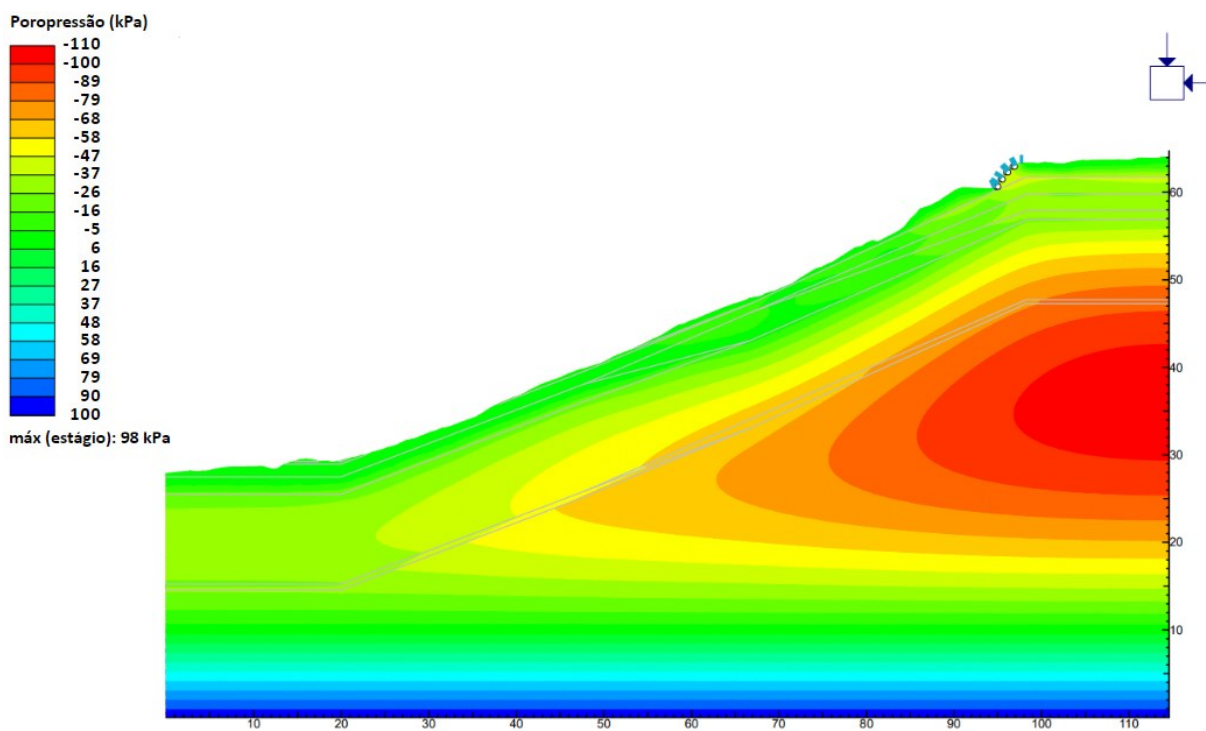
Fonte: O autor (2024)

O efeito citado anteriormente explica a diferença entre os valores de segurança na presença de telas argamassadas com diferentes comprimentos. A tela argamassada maior, ou ampla, impermeabiliza uma região maior que a tela argamassada menor, ou simples, Figura 65.

Isso garante a manutenção da sucção em uma parte maior da superfície crítica de deslizamento apresentada no caso da seção sem estruturas de impermeabilização, a qual também é a superfície crítica para os casos com tela argamassada. Ou seja, a superfície crítica de deslizamento apresenta uma região maior com manutenção dos valores de sucção, em

relação à antes da simulação da chuva, o que faz necessário um maior SRF até a condição crítica da estabilidade do talude.

Figura 65 – Poropressão da rua Brumal com tela argamassada simples após simulação de chuva

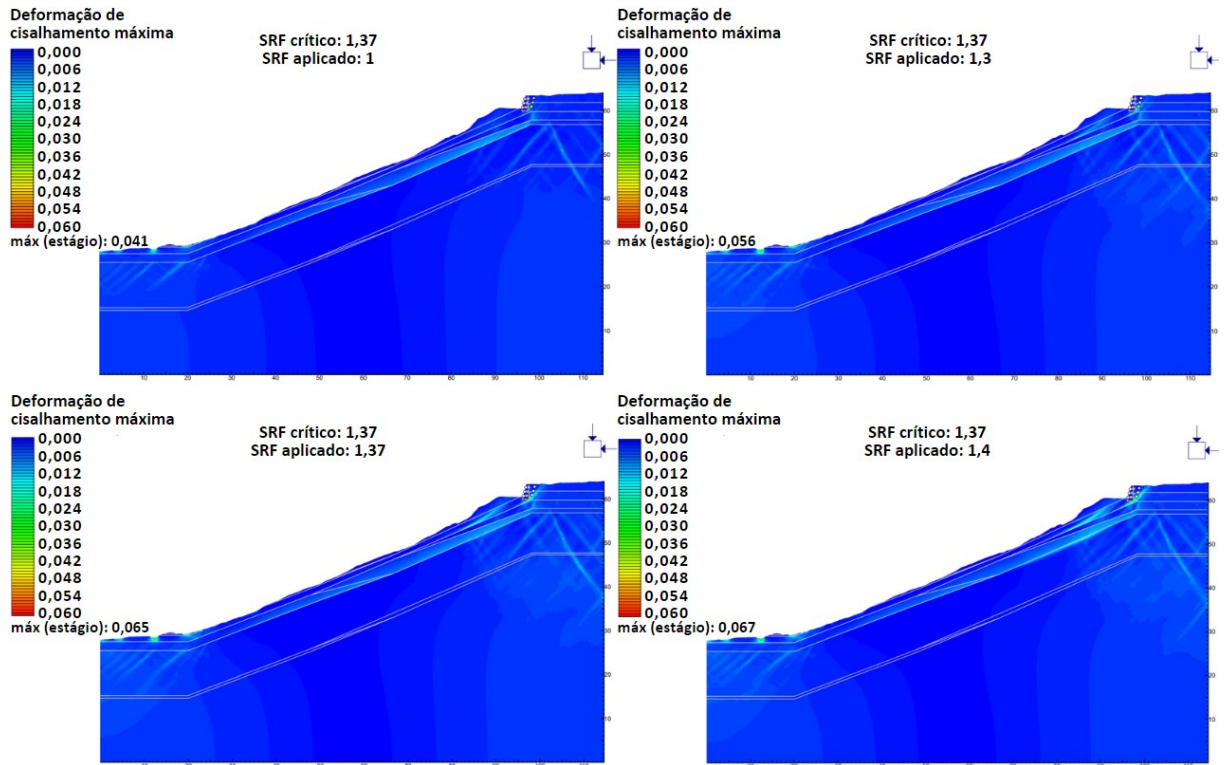


Fonte: O autor (2024)

Por outro lado, a tela argamassada apresenta limitações em cenários de chuvas prolongadas e intensas. Nessas condições, o aumento do nível de água ou o fluxo lateral em direção às regiões de maior sucção no subsolo pode elevar as poropressões, anulando os efeitos positivos da sucção preservada. Esse aspecto ressalta a importância de um cuidado especial com a presença de estruturas hidráulicas próximas, como redes de abastecimento de água e sistemas de drenagem, que podem também comprometer sua eficácia. Dessa forma, garantir ou monitorar a integridade da tela argamassada torna-se essencial para que ela contribua para a estabilidade do talude por meio da impermeabilização.

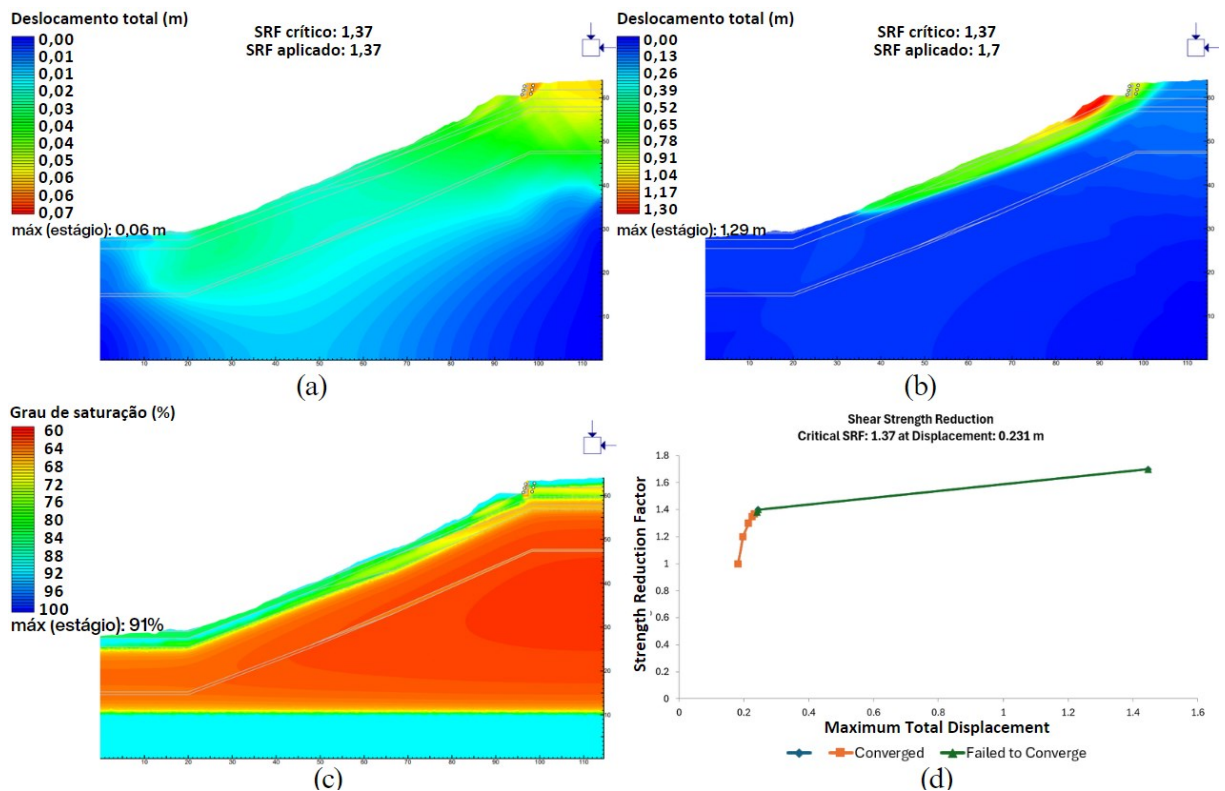
A presença do muro de arrimo não apresentou efeito no fator de segurança da encosta devido a superfície crítica ser mais profunda que a cota de instalação da estrutura, como demonstrado na Figura 66 e Figura 67. Além disso, o muro de arrimo não impermeabilizou de forma significativa a encosta, dessa forma, não tendo a contribuição hidráulica ou de impermeabilização que a tela argamassada teve.

Figura 66 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com muro de arrimo após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura 67 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com muro de arrimo após simulação de chuva

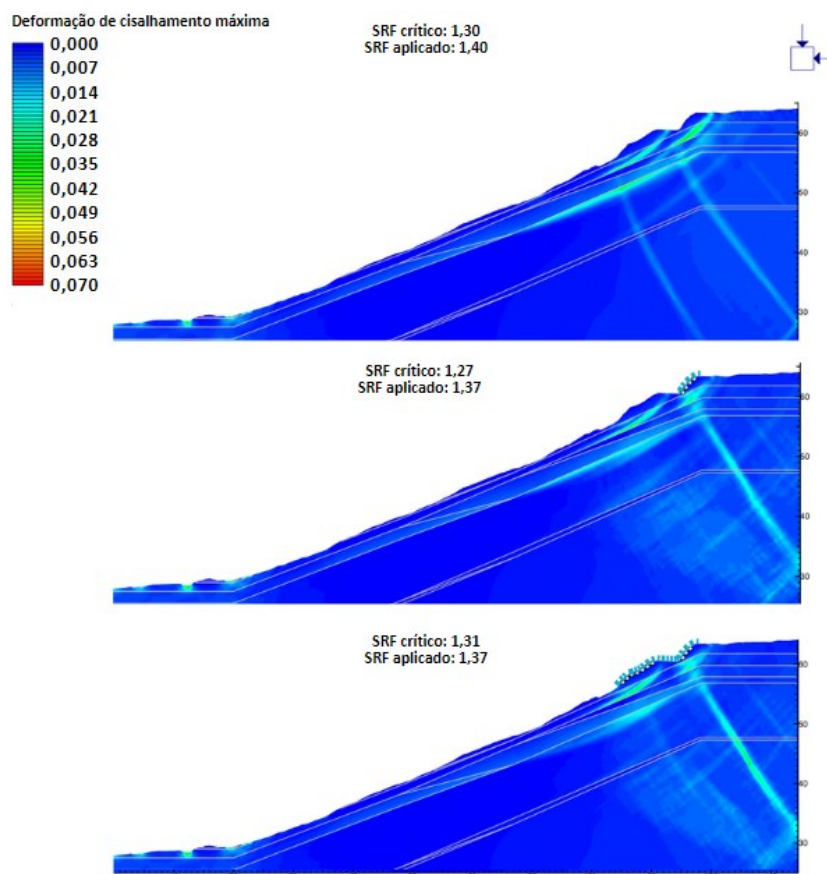


Fonte: O autor (2024)

Essa limitação indica que o muro de arrimo, quando aplicado de forma isolada, pode não ser a solução mais eficaz para taludes com superfícies críticas profundas ou condições de elevada infiltração. No entanto, ele pode desempenhar um papel importante em cenários onde a instabilidade é mais superficial, bem como em situações que exijam controle de movimentações localizadas ou suporte adicional para cargas pontuais, como construções adjacentes.

Analisando-se a condição de umidade natural sem consideração da sucção, notou-se todas as seções com estruturas de estabilização, com exceção do solo grampeado, tiveram o SRF de aproximadamente 1,30, valor o qual a encosta tem sem a presença de estrutura de estabilização. Esses resultados evidenciam a não colaboração mecânica da tela argamassada na estabilidade da encosta. Outra evidência é a formação das mesmas superfícies potenciais de ruptura com e sem a presença da tela argamassada. A Figura 68 apresenta uma comparação das superfícies potenciais de ruptura da seção estudada sem estrutura de estabilização e com as telas argamassadas simples e ampla.

Figura 68 – Comparação das superfícies de ruptura das seções com e sem tela argamassada na condição de umidade natural sem consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

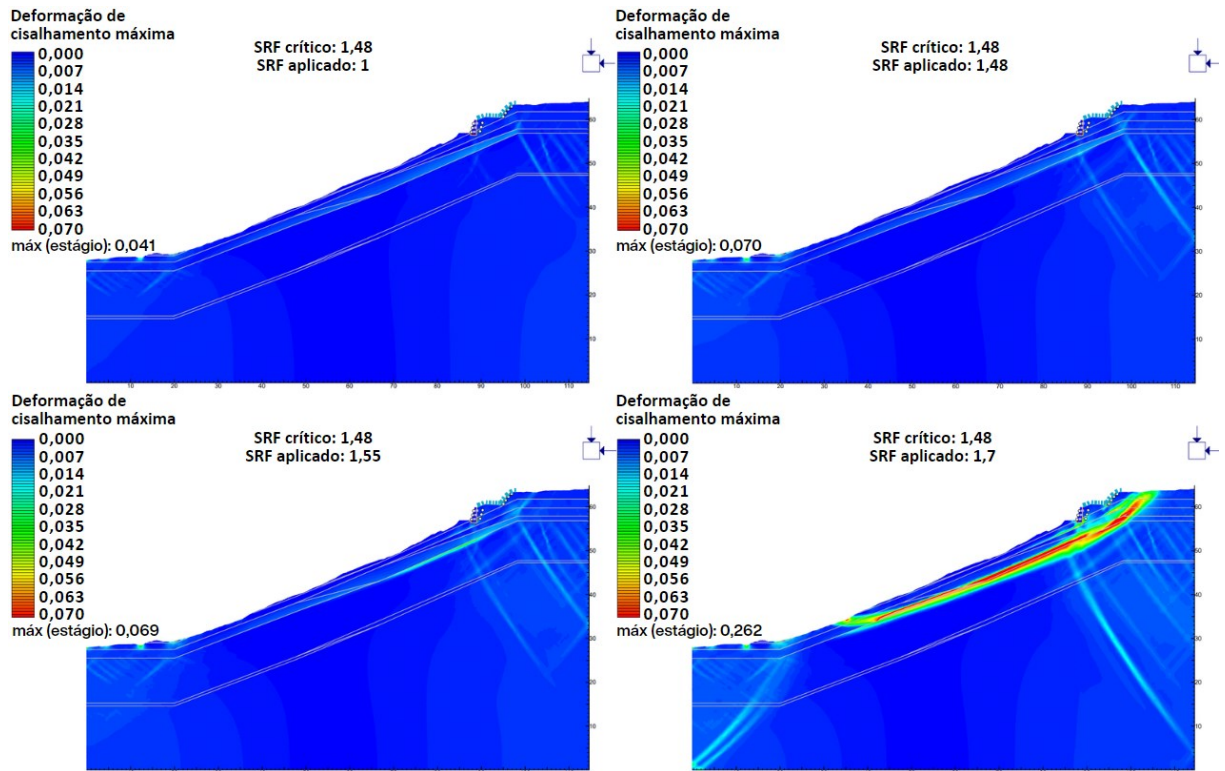
Então, embora as telas argamassadas proporcionem impermeabilização e auxiliem na prevenção de erosões, elas não se mostram como a solução alternativa para a contenção de encostas, podendo ser substituídas por outros elementos impermeabilizantes mais eficientes. No entanto, a percepção de segurança por parte da população pode influenciar a escolha por essa solução.

Dessa forma, a aplicação de telas argamassadas deve ser vista como uma medida complementar a outras estratégias de contenção, integrando-se a um sistema mais robusto e seguro. Ressalta-se, entretanto, que sua eficiência depende de uma execução adequada, da ausência de patologias em sua estrutura e de sistemas de drenagem efetivos para minimizar os riscos associados a condições hidráulicas adversas.

As soluções conjuntas de muro de arrimo e tela argamassada apresentaram um resultado semelhante à união da análise individual de cada uma das estruturas. O muro de arrimo nos casos de construção subjacente e sobrejacente à tela argamassada não atingiu diretamente a superfície crítica de deslizamento, assim como a construção dessa estrutura isoladamente. A tela argamassada novamente não mostrou impacto mecânico na estabilidade do talude, sendo a principal atuação através da impermeabilização na ocorrência de chuvas.

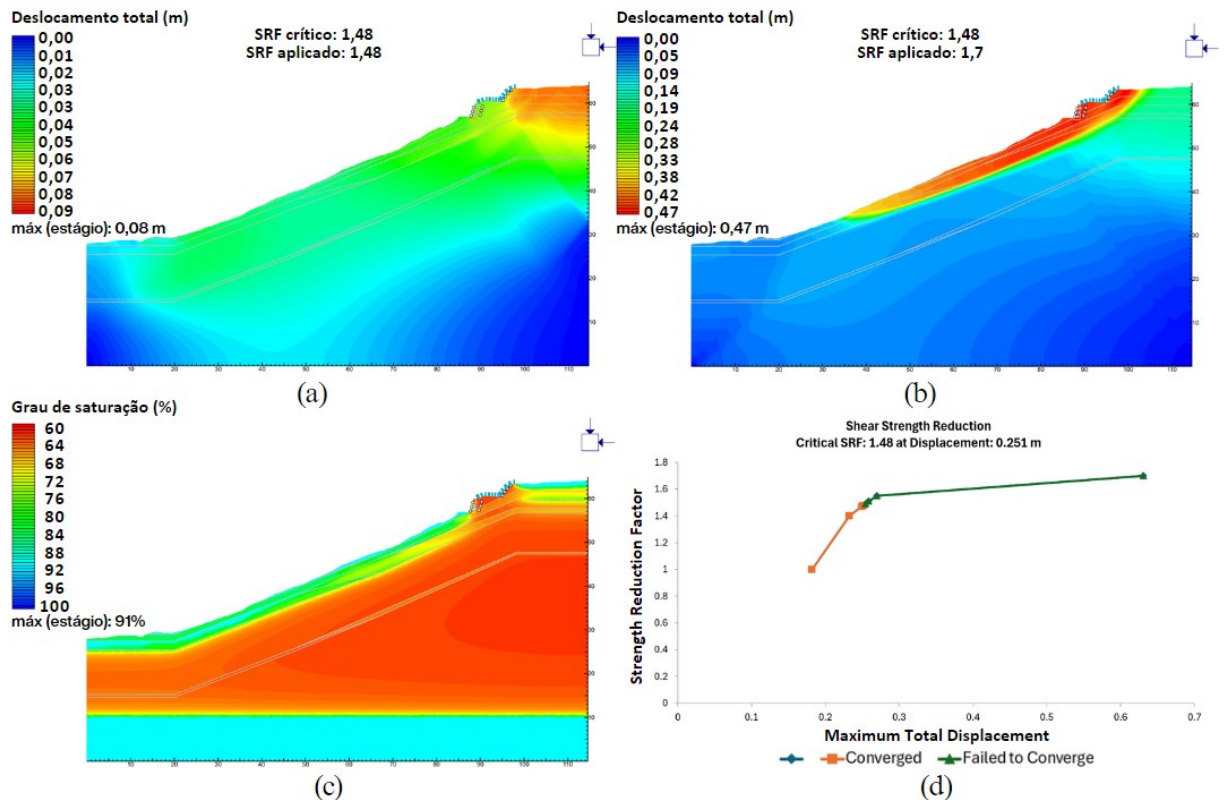
A Figura 69 e Figura 70 mostram o comportamento da configuração de muro de arrimo subjacente à tela argamassada após simulação de chuva, exibindo a superfície de ruptura e deslocamentos, evidenciando a mesma superfície crítica de ruptura observado para o talude sem estrutura de estabilização, e a Figura 71 destaca os valores de sucção maiores próximo à superfície devido a impermeabilização da tela argamassada. A Figura 72 destaca a falta de contribuição mecânica da tela argamassada na mesma configuração citada anteriormente na condição de ausência de sucção na resistência ao cisalhamento do solo, uma vez que superfícies superficiais de ruptura se formam próximo à tela argamassada.

Figura 69 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo subjacente após simulação de chuva



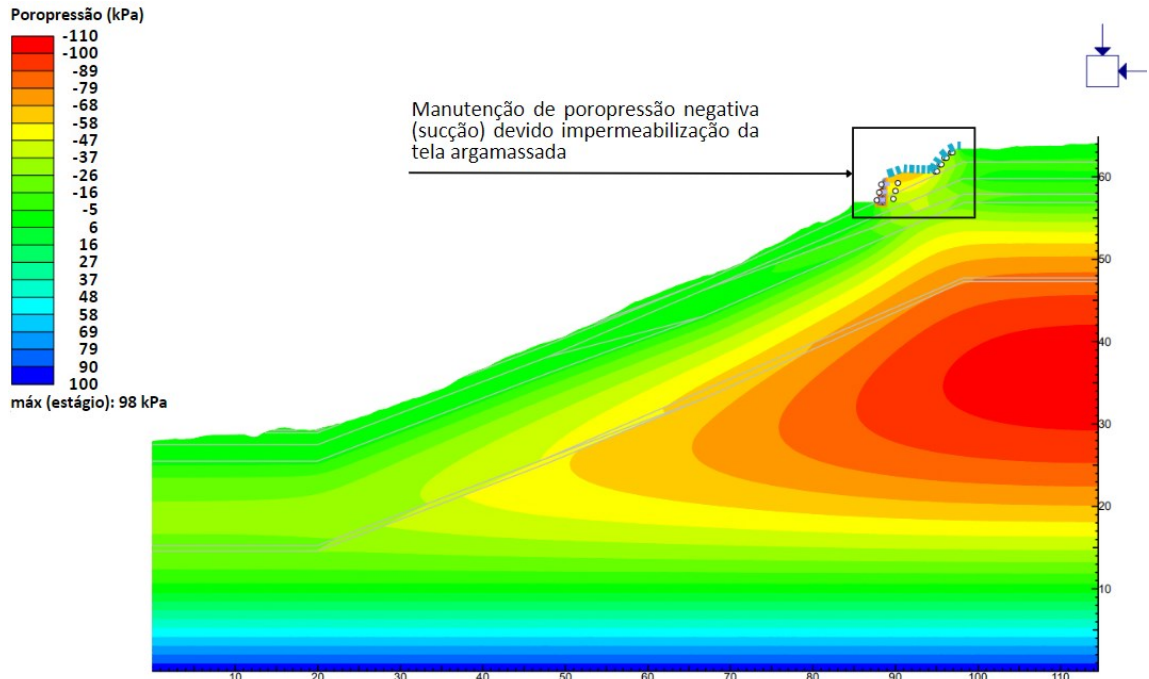
Fonte: O autor (2024)

Figura 70 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo subjacente após simulação de chuva



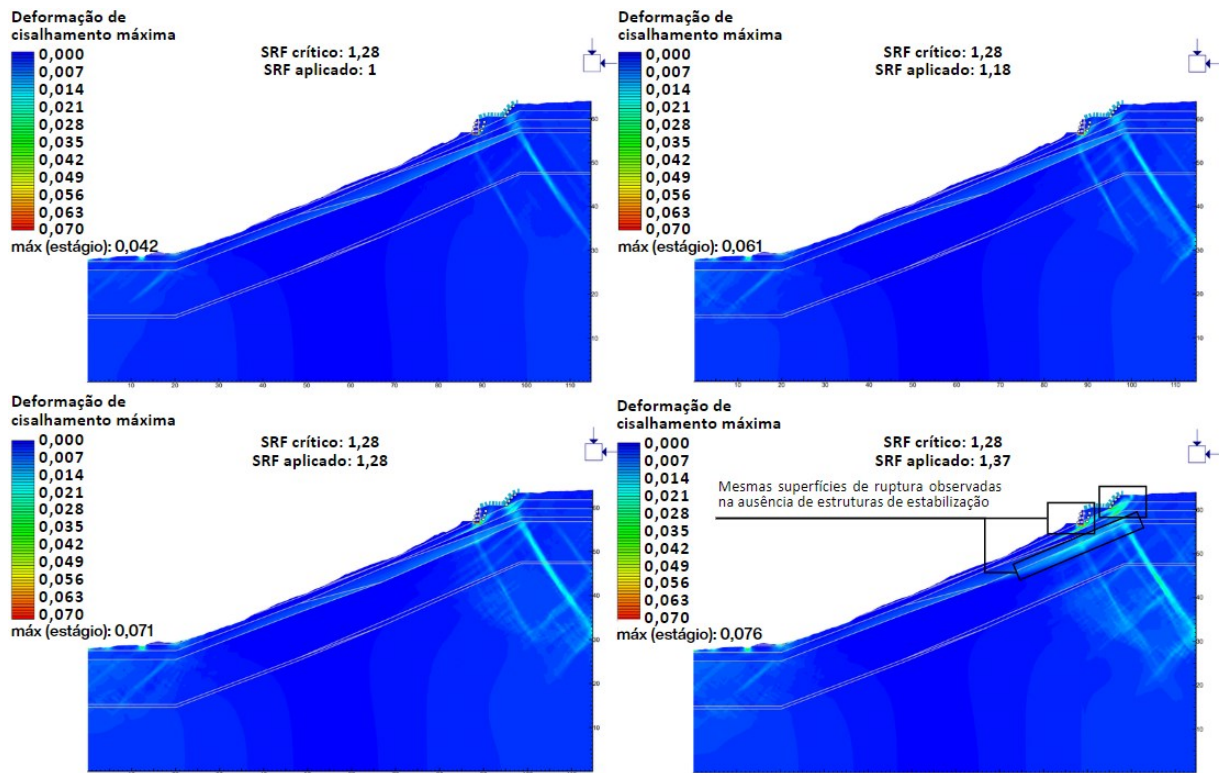
Fonte: O autor (2024)

Figura 71 – Poropressão da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo subjacente após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

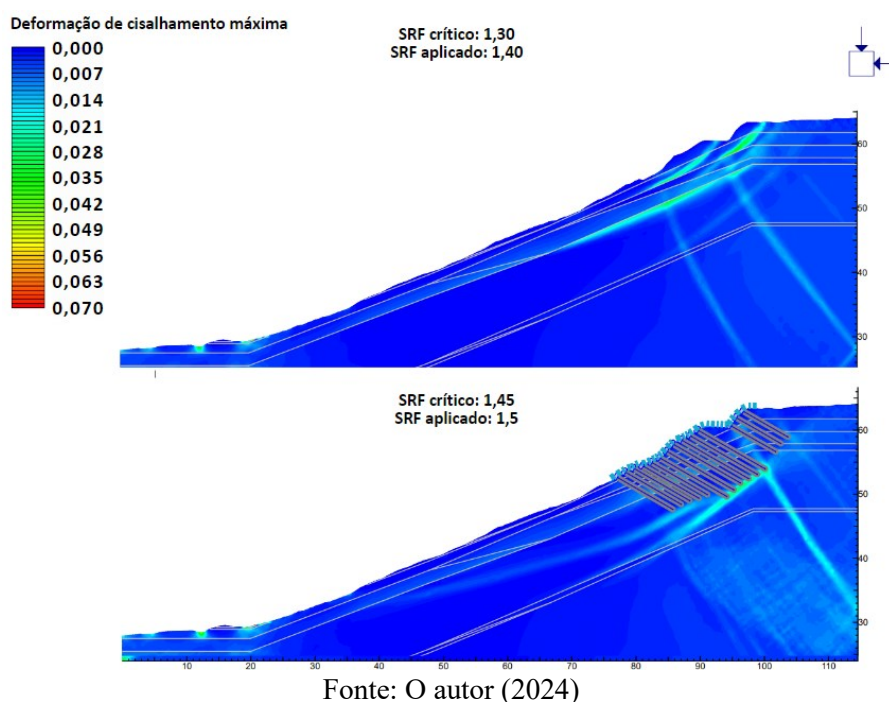
Figura 72 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo subjacente na condição de umidade natural sem consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

Entretanto, a solução em solo grampeado apresentou resultados positivos nos casos de simulação de chuva e sem consideração da sucção. Neste último caso, diferentemente das demais análises com estruturas de estabilização, o SRF foi de 1,45. Isso mostra a interferência mecânica na estabilidade do talude. A atuação passiva dos grampos provocou alterações nas superfícies potenciais de ruptura, tornando-se mais profunda do que na ausência de estruturas de estabilização conforme é possível visualizar na Figura 73.

Figura 73 – Comparação das superfícies potenciais de ruptura entre a rua Brumal sem estrutura de estabilização e com solo grampeado sem a consideração da sucção

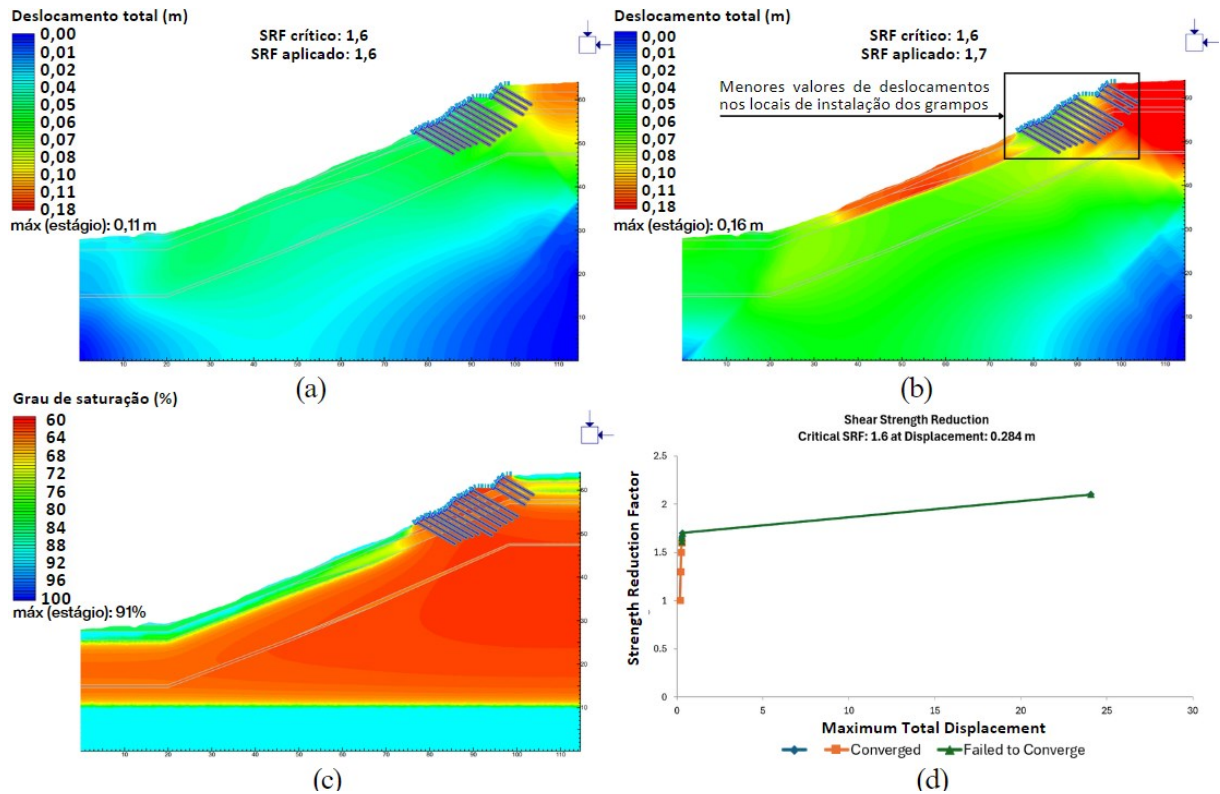


Fonte: O autor (2024)

No caso de simulação de chuva, a estabilidade da encosta com a presença do solo grampeado foi interferida pela impermeabilização do solo, provocada pelo paramento em concreto projetado, e pelos grampos. O concreto projetado apresenta uma interferência semelhante à tela argamassada, em relação a impermeabilização da encosta, através da sucção na estabilidade do talude.

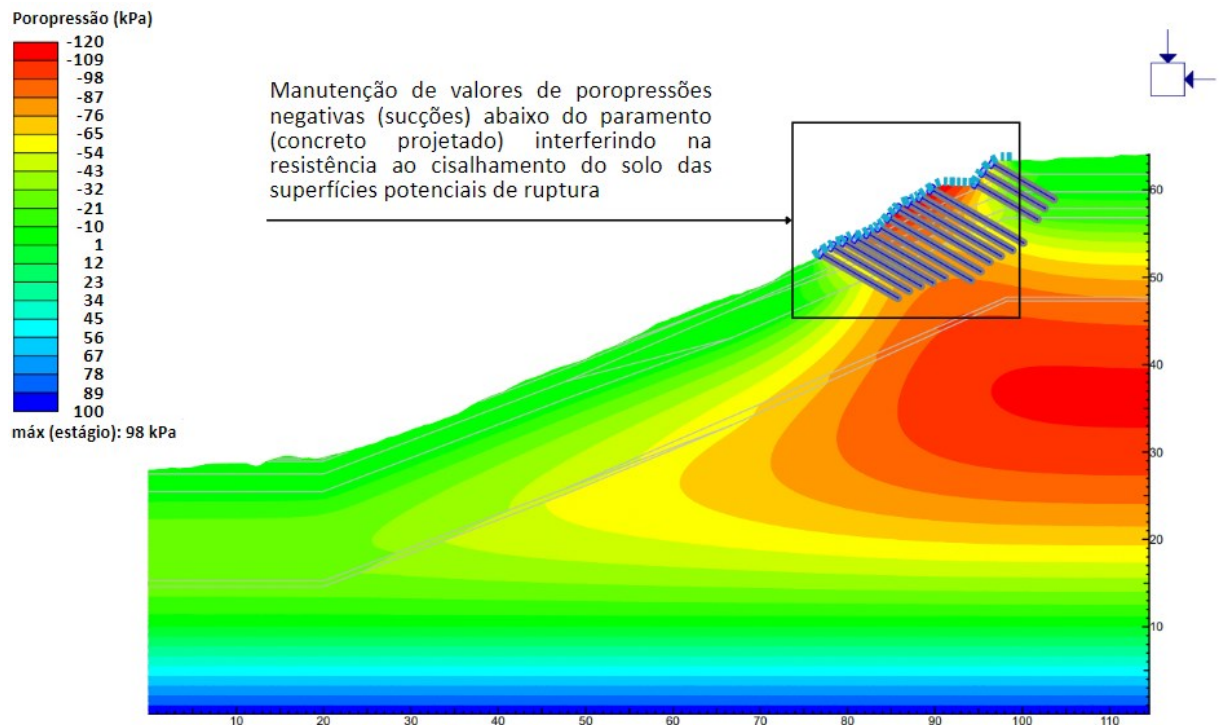
Os grampos, como evidenciado na análise sem consideração da sucção, interferem diretamente na superfície crítica de deslizamento através de seus comportamentos passivos. A Figura 74 e Figura 75 mostram o comportamento citado por meio de diferentes valores de deslocamento, grau de saturação e poropressão próximo ao paramento e grampos na condição de simulação de chuva.

Figura 74 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com solo grampeado após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura 75 – Poropressão da rua Brumal com solo grampeado após simulação de chuva



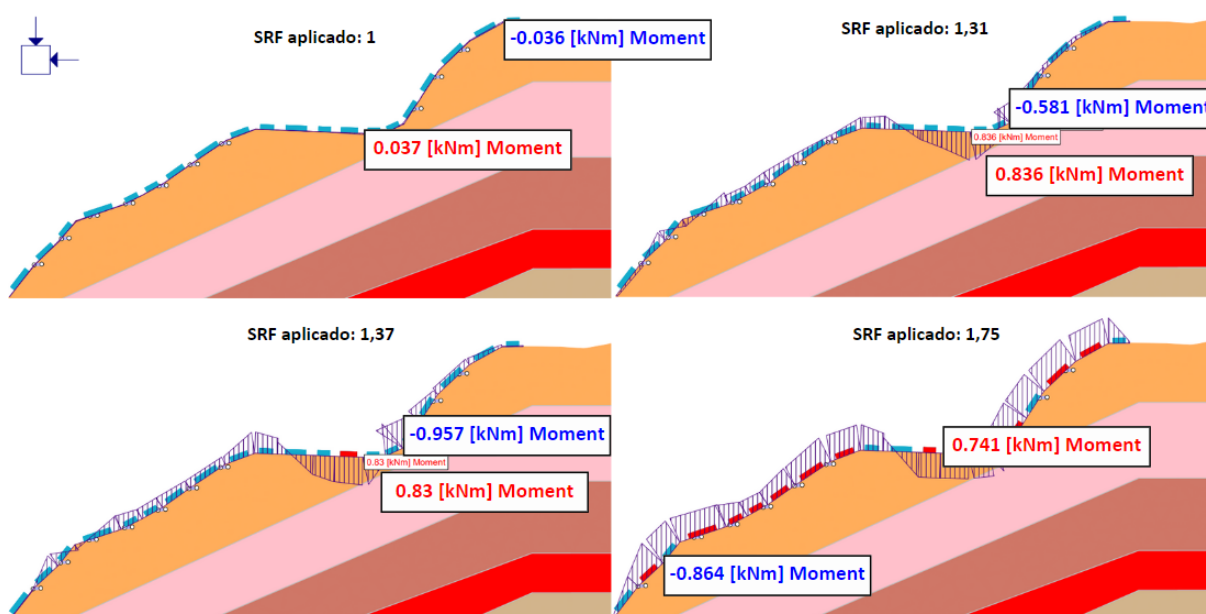
Fonte: O autor (2024)

Uma vez demonstrada a importância da sucção do solo não saturado para a estabilidade da encosta, torna-se relevante o monitoramento da umidade ou da sucção do solo em uma encosta sem solução definitiva, especialmente em condições em que a resistência ao cisalhamento do solo é afetada pela ausência de sucção. Esse monitoramento pode contribuir para a segurança da população.

4.2.2 Esforços nas estruturas de estabilização

No geral, as telas argamassadas apresentaram momentos fletores iniciais, em SRF igual a 1, menores que 0,1 kNm, e no máximo de 1 kNm para maiores SRF, sendo predominante valores entre 0,2 e 0,5 kNm. O rompimento em vários locais da tela argamassada ocorreram para valores muito maiores que o SRF crítico, como pode ser constatado através dos elementos vermelhos presentes na Figura 76. Maiores deformações axiais também foram constatadas com o aumento do SRF.

Figura 76 – Momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada na rua Brumal na condição de não consideração da sucção com tela argamassada ampla



Fonte: O autor (2024)

O aumento do momento fletor e deformações axiais ao longo das telas argamassadas com o aumento do SRF podem levar ao surgimento de fissuras ou rachaduras nessas estruturas.

Com isso, o aparecimento dessas patologias podem ser possíveis indicativos de ocorrência de movimento de massa.

Analisando-se a evolução dos esforços presentes na base do muro de arrimo, Tabela 30, observou-se, no geral, um aumento das tensões normais e de cisalhamento com o aumento do SRF aplicado. As exceções na evolução das tensões de cisalhamento foram na aplicação do muro de arrimo subjacente à tela argamassada após simulação de chuva e quando sozinho na condição de umidade natural sem consideração de sucção na resistência do solo. Nesses casos houve uma redução da tensão de cisalhamento com o aumento do SRF.

Tabela 30 – Evolução das tensões na base do muro de arrimo

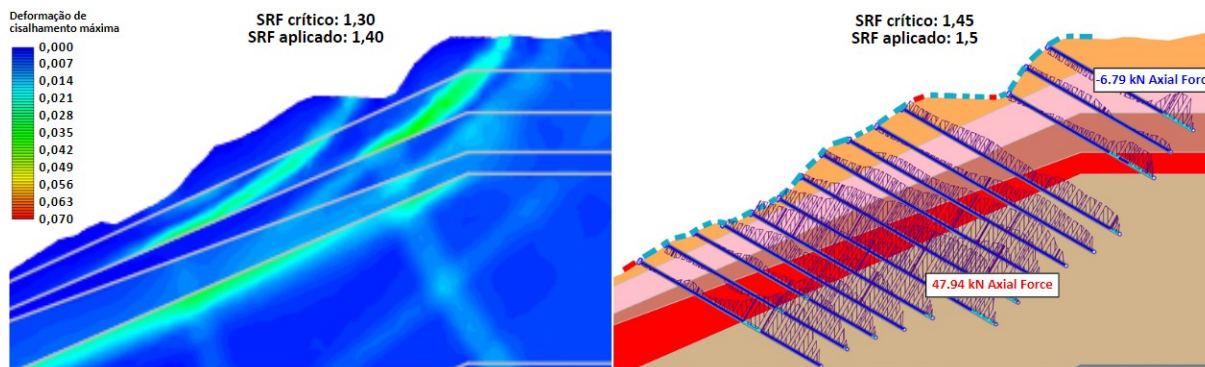
Análise	Após simulação de chuva			Umidade natural sem sucção		
	SRF	σ (kPa)	τ (kPa)	SRF	σ (kPa)	τ (kPa)
Muro de arrimo	1	58,94	8,40	1	58,91	9,68
	1,7	67,50 ↑	13,16 ↑	1,3	62,08 ↑	8,51 ↓
Muro de arrimo sobrejacente	1	57,51	5,71	1	59,12	9,90
	1,75	64,80 ↑	15,06 ↑	1,75	69,81 ↑	16,90 ↑
Muro de arrimo subjacente	1	59,48	9,51	1	61,82	13,39
	1,7	60,11 ↑	4,00 ↓	1,75	68,21 ↑	17,10 ↑

Fonte: O autor (2024). Legenda: ↑ – aumento da tensão; ↓ – redução da tensão.

Essas alterações dos esforços na base do muro de arrimo também podem indicar a ocorrência de movimento de massa através de patologias como deslizamento e recalque do muro de arrimo. Essas manifestações patológicas não apenas reduzem a capacidade de estabilização, como também podem agravar a instabilidade do talude ao redistribuírem as tensões para regiões adjacentes, acelerando os processos de ruptura.

Analisando-se os esforços presentes no solo grampeado, observou-se um aumento das forças nos grampos. Os picos das forças de tração no grampo ocorreram em regiões onde passa a superfície crítica de ruptura no caso sem presença de estruturas de estabilização, Figura 77. Os valores máximos de tração não foram próximos da resistência de 245 kN, tendo um máximo de aproximadamente 60 kN no caso da não consideração de sucção no solo com o SRF de 1,45.

Figura 77 – Comparação da superfície crítica de ruptura da seção sem estrutura de estabilização e da região de valores máximos de tração nos grampos, ambas sem consideração de sucção.



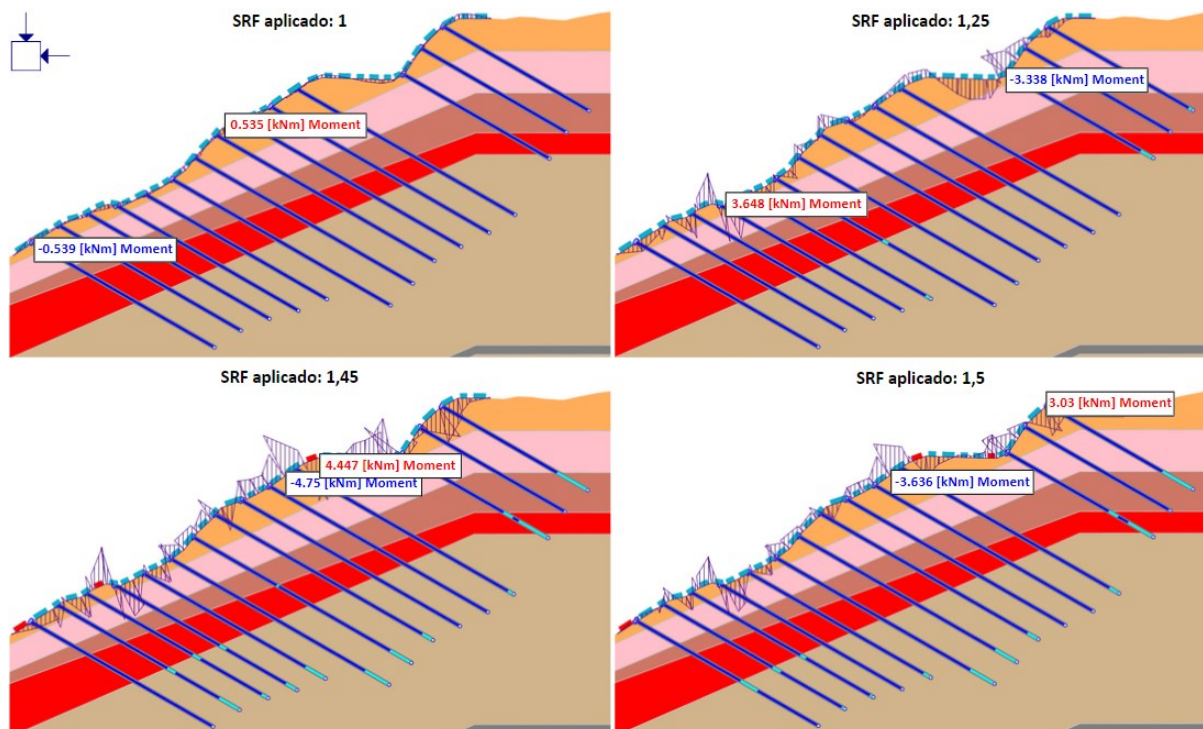
Fonte: O autor (2024)

A área de valores máximos de tração nos grampos ser na região da superfície crítica de ruptura antes da intervenção com os grampos, destaca a relevância do posicionamento adequado dos grampos, em relação a comprimento e área da superfície do talude, para o funcionamento desejado adequado desses elementos para aumentar a segurança da encosta.

As forças de tração e compressão presentes nos grampos podem variar de acordo com o dimensionamento realizado na estrutura para o talude. Devido ao baixo valor de tração, em relação à resistência do material, presente na análise, não houve constatação de ruptura por tração dos grampos, sendo observado somente indicações de cisalhamento nas extremidades dos grampos, especialmente para os maiores valores de SRF aplicados em cada análise.

Os momentos fletores presentes no concreto projetado, os quais podem provocar patologias semelhantes aos das telas argamassadas, foram maiores do que os observados para a tela argamassada. Observaram-se valores próximos de 0,5 kNm na aplicação de SRF igual a 1, e de aproximadamente 4 kNm para maiores SRF. Também foram notados elementos ou regiões com falhas ao longo do concreto projetado próximo ao SRF crítico. Esses comportamentos apontados podem ser constatados na Figura 78, referente a condição umidade natural sem consideração da sucção.

Figura 78 – Momentos fletores máximo e mínimo e rompimento do concreto projetado (elementos vermelhos) da rua Brumal com solo grampeado na condição de sem consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

Portanto, com a possibilidade do surgimento de patologias nas estruturas devido mudanças nas tensões presentes nas estruturas, o monitoramento contínuo das estruturas de estabilização é essencial, utilizando técnicas como instrumentação geotécnica, sensores de deslocamento, medição de deformações, ou até mesmo observações visuais da população local. A identificação precoce dessas patologias permite a implementação de ações corretivas antes que o problema evolua, garantindo a integridade das estruturas e a segurança da encosta ao longo do tempo.

Arelado a essa identificação de patologias, é fundamental a implementação de planos de emergência e o treinamento da população para identificar sinais de risco e adotar comportamentos preventivos, garantindo maior segurança aos moradores de áreas de encosta na ausência de soluções adequadas de estabilização.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como foco, primeiramente, a comparação dos resultados obtidos na análise de estabilidade de taludes utilizando os métodos do Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos, aplicada a uma encosta na cidade do Recife. As análises foram realizadas considerando as condições de umidade natural e grau de saturação após simulação de chuva, ambos considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, e na umidade natural desconsiderando a sucção na resistência do solo. Em seguida, foi realizado um estudo sobre a influência mecânica e hidráulica de três diferentes estruturas de estabilização nessa mesma encosta. E, para isso, foram realizados ensaios geotécnicos e sondagens para a caracterização do solo da área de estudo.

5.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO SOLO

Inicialmente, constatou-se que a encosta é composta por camadas intercaladas de areia e argila, formadas a partir do maciço, sem apresentar comportamento colapsível. Além disso, verificou-se que os melhores ajustes foram obtidos utilizando a curva bimodal da curva de retenção, o que é especialmente relevante em solos de granulometria variada, como os da encosta estudada, onde coexistem macroporos e microporos.

O ajuste bimodal da curva de retenção influenciou diretamente a resistência ao cisalhamento não saturada do solo, devido à variação da sucção com a umidade presente, além de afetar a condutividade hidráulica não saturada. A inclusão desse ajuste melhora a precisão dos modelos numéricos aplicados e, conseqüentemente, dos fatores de segurança calculados em simulações com presença de fluxo, como nas chuvas analisadas neste estudo.

5.2 COMPARAÇÃO DO MEL E MEF

Com base na diferença entre os resultados obtidos, comprovou-se inicialmente que não é apropriado estabelecer uma equivalência simples entre o fator de segurança (FS), adotado no Método do Equilíbrio Limite (MEL), e o fator de redução de resistência (SRF), utilizado nas análises pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Esse é um fato também comprovado pela diferença em suas definições, embora tendam ao valor de 1 na ruptura.

Na condição de simulação de chuva, os fatores foram 1,52 e 1,37 para o MEL e o MEF, respectivamente. Desconsiderando a sucção presente no solo, esses valores foram de 1,47 e 1,30. Na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, observou-se a maior diferença devido à ausência de uma superfície crítica de ruptura bem definida no MEF, com um SRF crítico de 1,84, enquanto no MEL o fator de segurança foi de 2,99.

Recomendou-se, portanto, com base nos resultados desta dissertação e trabalhos presentes na literatura, não tomar como referência direta valores de FS obtidos através do MEL para resultados de análises de estabilidade de talude com o MEF. A partir disso, avaliou-se adequado comparar a evolução do SRF para análises de estabilidade de taludes com estruturas de estabilização com o SRF calculado para o talude sem essas estruturas.

5.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE COM ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO

Após determinar o SRF crítico e as superfícies potenciais de ruptura para a rua Brumal sem estabilizações, foi possível avaliar a influência mecânica e hidráulica de diferentes estruturas — muro de arrimo, tela argamassada, combinação de ambos, e solo grampeado — na estabilidade da encosta. A comparação baseou-se nos SRFs críticos e nas superfícies potenciais de ruptura, em condições de umidade natural e grau de saturação do solo após simulação de chuva, ambos considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, e na umidade natural sem consideração da sucção.

Embora a tela argamassada não tenha uma função original de contenção de talude, este trabalho decidiu por estudar possíveis contribuições mecânicas dessa estrutura que resultariam na colaboração para a contenção da encosta.

Na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência do solo, a inserção das estruturas de estabilização não resultou em alterações significativas no SRF crítico, o que pode ser atribuído à ausência de uma superfície crítica de ruptura bem definida e à alta sucção do solo, que desempenhou um papel predominante na resistência ao cisalhamento.

Na condição de simulação de chuva, a tela argamassada impactou principalmente pela impermeabilização de parte da encosta, preservando a sucção na região próxima à superfície crítica de deslizamento. Quanto maior a área impermeabilizada pela tela, maior era a retenção da sucção e, conseqüentemente, o SRF crítico do talude.

O muro de arrimo, por outro lado, apresentou pouca relevância no aumento do SRF crítico, uma vez que a superfície crítica de deslizamento estava localizada em uma profundidade maior que o nível de instalação do muro, limitando sua contribuição direta à estabilização do talude. Além disso, a ausência de uma impermeabilização significativa associada à presença do muro reduziu seu impacto na preservação da sucção e, consequentemente, na resistência ao cisalhamento do solo na região crítica.

Na combinação de muro de arrimo e tela argamassada, os efeitos observados foram semelhantes aos de cada estrutura isolada: o muro, novamente, não teve impacto relevante devido à profundidade da superfície crítica, enquanto a tela contribuiu com a impermeabilização e maior sucção nas regiões adjacentes.

Ao analisar na ausência de sucção na encosta, constatou-se que a tela argamassada não contribui mecanicamente para a estabilidade. Isso foi corroborado pelos SRFs críticos similares aos da seção sem estabilização e pelas mesmas superfícies potenciais de ruptura, principalmente as mais superficiais, próximas às telas.

Conclui-se, portanto, que as telas argamassadas contribuem para a estabilidade do talude apenas em condições em que as chuvas não provoquem saturação total do solo, especialmente quando a superfície crítica de deslizamento está próxima.

Em contraste, o solo grampeado demonstrou ser a solução mais eficaz tanto na condição de chuva quanto na ausência de sucção dentre as análises realizadas, devido ao efeito passivo dos grampos, que atuam como elementos de reforço, mobilizando forças de tração e aumentando a resistência ao cisalhamento do solo. Essa solução promoveu um impacto direto na superfície crítica de deslizamento, deslocando-a para regiões mais profundas e, consequentemente, elevando o SRF crítico.

Além do reforço mecânico proporcionado pelos grampos, a presença do paramento em concreto projetado contribuiu para a impermeabilização parcial da encosta, reduzindo a infiltração de água e auxiliando na manutenção da resistência do solo sob condições de chuva.

5.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NAS ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO

O posicionamento dos esforços máximos ao longo dos grampos, na região da superfície crítica de ruptura da encosta sem estruturas de contenção e sem considerar os efeitos da sucção, destacou a relevância estratégica de sua disposição no maciço. Essa adequação mostrou-se

essencial para assegurar o funcionamento eficiente e a mobilização plena da resistência à tração passiva dos grampos.

As análises de esforços indicaram que patologias nas estruturas de estabilização podem atuar como sinais precoces do início de um movimento de massa ou da redução da segurança da encosta. O aumento dos momentos fletores e das deformações axiais na tela argamassada e no concreto projetado, observado à medida que o SRF aplicado se elevava, pode provocar fissuras, rachaduras e até desprendimento parcial dessas estruturas, comprometendo sua eficiência funcional e a impermeabilização da encosta.

Da mesma forma, a elevação das tensões normais e de cisalhamento na base do muro de arrimo pode gerar problemas graves, como escorregamento, rotação ou recalque da estrutura.

5.5 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros, sugere-se a análise de outras estruturas de estabilização, como muros de gabião, cortinas atirantadas, solos reforçados com geossintéticos e soluções híbridas que combinem diferentes técnicas de contenção. Além disso, recomenda-se a investigação de encostas com geometrias variadas, composições geológicas distintas e diferentes condições de carregamento, a fim de ampliar a aplicabilidade dos resultados obtidos.

Comparações entre os Métodos do Equilíbrio Limite (MEL) e dos Elementos Finitos (MEF) para análises de estabilidade de taludes com estruturas de contenção são também altamente recomendadas. O MEL, amplamente utilizado e aceito na comunidade geotécnica, oferece simplicidade e eficiência, enquanto o MEF, uma alternativa consolidada, tem ganhado popularidade devido aos avanços tecnológicos e à sua capacidade de realizar análises mais complexas e detalhadas. Essas comparações podem contribuir para uma melhor compreensão das vantagens, limitações e aplicações ideais de cada método em diferentes cenários com presença de estruturas de contenção.

Outra linha promissora envolve a realização de análises que considerem o desempenho das estruturas de estabilização em cenários com e sem o adequado funcionamento dos sistemas de drenagem, incluindo estudos que avaliem o impacto do entupimento ou da obstrução dos drenos.

Recomenda-se, ainda, a adoção de abordagens tridimensionais (3D) para a análise da estabilidade de taludes, visando capturar com maior precisão os efeitos espaciais que não podem ser contemplados em modelos bidimensionais. Além disso, a aplicação de métodos

probabilísticos em conjunto com os métodos determinísticos utilizados no presente estudo pode ser útil para avaliar a incerteza nos parâmetros do solo e a variabilidade dos fatores de segurança.

Outros métodos numéricos também devem ser explorados, como a utilização do Método dos Elementos Finitos para o cálculo das tensões atuantes nas fatias consideradas no Método do Equilíbrio Limite, assim como a aplicação do Método do Ponto Material, que vem ganhando destaque por sua capacidade de modelar grandes deformações.

REFERÊNCIAS

ALHEIROS, Margareth Mascarenhas *et al.* **Manual de Ocupação dos Morros da Região Metropolitana do Recife**. Recife: Fundação de Desenvolvimento Municipal, 2003.

ANDRADE, Mariana Oliveira. **Análise comparativa de custos entre estruturas de contenção**. 2018. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2018.

ANTUNES, Giselle Reis. **Contribuição para avaliação de desempenho de revestimentos de argamassa reforçados com telas metálicas**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

ARYAL, Krishna Prasad. **Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculty of Engineering Science and Technology, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, 2006.

ASSIS, Antônio. **Prefeitura do Recife executa obra de contenção de encosta no Córrego do Jenipapo**. Recife: Blog do Antônio Assis, 7 maio 2024. Disponível em: <https://www.antonioassis.com.br/2024/05/prefeitura-do-recife-executa-obra-de.html>. Acesso em: 2 ago. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 11173**: Projeto e execução de argamassa armada. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16920-2**: Muros e taludes em solos reforçados. Parte 2: Solos grampeados. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180**: Solo — Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9604**: Solo — Abertura de poço ou trincheira de inspeção, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

ASTM INTERNACIONAL. **Designation: D3080 – 03: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. Estados Unidos da América, 2003.

BARBOSA, Matheus Henrique Benatti. **Estabilidade de taludes de barragens: comparação entre análises por métodos de equilíbrio limite e elementos finitos**. 2019. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2019.

BUDHU, Muni. **Soil Mechanics and foundations**. 3 ed. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2010. ISBN 978-0-470-55684-9.

CAPELIN, Luana Jéssica. **Análise de argamassa cimentícia com adição de fibra de coco e microcelulose cristalina**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2018.

CARVALHO, J. C. *et al.* **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 2 ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2023. *E-Book*. Disponível em: <https://doi.editoracubo.com.br/10.4322/978-65-992098-3-3>. Acesso em: 20 mar. 2024.

CARVALHO, Pedro Alexandre Sawaya de. **Manual de geotecnia: taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991. ISBN: 85-09-00073-5.

COLOMBO, A. C.; DANTAS NETO, S. A. Análise da solução de estabilidade de um talude localizado na Rodovia PR-418, Curitiba-PR. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA*, 9., 2019, São Paulo.

COUTINHO, R. Q., MORAIS, B. D., OLIVEIRA, M. S. **Caracterização Geotécnica de Encostas da Formação Barreiras Localizadas no Bairro Ibura (Cohab), Recife-PE**. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2020, Campinas.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6 ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007. ISBN: 85-221-0548-0.

DEODATO, Effenson Cayro Mendes. **Ensaio de análise do solo e a aplicação de correlações para obtenção de suas características a partir do ensaio SPT**. 2022. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Semi-Árido, Mossoró, 2022.

DHATT, G.; TOUZOT, G.; LEFRANÇOIS, E. **Finite Element Method**. 1 ed. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2012. ISBN 978-1-84821-368-5.

FERREIRA, S. R. M. *et al.* Avaliação do ângulo de atrito solo-muro e da rugosidade da superfície de contato. **Ciência e Engenharia (Science & Engineering Journal)**, v. 22, n. 2, p. 11-19, 2013. ISSN: 1983-4071.

FONTOURA, T. B. **Comportamento tensão – deformação e resistência ao cisalhamento de uma areia de duna cimentada artificialmente**. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, p. 170. 2015.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, n. 3, p. 313-321, 1978. DOI: 10.1139/t78-029

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2012. ISBN 978-1-118-13359-0.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção – Muros de arrimo**. 2010. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>. Acesso em: 8 abr. 2024.

GERSCOVICH, D. M. S. *et al.* Consideração de detalhes executivos no projeto de taludes com solo grampeado. **Geotecnia**, v. 135, p. 41-65, 2015.

GERSCOVICH, D. M. S. *et al.* **Técnicas de modelagem numérica de escavações de taludes em solo grampeado**. In: IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, v. 2, p. 671-680, 2005.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. 2 ed. São Paulo: Oficidade de Textos, 2016. ISBN 978-85-7975-241-4.

GONDIM, Adileisson. **Dimensionamento geotécnico de solo grampeado**. 2018. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

GRIFFITS, D. V.; LANE, P. A. Slope stability analysis by finite elements. **Geotechnique**, v. 49, n. 3, p. 387-403, 1999.

GUSMÃO FILHO, Jaime. **Desempenho de obras geotécnicas**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2006. ISBN: 85-7315-334-2

HUANG, M.; JIA, C. Strength reduction FEM in stability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage. **Computers and Geotechnics**, v. 36, p. 93-101, 2009.

JOPPERT JR, IVAN. **Fundações e Contensões de Edifícios** – São Paulo: Pini, 2007. 221p. ISBN: 978-85-7266-177-5

KANUNGO, D. P.; PAIN, A.; SHARMA, S. Finite element modeling approach to assess the stability of debris and rock slopes: a case study from the Indian Himalayas. **Nat Hazards**, v. 69, p. 1-24, 2013. DOI: 10.1007/s11069-013-0680-4.

LACERDA, Igor Folly. **Projeto de Estabilização de um Talude Rodoviário**. 2023. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2023.

LIMA, Analice França. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da Formação Barreiras na área urbana da cidade do Recife**. 2002. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2002.

LIMA, André Pereira. **Deformabilidade e estabilidade de taludes em solo grampeado**. 2002. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

LIU, S. Y.; SHAO, L. T.; LI, H. J. Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods. **Computers and Geotechnics**, n. 63, p. 291-298, 2014.

LUIZ, Bruna Julianelli. **Projeto Geotécnico de uma estrutura de contenção de concreto**. 2014. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Muros de Arrimo**, 1 ed. São Paulo: Blucher, 2007. ISBN 978-85-212-0428-2.

NIE, Zhibao; ZHANG, Zhihong; ZHENG, Hong. Slope Stability analysis using convergent strength reduction method. **Engineering Analysis with Boundary Elements**, v. 108, p. 402-410, 2019.

OLIVEIRA, Marcélia Aparecida Marques de. **Comparação entre os métodos de equilíbrio limite e elementos finitos para análise de estabilidade de taludes**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2023.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZILIS, A. C.; PALMEIRA, E. M. Experiência com solo grampeado no Brasil – 1970-1993. **Solos e Rochas**, v. 4, n. 16, p. 291-304, 1993.

PANIAGO, Dálim Gomes. **Análise estrutural de reservatórios enterrados com argamassa armada com telas de aço soldadas**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Carlos, São Carlos, 1998.

PEREIRA FILHO, A. L. D. *et al.* **Estudo do Comportamento de Contenção Instrumentada em Solo Grampeado**. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2020, Campinas.

PFALTZGRAFF, P. A. S.; TORRES, F. S. M.; COSTA, M. R. **Caracterização do meio físico na pesquisa da geodiversidade da região metropolitana do Recife**. Recife: CPRM, 2022. ISBN: 978-65-5664-232-1.

PFALTZGRAFF, Pedro Augusto dos Santos. **Mapa de suscetibilidade a deslizamentos da Região Metropolitana de Recife**. 2007. Tese (Doutorado em Geociências) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2007.

PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T.; ZIRLIS, A. C. **Alguns Detalhes da Prática de Execução do Solo Grampeado**. In: VI Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 2013.

PREFEITURA DO RECIFE. Defesa Civil. **Prefeitura do Recife entrega 500ª obra realizada neste ano pelo Programa Parceria**. Recife: Defesa Civil, 3 jun. 2023. Disponível em: <https://www2.recife.pe.gov.br/noticias/03/06/2023/prefeitura-do-recife-entrega-500a-obra-realizada-neste-ano-pelo-programa>. Acesso em: 26 mar. 2024.

PREFEITURA DO RECIFE. Defesa Civil. **Programa Parceria garante mais segurança para moradores do Córrego José Idalino**. Recife: Defesa Civil, 25 mar. 2023. Disponível em: <https://www2.recife.pe.gov.br/noticias/25/03/2023/programa-parceria-garante-mais-seguranca-para-moradores-do-corrego-jose-idalino>. Acesso em: 26 mar. 2024.

PREFEITURA DO RECIFE. **Prefeitura do Recife entrega a milésima obra do Programa Parceria neste ano**. Recife, 28 out. 2023. Disponível em:

<https://www2.recife.pe.gov.br/noticias/21/10/2023/prefeitura-do-recife-entrega-milesima-obra-do-programa-parceria-neste-ano>. Acesso em: 11 mar. 2024.

PREFEITURA DO RECIFE. Secretaria de Infraestrutura. **Prefeitura do Recife anuncia pacote com 24 obras de contenção de encostas**. Recife: Secretaria de Infraestrutura, 28 maio 2023. Disponível em: <https://www2.recife.pe.gov.br/noticias/28/05/2023/prefeitura-do-recife-anuncia-pacote-com-24-obras-de-contencao-de-encostas>. Acesso em: 11 mar. 2024.

PREFEITURA DO RECIFE. Secretaria de Infraestrutura. **Prefeitura do Recife garante proteção em morros da Guabiraba e Várzea**. Recife: Secretaria de Infraestrutura, 4 dez. 2021. Disponível em: <https://www2.recife.pe.gov.br/noticias/04/12/2021/prefeitura-do-recife-garante-protecao-em-morros-da-guabiraba-e-varzea>. Acesso em: 26 mar. 2024.

PREFEITURA DO RECIFE. Secretaria de Infraestrutura. **Prefeitura do Recife entrega mais uma obra de contenção definitiva de encosta**. Recife: Secretaria de Infraestrutura, 31 ago. 2021. Disponível em: <https://www2.recife.pe.gov.br/noticias/31/08/2021/prefeitura-do-recife-entrega-mais-uma-obra-de-contencao-definitiva-de-encosta>. Acesso em: 26 mar. 2024.

PREFEITURA DO RECIFE. Secretaria de Infraestrutura. **Prefeitura do Recife avança com obras de contenção de encostas em toda a cidade**. Recife: Secretaria de Infraestrutura, 30 nov. 2020. Disponível em: <https://www2.recife.pe.gov.br/noticias/30/11/2020/prefeitura-do-recife-avanca-com-obras-de-contencao-de-encostas-em-toda-cidade>. Acesso em: 8 abr. 2024.

ROCSCIENCE. RS2: 2D finite element program for stress analysis and support design around excavations in soil and rock. **Slope Stability Verification Manual**, v. 3, 2020.

SANTANA, J. K. R. Análise evolutiva da ocupação dos morros da cidade do Recife. *In*: SIMPÓSIO NACIONAL DE GEOGRAFIA URBANA, 16., 2019, Vitória.

SANTANA, Rafael Galvão de. **Análise de soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife – PE. Estudo de caso: Ruptura ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR 2, Ibura**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

SANTOS, João Wagney Pereira dos. **Estudo sobre soluções de contenções para taludes instáveis**. 2020. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2020.

SCHNEIDER, Samuel Augusto. **Dimensionamento e análise de estabilidade de barragem de gravidade de concreto**. 2011. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2011.

SEKI, K.; TORIDE, N.; VAN GENUCHTEN, M. T. Closed-form hydraulic conductivity equations for multimodal unsaturated soil hydraulic properties. **Vadose Zone Journal**, 2021. DOI: 10.1002/vzj2.20168.

SEKI, K.; TORIDE, N.; VAN GENUCHTEN, M. T. Evaluation of a general model for multimodal unsaturated soil hydraulic properties. **Journal of Hydrology and Hydromechanics**, v. 71, p. 22–34, 2023. DOI: 10.2478/johh-2022-0039.

SILVA, João Paulo Moreira da. **Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes**. 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2011.

SILVA, Maria João Félix da. **Análise de Estabilidade de Taludes pelo Método do Equilíbrio Limite Geral**. 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2013.

SILVA, Renata Regina da. **Proposta para estabilização de uma encosta ocupada em Camaragibe – PE com a consideração de um tratamento global**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2010.

SOLOTRAT. **Solo grampeado**. 2023. Disponível em: <https://www.solotrat.com.br/pdf/solo-grampeado.pdf>. Acesso em: 30 jul. 2024.

SOUSA, Rayanne Emanuelle Rodrigues de. **Avaliação de soluções para estruturas de contenção: muros de flexão e muros de gravidade em concreto ciclópico**. 2021. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba – Campus Cajazeiras, Cajazeiras, 2021.

SOUZA NETO, Danisete Pereira; CARNEIRO, Hayanne Crystinne de Oliveira. **Recomendações de estabilização através da técnica de solo grampeado, visando a redução de riscos de deslizamentos de uma encosta em Camaragibe-PE**. 2014. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2014.

SOUZA, Isadora Dar’c Davi de *et al.* Identificação *post mortem* das vítimas do desastre natural 2022-0318 Inundações e Deslizamentos de Terra-PE-PB/BR: um estudo de caso. **Peer Review**, v. 5, n. 14, 2023. ISSN: 1541-1389. DOI: 10.53660/836.prw2231.

SOUZA, Juliana Martins de. **Características do meio físico em um escorregamento em São Pedro da Serra e suas influências na transformação da paisagem em Nova Friburgo, RJ**. 2015. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

SPRINGER, F. O. **Ensaio de Arrachamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2006.

SWAN, Colby C.; SEO, Young-Kyo. Limit State Analysis of Earthen Slopes Using Dual Continuum/FEM Approaches. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 23, p. 1359-1371, 1999.

TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. **Landslides: investigation and mitigation**. Special Report, 247. Washington D. C.: National Research Council (U.S.) Transportation Research Board, 1996. ISBN: 0-309-06151-2.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. **Relatório Final de Atividades**: Redução da infiltração em morro do Recife aliado ao uso de água da chuva para abastecimento humano, com base cartográfica com Drone, e sistema de alerta de deslizamentos para mitigação das desigualdades sociais. Coord. Sália Gavazza. Recife: UFPE, 2024.

WANDERLEY, L. S. A. et al. As chuvas na cidade do Recife: uma climatologia de extremos. **Revista Brasileira de Climatologia**, v. 22, p. 149-164, 2018. ISSN: 2237-8642.

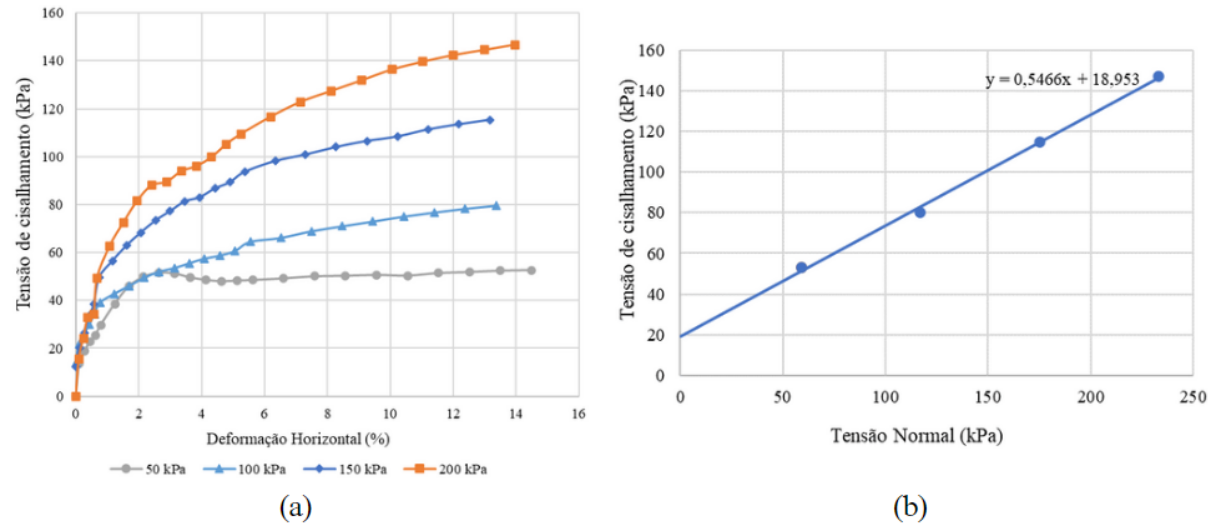
ZHOU, J.; QIN, C. Stability analysis of unsaturated soil slopes under reservoir drawdown and rainfall conditions: steady and transient state analysis. **Computers and Geotechnics**, v. 142, n. 104541, 2022. DOI: 10.1016/j.compgeo.2021.104541.

ZIENKIEWICS, O. C.; MORGAN, K. **Finite Elements & Approximation**. 1 ed. New York: Dover Publications, Inc., 2006.

ZOU, J. *et al.* A kinetic energy-based failure criterion for defining slope stability by PFEM strength reduction. **Engineering Failure Analysis**, v. 145, n. 107040, 2023.

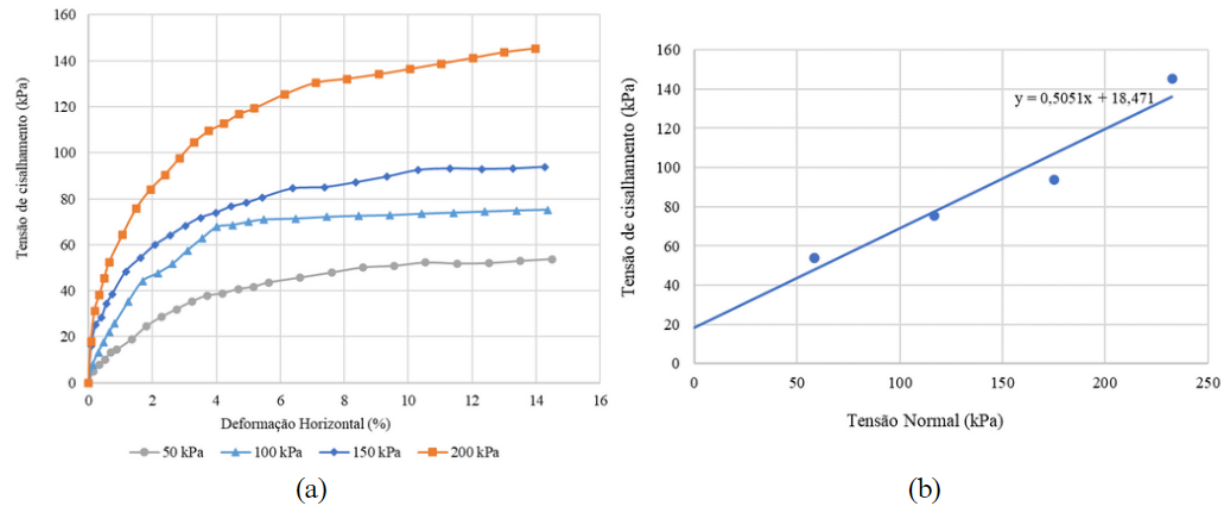
APÊNDICE A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO

Amostra A1 inundada – (a) Tensão x deformação; (b) Envolvória de resistência



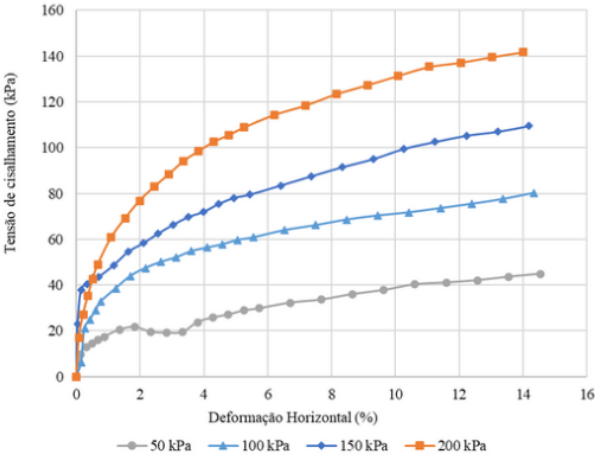
Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Amostra A2 inundada – (a) Tensão x deformação; (b) Envolvória de resistência

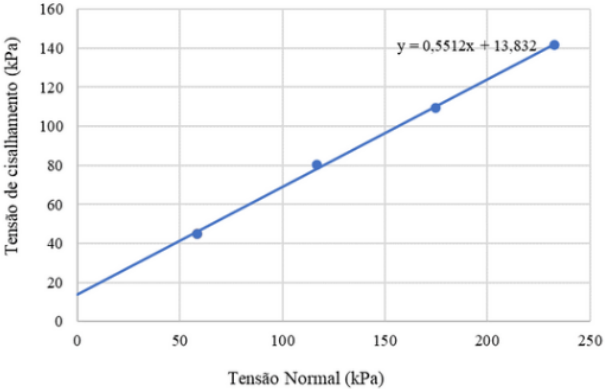


Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Amostra A3 inundada – (a) Tensão x deformação; (b) Envoltória de resistência



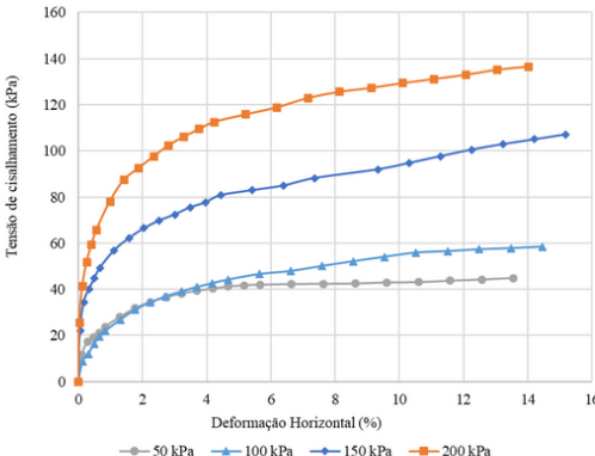
(a)



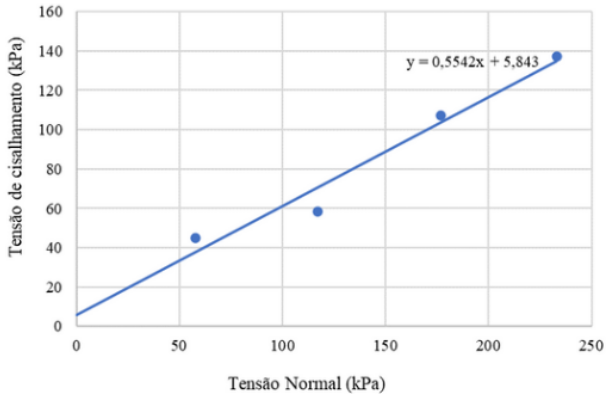
(b)

Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Amostra B1 inundada – (a) Tensão x deformação; (b) Envoltória de resistência



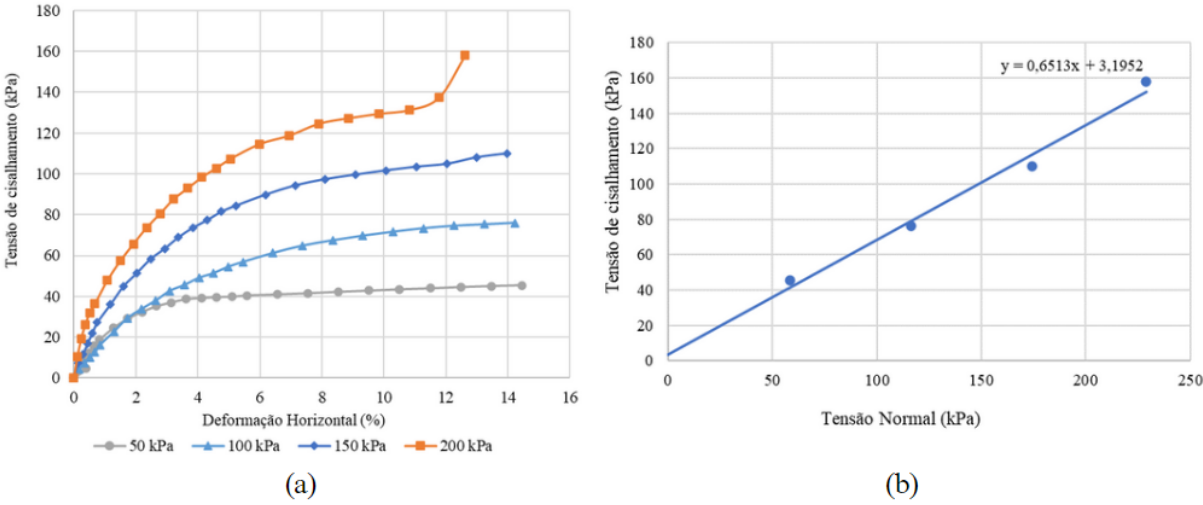
(a)



(b)

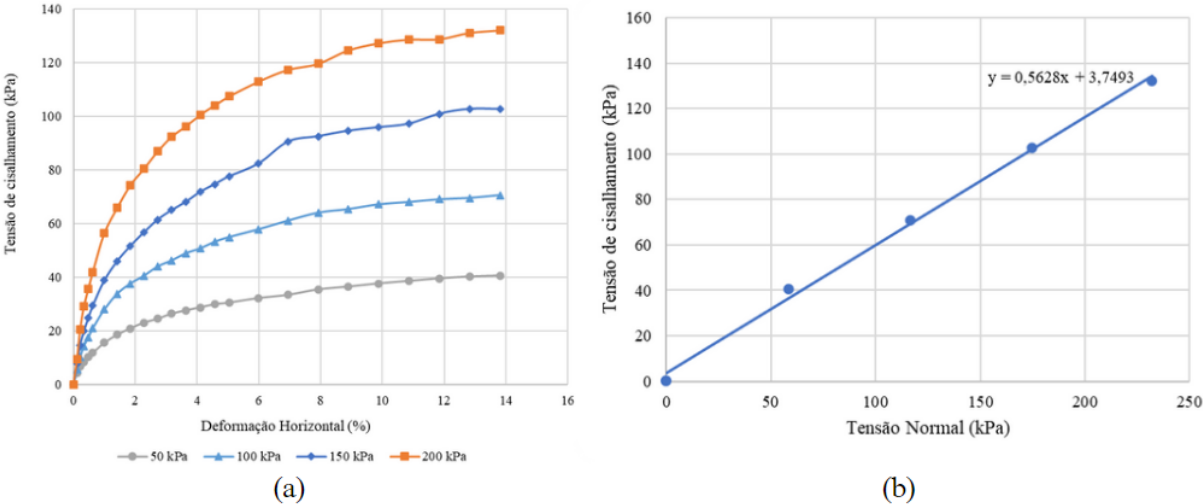
Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Amostra B2 inundada – (a) Tensão x deformação; (b) Envoltória de resistência



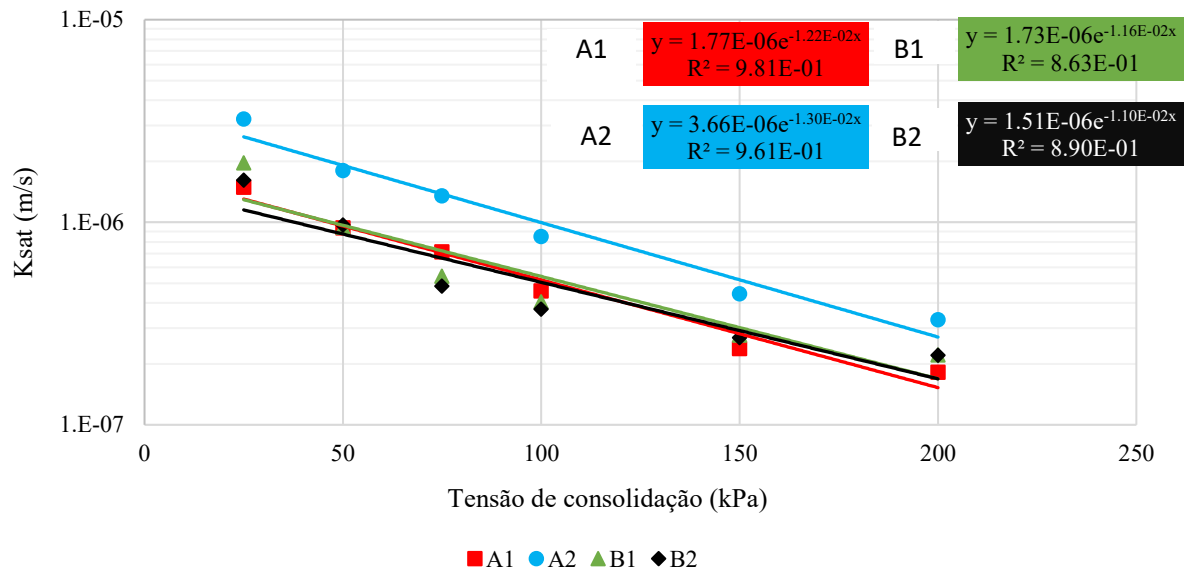
Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

Amostra B3 inundada – (a) Tensão x deformação; (b) Envoltória de resistência



Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE



Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

APÊNCIDE C – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDE

Neste apêndice estão presentes as análises de estabilidade de talude realizadas neste trabalho pelos métodos do equilíbrio limite e dos elementos finitos.

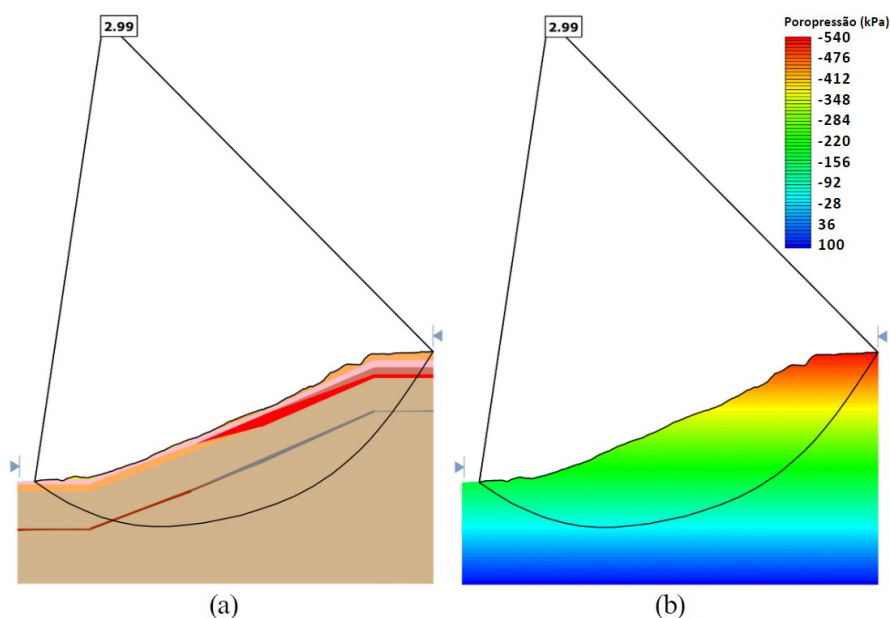
APÊNDICE C.1 – RUA BRUMAL NA CONDIÇÃO DE UMIDADE NATURAL CONSIDERANDO A SUCÇÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO

Nesta seção serão exibidas as análises na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, sem estrutura de estabilização, para os métodos do equilíbrio limite e dos elementos finitos.

Apêndice C.1.1 – Análise em MEL

A Figura C. 1 mostra a análise realizada na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo no Método do Equilíbrio Limite.

Figura C. 1 – (a) Superfície crítica de deslizamento e (b) poropressão da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

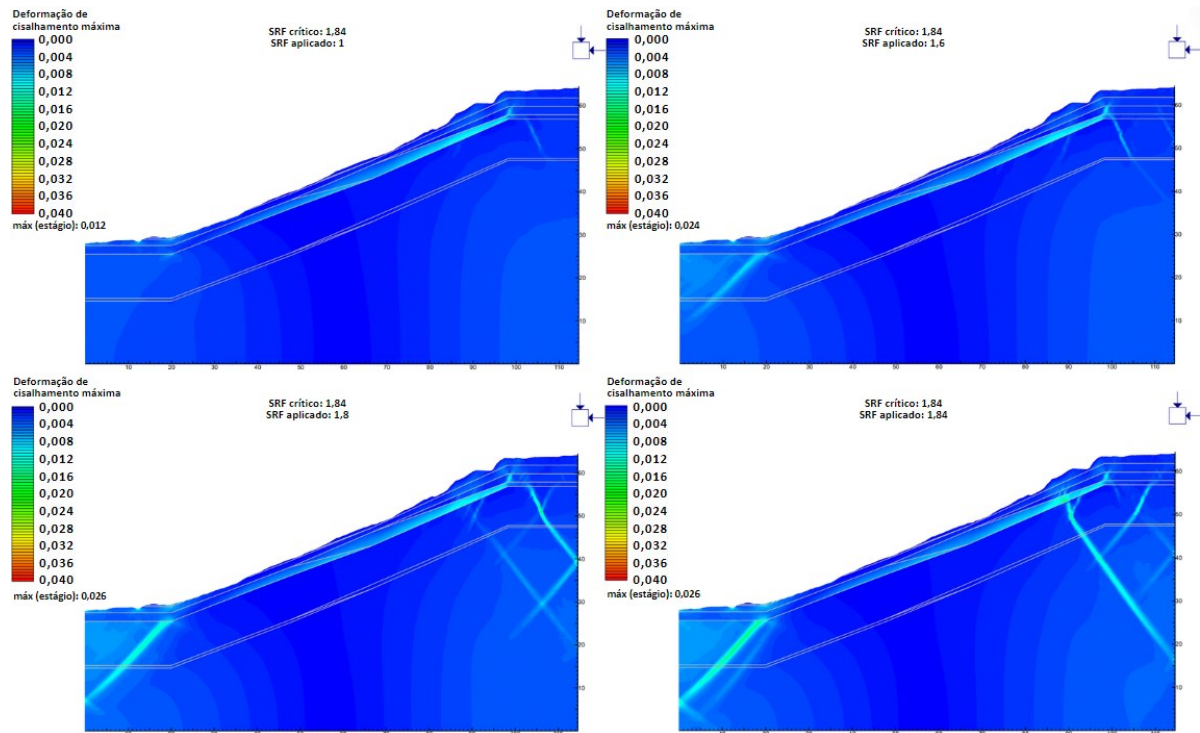


Fonte: O autor (2024)

Apêndice C.1.2 – Análise em MEF

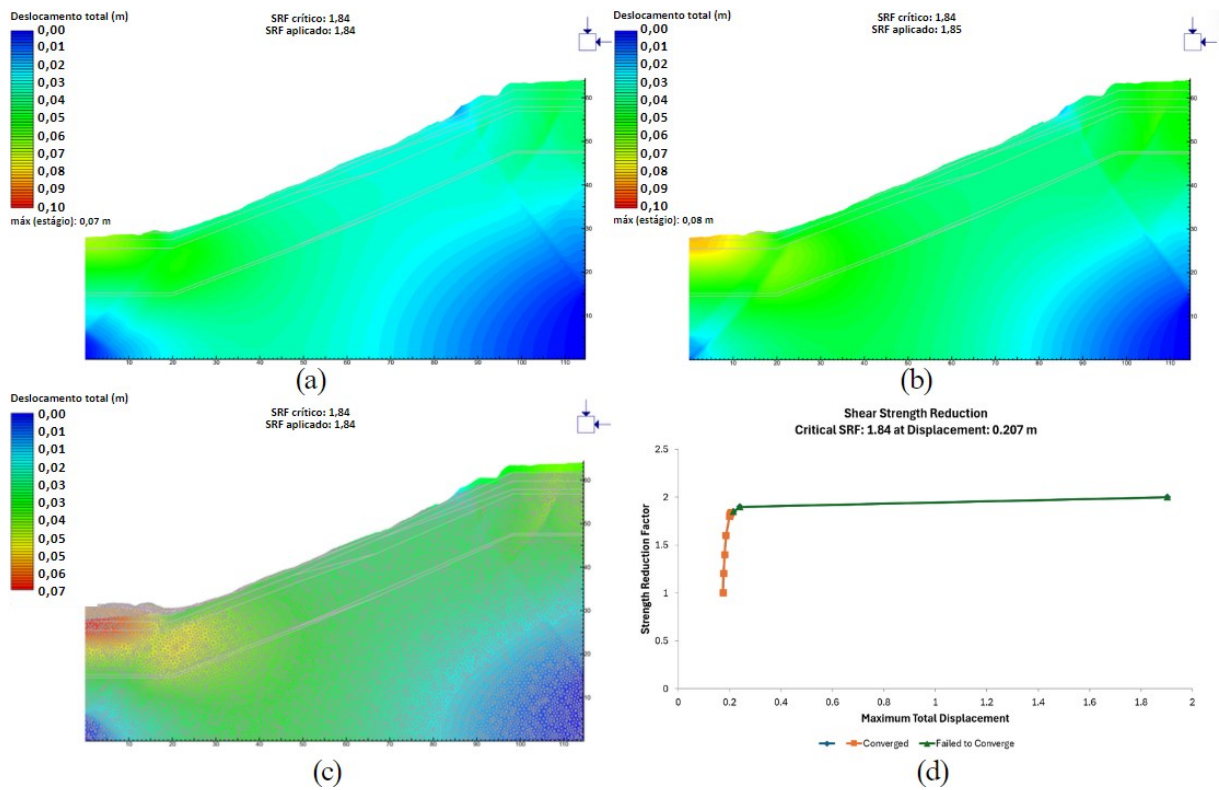
A Figura C. 2 e Figura C. 3 mostram as análises na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo no MEF.

Figura C. 2 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



Fonte: O autor (2024)

Figura C. 3 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) malha deformada e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



Fonte: O autor (2024)

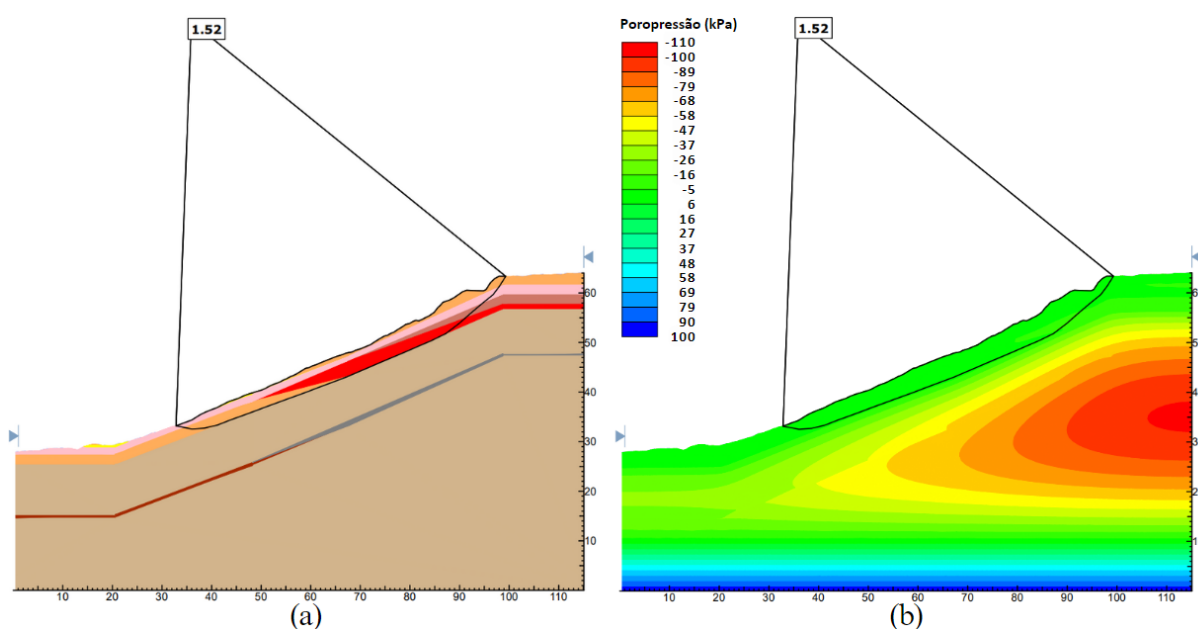
APÊNDICE C.2 – RUA BRUMAL COM SIMULAÇÃO DE CHUVA

Nesta seção serão exibidas as análises após simulação de chuva, sem estrutura de estabilização, para os métodos do equilíbrio limite e dos elementos finitos.

Apêndice C.2.1 – Análise em MEL

A Figura C. 4 mostra as análises após simulação de chuva, sem estrutura de estabilização, no MEL.

Figura C. 4 – (a) Superfície crítica de deslizamento e (b) poropressão da rua Brumal na simulação de chuva

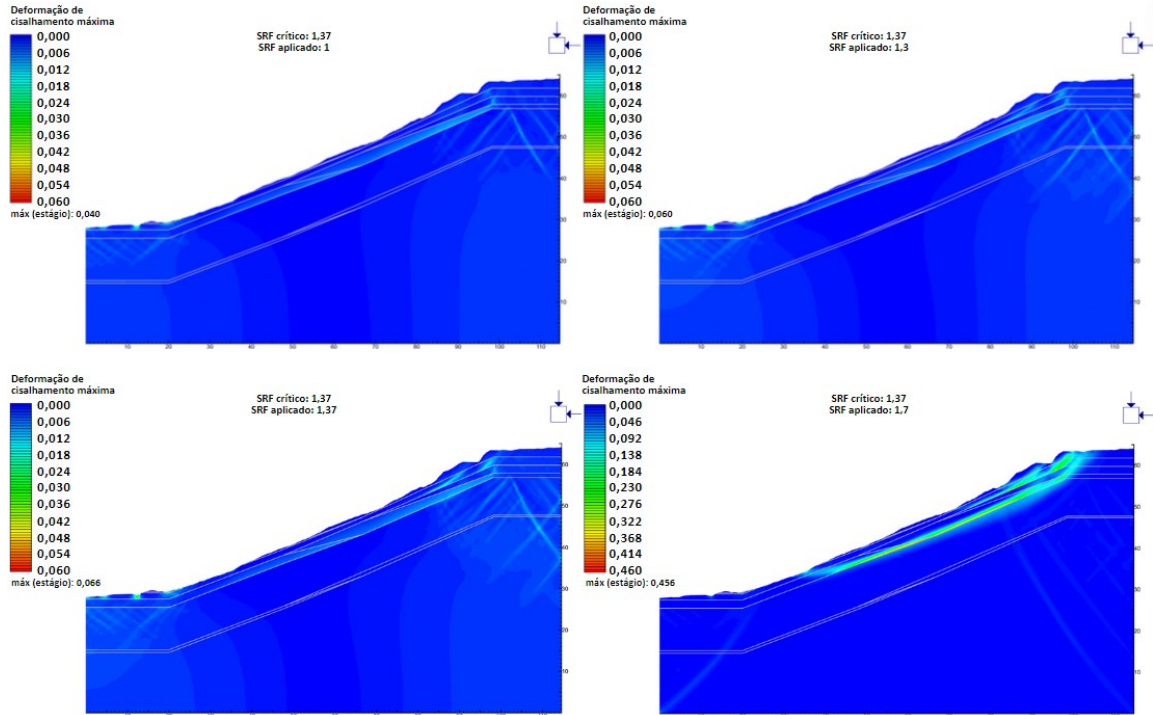


Fonte: O autor (2024)

Apêndice C.2.2 – Análise em MEF

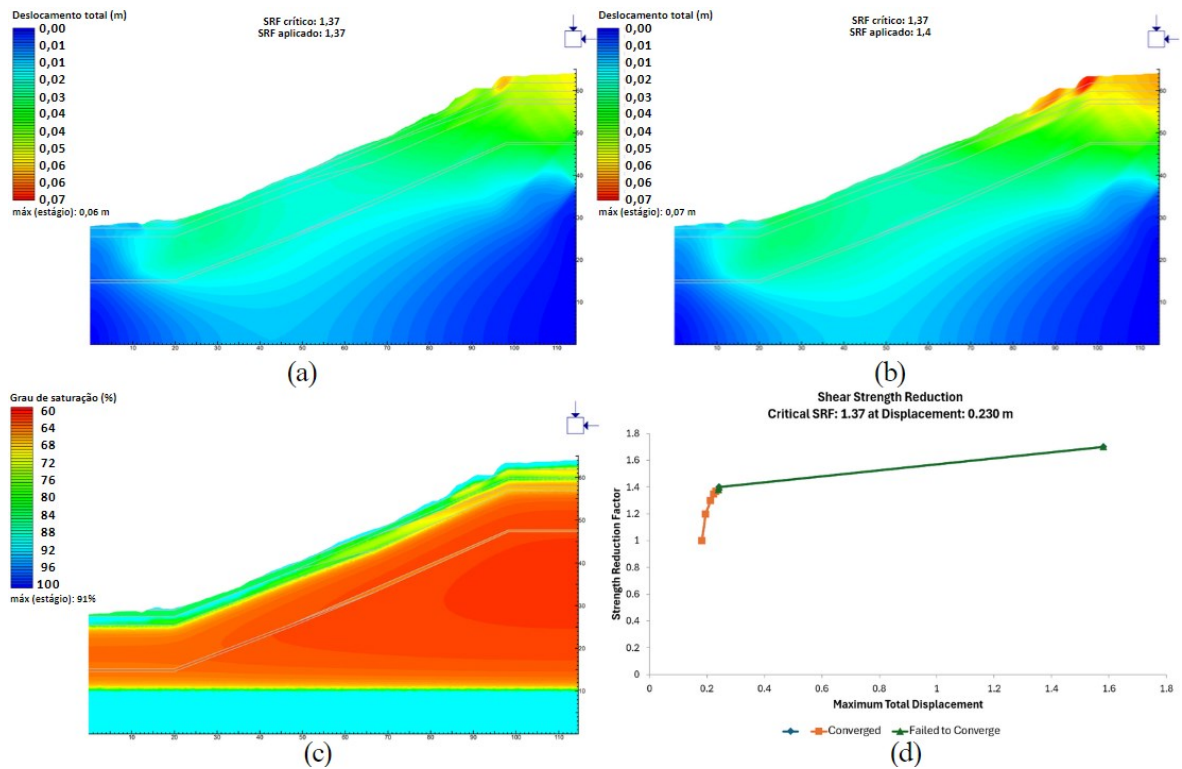
A Figura C. 5 até a Figura C. 8 mostra as análises após simulação de chuva, sem estrutura de estabilização, no MEF.

Figura C. 5 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal na simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura C. 6 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura C. 7 – Deslocamento total para o SRF de 1,7 na rua Brumal com simulação de chuva

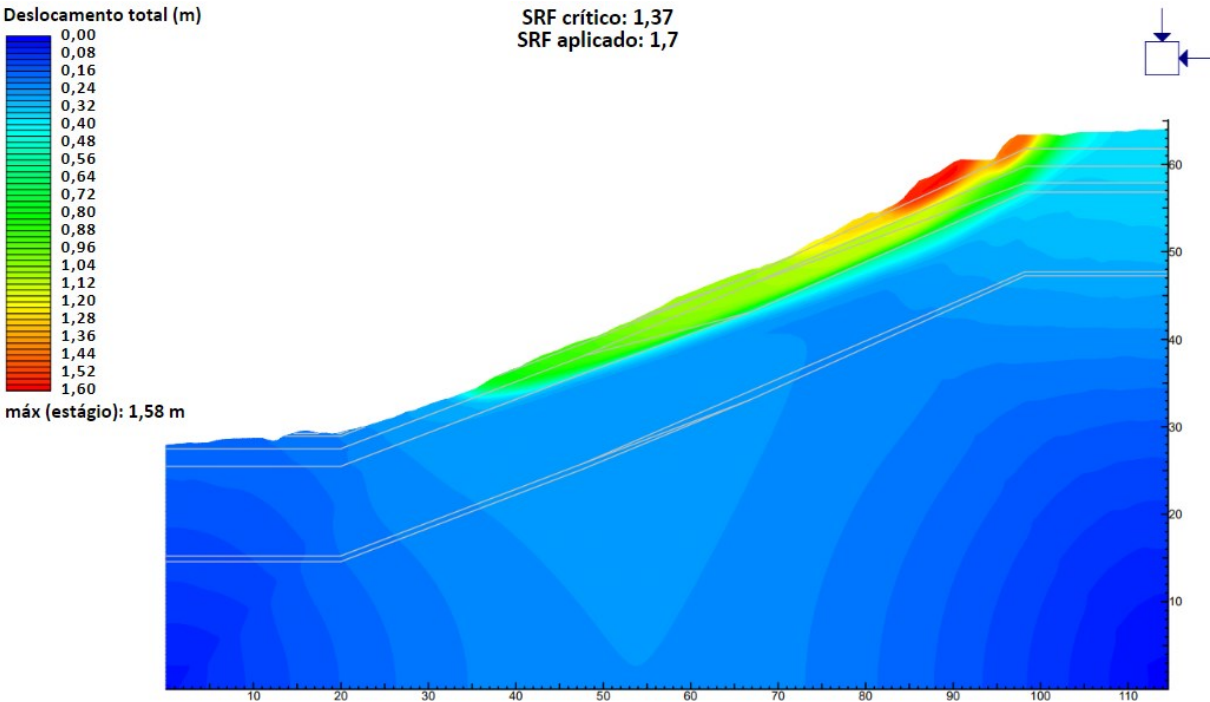
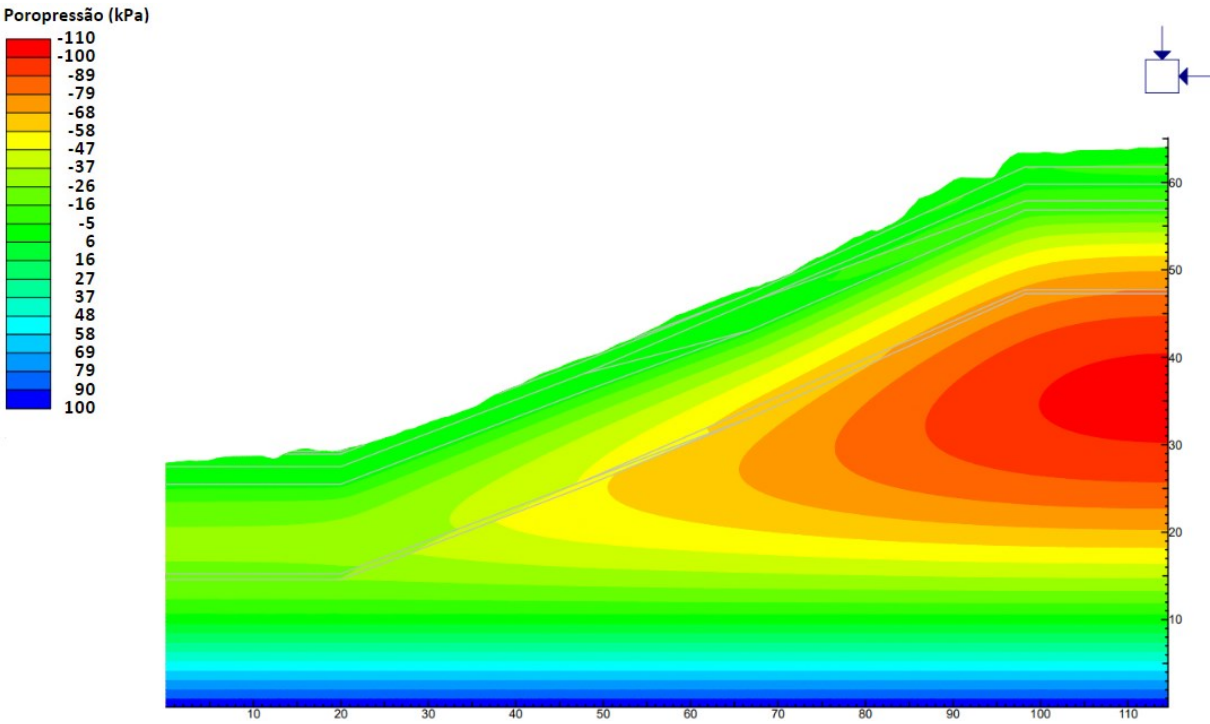


Figura C. 8 – Poropressão final da rua Brumal após a aplicação da chuva



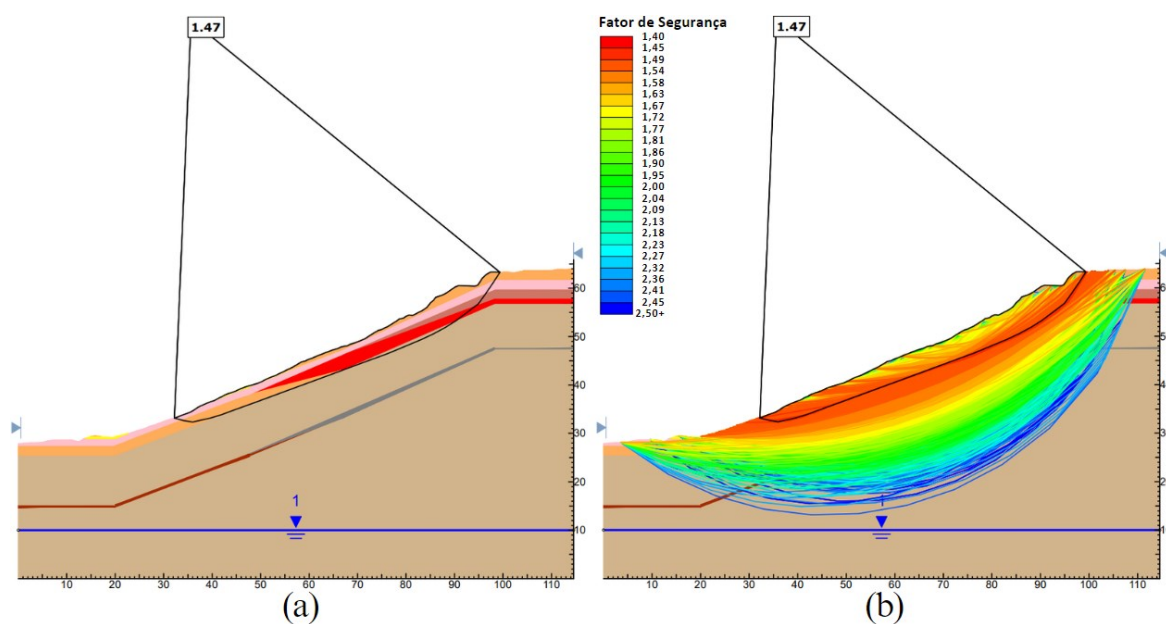
APÊNDICE C.3 – RUA BRUMAL SEM CONSIDERAÇÃO DA SUCÇÃO

Nesta seção serão exibidas as análises com umidade natural e sem consideração da sucção, sem estrutura de estabilização, para os métodos do equilíbrio limite e dos elementos finitos.

Apêndice C.3.1 – Análise em MEL

A Figura C. 9 mostra as análises com umidade natural e sem consideração da sucção, sem estrutura de estabilização, no MEL.

Figura C. 9 – (a) Superfície crítica de deslizamento e (b) superfícies analisadas pelo Método do Equilíbrio Limite da rua Brumal na condição de umidade natural sem consideração da sucção na resistência ao cisalhamento do solo

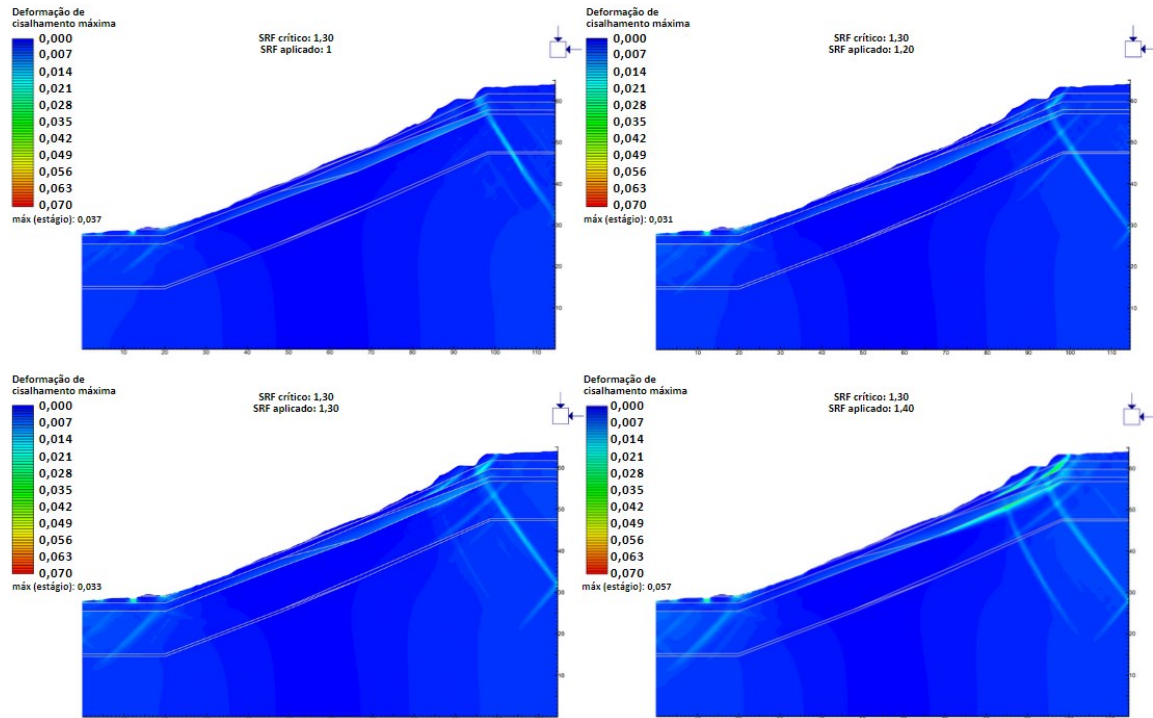


Fonte: O autor (2024)

Apêndice C.3.2 – Análise em MEF

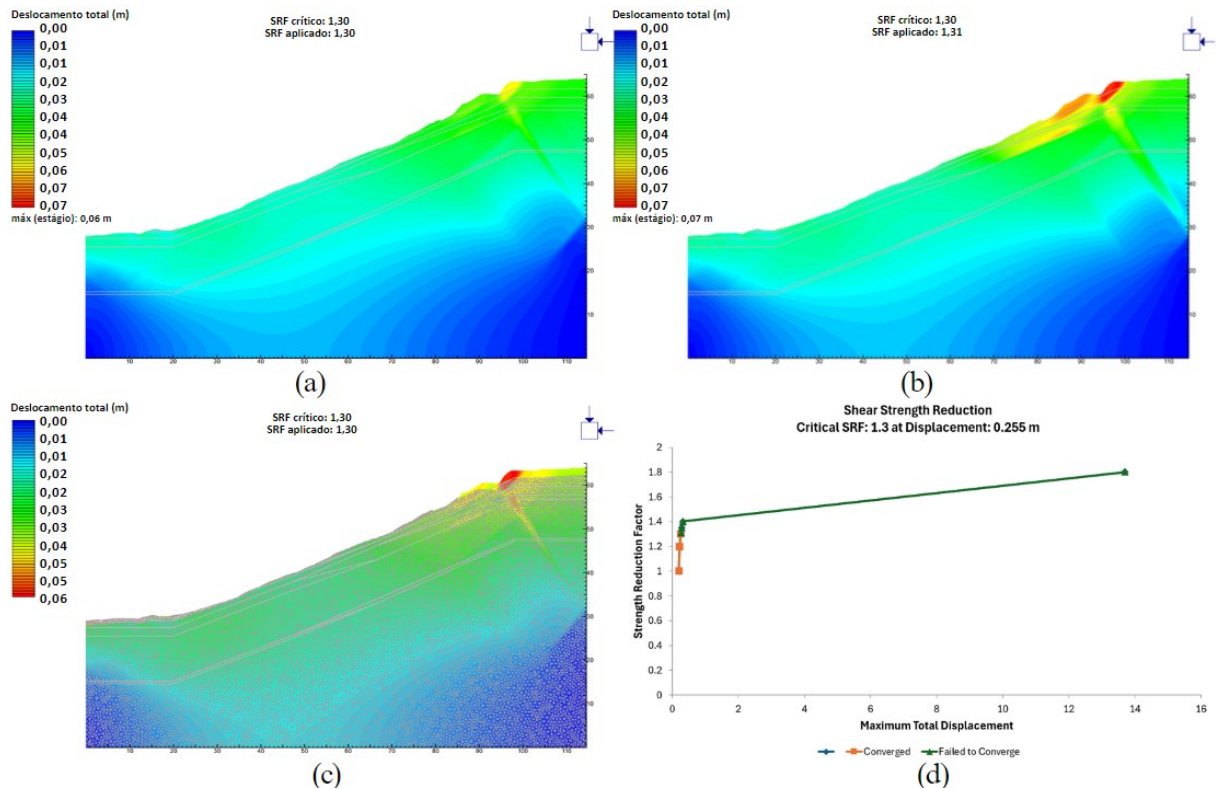
A Figura C. 10 e Figura C. 11 mostram as análises na umidade natural sem consideração da sucção, sem estrutura de estabilização, no MEF.

Figura C. 10 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal na condição de umidade natural sem consideração da sucção na resistência ao cisalhamento do solo



Fonte: O autor (2024)

Figura C. 11 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) malha deformada e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na condição de umidade natural sem consideração da sucção na resistência ao cisalhamento do solo



Fonte: O autor (2024)

APÊNCIDE D – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDE COM ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO

Neste apêndice estão presentes as análises de estabilidade de talude com presença de estruturas de estabilização realizadas neste trabalho pelo Método dos Elementos Finitos.

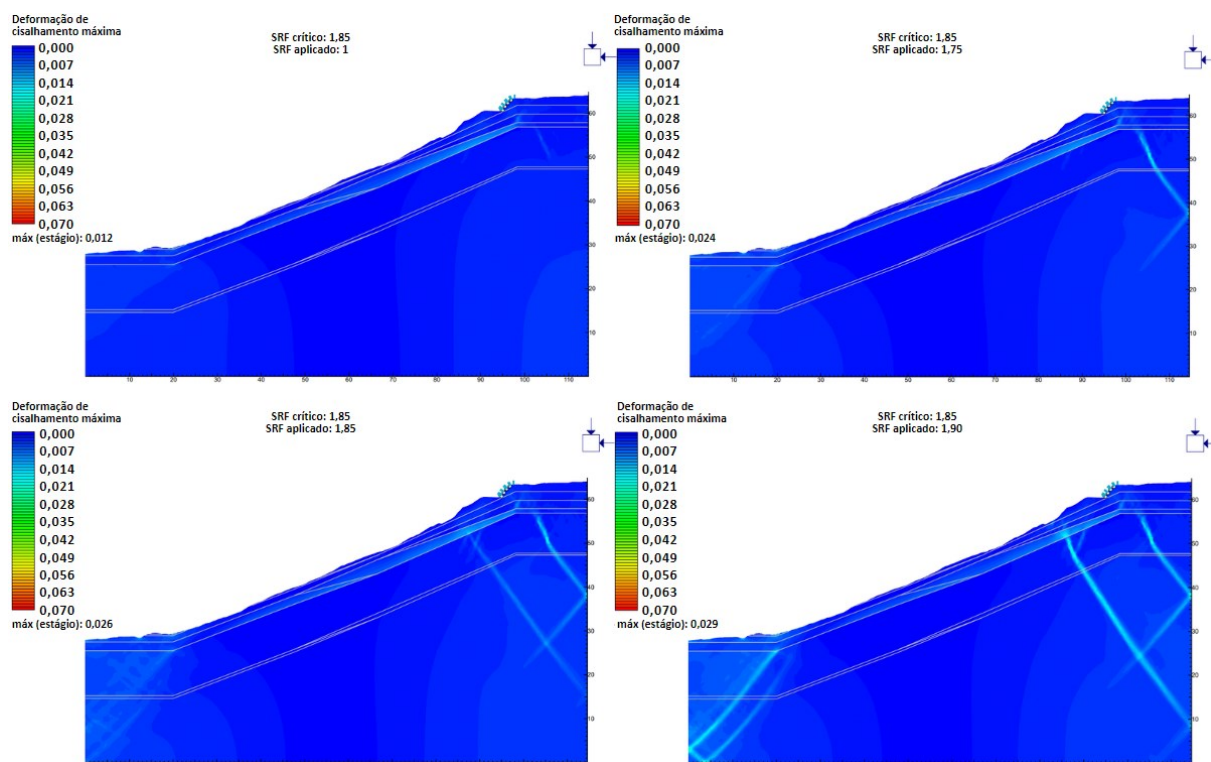
APÊNCIDE D.1 – RUA BRUMAL COM TELA ARGAMASSADA SIMPLES

Na análise das seções com telas argamassadas, essas estruturas são representadas por elementos azuis quando não aconteceu o rompimento ou falha em alguma parte da tela, e por elementos vermelhos quando ocorrem essas falhas ou ruptura.

Apêndice D.1.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento

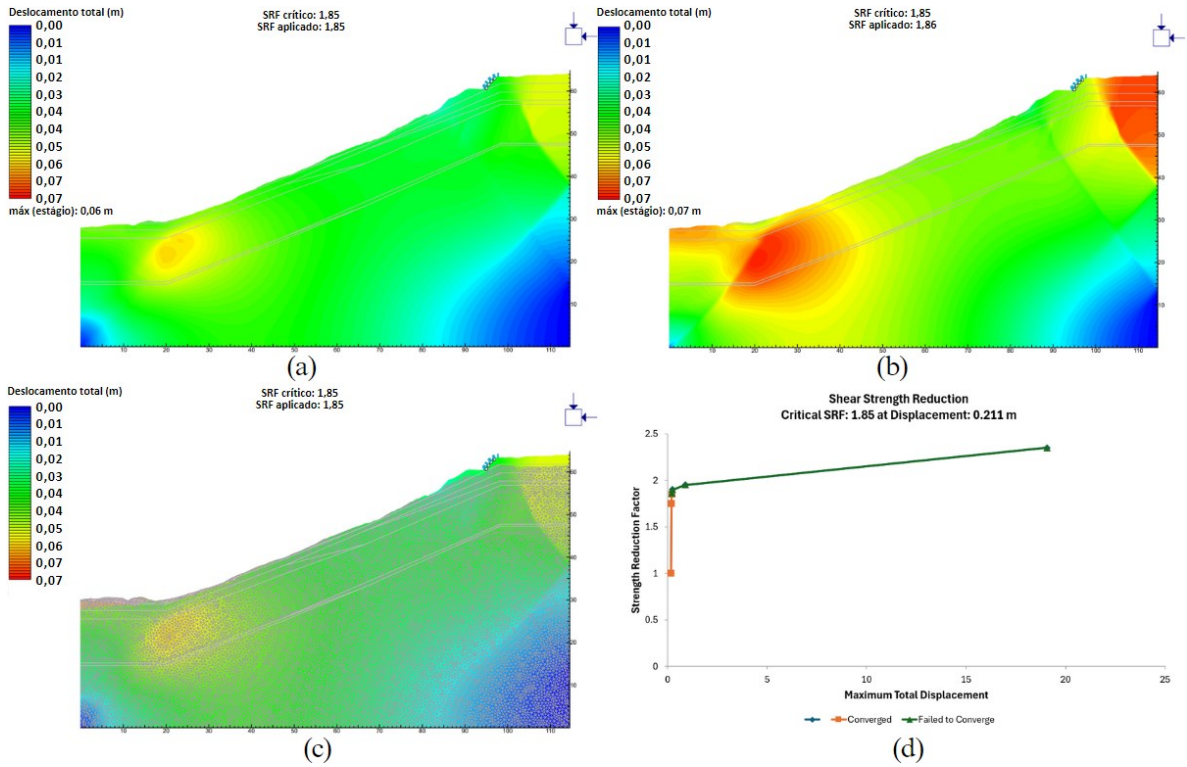
A Figura D. 1, Figura D. 2 e Figura D. 3 mostram as interferências e comportamento da tela argamassada simples no talude estudado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 1 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo com tela argamassada simples



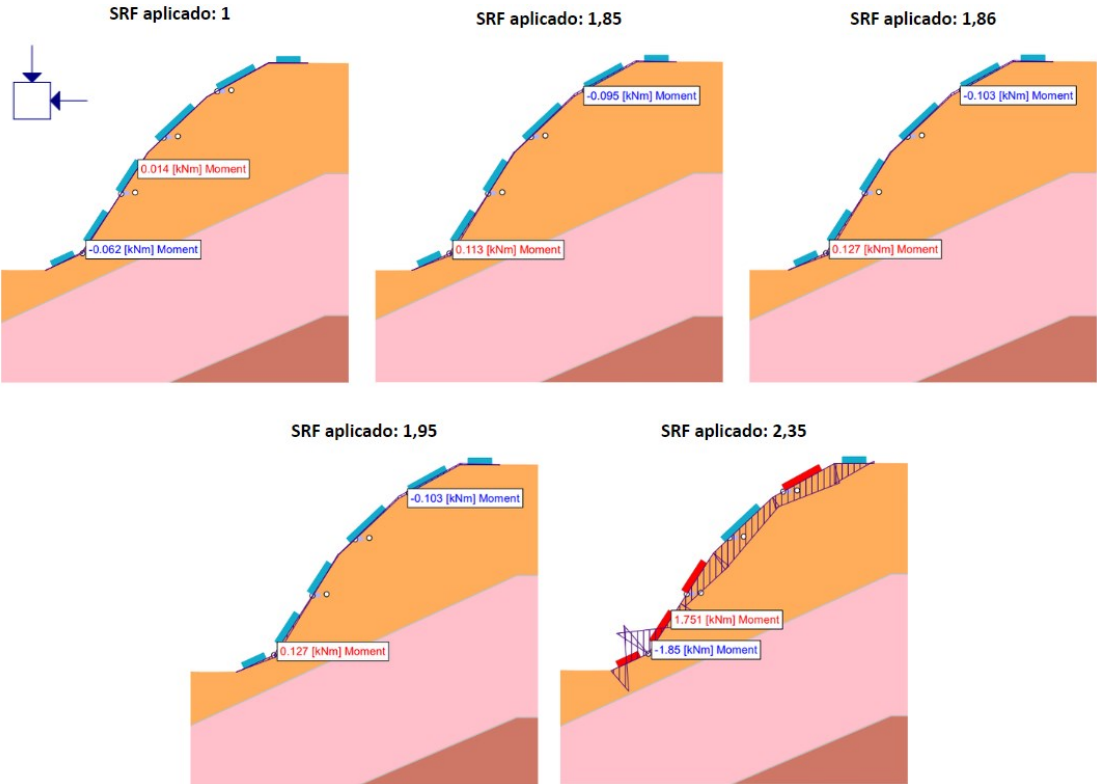
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 2 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) malha deformada e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo com tela argamassada simples



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 3 – Momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada na rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo com tela argamassada simples

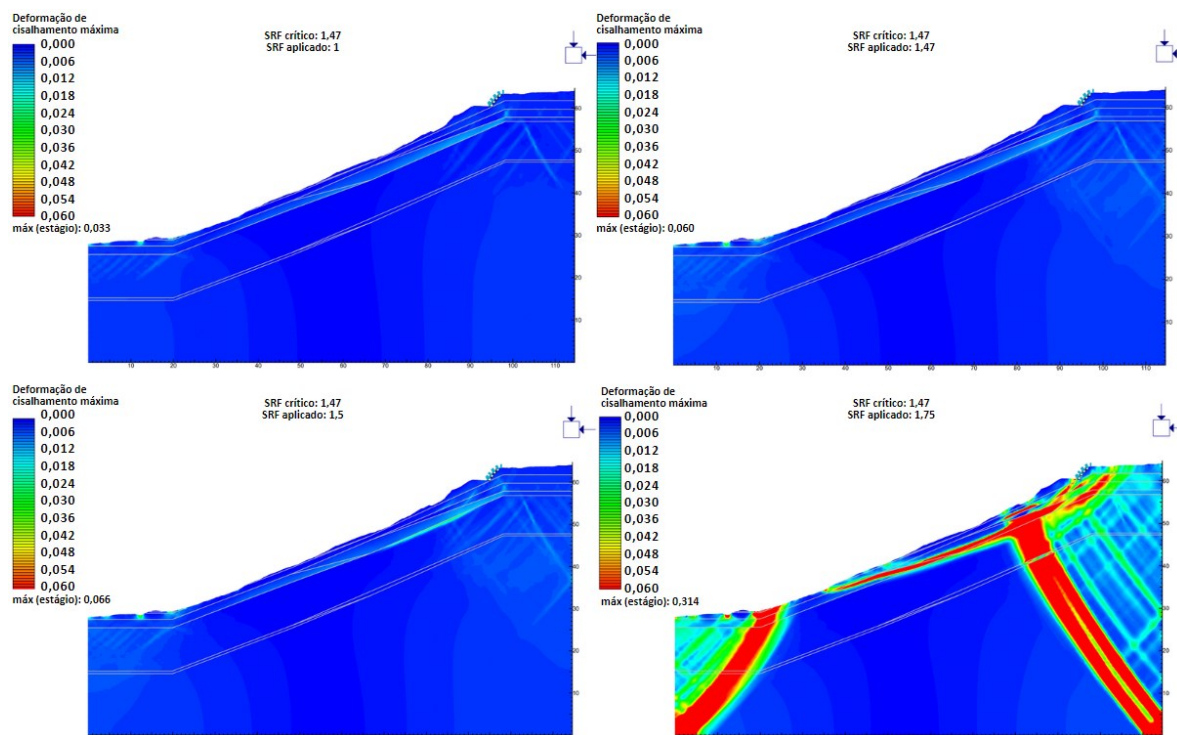


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.1.2 – Simulação de chuva

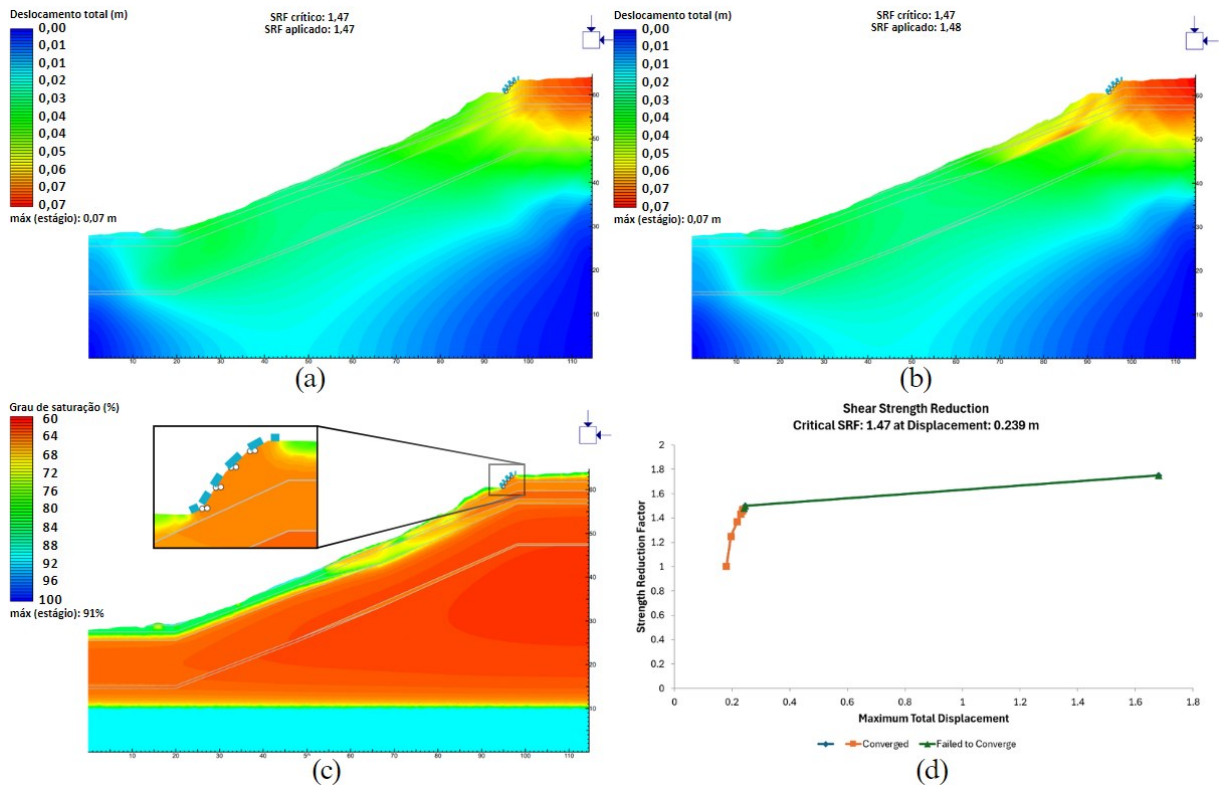
A Figura D. 4 até a Figura D. 8 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada simples no talude estudado na condição de simulação de chuva.

Figura D. 4 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada simples após simulação de chuva



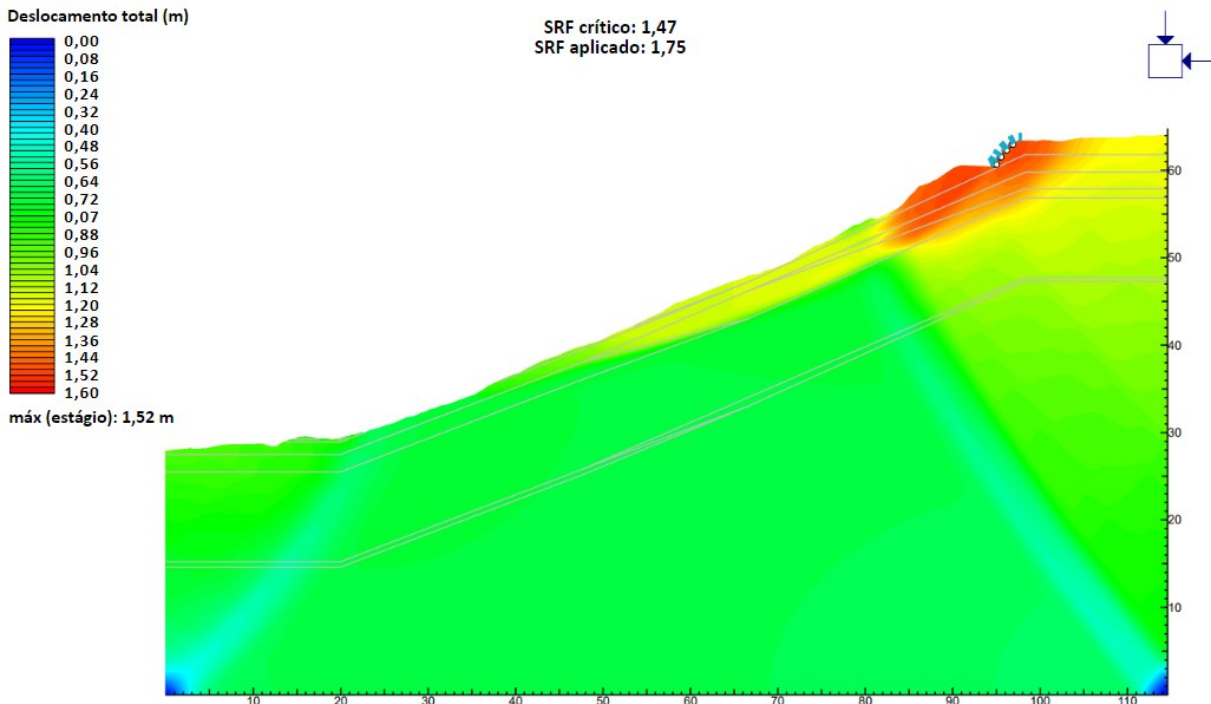
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 5 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada simples



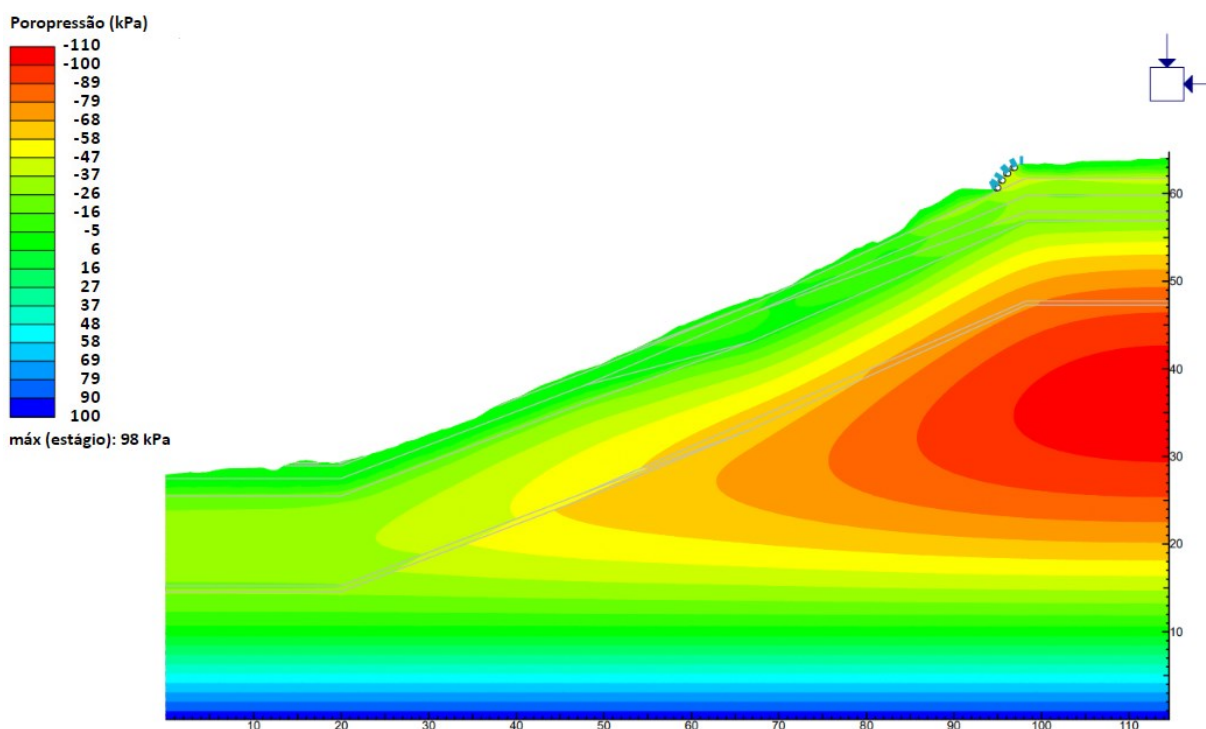
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 6 – Deslocamento total da rua Brumal com tela argamassada simples após simulação de chuva para o SRF de 1,75



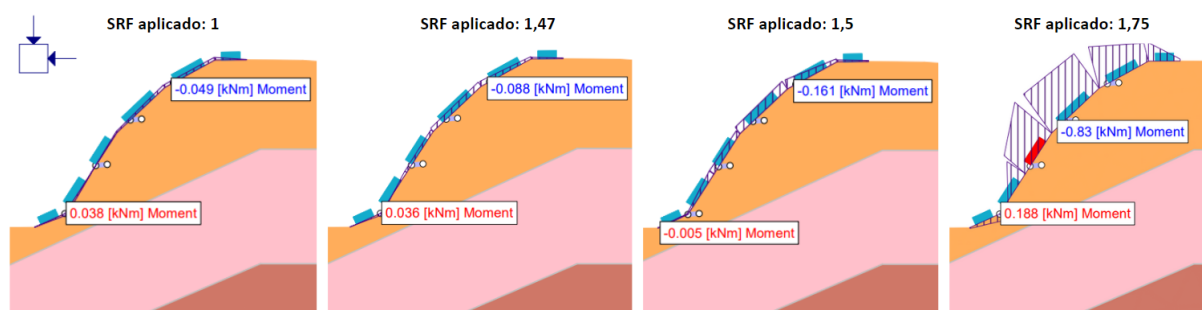
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 7 – Poropressão da rua Brumal com tela argamassada simples após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 8 – Momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada na rua Brumal após simulação de chuva com tela argamassada simples

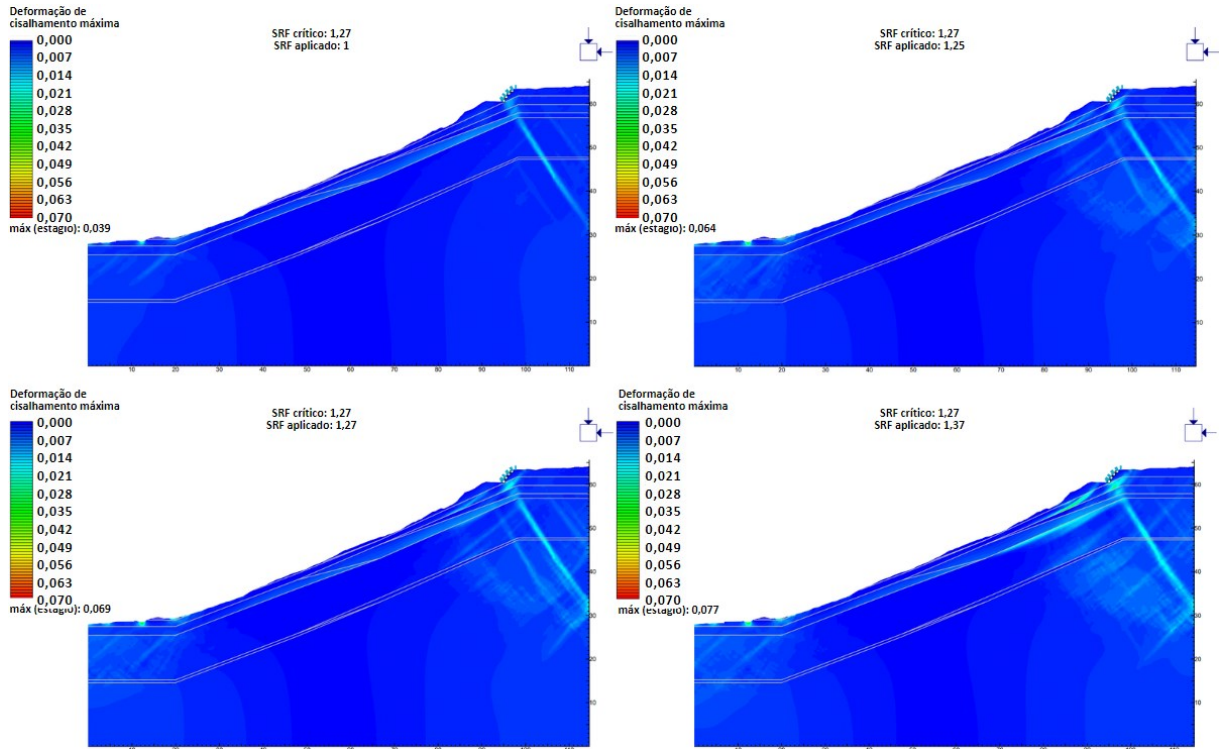


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.1.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

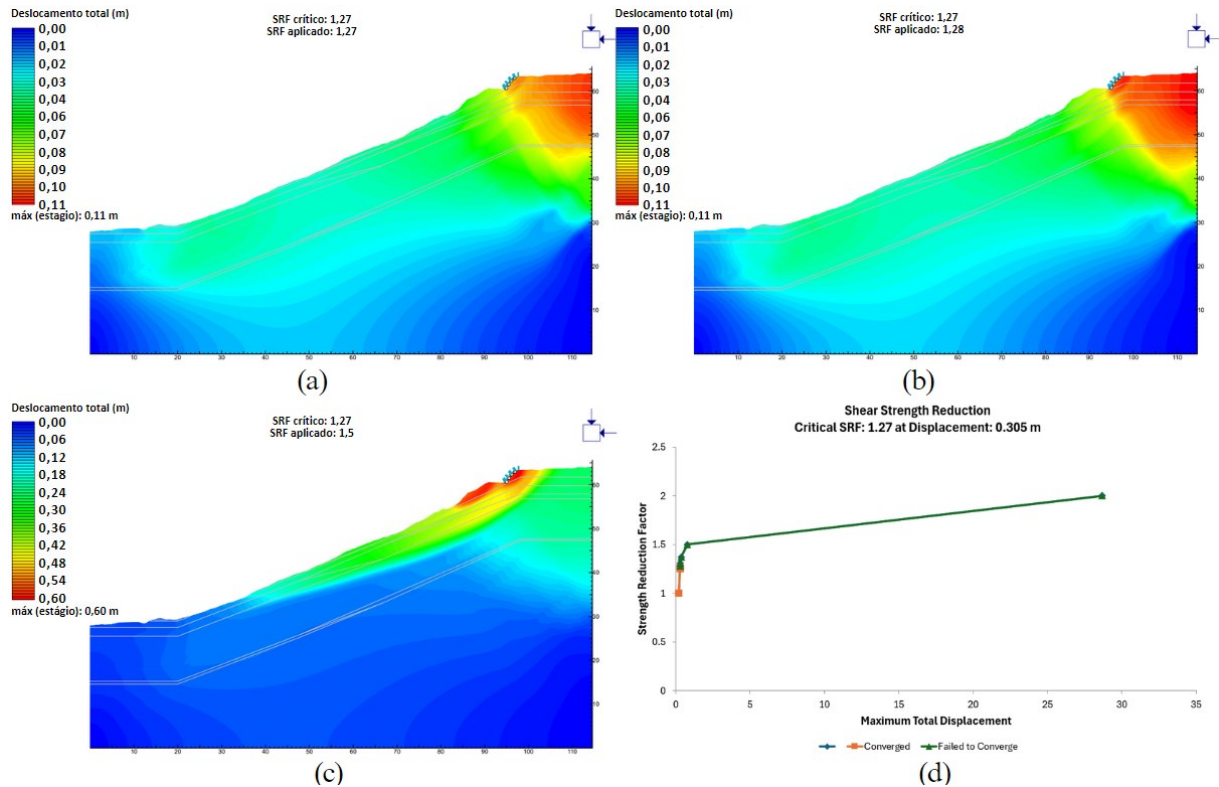
A Figura D. 9 até a Figura D. 11 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada simples no talude estudado com umidade natural e sem considerar a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 9 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada simples na condição sem consideração da sucção



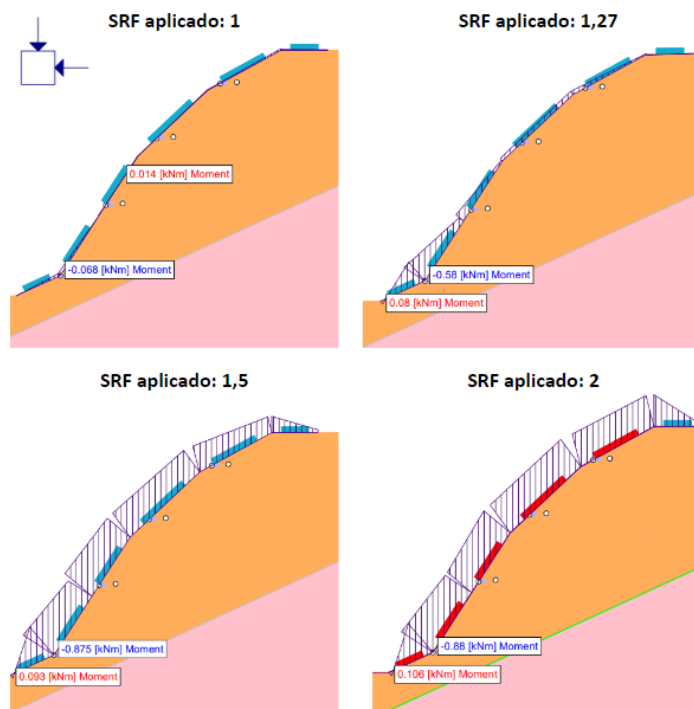
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 10 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na condição sem consideração da sucção com tela argamassada simples



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 11 – Momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada na rua Brumal na condição sem consideração da sucção com tela argamassada simples



Fonte: O autor (2024)

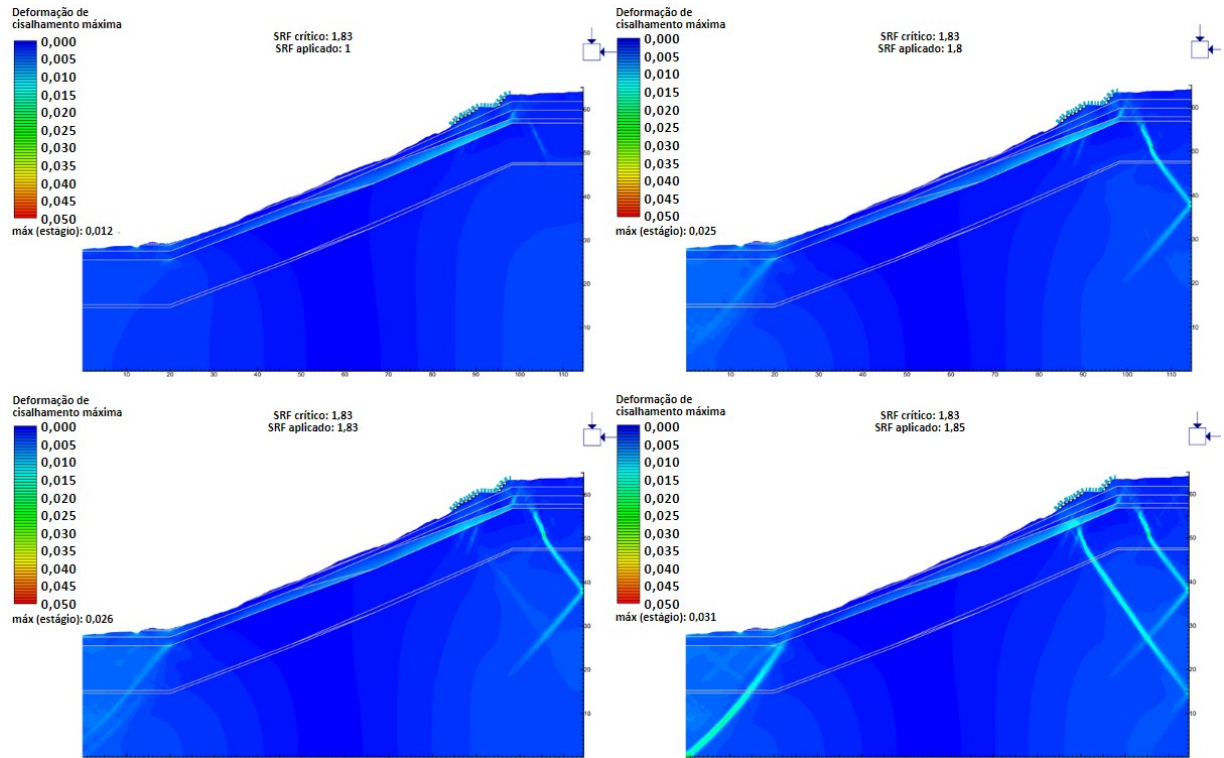
APÊNDICE D.2 – RUA BRUMAL COM TELA ARGAMASSADA AMPLA

Nesta seção serão apresentados os resultados para o caso de tela argamassada ampla na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, com simulação de chuva e sem consideração da sucção.

Apêndice D.2.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento

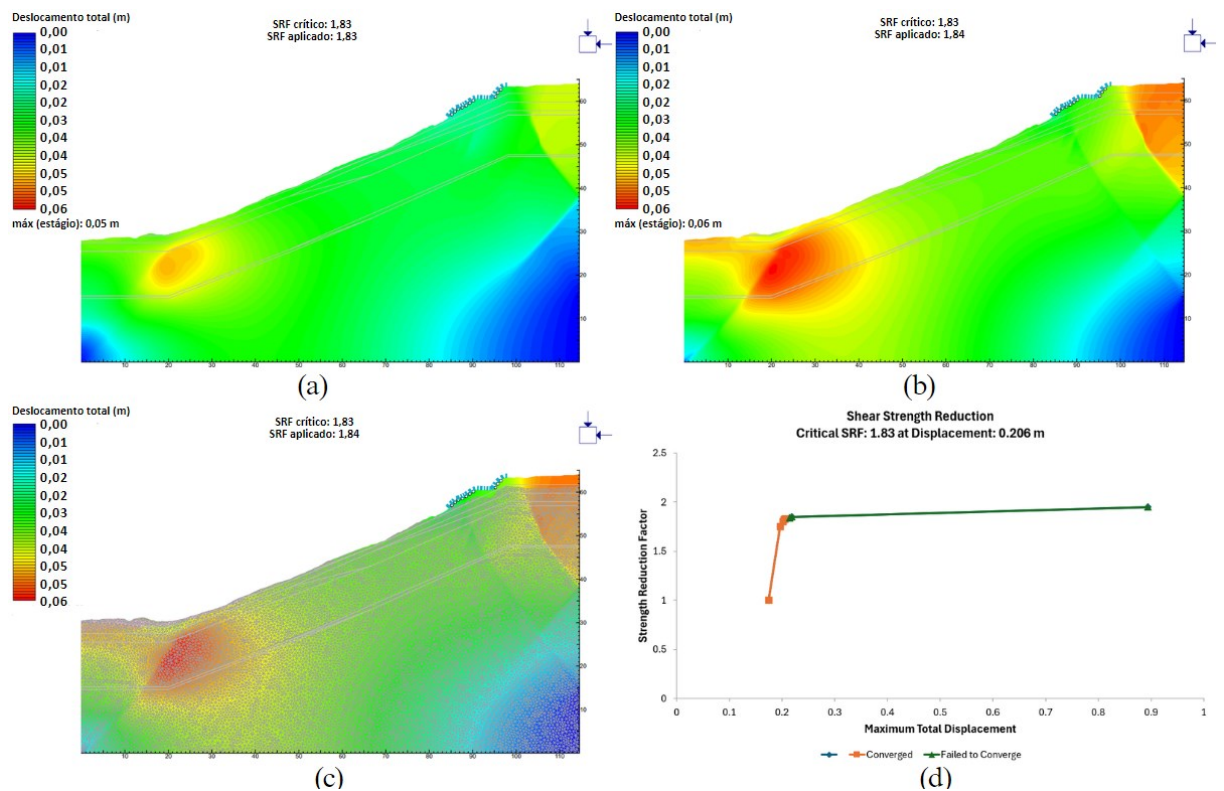
As Figura D. 12, Figura D. 13 e Figura D. 14 mostram as interferências e comportamento da tela argamassada ampla no talude estudado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 12 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada ampla na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



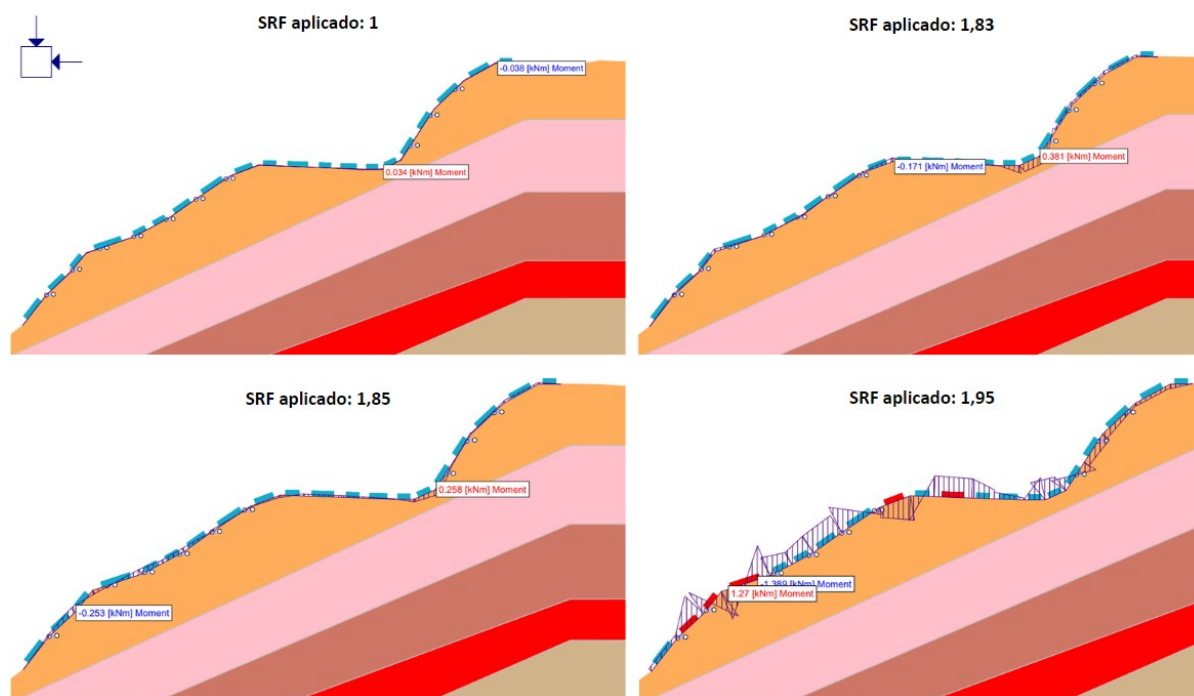
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 13 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) malha deformada e (d) gráfico de convergência da rua Brumal na condição na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo com tela argamassada ampla



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 14 – Momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada na rua Brumal na condição na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo com tela argamassada ampla

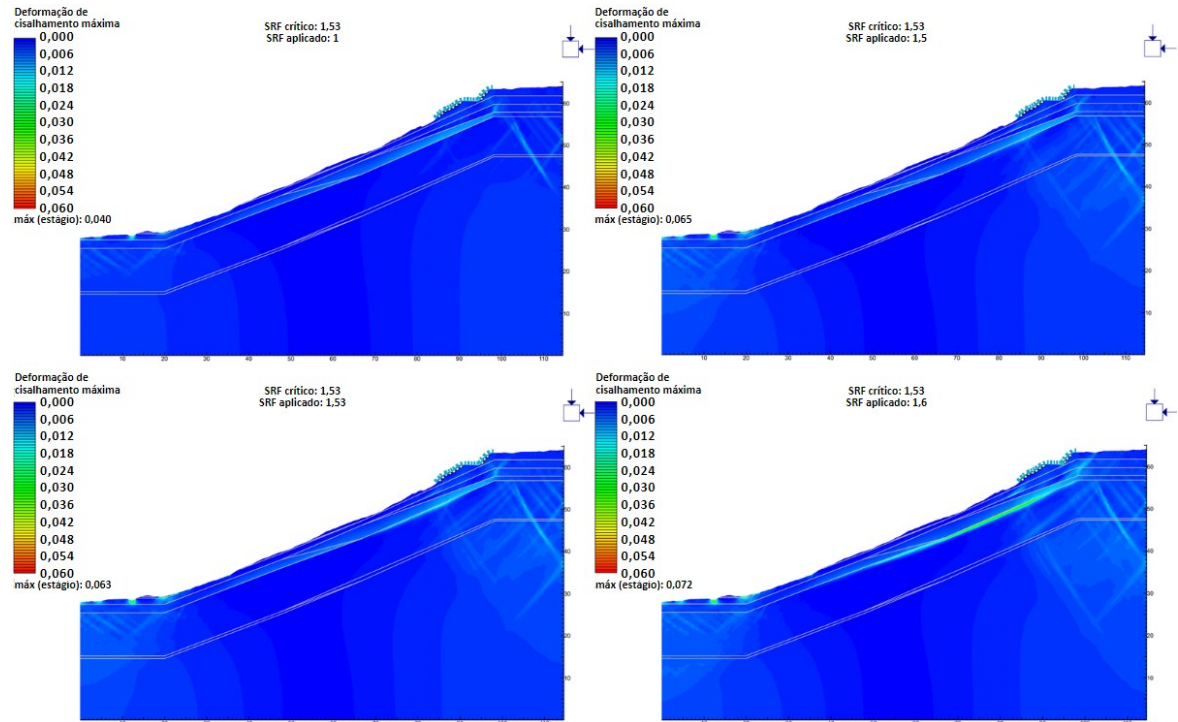


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.2.2 – Simulação de chuva

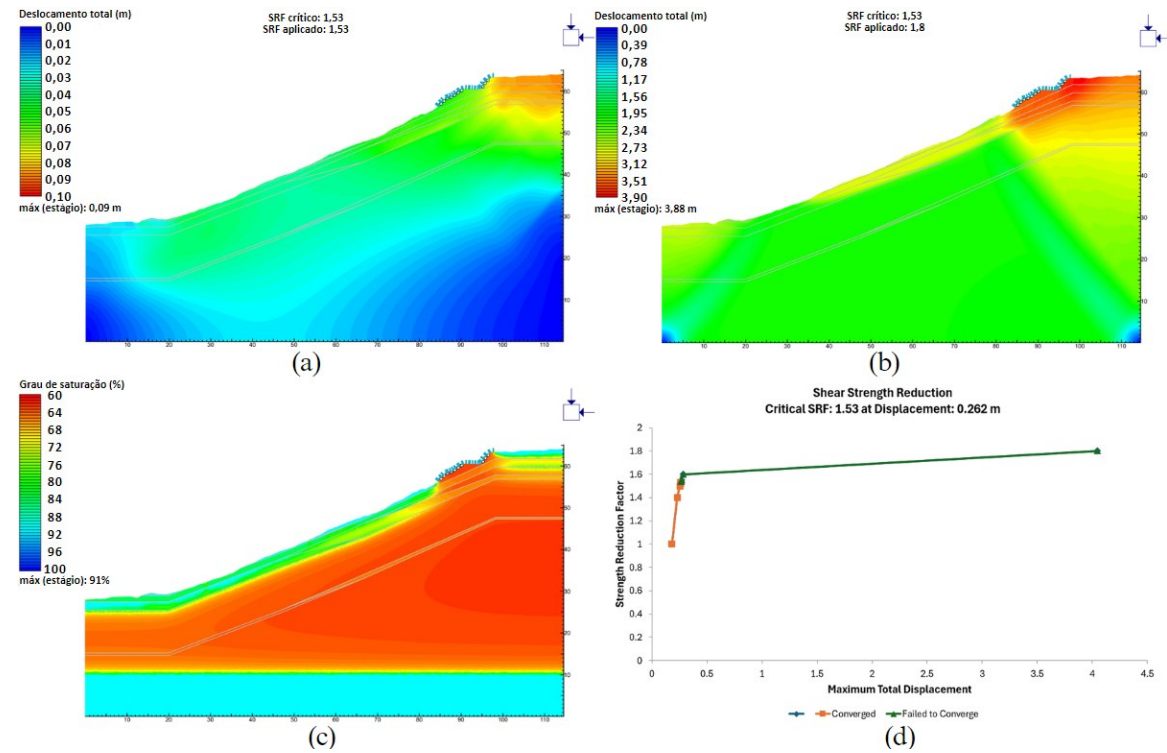
A Figura D. 15 até a Figura D. 18 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada ampla no talude estudado na condição de simulação de chuva.

Figura D. 15 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada ampla após simulação de chuva



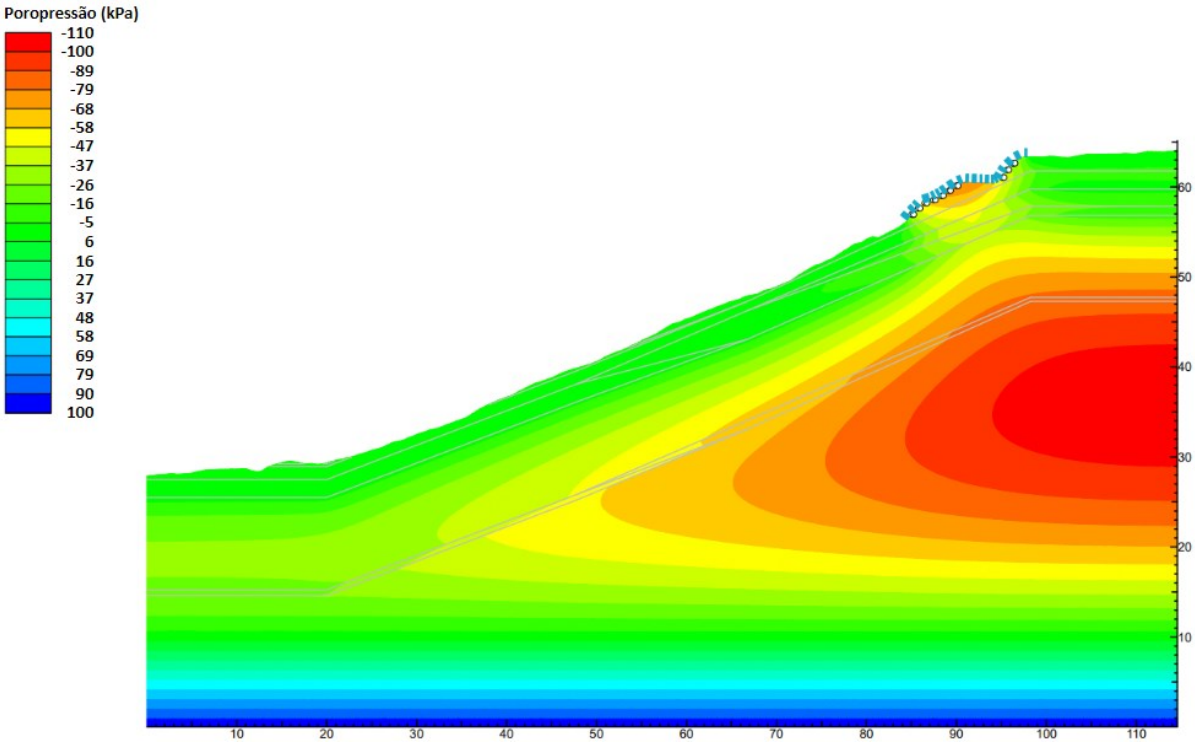
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 16 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada ampla



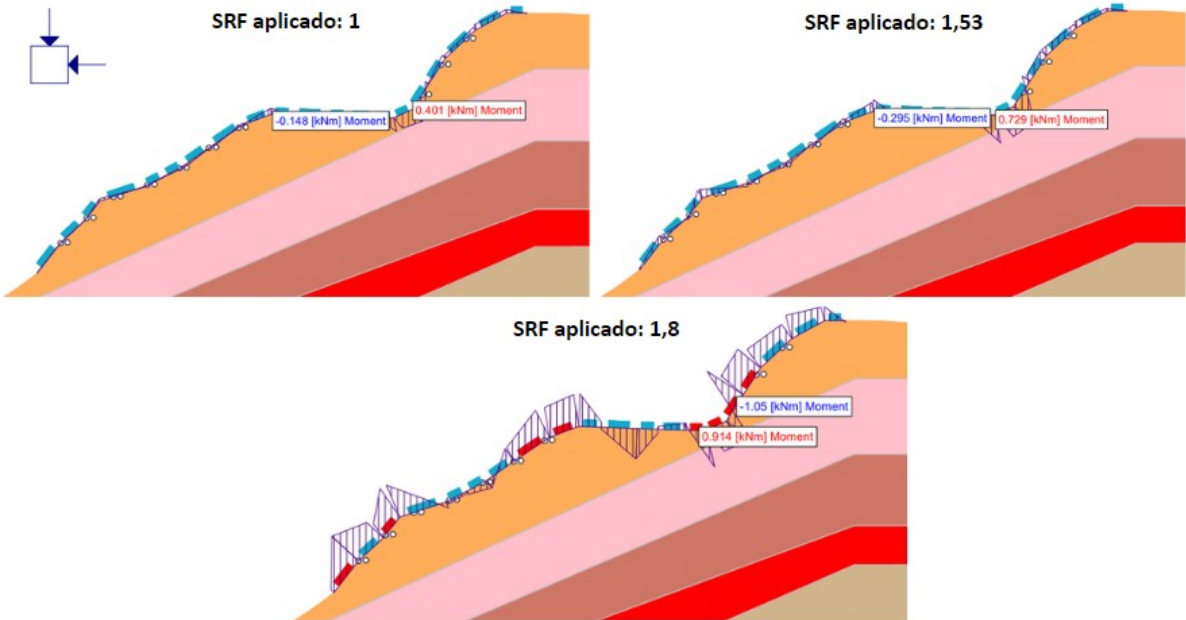
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 17 – Poropressão final da rua Brumal com tela argamassada ampla



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 18 – Momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada na rua Brumal após simulação de chuva com tela argamassada ampla

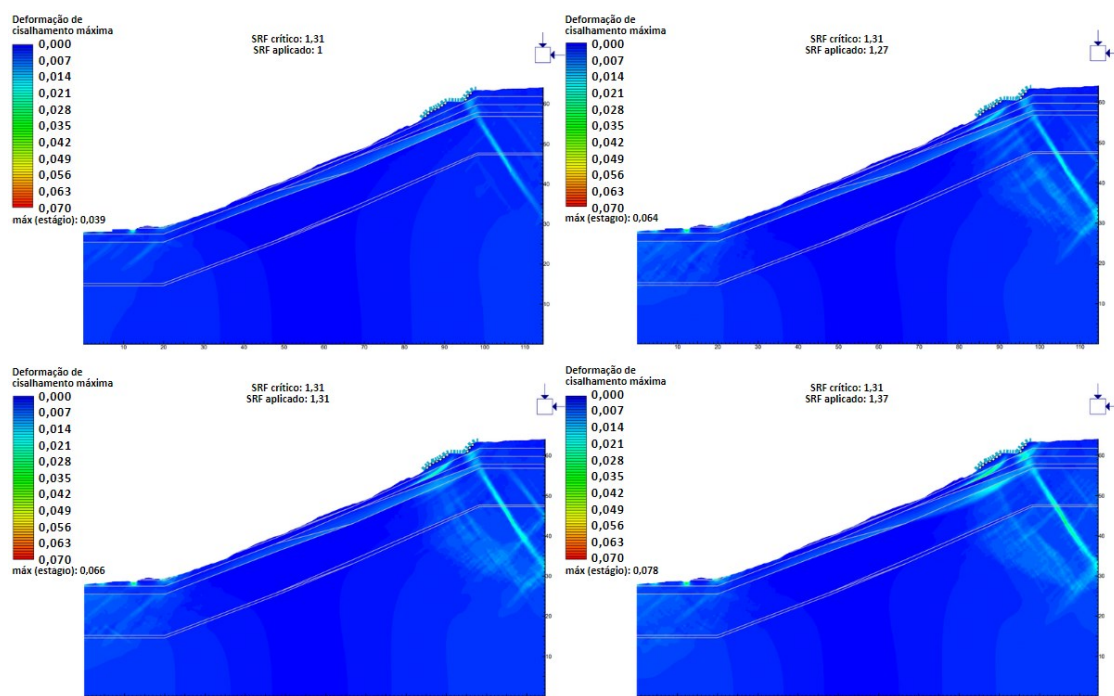


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.2.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

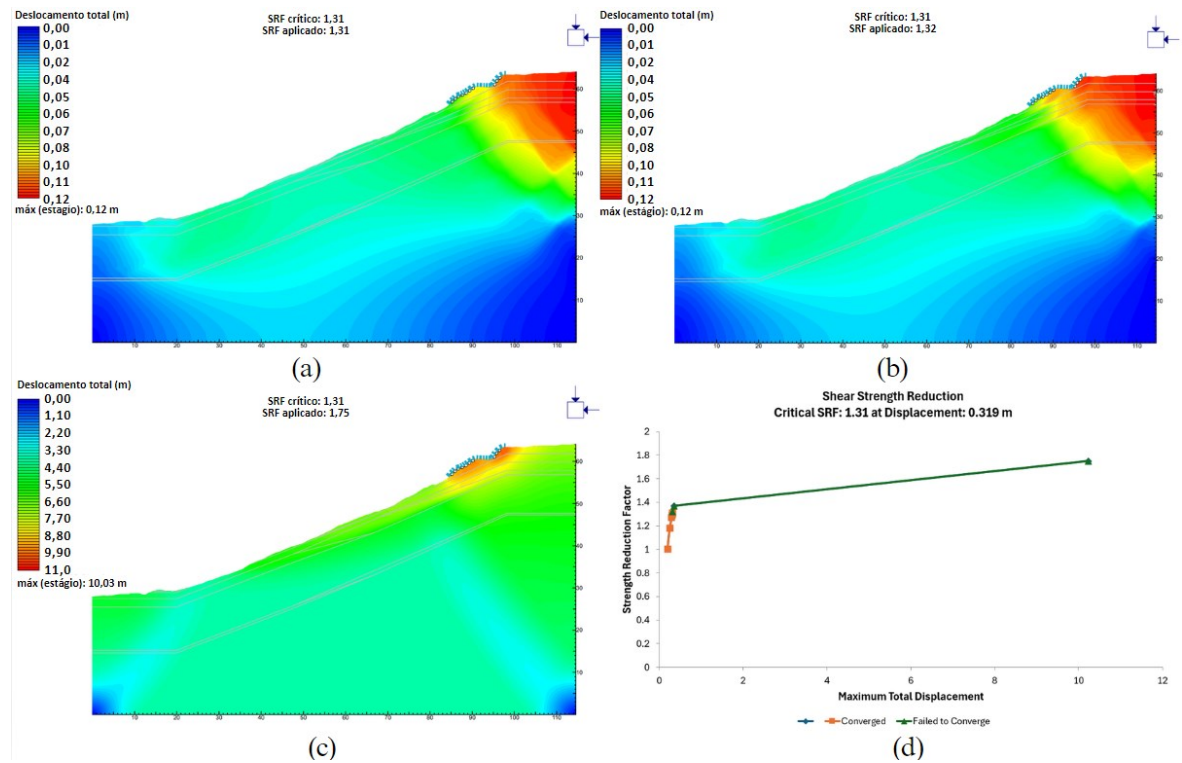
As Figura D. 19 até a Figura D. 21 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada ampla no talude estudado com umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 19 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada ampla na condição de consideração da sucção



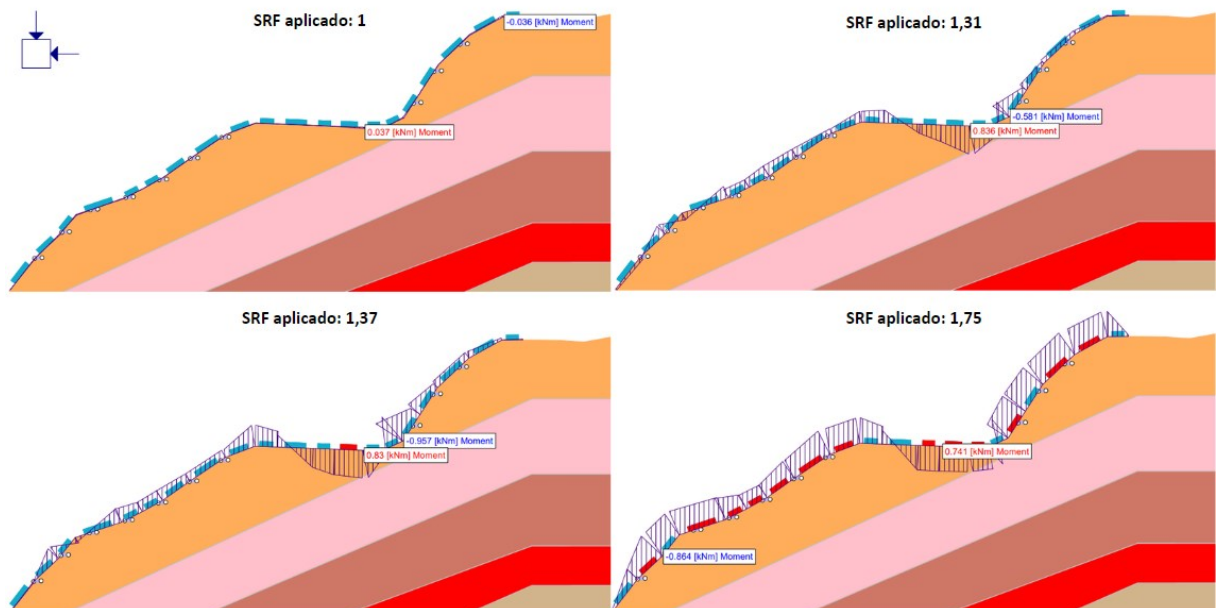
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 20 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada ampla na condição de não consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 21 – Momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada na rua Brumal na condição de não consideração da sucção com tela argamassada ampla



Fonte: O autor (2024)

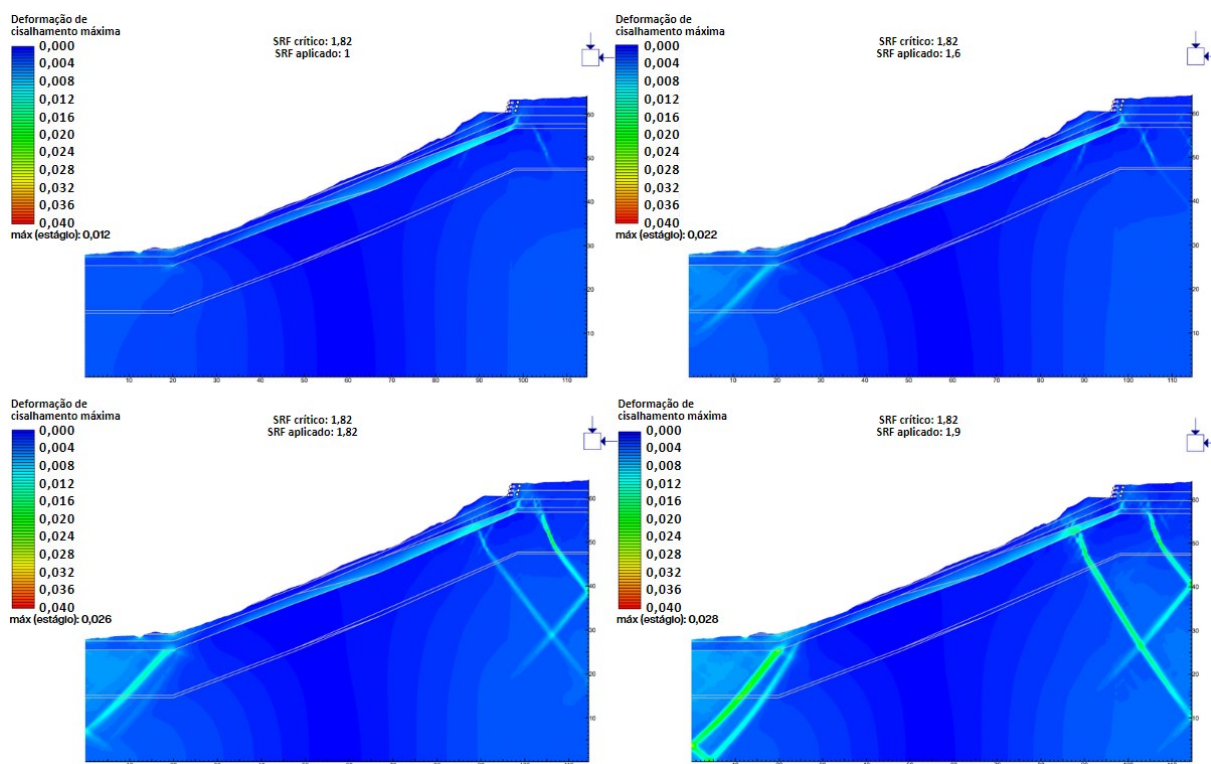
APÊNDICE D.3 – RUA BRUMAL COM MURO DE ARRIMO

Nesta seção serão apresentados os resultados para o caso de muro de arrimo isolado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, com simulação de chuva e sem consideração da sucção.

Apêndice D.3.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento

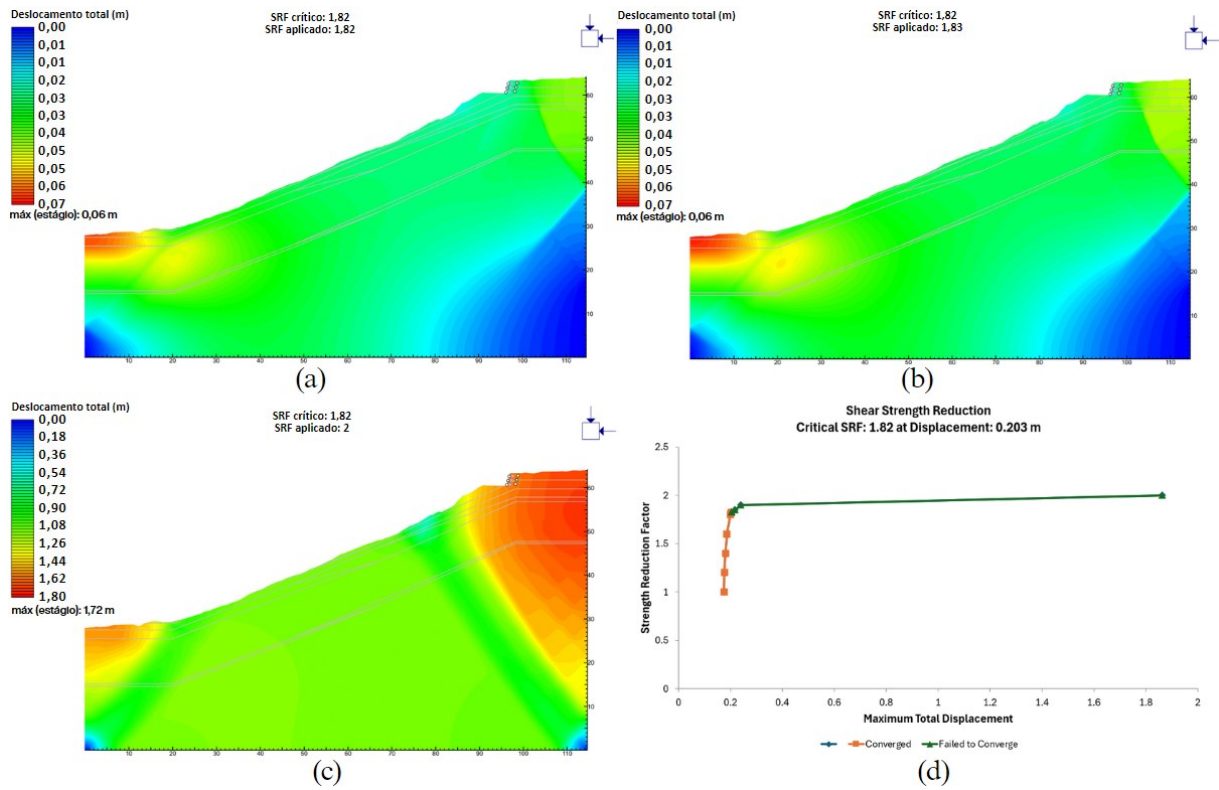
A Figura D. 22 até a Figura D. 24 mostra as interferências e comportamento muro de arrimo no talude estudado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 22 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com muro de arrimo na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



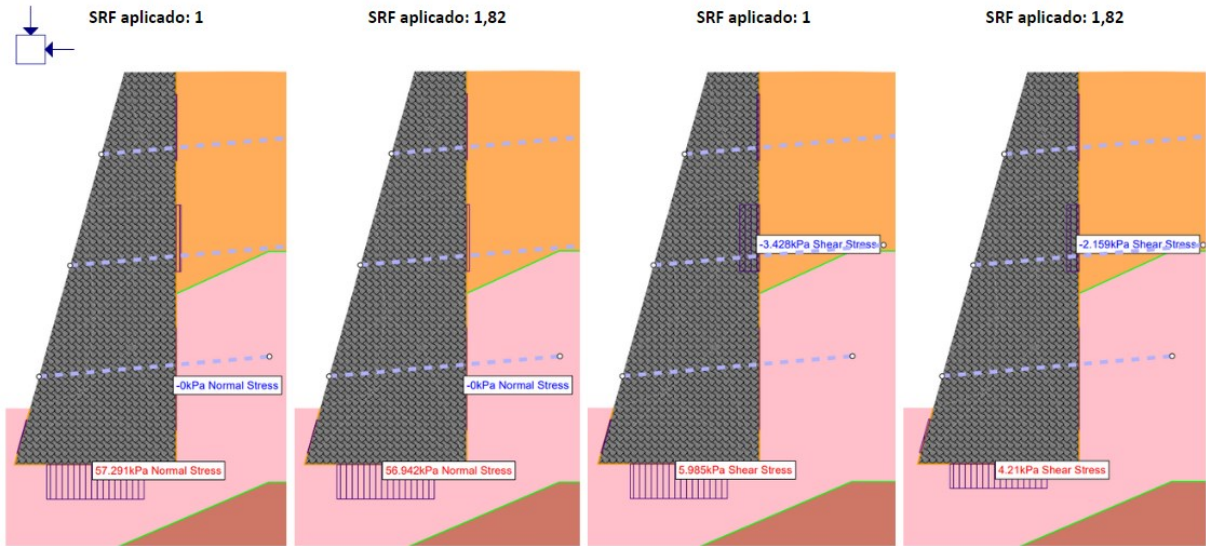
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 23 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com muro de arrimo na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 24 – Tensões normais e de cisalhamento do muro de arrimo na rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

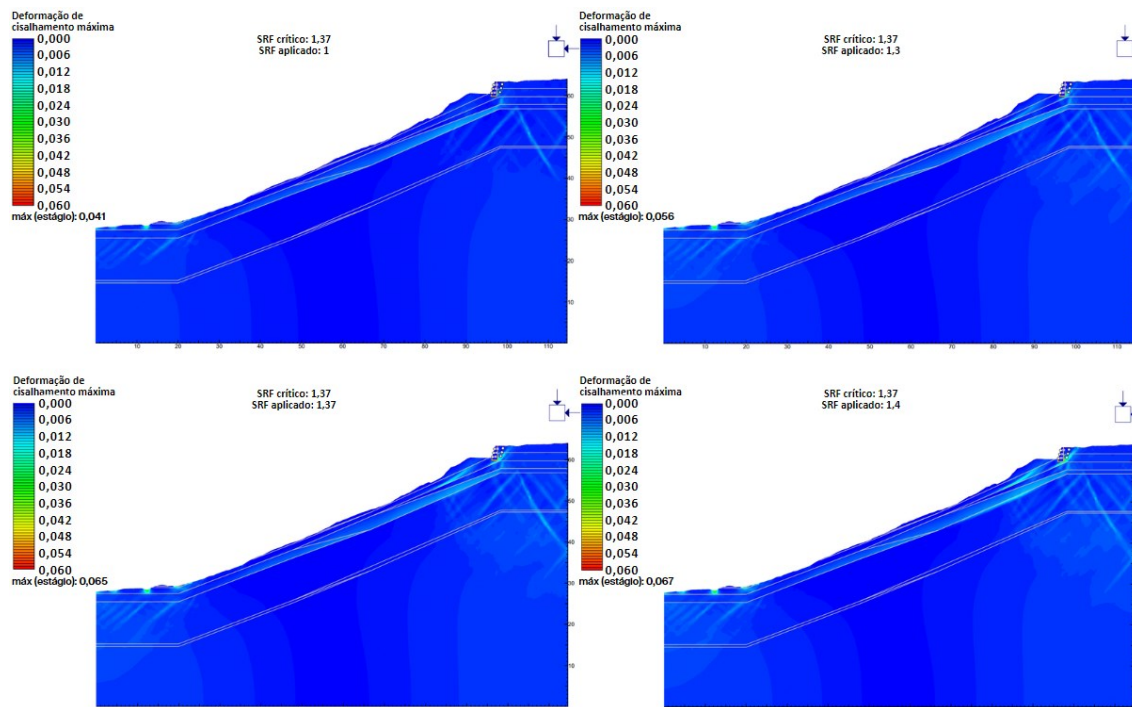


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.3.2 – Simulação de chuva

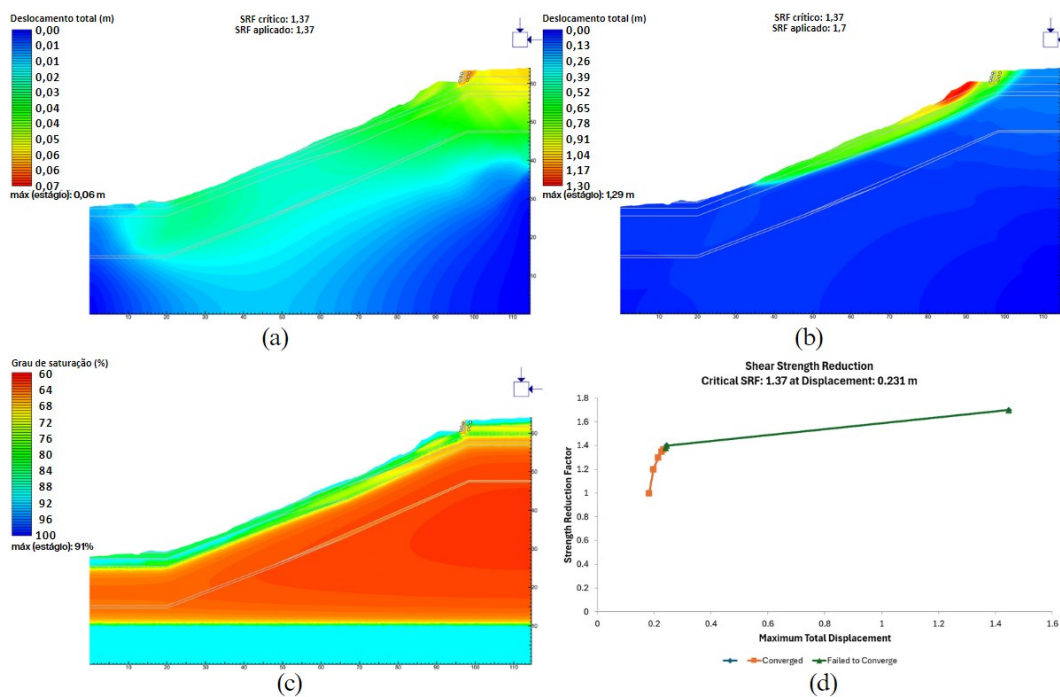
A Figura D. 25 até a Figura D. 27 mostra as interferências e comportamento muro de arrimo no talude estudado na condição de simulação de chuva.

Figura D. 25 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com muro de arrimo após simulação de chuva



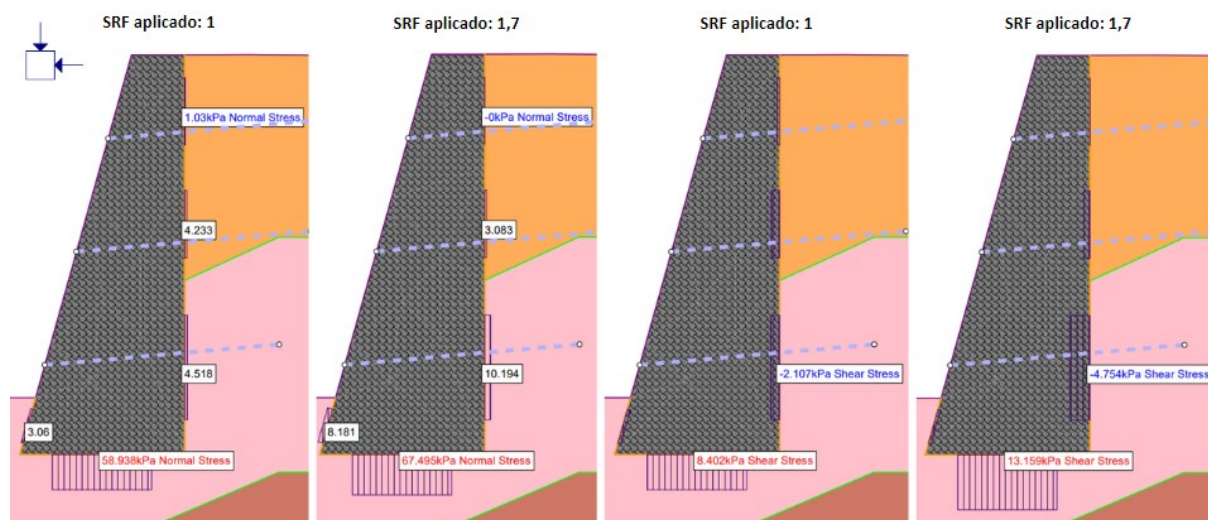
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 26 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com muro de arrimo após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 27 – Tensões normais e de cisalhamento no muro de arrimo da rua Brumal após simulação de chuva

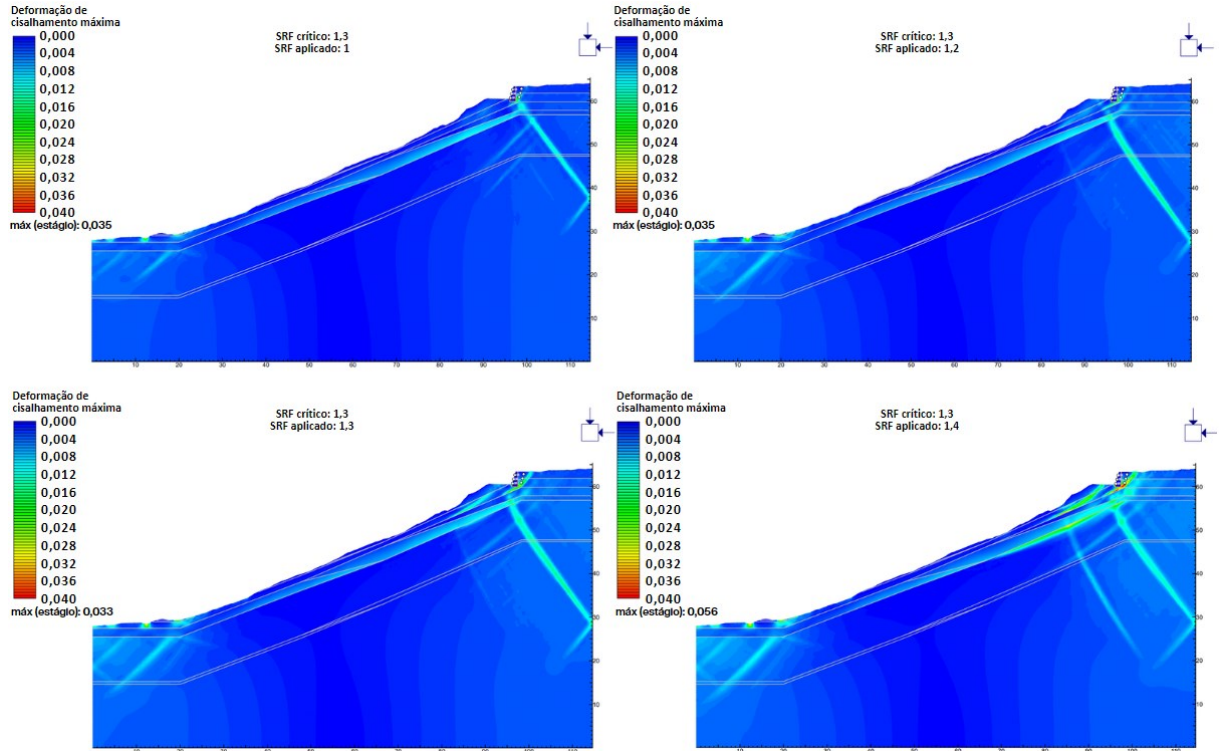


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.3.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

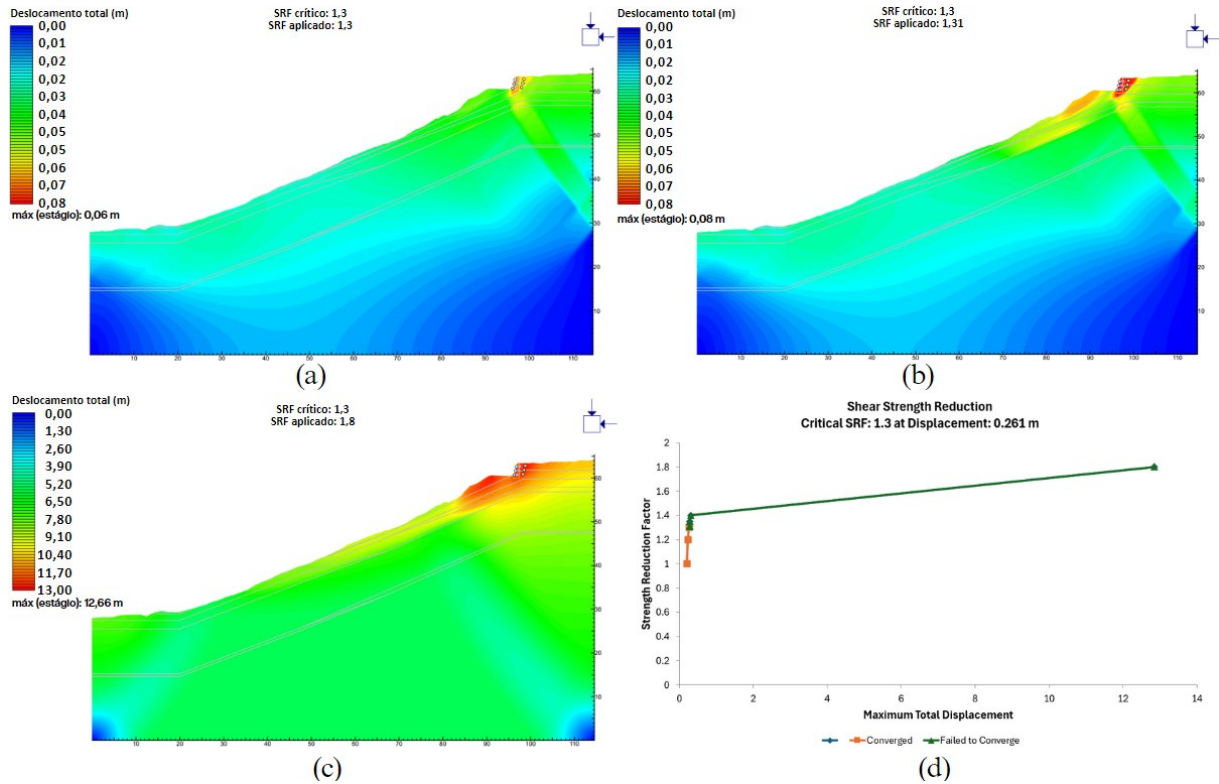
A Figura D. 28 até a Figura D. 30 mostra as interferências e comportamento muro de arrimo no talude estudado na condição de umidade natural desconsideração da sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 28 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com muro de arrimo na condição de não consideração da sucção



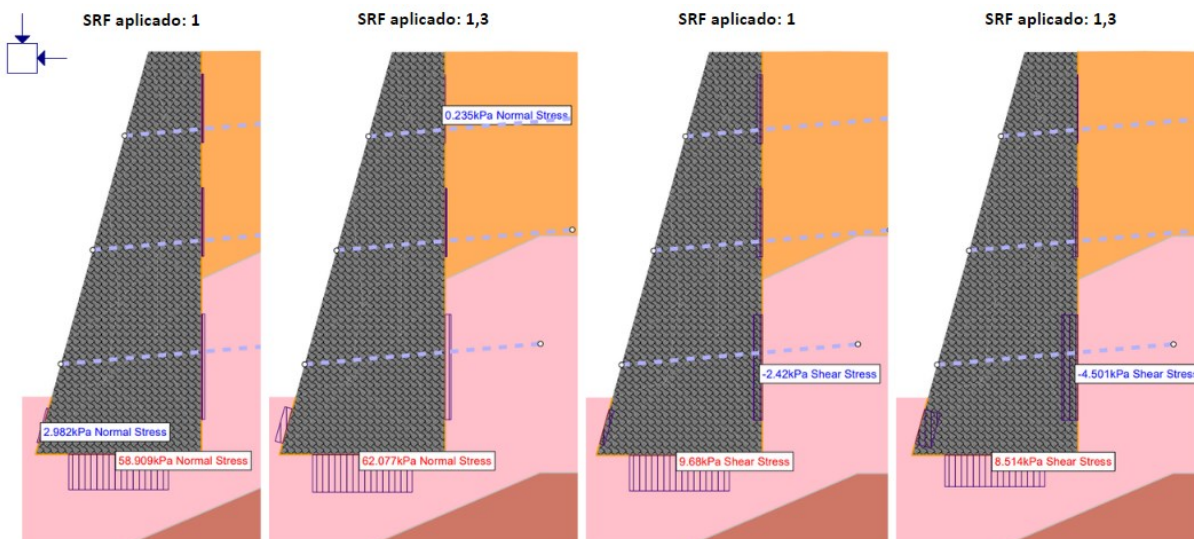
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 29 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com muro de arrimo na condição de não consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 30 – Tensões normais e de cisalhamento no muro de arrimo da rua Brumal na condição de não consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

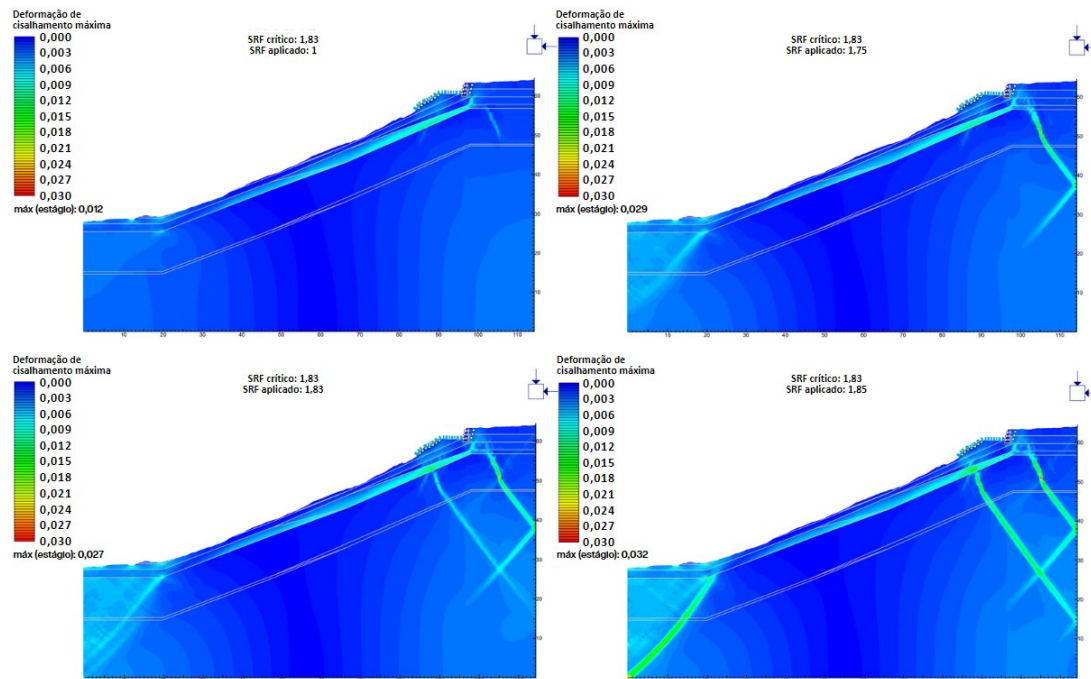
APÊNDICE D.4 – RUA BRUMAL COM TELA ARGAMASSADA E MURO DE ARRIMO SOBREJACENTE

Nesta seção serão apresentados os resultados para o caso de tela argamassada com muro de arrimo sobrejacente na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, com simulação de chuva e sem consideração da sucção.

Apêndice D.4.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento

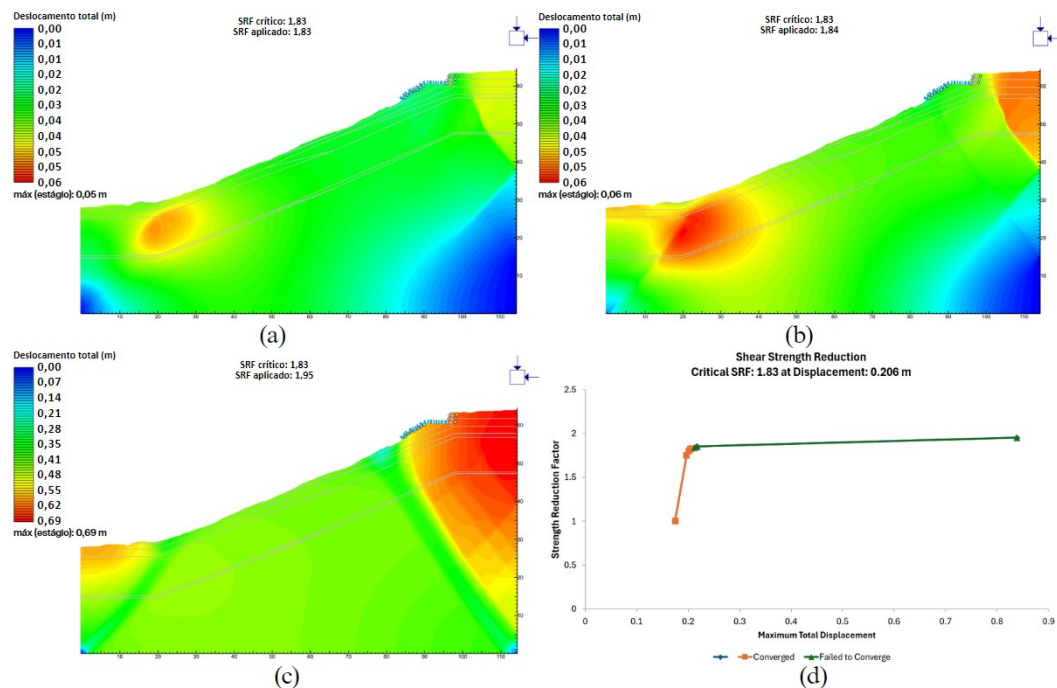
A Figura D. 31 até a Figura D. 33 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada com muro de arrimo sobrejacente no talude estudado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 31 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo acima na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



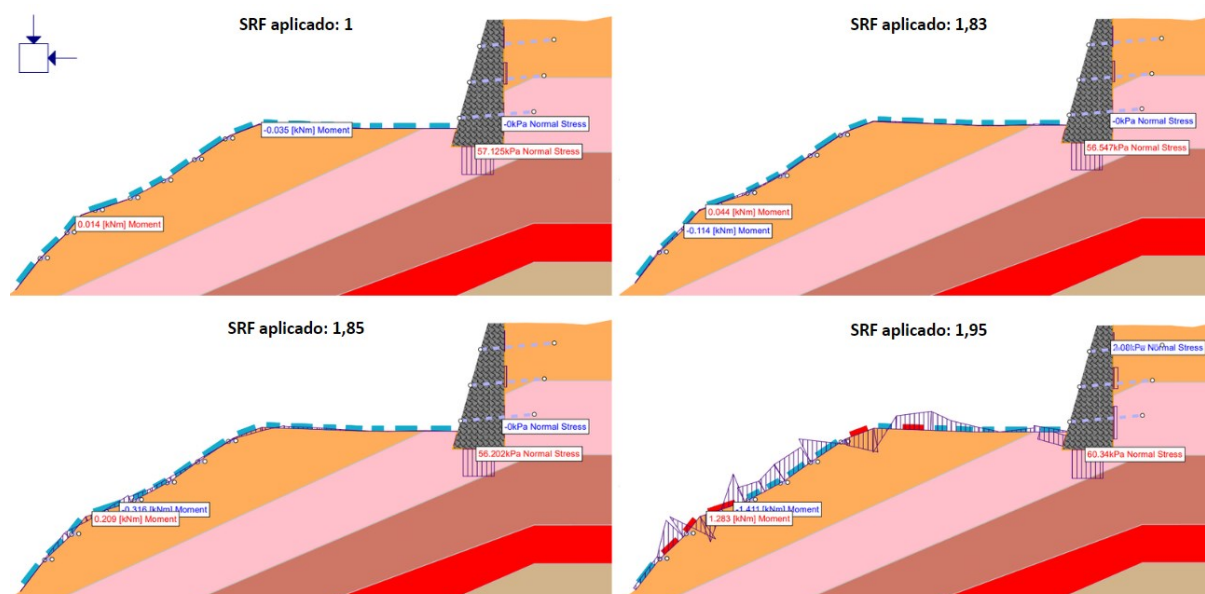
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 32 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo acima na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 33 – Tensões normais no muro de arrimo e momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

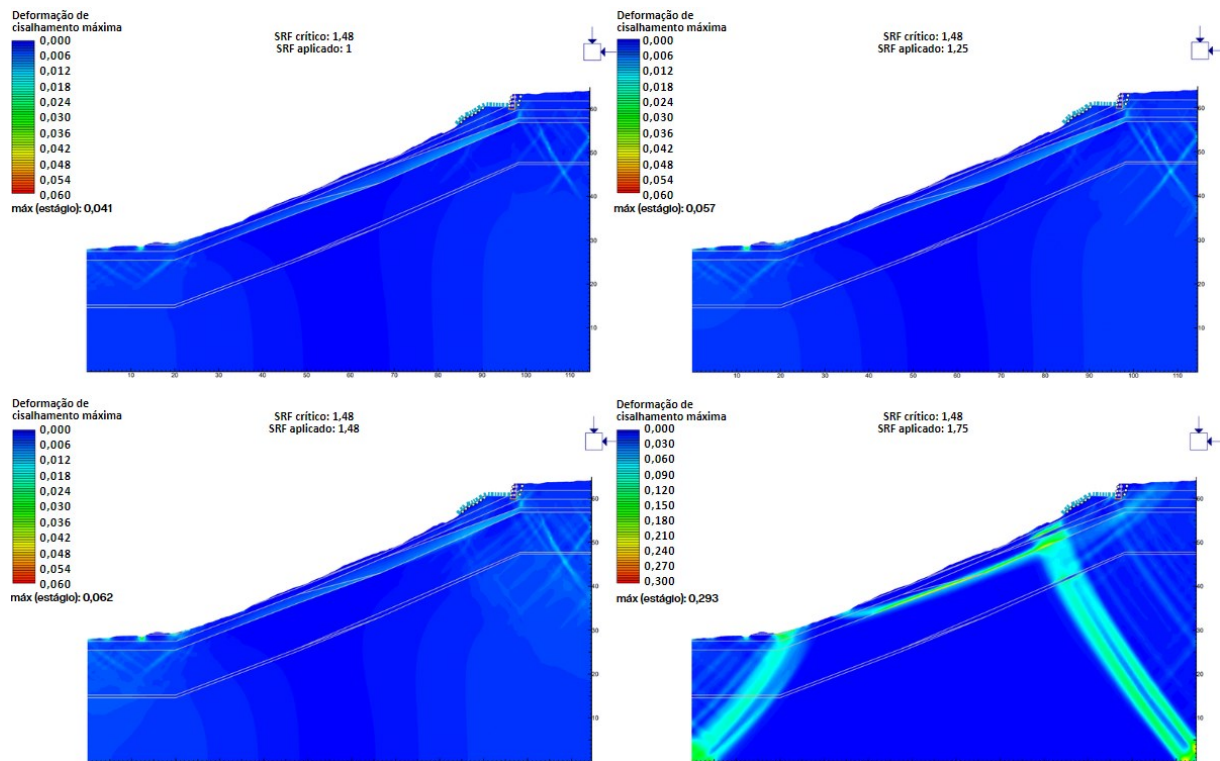


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.4.2 – Simulação de chuva

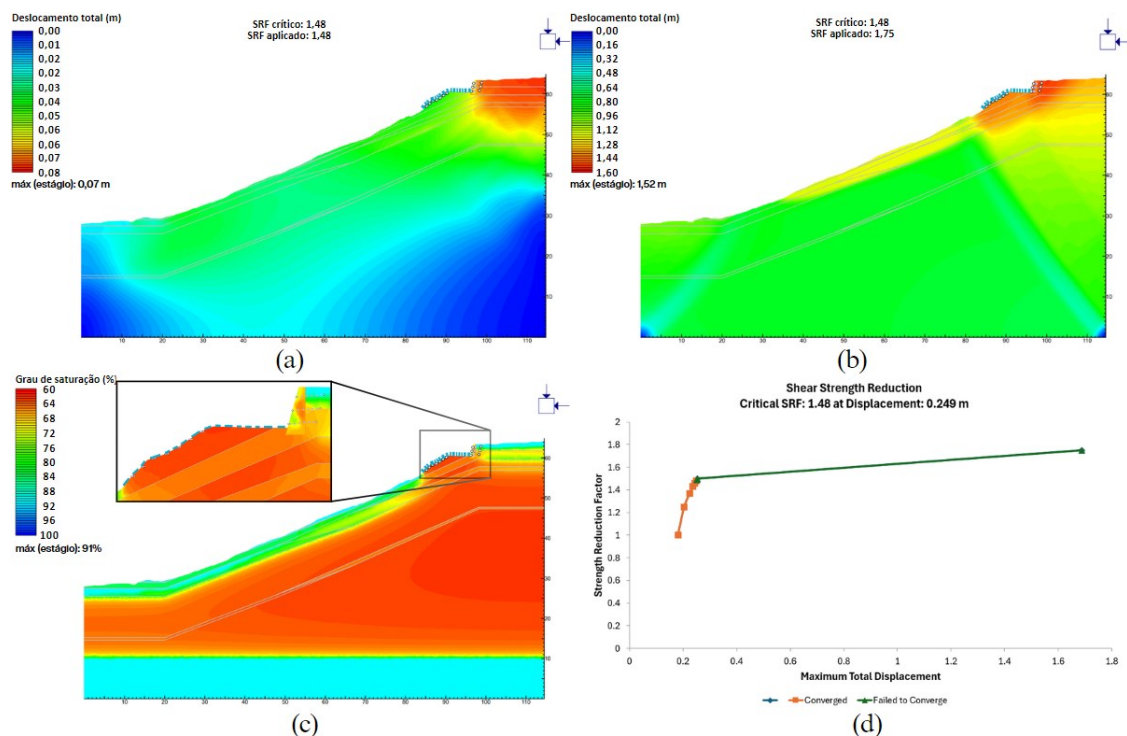
A Figura D. 34 até a Figura D. 38 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada com muro de arrimo sobrejacente no talude estudado na condição de simulação de chuva.

Figura D. 34 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo acima após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 35 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo acima após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 36 – Poropressão da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo sobrejacente após simulação de chuva

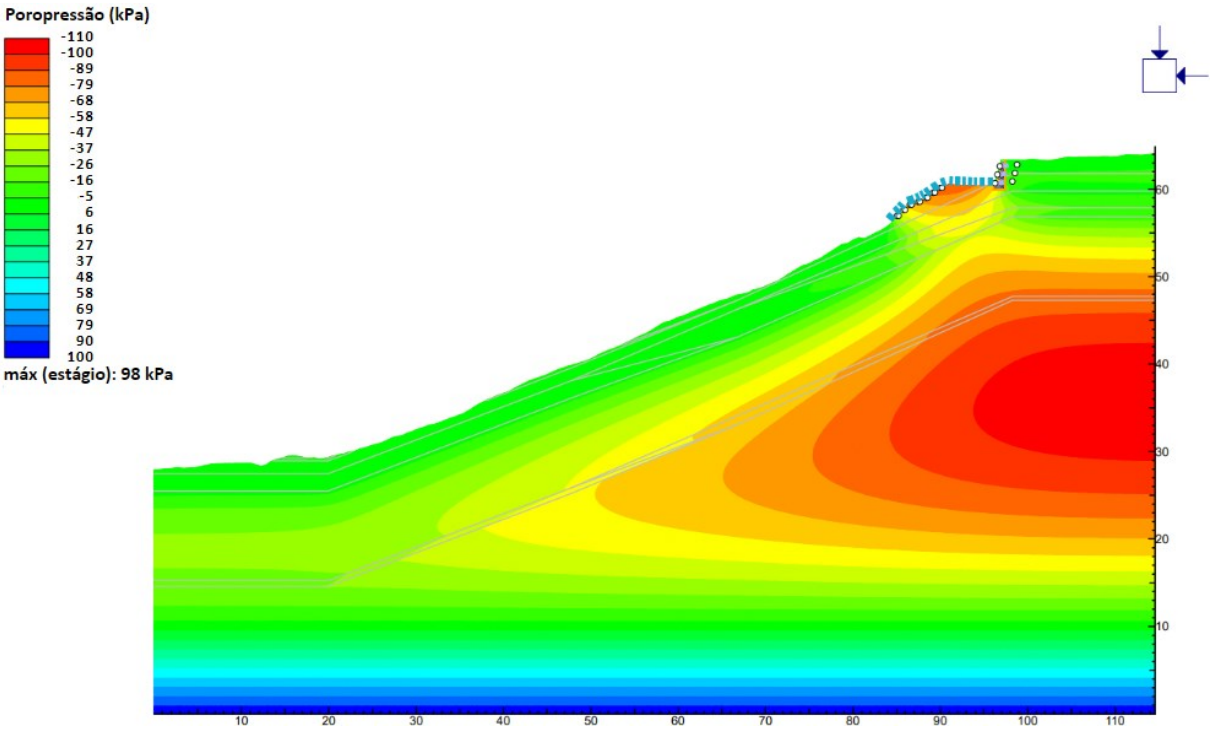


Figura D. 37 – Tensões normais no muro de arrimo e momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal após simulação de chuva

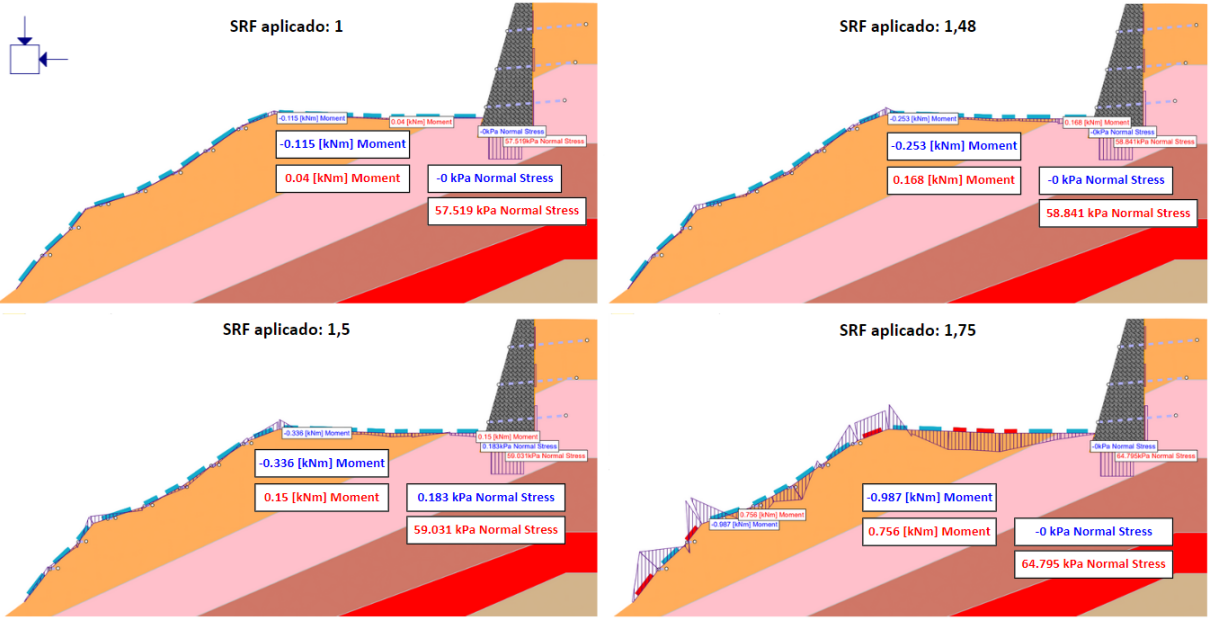
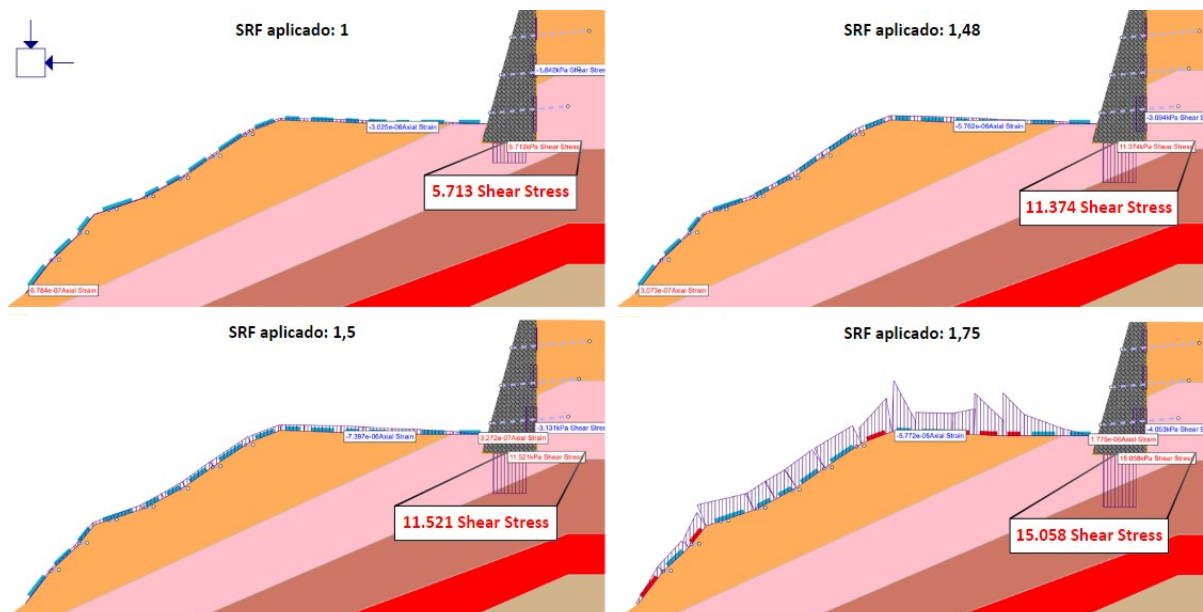


Figura D. 38 – Tensões de cisalhamento no muro de arrimo e deformações axiais e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal após simulação de chuva

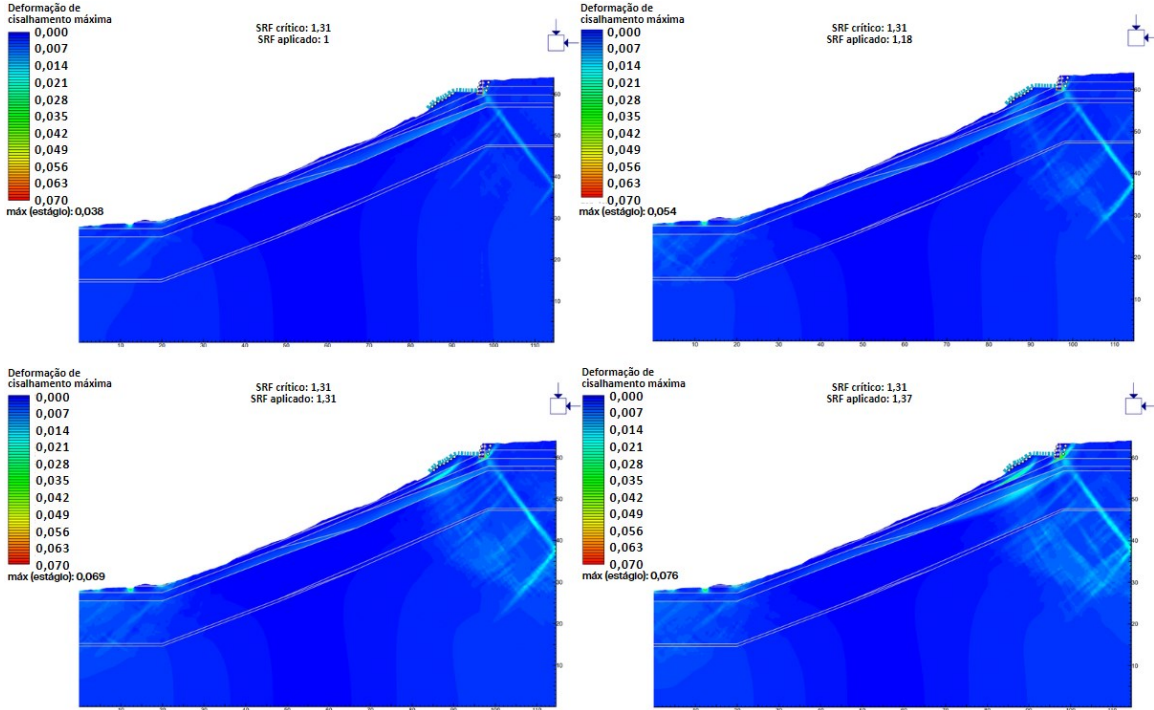


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.4.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

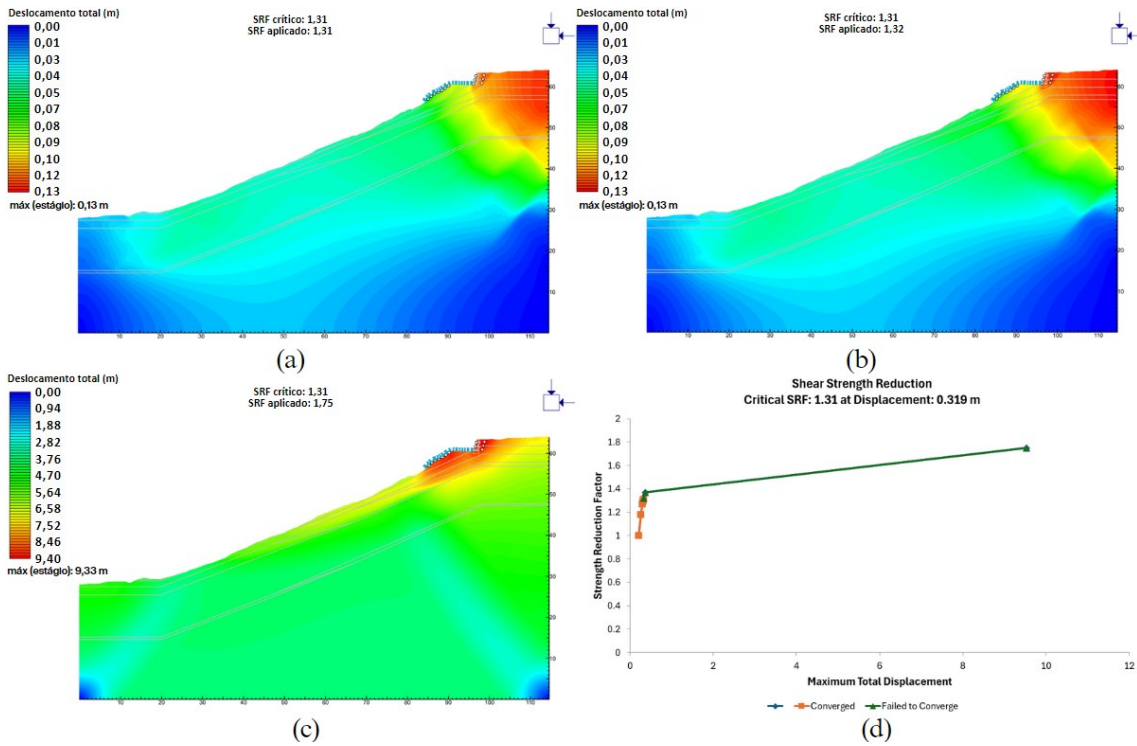
A Figura D. 39 até a Figura D. 42 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada com muro de arrimo sobrejacente no talude estudado com umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 39 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo acima na condição de não consideração da sucção



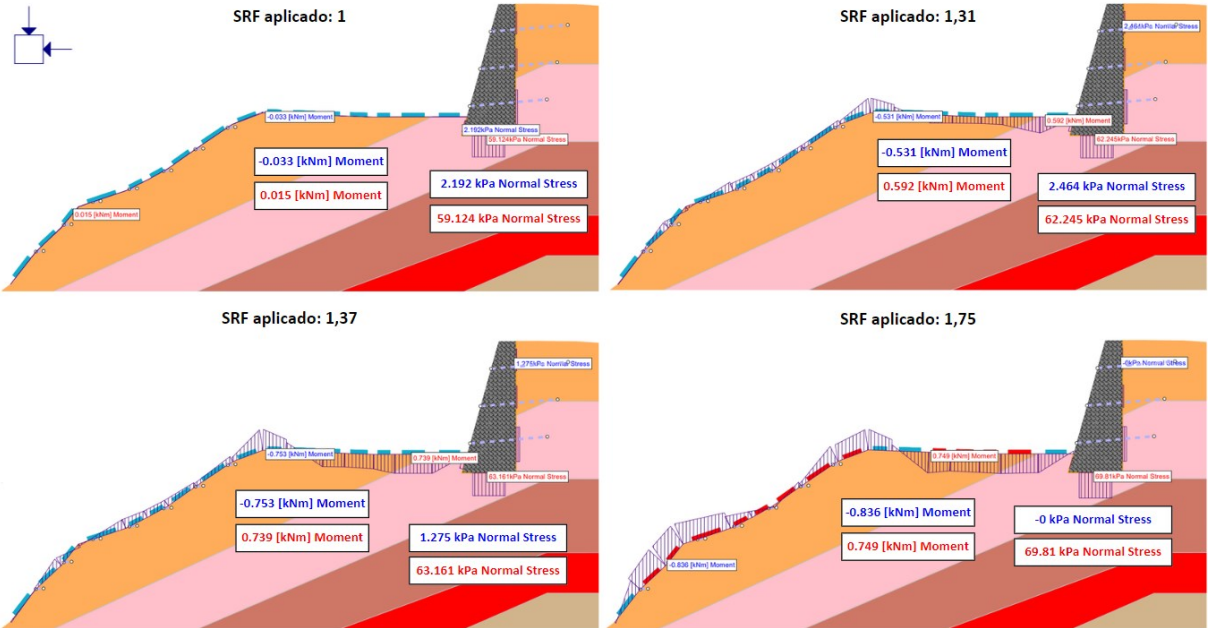
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 40 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo acima na condição de não consideração da sucção



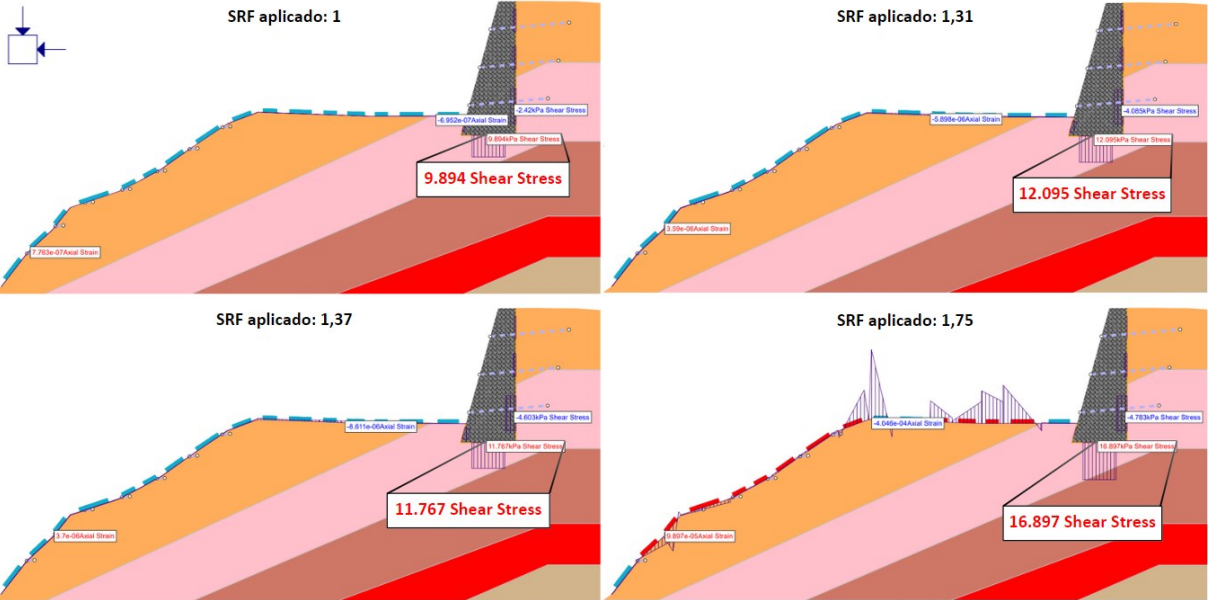
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 41 – Tensões normais no muro de arrimo e momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal na condição de não consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 42 – Tensões de cisalhamento no muro de arrimo e deformações axiais e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal na condição de não consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

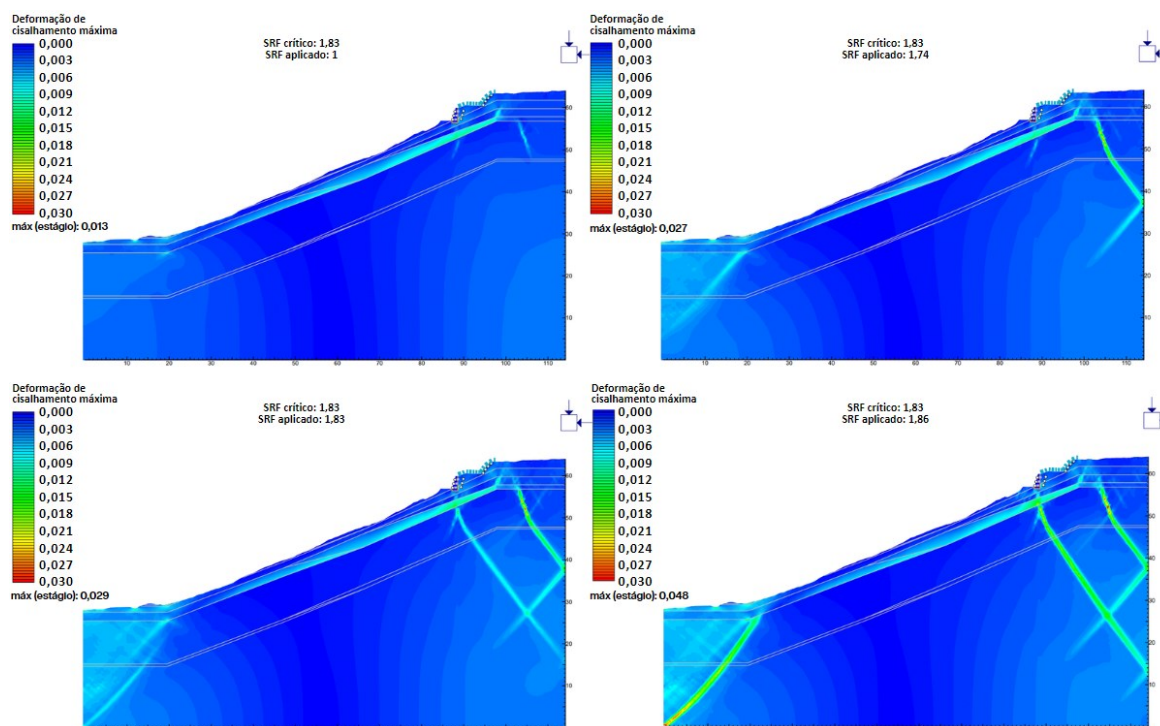
APÊNDICE D.5 – RUA BRUMAL COM TELA ARGAMASSADA E MURO DE ARRIMO SOBREJACENTE

Nesta seção serão apresentados os resultados para o caso de tela argamassada com muro de arrimo subjacente na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, com simulação de chuva e sem consideração da sucção.

Apêndice D.5.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento

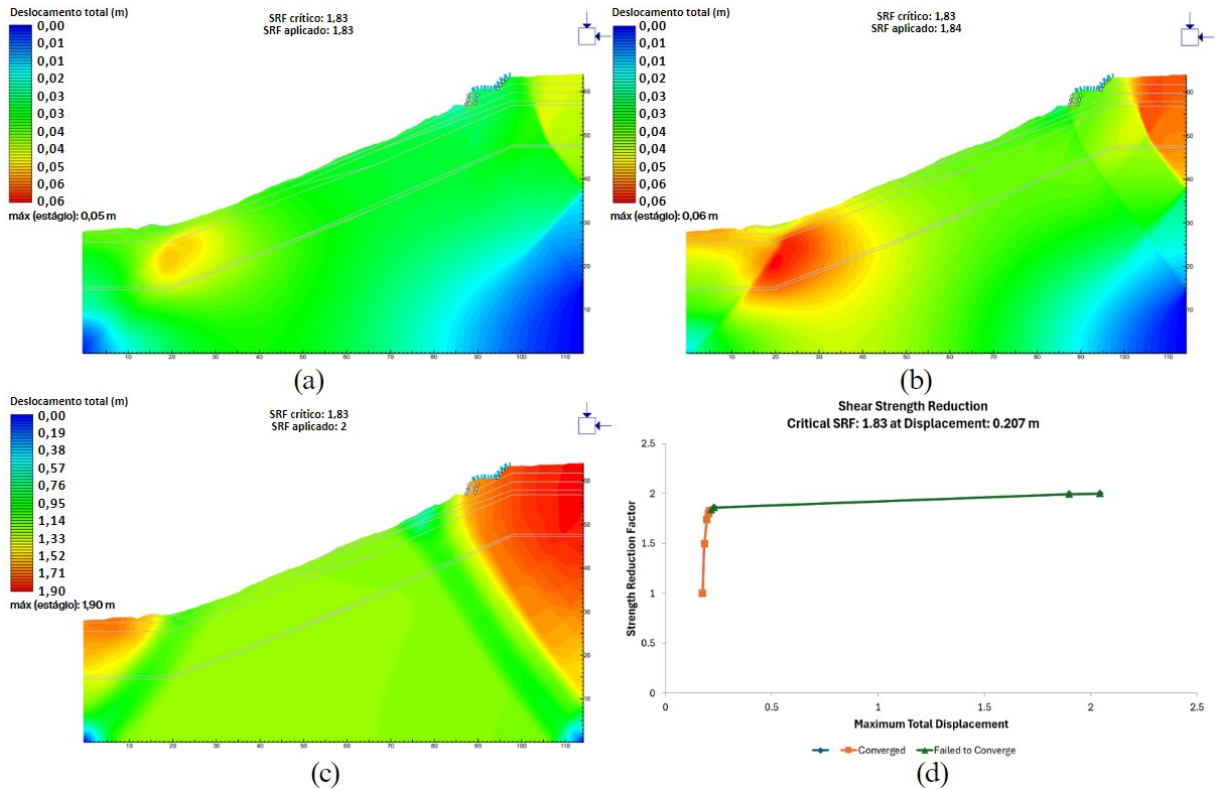
A Figura D. 43 até a Figura D. 46 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada com muro de arrimo subjacente no talude estudado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 43 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo abaixo na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



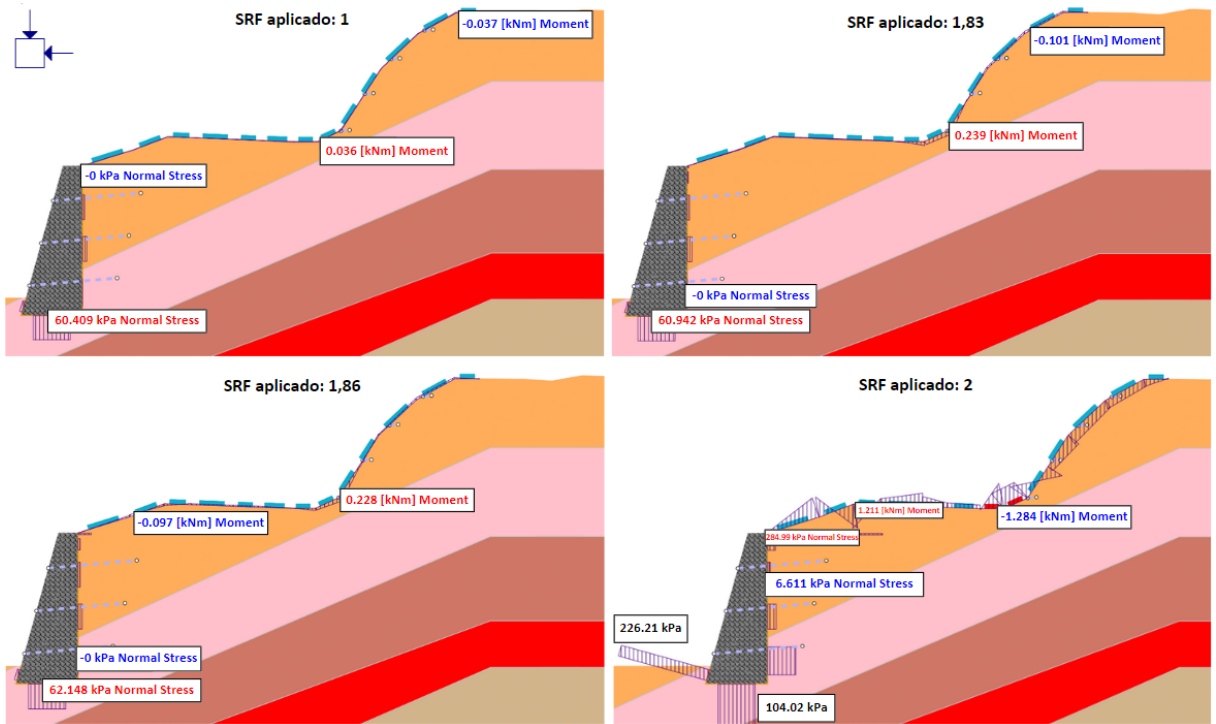
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 44 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo abaixo na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



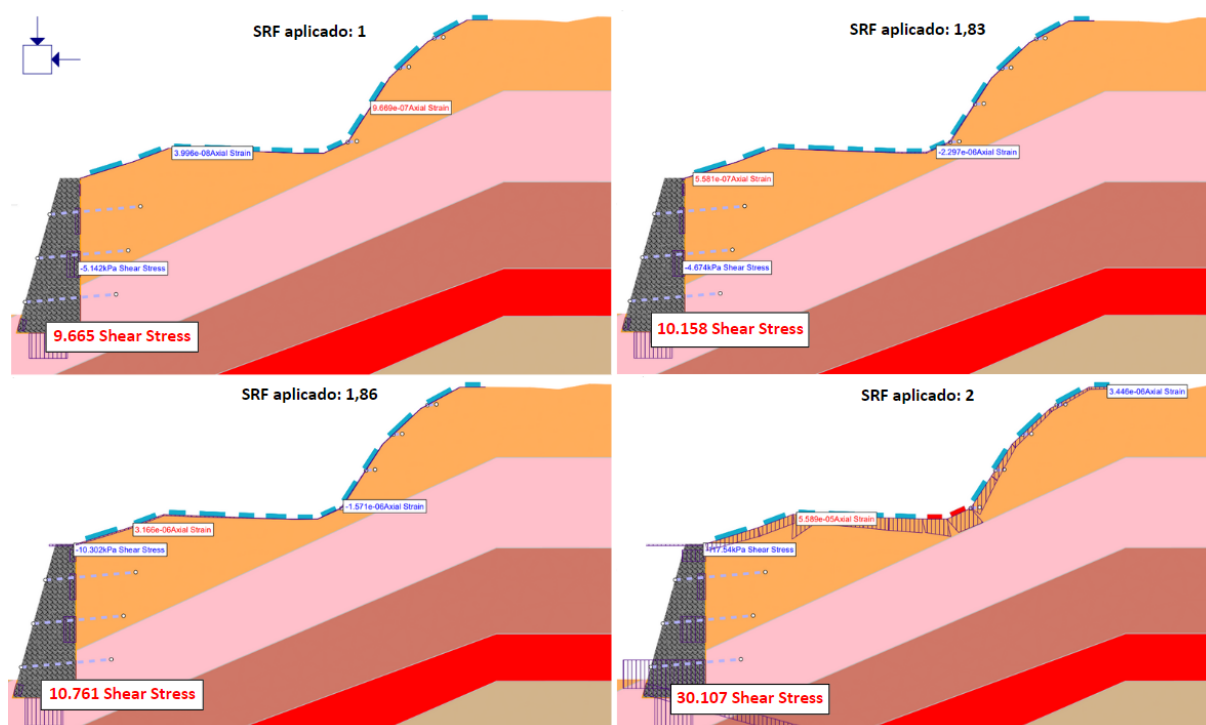
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 45 – Tensões normais no muro de arrimo (abaixo) e momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 46 – Tensões normais no muro de arrimo (abaixo) e momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

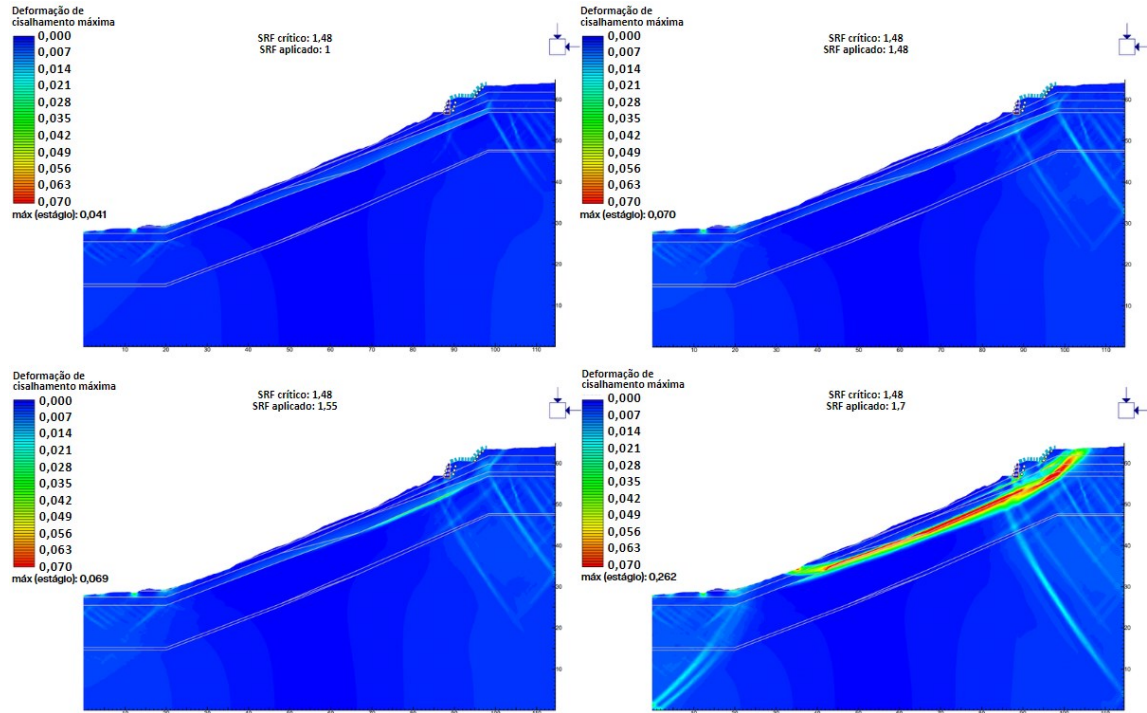


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.5.2 – Simulação de chuva

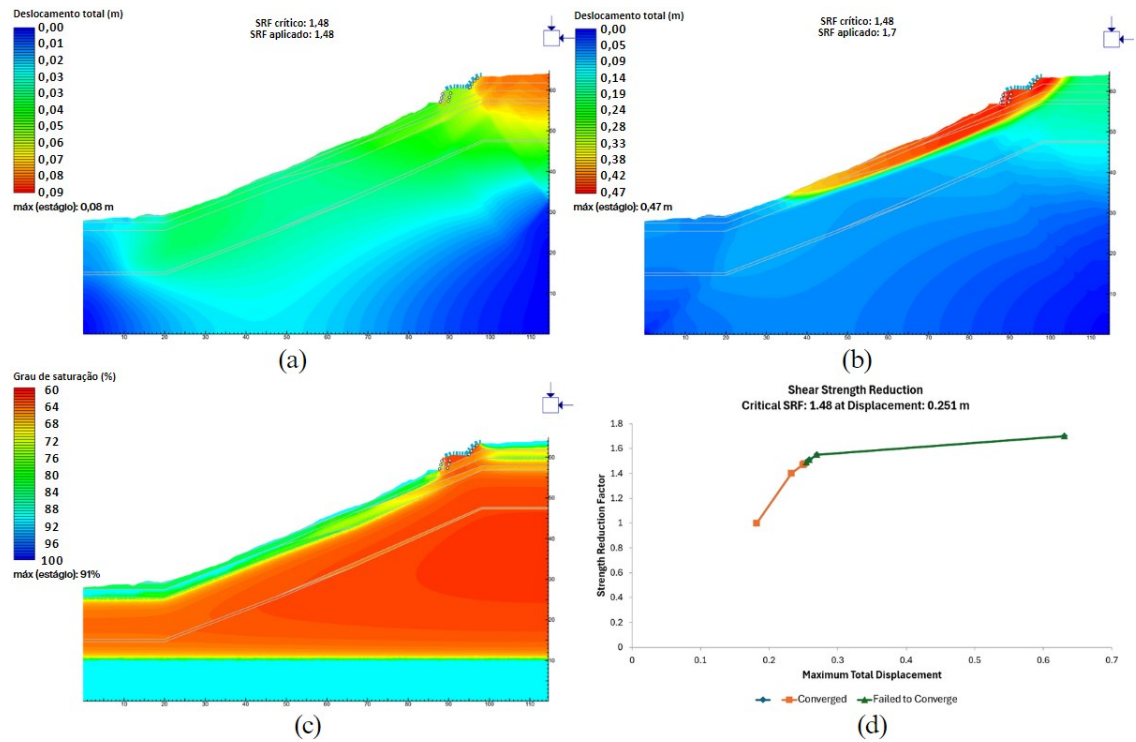
A Figura D. 47 até a Figura D. 51 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada com muro de arrimo subjacente no talude estudado na condição de simulação de chuva.

Figura D. 47 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo abaixo após simulação de chuva



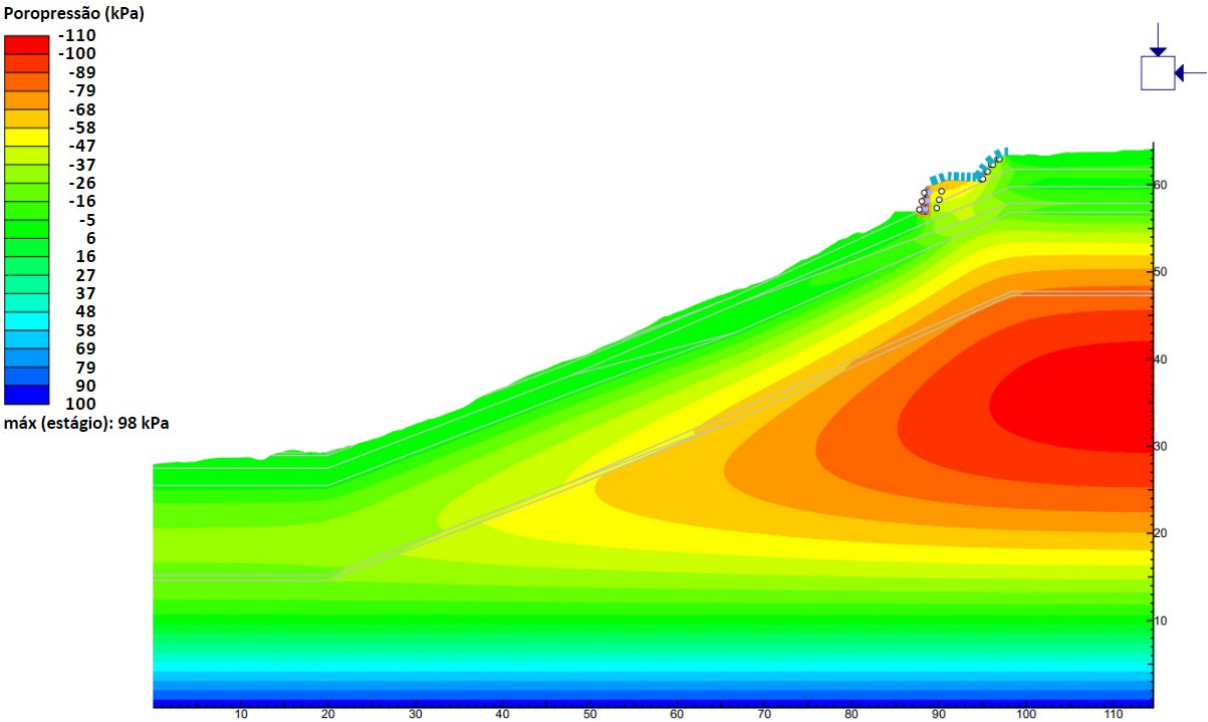
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 48 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo abaixo após simulação de chuva



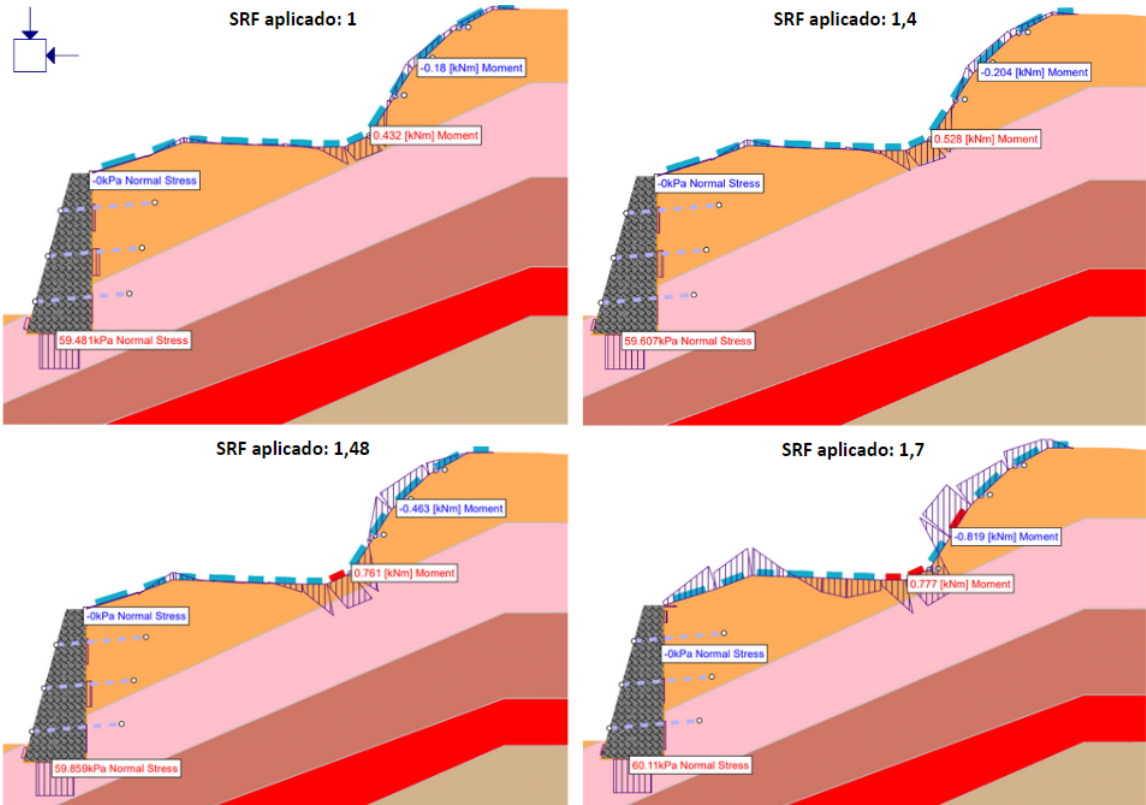
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 49 – Poropressão da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo subjacente após simulação de chuva



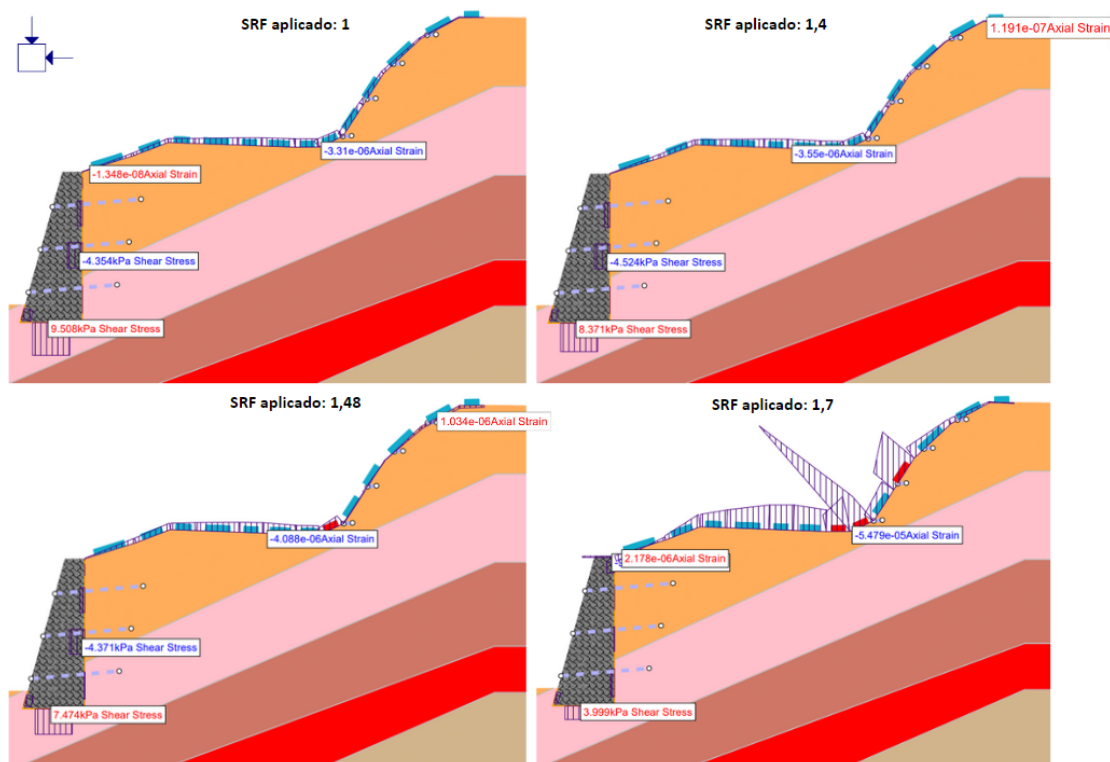
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 50 – Tensões normais no muro de arrimo (abaixo) e momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 51 – Tensões de cisalhamento no muro de arrimo (abaixo) e deformações axiais e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal após simulação de chuva

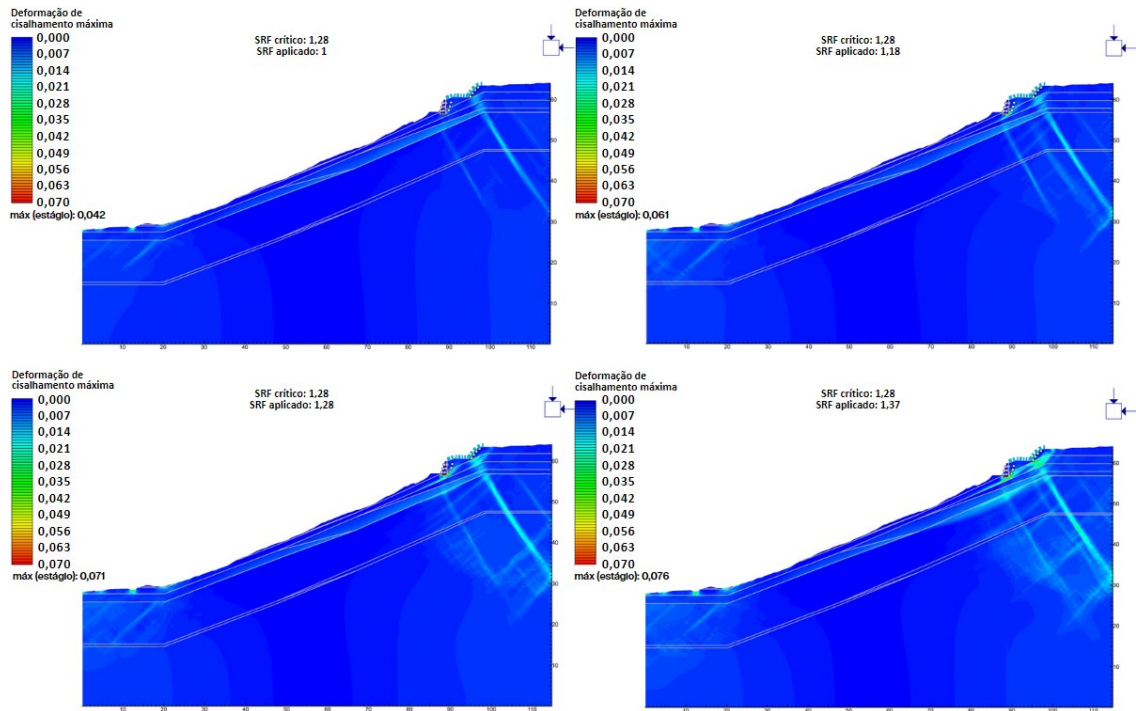


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.5.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

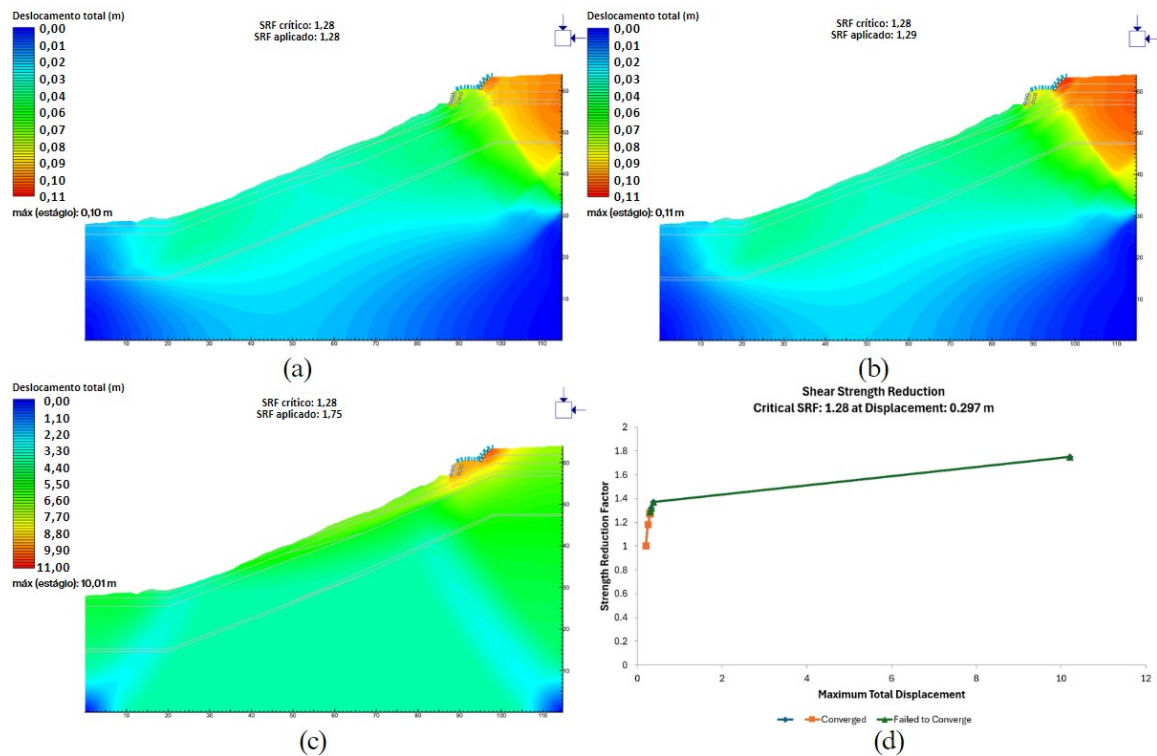
A Figura D. 52 até a Figura D. 55 mostra as interferências e comportamento da tela argamassada com muro de arrimo subjacente no talude estudado com umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 52 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo abaixo na condição de não consideração da sucção



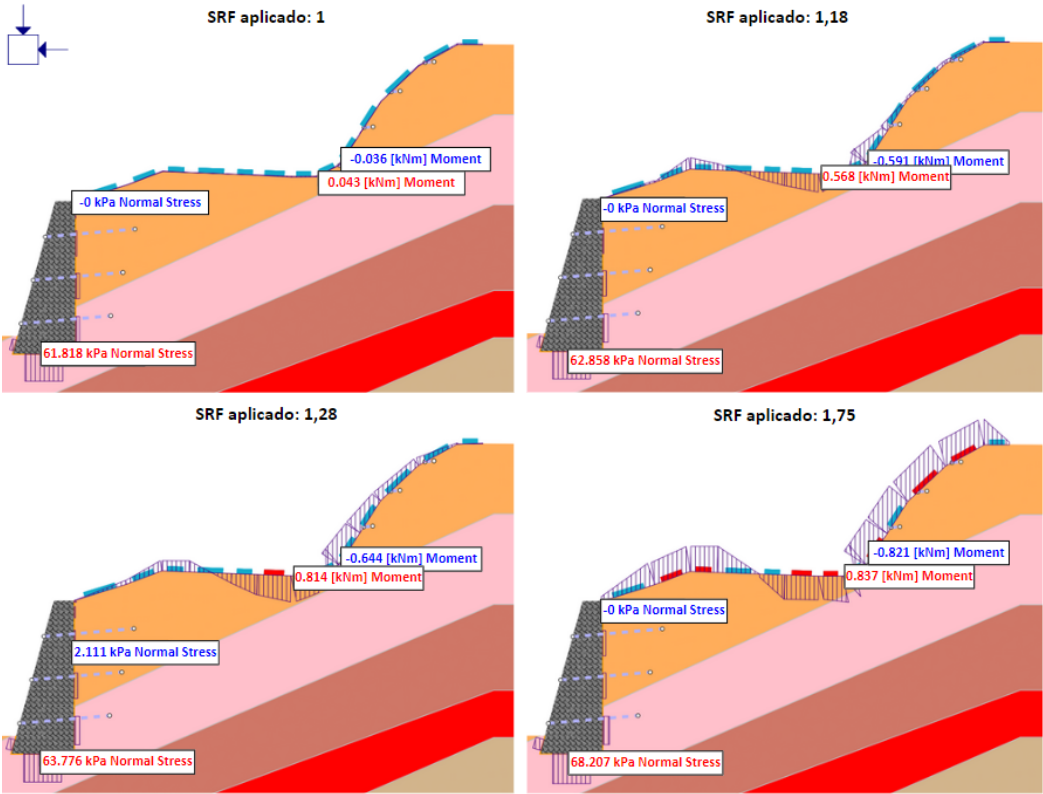
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 53 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com tela argamassada e muro de arrimo abaixo na condição de não consideração da sucção



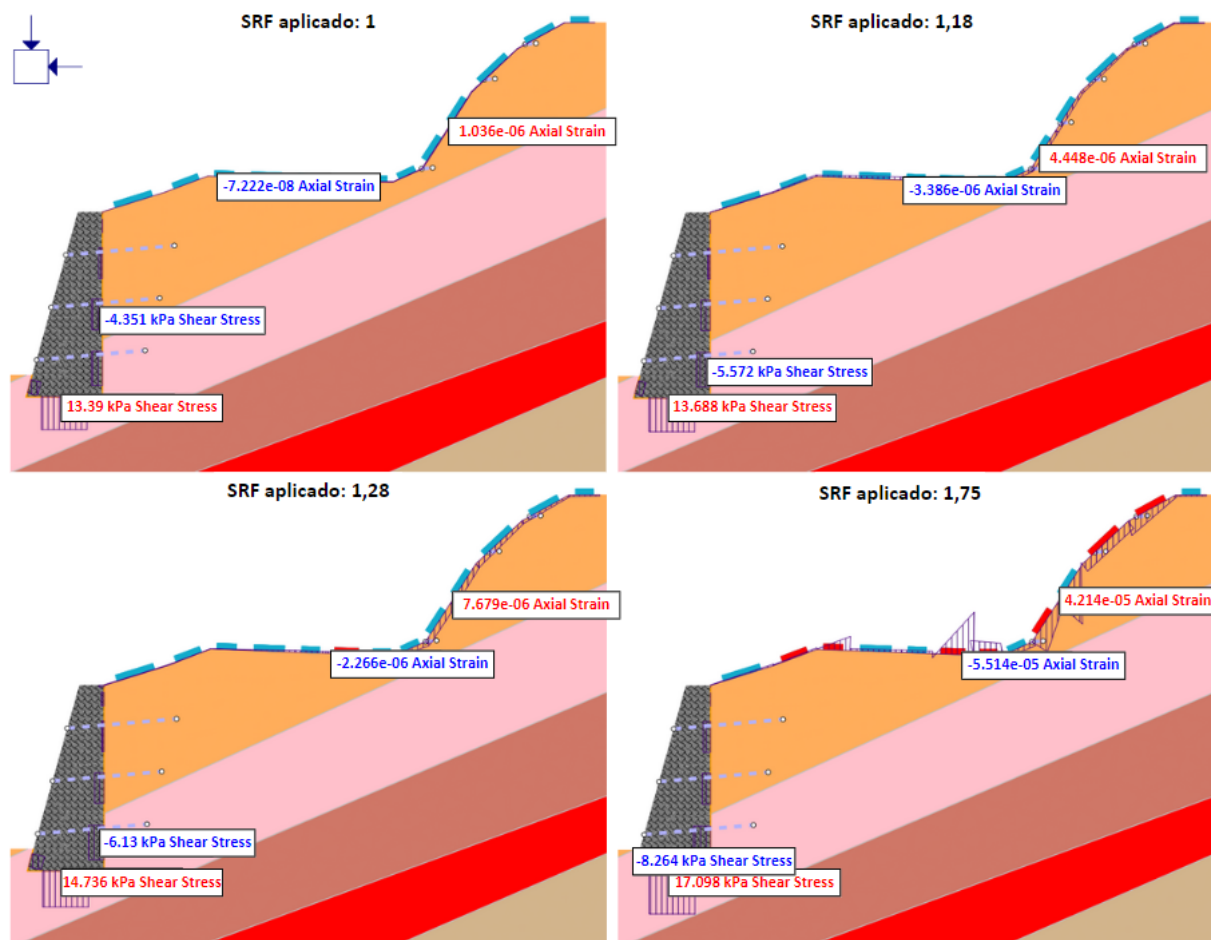
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 54 – Tensões normais no muro de arrimo (abaixo) e momentos fletores e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal na condição de não consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 55 – Tensões de cisalhamento no muro de arrimo (abaixo) e deformações axiais e exibição de falha (elementos vermelhos) na tela argamassada da rua Brumal na condição de não consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

APÊNDICE D.6 – RUA BRUMAL COM SOLO GRAMPEADO

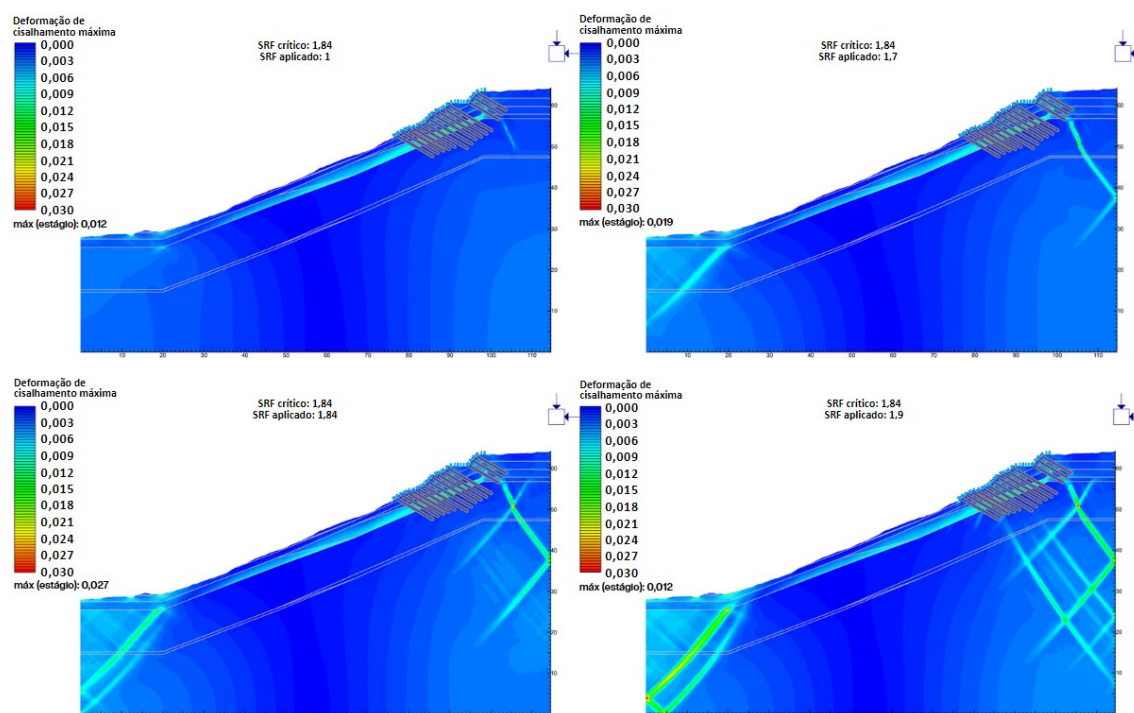
Nesta seção serão apresentados os resultados para o caso aplicação de solo grampeado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo, com simulação de chuva e sem consideração da sucção.

Nos grampos, de forma similar a tela argamassada, as regiões que não ocorreram falhas são representadas por elementos azul escuro. Enquanto isso, regiões que ocorreram falhas são representadas por elementos ciano, em caso de cisalhamento, e pela cor amarela em caso de tração.

Apêndice D.6.1 – Umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento

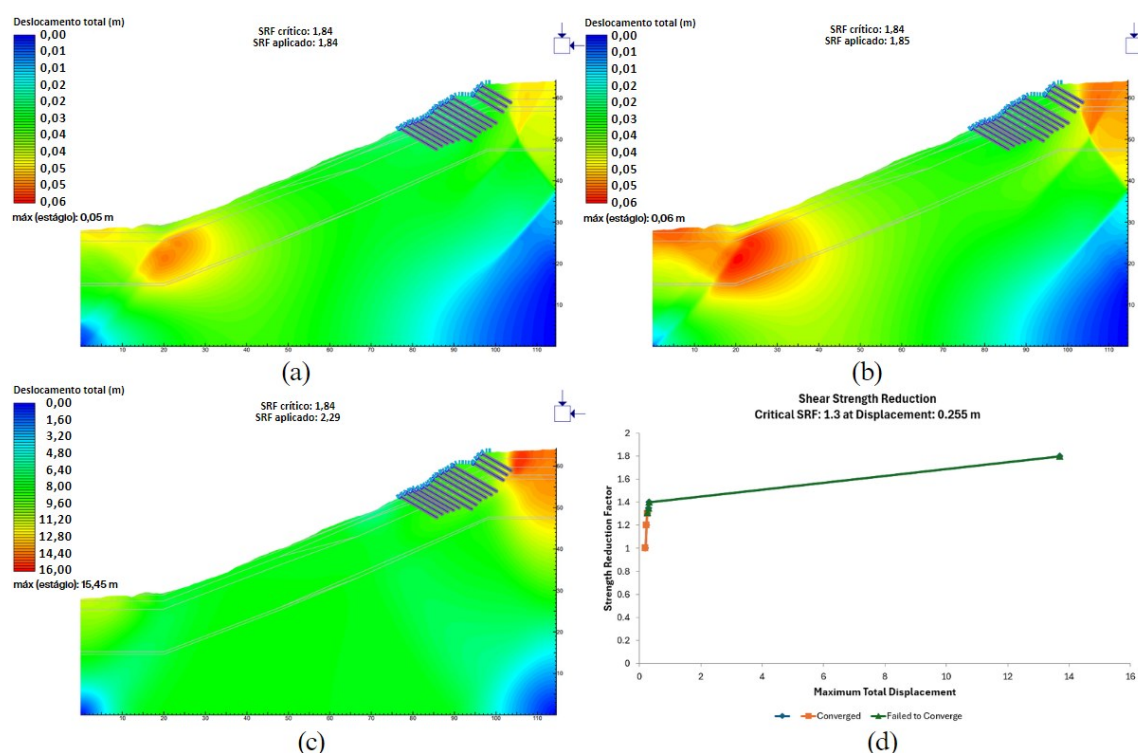
A Figura D. 56 até a Figura D. 59 mostra as interferências e comportamento do solo grampeado no talude estudado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 56 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com solo grampeado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



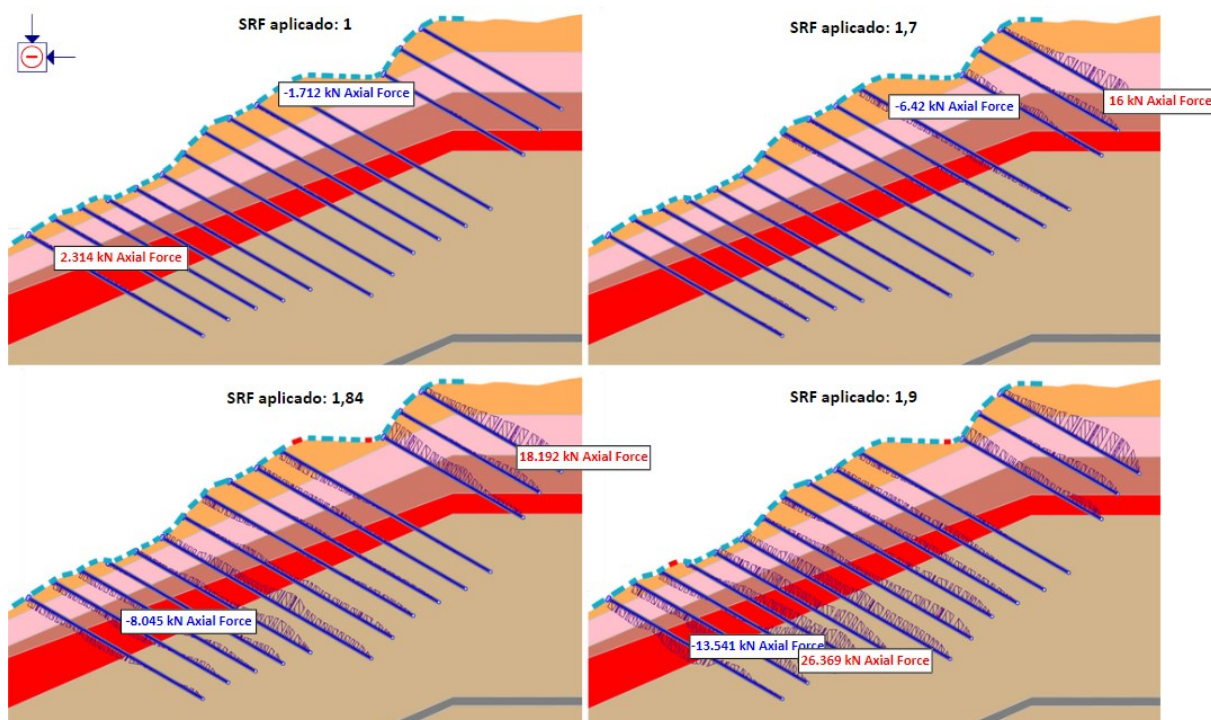
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 57 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com solo grampeado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



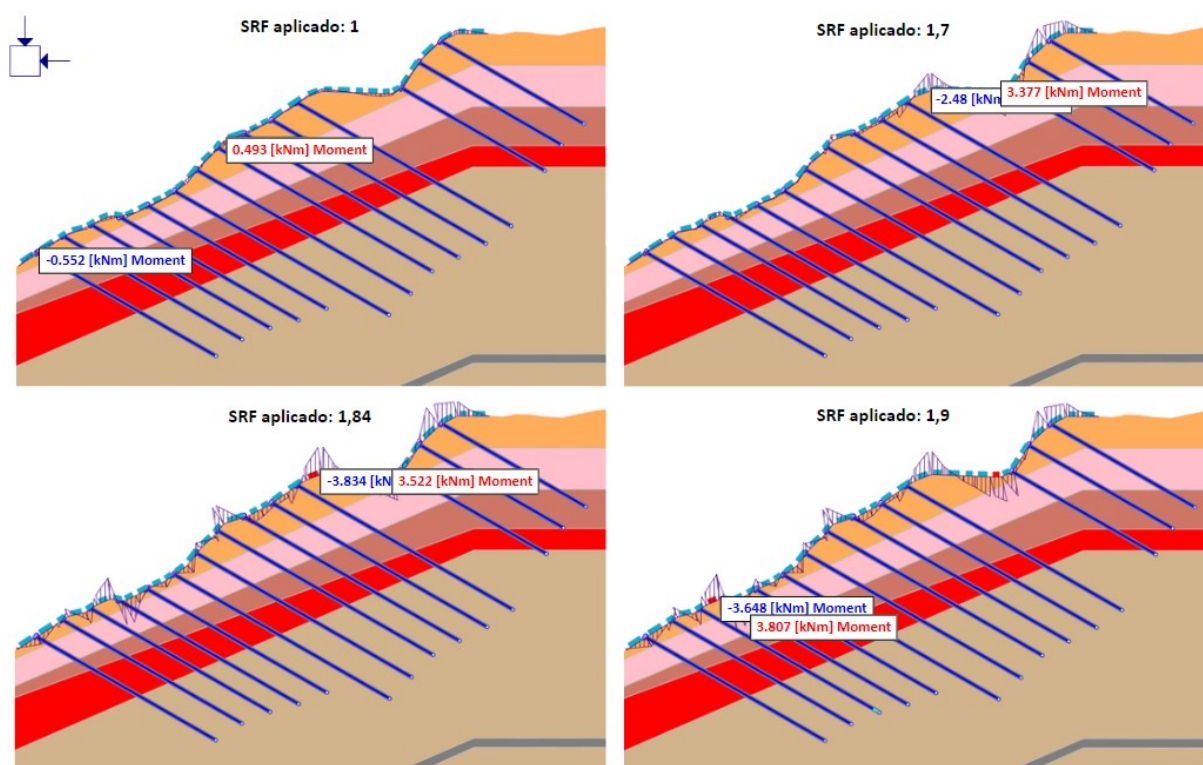
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 58 – Forças axiais máxima e mínima nos grampos e concreto projetado com falha (elementos vermelhos) da rua Brumal com solo grampeado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 59 – Momentos fletores máximo e mínimo e rompimento do concreto projetado (elementos vermelhos) da rua Brumal com solo grampeado na condição de umidade natural considerando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

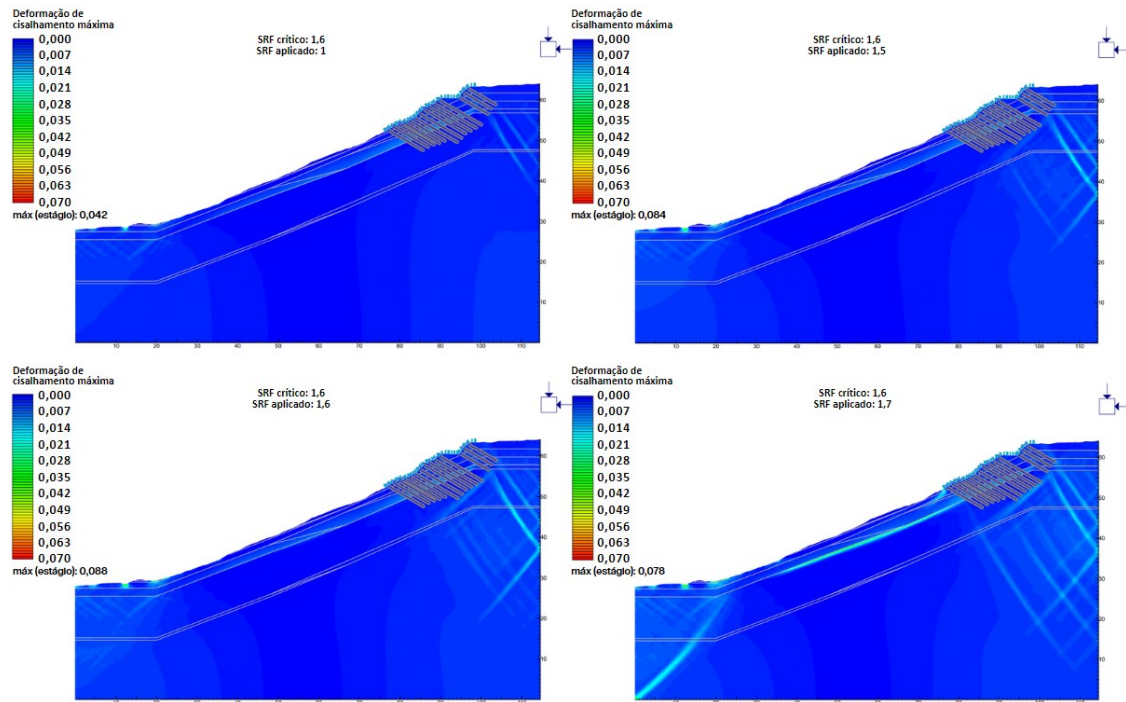


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.6.2 – Simulação de chuva

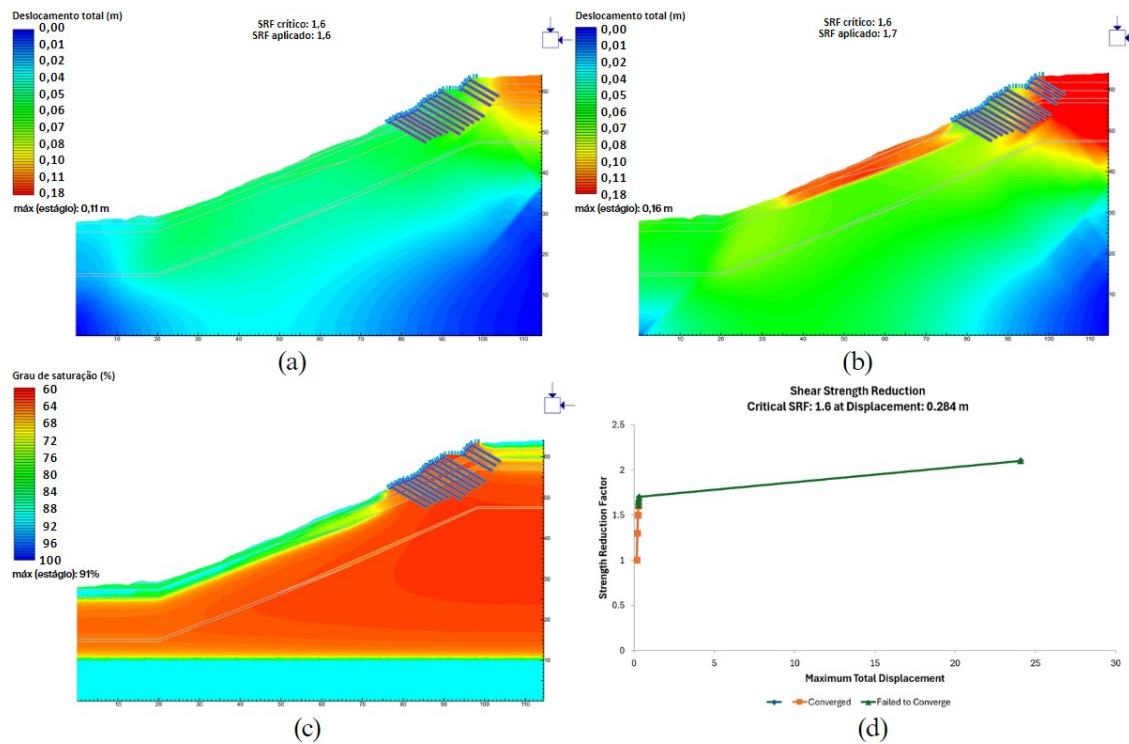
A Figura D. 60 até a Figura D. 64 mostra as interferências e comportamento do solo grampeado no talude estudado na condição de simulação de chuva.

Figura D. 60 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal com solo grampeado após simulação de chuva



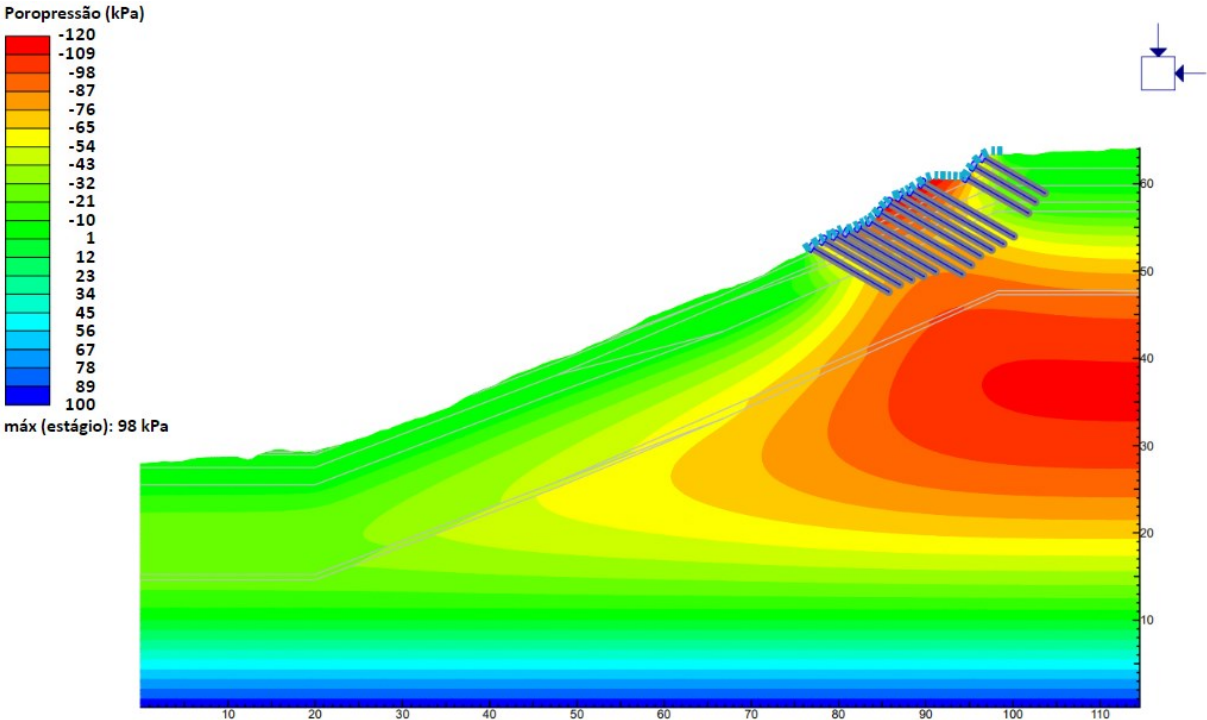
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 61 – (a) (b) Evolução dos deslocamentos máximos, (c) grau de saturação final e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com solo grampeado após simulação de chuva



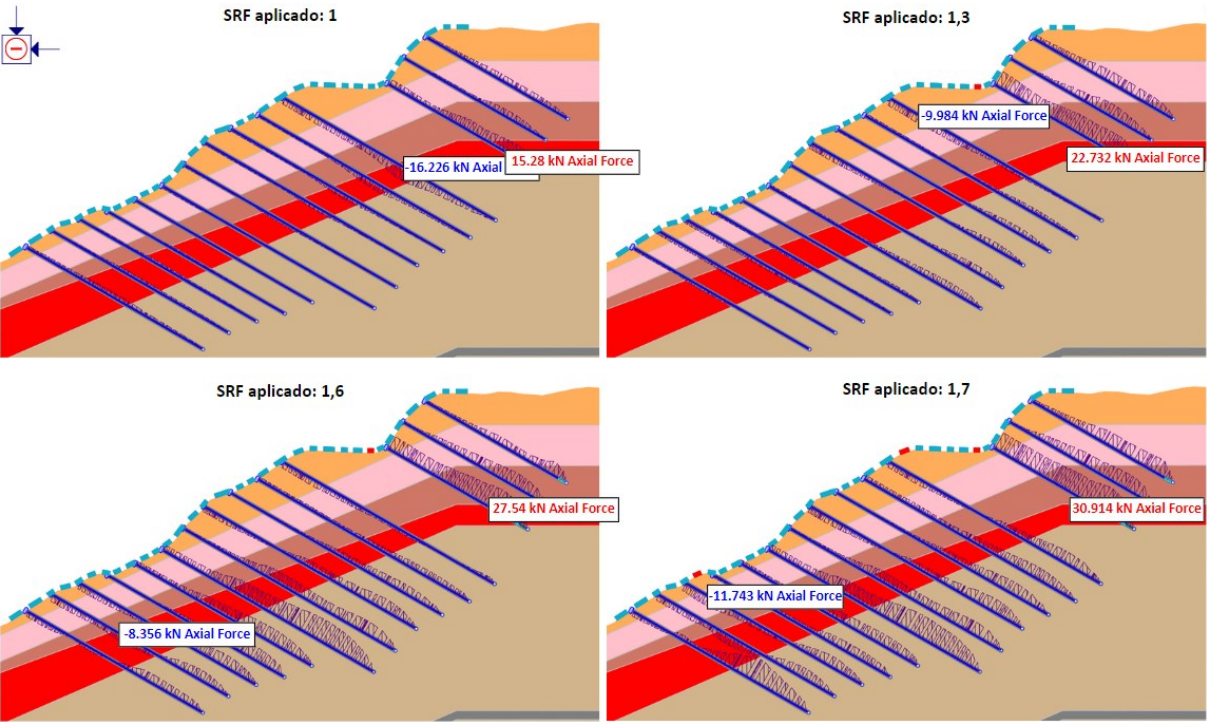
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 62 – Poropressão da rua Brumal com solo grampeado após simulação de chuva



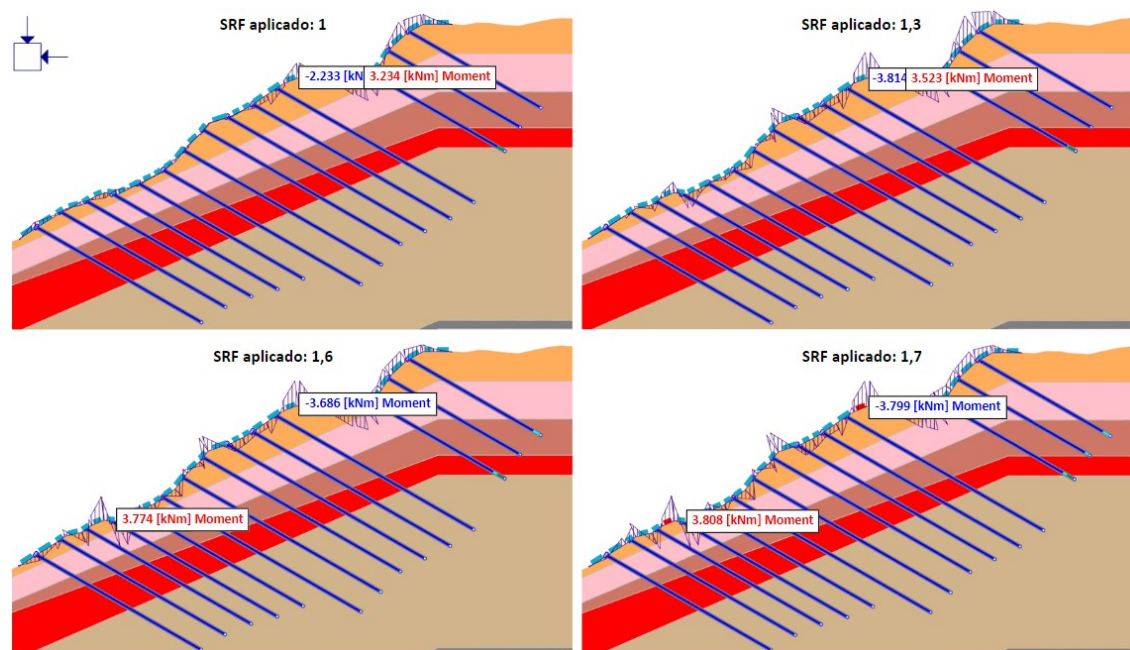
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 63 – Forças axiais máxima e mínima nos grampos e concreto projetado com falha (elementos vermelhos) da rua Brumal com solo grampeado após simulação de chuva



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 64 – Momentos fletores máximo e mínimo e rompimento do concreto projetado (elementos vermelhos) da rua Brumal com solo grampeado após simulação de chuva

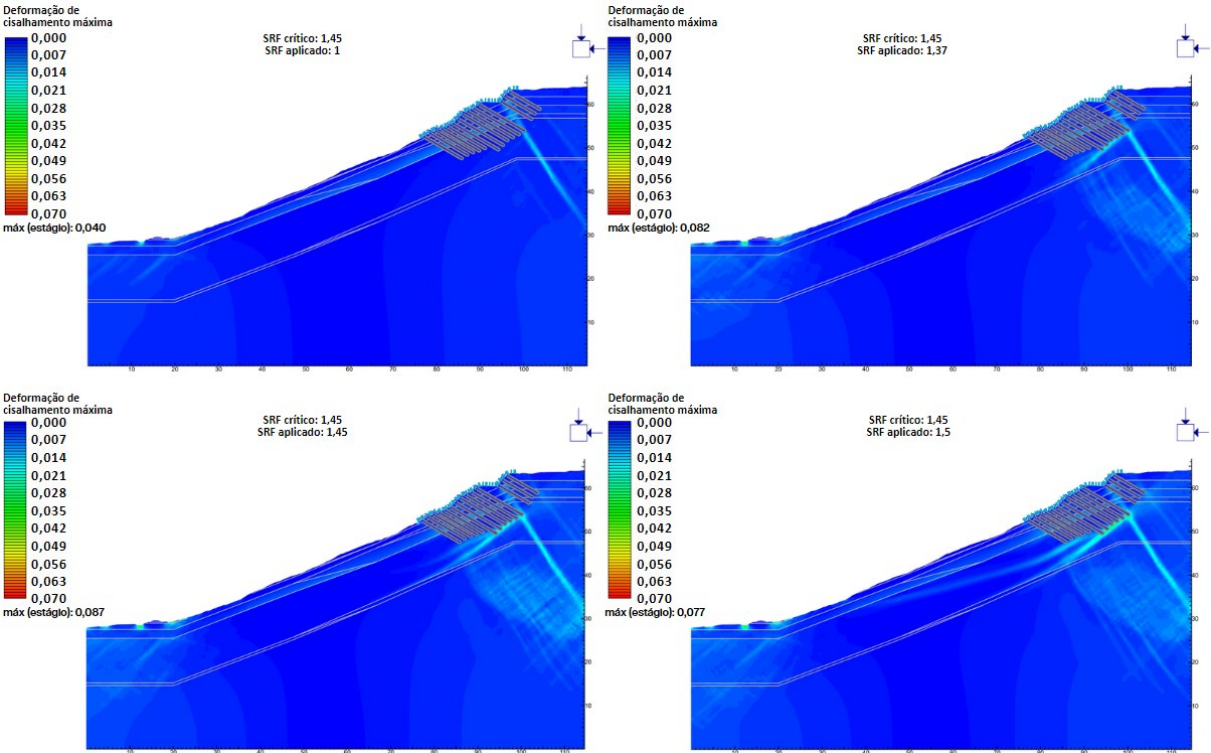


Fonte: O autor (2024)

Apêndice D.6.3 – Umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo

A Figura D. 65 até a Figura D. 68 mostra as interferências e comportamento do solo grampeado no talude estudado com umidade natural desconsiderando a sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura D. 65 – Evolução das deformações de cisalhamento da rua Brumal solo grampeado na condição de não consideração da sucção



Fonte: O autor (2024)

Figura D. 66 – (a) (b) (c) Evolução dos deslocamentos máximos e (d) gráfico de convergência da rua Brumal com solo grampeado na condição de não consideração da sucção

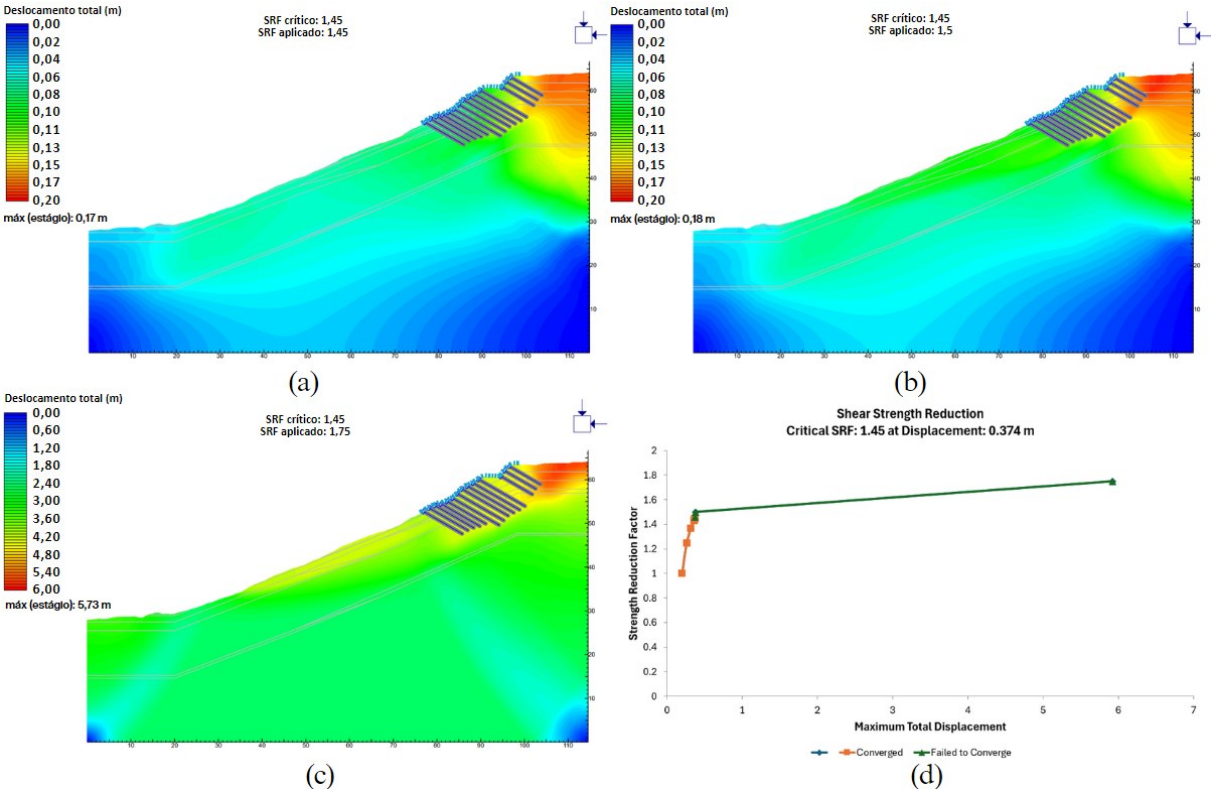
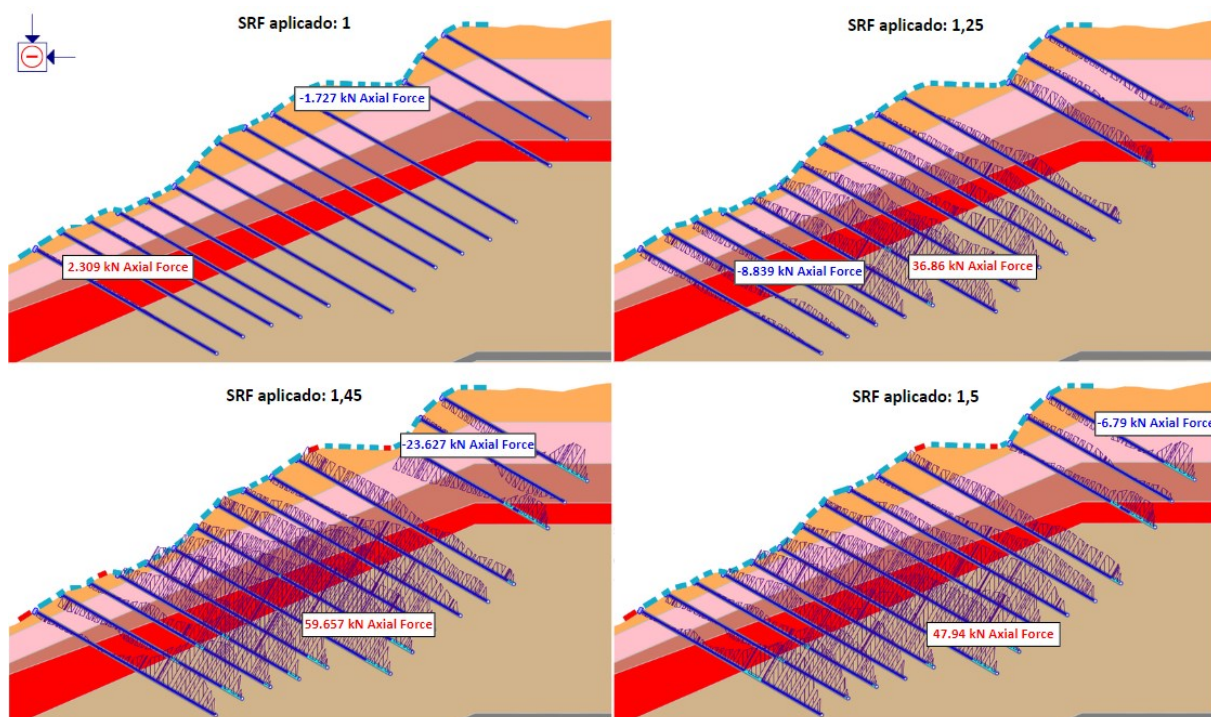
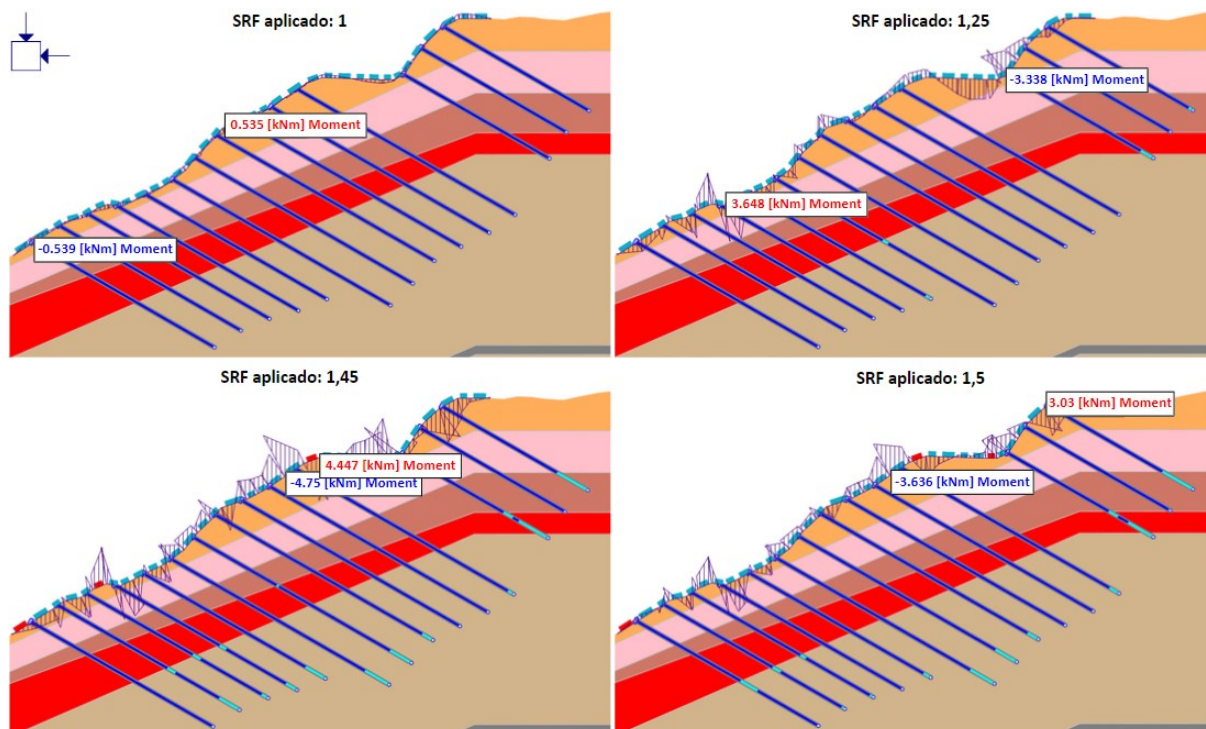


Figura D. 67 – Forças axiais máxima e mínima nos grampos e concreto projetado com falha (elementos vermelhos) da rua Brumal com solo grampeado na condição de não consideração da sucção



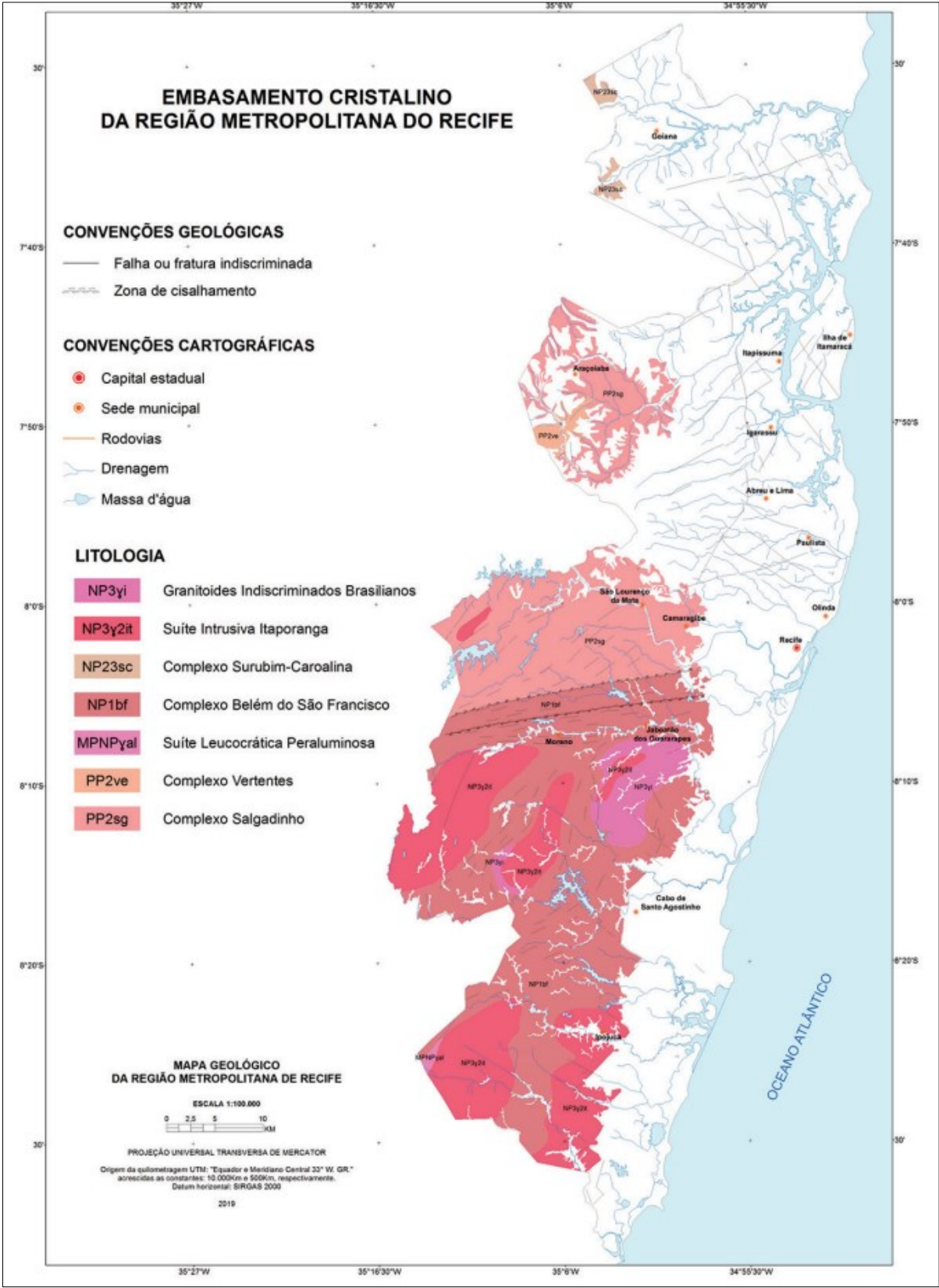
Fonte: O autor (2024)

Figura D. 68 – Momentos fletores máximo e mínimo e rompimento do concreto projetado (elementos vermelhos) da rua Brumal com solo grampeado na condição de não consideração da sucção



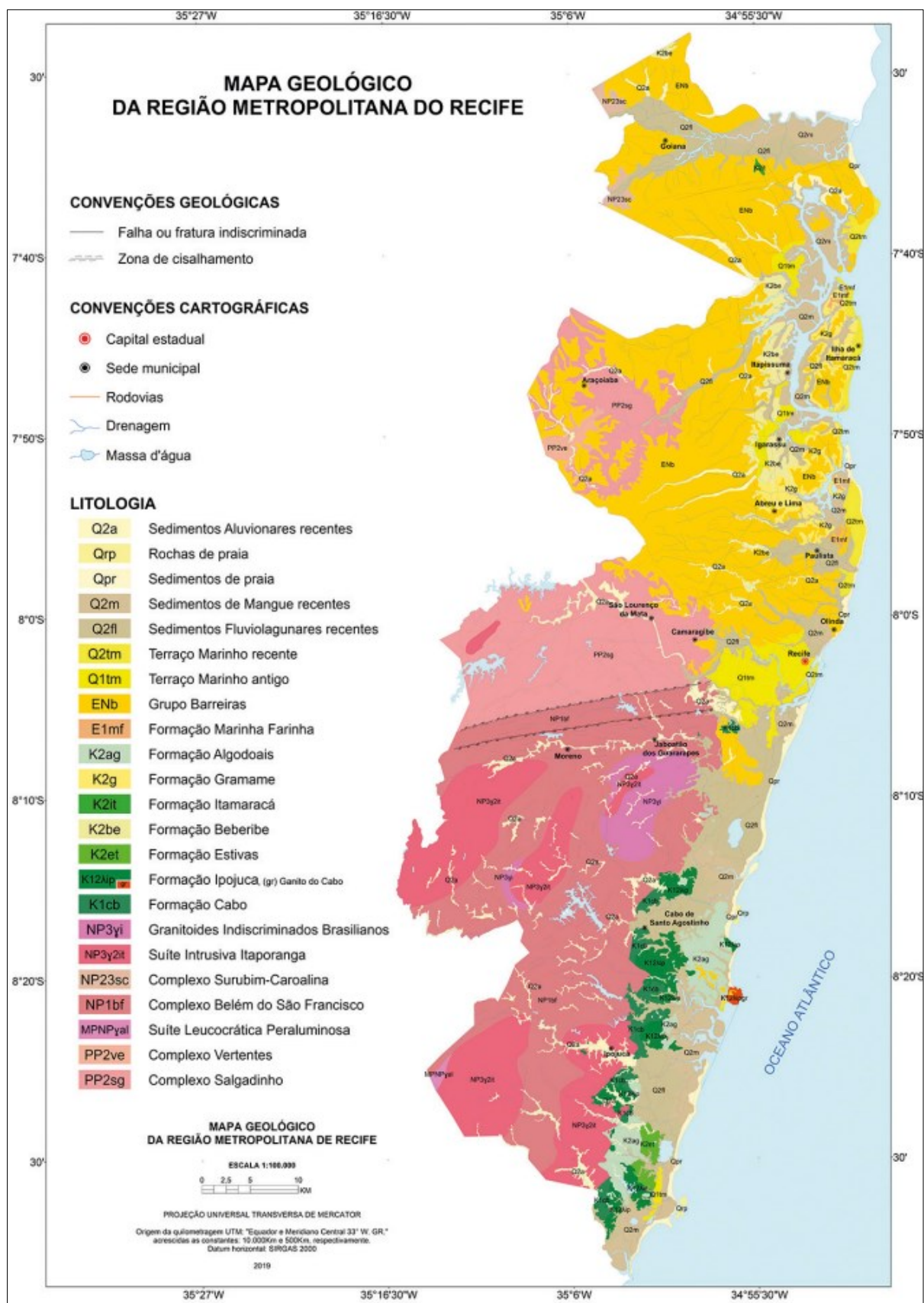
Fonte: O autor (2024)

ANEXO A – EMBASAMENTO CRISTALINO DA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE



Fonte: Pfaltzgraff, Torres e Costa (2022)

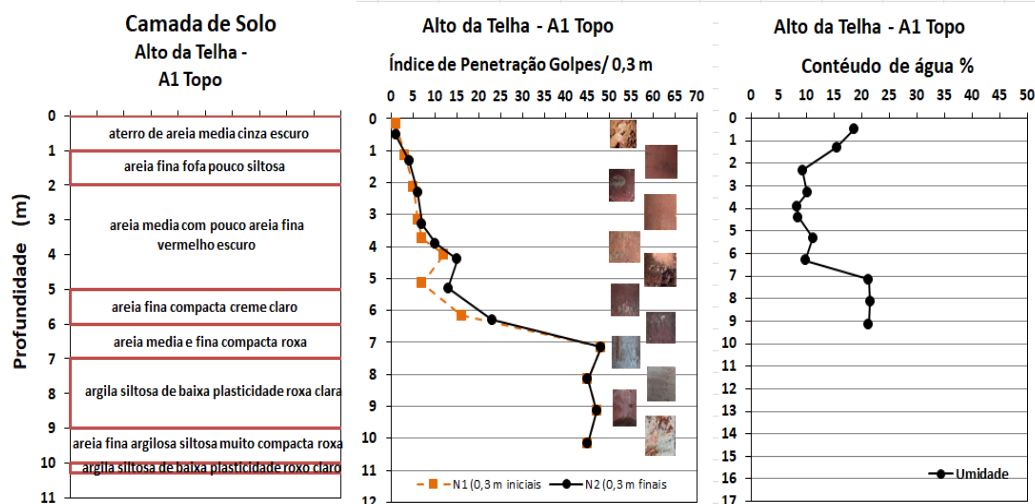
ANEXO B – MAPA GEOLÓGICO DA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE



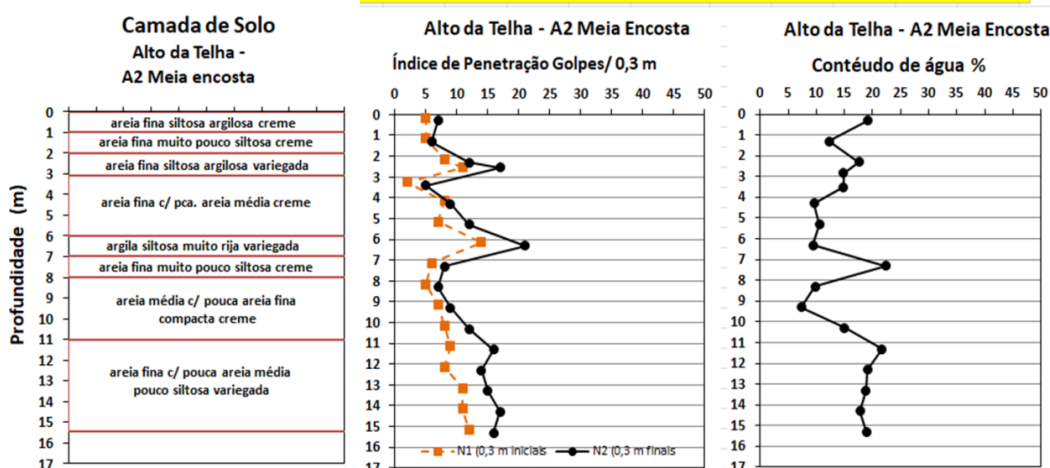
Fonte: Pfaltzgraff, Torres e Costa (2022)

ANEXO C – PERFIS PRELIMINARES DOS SOLOS DA ÁREA DE ESTUDO

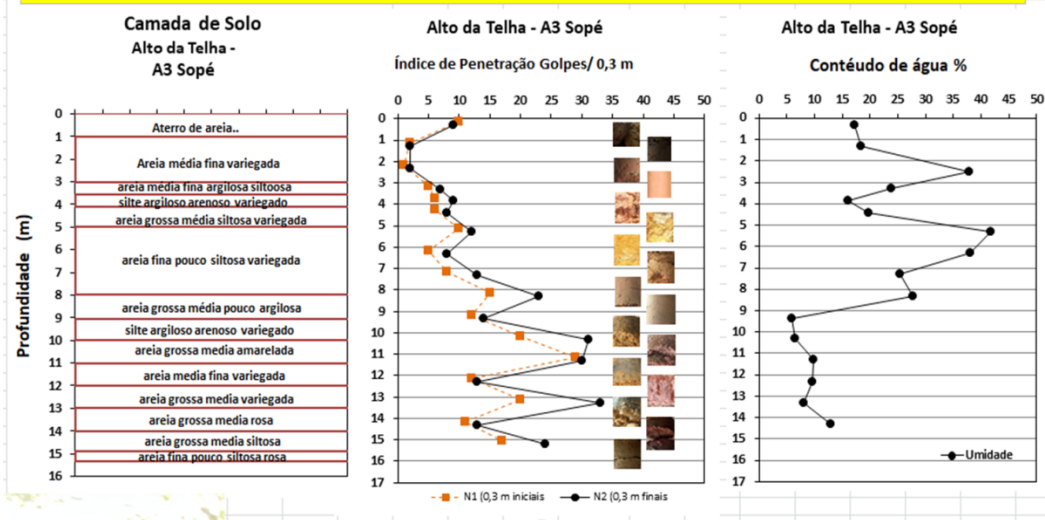
Perfil preliminar do solo do Alto da Telha - A1 Topo



Perfil preliminar do solo do Alto da Telha - A2 Meia Encosta

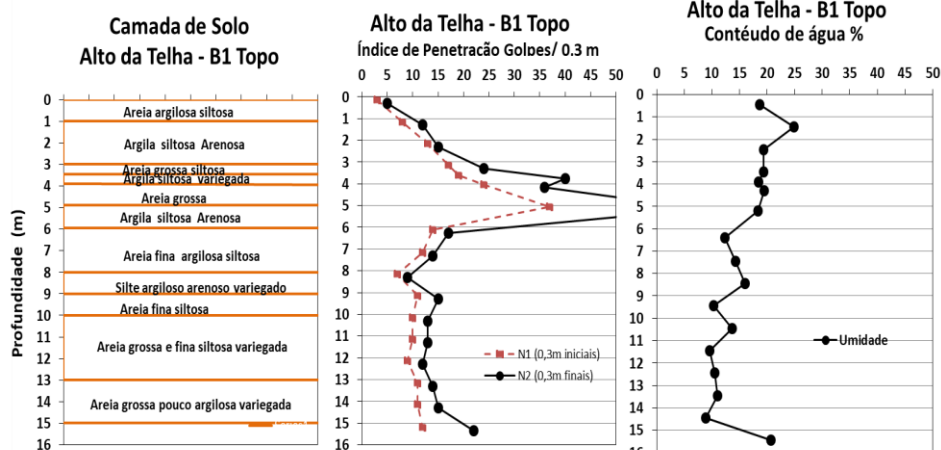


Perfil preliminar do solo do Alto da Telha - A3 Sopé

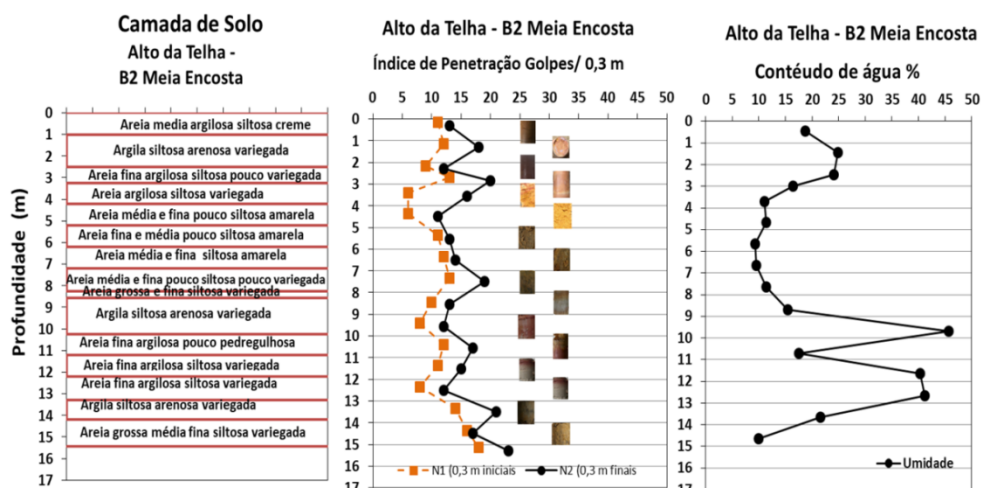


Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

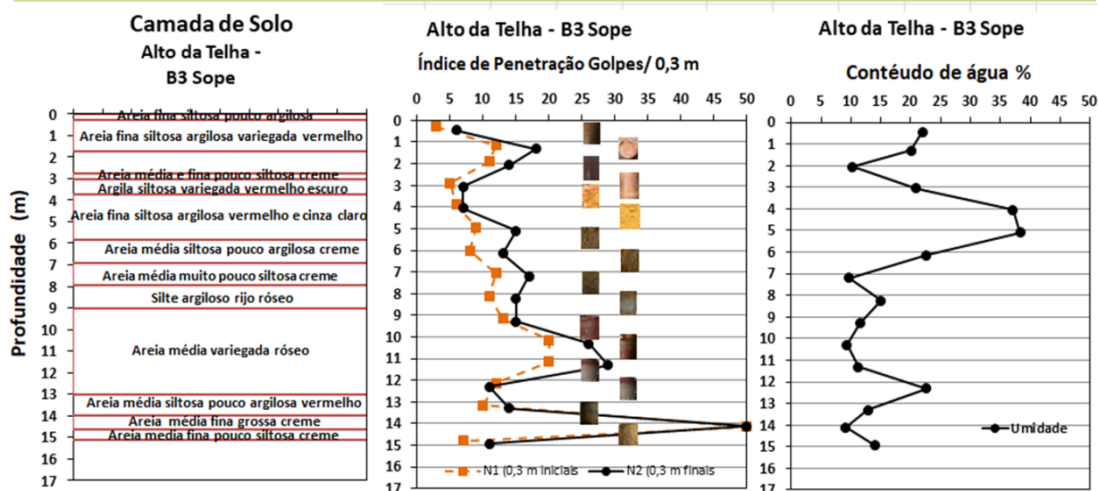
Perfil preliminar do solo do Alto da Telha - B1 Topo



Perfil preliminar do solo do Alto da Telha - B2 Meia Encosta



Perfil preliminar do solo do Alto da Telha - B3 Sope



Fonte: Projeto Morro de Vontade – Relatório Final de Atividades (2024)

ANEXO D – PARÂMETROS MÉDIOS DO SOLO

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de Elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo de atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 – 4	2000 – 5000	1,7	1,8	25°	-
	5 – 8	4000 – 8000	1,8	1,9	30°	-
	9 – 18	5000 – 10000	1,9	2,0	32°	-
	19 – 41	8000 – 15000	2,0	2,1	35°	-
	≥ 41	16000 – 20000	2,0	2,1	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0 – 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 – 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 – 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 – 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 – 2	200 – 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 – 5	500 – 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 – 10	1000 – 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 – 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 – 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 – 5	100 – 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 – 10	250 – 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 – 19	500 – 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 – 30	3000 – 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 – 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 – 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 – 5	500 – 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 – 10	1500 – 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 – 19	2000 – 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 – 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 – 1	40 – 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 – 5	100 – 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 – 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 – 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 – 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

Fonte: Joppert Jr. (2007)

ANEXO E – VALORES DE ÂNGULO DE ATRITO SOLO-MURO (δ)

Solo	Rugosidade da superfície de contato	Valores do ângulo de atrito solo-muro (δ)	Referência
Não definido	-----	$\phi/3 < \delta < 2\phi/3$	Terzaghi (1943)
Areia	Concreto liso	$\delta/\phi = 0,84$ seco	Potyondy (1961)
		$\delta/\phi = 0,84$ saturado	
	Concreto rugoso	$\delta/\phi = 0,98$ seco	
		$\delta/\phi = 0,90$ saturado	
Silte	Concreto liso	$\delta/\phi = 0,99$ seco	
		$\delta/\phi = 0,95$ saturado	
Argila (mistura)	Concreto liso	$\delta/\phi = 0,52$	
	Concreto rugoso	$\delta/\phi = 0,57$	
Areia pura e pedregulho	-----	29°	Terzaghi e Peck (1967)
Areia siltosa	-----	24°	
Silte	-----	19°	
Areia grossa pura	-----	30°	Caputo (1986)
Areia grossa argilosa ou siltosa	-----	25°	
Não define o tipo de solo	Paramento do muro liso (cimentado ou pintado com pixe)	0	Moliterno (1994)
	Paramento do muro parcialmente rugoso	$\phi/2$	
	Paramento do muro rugoso	ϕ	
Argila saturada	-----	0	Marzionna <i>et al.</i> (1998)
Demais solos	-----	$2\phi/3$	
Areia compacta	Concreto	$\delta/\phi = 0,86$ (Pico)	Gómez <i>et al.</i> (2008)
		$\delta/\phi = 0,82$ (Residual)	
Areia medianamente compacta	Concreto	$\delta/\phi = 0,71$ (Pico)	
		$\delta/\phi = 0,86$ (Residual)	
Solo granular fofo	-----	ϕ	Das (2007)
Solo granular compacto	-----	$\phi/3 < \delta < 2\phi/3$	

Fonte: Ferreira *et al.* (2013)