

Dimensionamento de uma estrutura de contenção em muro reforçado com geossintético

Sizing of a retaining structure in a wall reinforced with geosynthetics

Dimensionamiento de estructura de contención en muro reforzado con geossintéticos

Recebido: 15/06/2021 | Revisado: 20/06/2021 | Aceito: 21/06/2021 | Publicado: 09/07/2021

Elton Douglas Galino Gomes

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0153-0858>
Universidade Federal de Pernambuco, Brasil
E-mail: eltondouglas.ufpe@hotmail.com

Fabiola de Souza Gomes

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8701-3810>
Secretaria Estadual de Saúde de Pernambuco, Brasil
E-mail: fabiolagomes74@gmail.com

Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3072-7836>
Universidade Federal de Pernambuco, Brasil
E-mail: isabelamevbello@hotmail.com

Iálysson da Silva Medeiros

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7112-5984>
Universidade Federal de Pernambuco, Brasil
E-mail: ialysson.medeiros@ufpe.br

Martha Maria Bezerra Santos

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7330-5030>
Universidade Federal de Pernambuco, Brasil
E-mail: martha.bezerra@ufpe.br

Silvio Romero de Melo Ferreira

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5760-1494>
Universidade Federal de Pernambuco, Brasil
E-mail: silvio.mferreira@ufpe.br

Resumo

Aproveitar áreas de taludes com inclinações acentuadas e grandes alturas muitas vezes significa adotar soluções mais elaboradas, como a aplicação de geossintéticos em muros reforçados. Este artigo apresenta o dimensionamento de um muro reforçado com geossintético para estabilização de uma encosta localizada na área do Reservatório do Jordão, Recife – Pernambuco, com objetivo de alterar o projeto inicial de contenção em muro de gabião do mesmo talude. O dimensionamento do muro reforçado é realizado considerando os critérios na análise da estabilidade externa e interna da estrutura, sendo também indicada a proposta de alteração no projeto inicial de drenagem superficial para que a estabilidade da encosta. Na análise da estabilidade externa, verificou-se um comprimento do reforço de 5,86 m, que atendia tanto ao fator de segurança ao deslizamento como ao tombamento. Na análise da estabilidade interna pelo método de Jewell (1991) obteve-se um comprimento de reforço de 5,28 m. Adotando-se então o maior comprimento de reforço entre os resultados das análises obedecendo os comprimentos mínimos exigidos em todos os critérios de estabilidade. Os resultados obtidos mostraram que o muro reforçado com geossintético para estabilização da encosta Laser Eletro e os parâmetros geotécnicos e geométricos envolvidos foram adequados ao projeto, sendo uma solução segura para faces dos muros ou taludes mais verticalizados.

Palavras-chave: Análise de estabilidade; Geossintéticos; Reforço.

Abstract

Taking advantage of embankments with steep slopes and great heights often means adopting more elaborate solutions, such as the application of geosynthetics in reinforced walls. This article presents the dimensioning of a wall reinforced with geosynthetic for stabilization of a slope located in the area of the Jordão Reservoir, Recife - Pernambuco, in order to alter the initial design of containment in gabion wall of the same embankment. The dimensioning of the reinforced wall is carried out considering the criteria in the analysis of the external and internal stability of the structure, and the proposal for alteration in the initial surface drainage project is also indicated so that the slope stability. In the analysis of external stability, there was a reinforcement length of 5,86 m, which met both the slip and tip safety factor. In the analysis of internal stability using the Jewell method (1991), a reinforcement length of 5,28 m was obtained. Then, adopting the longest reinforcement length among the results of the analyzes, obeying the minimum lengths required in all stability criteria. The results obtained showed that the wall reinforced with geosynthetic for stabilization of the slope

Laser Electro and the geotechnical and geometric parameters involved were adequate to the project, being a safe solution for faces of the walls or more vertical slopes.

Keywords: Stability analysis; Geosynthetics; Reinforcement.

Resumen

Aprovechar áreas de pendiente con pendientes pronunciadas y grandes alturas a menudo significa adoptar soluciones más elaboradas, como la aplicación de geosintéticos en muros reforzados. Este artículo presenta el dimensionamiento de un muro reforzado con geosintético para la estabilización de un talud ubicado en el área del Embalse de Jordão, Recife - Pernambuco, con el fin de alterar el diseño inicial de contención en muro de gaviones del mismo terraplén. El dimensionamiento del muro armado se realiza considerando los criterios en el análisis de la estabilidad externa e interna de la estructura, y también se indica la propuesta de alteración en el proyecto de drenaje superficial inicial para que la estabilidad del talud. En el análisis de estabilidad exterior, se encontró una longitud de refuerzo de 5,86 m, que cumplió tanto con el factor de seguridad para deslizamientos como para vuelco. En el análisis de estabilidad interna mediante el método de Jewell (1991), se obtuvo una longitud de refuerzo de 5,28 m. Luego, adoptando la longitud de refuerzo más larga entre los resultados de los análisis, obedeciendo las longitudes mínimas requeridas en todos los criterios de estabilidad. Los resultados obtenidos mostraron que el muro reforzado con geosintético para estabilización del talud Laser Electro y los parámetros geotécnicos y geométricos involucrados fueron adecuados al proyecto, siendo una solución segura para paramentos de los muros o taludes más verticales.

Palabras clave: Análisis de estabilidad; Geosintéticos; Reforzamiento.

1. Introdução

Movimentos de uma massa de solo causam, em quase todos os anos, problemas à sociedade ao prejudicar edificações, meio ambiente e, sobretudo, a população, que é afetada diretamente pela perda de vidas humanas. No Brasil, a combinação da alta pluviosidade com o relevo e a ocupação desordenada da terra em determinadas regiões favorecem a instabilidade das encostas.

Ao considerar as informações georreferenciadas dos últimos 20 anos que pudessem desencadear os movimentos de massa, a suscetibilidade alta ou muito alta de movimento de massa das regiões Norte, Nordeste, Centro-Oeste, Sudeste e Sul do Brasil, é de 8%, 14%, 12%, 48% e 40% respectivamente. Nessa estimativa foi considerado a geologia, geomorfologia, pedologia e vegetação como fatores influentes e foi constatado uma forte relação entre a suscetibilidade dos movimentos de massa e a declividade das regiões (IBGE, 2019).

Na cidade de Recife (PE), os principais pontos de instabilidade são os morros e encostas, regiões ocupadas principalmente pelas camadas menos favorecidas da população (Gomes, Guerra & Anastacio, 2012). Santana (2019) afirma que a ocupação dos morros na cidade de Recife apresenta ligação com a exclusão social, devido a negação do espaço urbano à população de baixa renda, que atualmente ocupa os morros em áreas de risco a eventos danosos, como o deslizamento. Ressalta também que essa transferência da comunidade mais vulnerável ainda está ocorrendo com intensidade.

Essa ação antrópica foi estudada por Pedrosa, Almeida e Lafayette (2020) em uma encosta da cidade de Olinda (PE), onde a área de cobertura vegetal reduziu de 32.461,58 m² para 14.480 m² (redução de 55,40%) desde o ano de 1975 até o ano de 2018. Para o mesmo período, a área de mancha urbana cresceu de 13764,48 m² para 30688 m² (crescimento de 122,95%). Os autores constata também que as ações antrópicas que mais intensificam os impactos nessa área são o uso e ocupação do solo, esgoto lançado diretamente, redução da cobertura vertical e cortes no terreno. Isso aumenta a probabilidade de ocorrer a instabilidade do solo, redução da biodiversidade e de ocorrência da erosão, afetando a qualidade de vida da população local.

Para garantir a segurança dessa população, há diferentes obras que possibilitam a estabilização e diversos elementos influenciam na escolha da solução mais adequada. Tanto na fase de projeto quanto na fase de execução, a topografia é um dos fatores importantes, no intuito de trazer responsabilidade, velocidade e simplicidade à obra. (Castro-Moreira & Vélez-Gilces, 2014). Assim, uma mudança na topografia da região pode ocasionar a elaboração de novos projetos de estabilização ou até mesmo a alteração de antigas soluções já adotadas.

A estabilização de encostas é possível por meio de retaludamento, proteção superficial, drenagem, estabilização de

blocos, métodos que não exigem estruturas de contenção. Entretanto, em alguns casos será necessário a construção da contenção, o que pode ser feito por meio de muros de arrimo de solo cimento, pedra-rachão, concreto, gabião, bloco de concreto articulado ou solo-pneu. Também há estruturas feitas com terra armada, micro-ancoragem, solo compactado e reforçado, cortina atirantada e solo grampeado (Alheiros et al., 2003).

Um muro de solo reforçado, mais especificamente, é caracterizado pela implantação de reforços, materiais com elevada resistência à tração, no interior de um maciço de solo compactado (Gerscovich, 2010). Em maciços de solos reforçados, a inclusão de materiais geossintéticos como elemento de reforço do material de aterro propicia uma redistribuição global das tensões e deformações, permitindo a adoção de estruturas com face vertical (muros) ou maciços íngremes (taludes), com menor volume de aterro compactado (Vertematti, 2015).

Gerscovich (2010) enumera diversas vantagens na utilização de uma estrutura de solo reforçado, como: adoção de faces dos muros ou taludes mais verticalizados, execução de obras em locais de difícil acesso, custo competitivo, mão de obra não-especializada, equipamentos simples, grande velocidade de execução, possibilidade de agradável acabamento da obra (característica estética), tolerância a recalques de fundações, entre outras. A possibilidade de utilização do solo local como um dos principais materiais para a construção da estrutura de contenção é a característica mais vantajosa, sendo quase que obrigatória a avaliação de sua viabilidade como solução a ser adotada.

Segundo Ehrlich e Becker (2009), todas as verificações de estabilidade realizadas para um muro de peso tradicional, como deslizamento, tombamento, capacidade de carga das fundações e estabilidade global, precisam ser consideradas na elaboração do projeto. Além delas, é necessário avaliar o equilíbrio interno (tensões nos reforços).

Este artigo apresenta o dimensionamento de um muro reforçado por geossintéticos para estabilização de um talude do reservatório do Jordão, localizado em Recife-PE. Este local teve sua topografia alterada com o decorrer dos anos devido à erosão do terreno, de forma que o objetivo do trabalho é alterar o projeto inicial de contenção em muro de gabião do mesmo talude, considerando os critérios de segurança na análise da estabilidade externa e interna da estrutura.

2. Metodologia

Segundo Pereira et al. (2018), a pesquisa quantitativa caracteriza-se pela coleta de dados numéricos, com medições de grandezas e, por meio da metrologia, tem-se números com respectivas unidades, gerando dados que podem ser tratados matematicamente. Dessa forma, a presente pesquisa tem natureza quantitativa, pois há uma quantidade de dados que devem ser informados antes de iniciar o dimensionamento, como por exemplo a altura H do muro, o peso o peso específico γ , o ângulo de atrito ϕ do solo. Além disso, em um projeto de dimensionamento de muro reforçado com geossintéticos, é necessário a escolha do geossintético com características de resistências que melhor se adapta as condições presentes na problemática com suas especificações.

A primeira etapa do trabalho consiste na apresentação das características da área de estudo como topografia, geologia, perfil geotécnico. Todas as informações obtidas nesta etapa estão apresentadas no Projeto Executivo de Estabilidade das Encostas do Reservatório do Jordão (COMPESA, 2017).

A segunda etapa da pesquisa consiste em avaliar a proposta de estabilização e respectivas análises de estabilidade que foram apresentadas no Projeto de Contenção da Encosta da Laser Eletro (PROJETEC, 2013).

Na terceira etapa foram avaliados os resultados da investigação e controle tecnológico das possíveis jazidas de solos e rochas para uso em soluções de contenção e pavimentação das vias de acesso.

Na quarta etapa é realizado o dimensionamento do comprimento dos reforços e são apresentados os resultados da verificação de estabilidade externa e interna do dimensionamento do muro reforçado por geossintético, considerando os fatores de segurança adotados na literatura.

E por fim, são apresentados os resultados da caracterização dos materiais das Jazidas, tratando em paralelo sobre as obras de estabilização dos taludes e aterros das vias de acesso. Também são expostos os resultados das verificações de estabilidade externa e interna do talude, no que diz respeito ao dimensionamento das estruturas de solo reforçado. Ademais, é indicado a proposta de alteração no projeto inicial de drenagem superficial para que a estabilidade da encosta da Laser Eletro se mantenha eficiente conforme os resultados apresentados.

2.1 Caracterização da área

A área de estudo está localizada no bairro do Jordão, Recife-PE, constituída de duas encostas denominadas Encosta Vila Nestle e Encosta Laser Eletro (Figura 1).

Figura 1 - Área de estudo.



Fonte: Google Earth (2018).

Na Encosta Laser Eletro (área central da pesquisa), foram tomadas três seções transversais, denominadas LE01, LE02 e LE03 (Figura 2), no qual, as principais características das seções podem ser analisadas na Tabela 1. A mesma figura apresenta uma visão geral da área de estudo e a localização das seções analisadas no projeto, evidenciando as grandes irregularidades nas superfícies da encosta em relação às suas alturas e às inclinações de face, devido ao avançado processo de erosão.

Figura 2 - Localização das seções analisadas na encosta da Laser Eletro.



Fonte: PROJETEC (2013).

Tabela 1 - Principais características geométricas das seções analisadas.

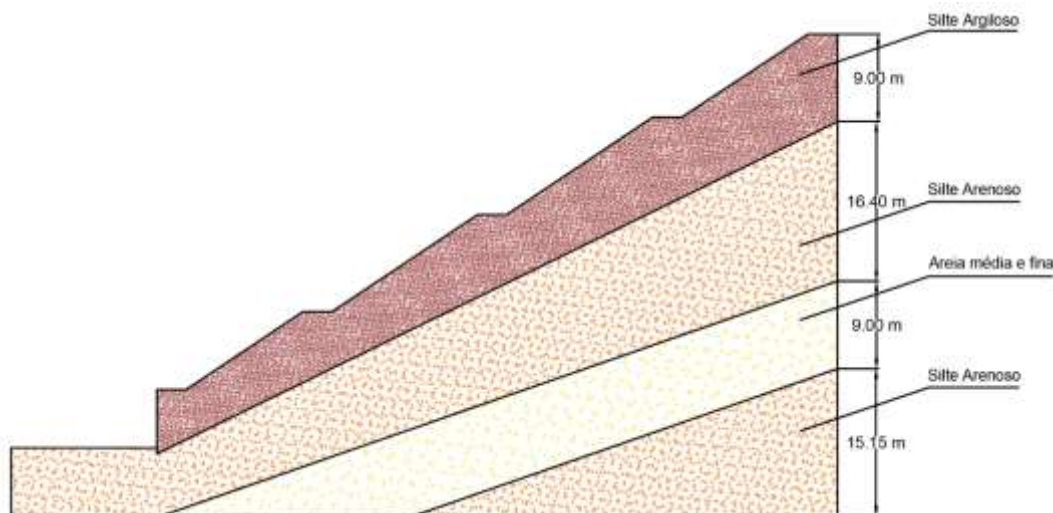
Encosta	Seção	Altura (m)	Inclinação máxima na face
Laser Eletro	LE 01	29,670	77° 41' 24"
	LE 02	38,058	62° 58' 25"
	LE 03	30,146	72° 48' 16"
	Valor Médio	32,62	71° 09' 22"

Fonte: PROJETEC (2013).

A análise da geologia do local revela que a área está localizada na Formação Barreiras, caracterizada por sedimentos areno-argilosos não consolidados, de origem continental. As sondagens realizadas na crista da encosta da Laser Eletro apresentam um perfil geotécnico composto inicialmente por uma camada de silte argiloso pouco arenoso, rijo, amarelo a vermelho. Logo abaixo encontra-se uma espessa camada de silte arenoso, compacto a medianamente compacto, avermelhado variegado; sendo que, em alguns pontos, essa camada apresenta-se intercalada por camadas de silte argiloso, duro a rijo e vermelhado. O nível d'água não aparece nas sondagens executadas.

O perfil geotécnico traçado perpendicularmente à crista da encosta da Laser Eletro (Figura 3), apresenta uma camada de silte argiloso, rijo, vermelho variegado. Imediatamente abaixo verifica-se uma camada de silte arenoso, compacto a medianamente compacto, avermelhado variegado. Em alguns pontos, observa-se uma camada areia média e fina, compacta, variegada, com espessura de até 9,0 m. Não foi observado o nível d'água nos furos de sondagem.

Figura 2 - Perfil geotécnico traçado perpendicularmente à crista da encosta da Laser Eletro.

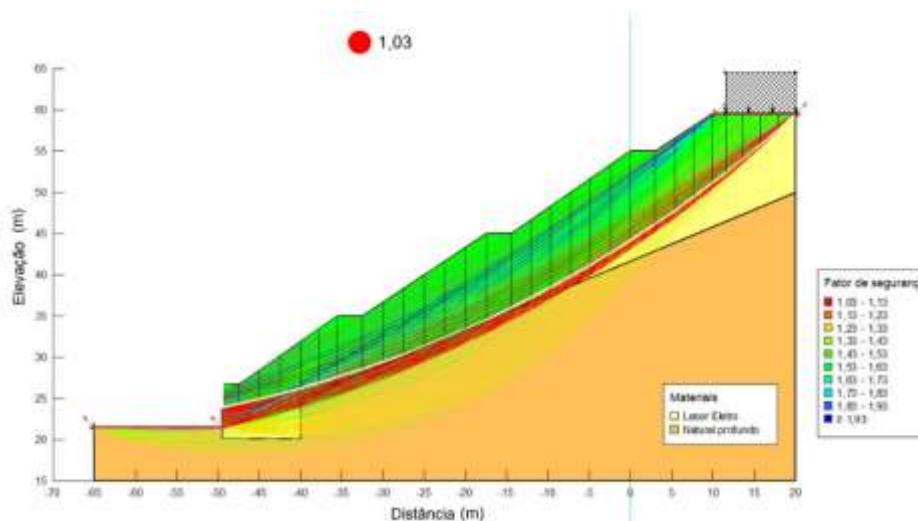


Fonte: Autores (2021).

2.2 Proposta de Estabilização do Talude

A análise de estabilidade do talude natural (Figura 4), resultou em um fator de segurança de 1,03. Segundo a NBR 11682/2009, para que a encosta tenha um nível de segurança contra danos materiais, ambientais e vidas humanas baixo, o fator de segurança mínimo deve ser de 1,20, conforme pode ser visto na Tabela 2. Dessa forma, o talude natural não apresenta as condições mínimas de segurança preconizadas, sendo necessário uma intervenção para estabilizá-lo.

Figura 4 - Análise da Estabilidade do talude natural.



Fonte: Autores (2021).

Tabela 2 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

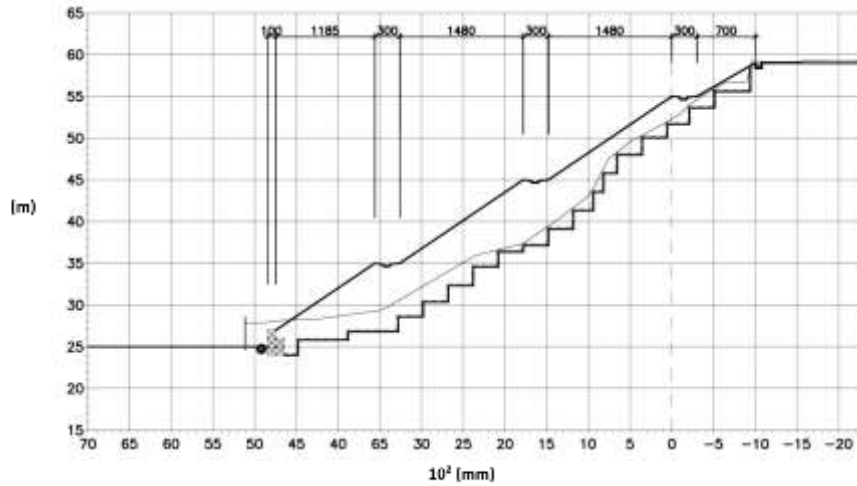
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: NBR 11682 (2009).

Uma proposta de estabilização apresentado no Projeto de Contenção da Encosta da Laser Eletro (PROJETEC, 2013), foi a construção de muro em gabião com base na cota +24 e topo na cota +27. A obra foi executada da estaca 7 + 5 m até o final (estaca 15+5 m). Para o trecho do muro entre as estacas 0 a 7+0 m, o projeto também previa muros em gabião com altura de 3,0 m e taludes acima do muro com inclinação típica de 1V:1,5H e banquetas a cada dez metros de desnível, conforme Figura 5.

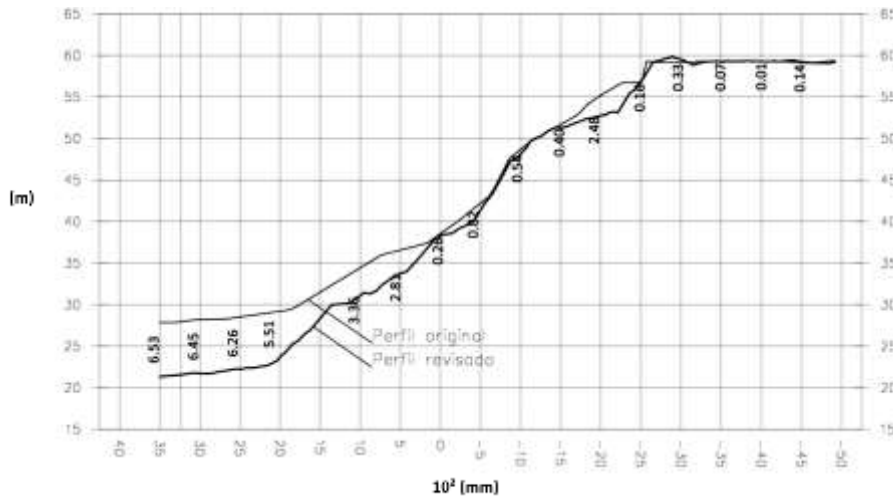
Para aferição das condicionantes do projeto, foi realizada uma nova topografia realizada pela COMPESA (2017) na área e os perfis do terreno. Observou-se que para o trecho inicial as cotas do terreno atual estavam em cota inferior à cota utilizada no projeto original, o que demandava a implantação de muros mais altos, com até 6,6 m de altura livre como está presente na Figura 6. Para essas alturas a solução em gabião mostrou-se inadequada pela grande base necessária para a estabilidade, o que implica em um grande consumo de gaiolas de gabião e de enrocamento para o seu preenchimento.

Figura 5 - Seção transversal estaca 4+5 m do projeto original com gabião de 3,0 m de altura na base.



Fonte: PROJETEC (2013).

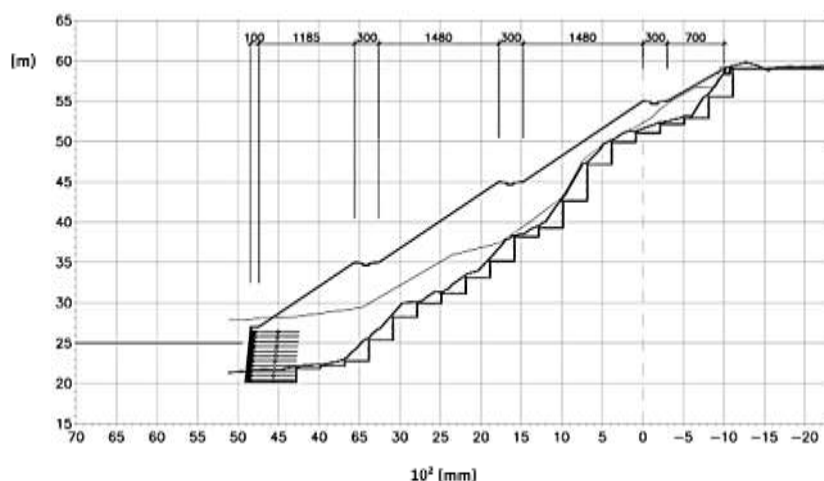
Figura 6 - Seção transversal estaca 4+5 m com perfil original e perfil revisado.



Fonte: COMPESA (2017).

Segundo Vertermatti (2004), levando em consideração que quão maior for o muro, maiores serão as tensões presentes na estrutura e de modo geral, as geogrelhas são mais propícias para resistir a estas tensões, apresentando certa vantagem econômica para muros com alturas superiores a 4,0 m. Nessa perspectiva, a técnica mais adequada para essa contenção é o solo reforçado com geogrelhas e face em tela metálica eletrosoldada galvanizada e enrocamento. Assim, o talude da Laser Eletro recebeu uma modificação no projeto, o qual em parte do mesmo receberá uma contenção por um sistema quadratum composta por grade em L preenchida por pedra rachinha e envolvida por manta associado a uma geogrelha no aterro. A Figura 7 mostra a seção transversal estaca 4+5 m com muro em solo reforçado com 6,6 m de altura.

Figura 7 - Seção transversal estaca 4+5 m com muro em solo reforçado com 6,6 m de altura.



Fonte: COMPESA (2017).

2.3 Investigação de jazidas e controle tecnológico dos aterros para uso em solução de contenção e pavimentação das vias de acesso

Foram realizadas as prospecções geotécnicas em 2 (dois) possíveis locais de empréstimo de material próximos a área estudada, a fim de verificar se o material atendia às especificações dos projetos de pavimentação das vias de acesso e dos taludes do Reservatório do Jordão: Jazida 1 localizada na encosta ao lado da Laser Eletro (Figura 8) e Jazida 2 localizada na encosta ao lado da Vila Nestle (Figura 9).

Figura 3 - Coleta de amostra na encosta ao lado da Laser Eletro (Jazida 1).



Fonte: ITEP (2017).

Figura 4 - Coleta de amostra na encosta ao lado da Vila Nestle (Jazida 2).



Fonte: ITEP (2017).

Posteriormente, foi realizada uma prospecção geotécnica na Jazida no lado oposto a BR-101 para uso como material de empréstimo nas obras de estabilização dos taludes. Os serviços de caracterização e compactação do solo foram realizados no Laboratório de Geotecnia - LGE do ITEP, obedecendo às recomendações das Normas Brasileiras (ABNT, 2016) e Normas do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT).

O controle de execução do aterro se fez através da verificação em campo da densidade in situ e da umidade, devendo estes apresentarem resultados similares ao obtidos no Proctor Normal, seguidos de um Grau de Compactação acima 100%, conforme especificação no Projeto. No campo realizou-se essa verificação através da determinação da densidade in situ pelo uso

do frasco de areia e da determinação da umidade pelo método do Speedy. Caso no momento da verificação ocorram resultados discordantes ao especificado é aconselhado medidas de correção, e a liberação da camada acontece após os resultados apresentarem conformidade ao esperado.

2.4 Dimensionamento de Estruturas de Solo Reforçado

O dimensionamento de estruturas de solo reforçado é geralmente dividido em duas etapas: análise de estabilidade externa e interna da estrutura. Na verificação da estabilidade externa, considera-se o comportamento do conjunto similar ao de um muro de gravidade. Neste caso, deve-se considerar a possibilidade de quatro mecanismos clássicos de instabilidade dessas estruturas de contenção: deslizamento da base, tombamento, inequação da capacidade de carga das fundações e ruptura global.

A ruptura externa pode ocorrer quando as solicitações impostas ao reforço são superiores àquelas que ele pode suportar ou quando há escorregamento do reforço na massa do solo por insuficiência de ancoragem.

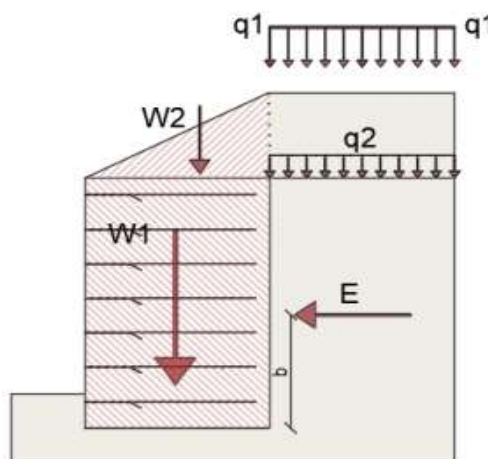
2.4.1 Estabilidade Externa

Para determinar os empuxos do solo (E), que a massa do solo não reforçada exerce na massa reforçada, é possível utilizar as teorias clássicas de equilíbrio limite. Na Figura 10, apresenta-se um maciço reforçado e os esforços nele atuantes (peso próprio, sobrecargas e empuxo de terra). Segundo Vertematti (2015), nesta situação, admite-se que o maciço reforçado possa ser construído com um solo diferente do restante do aterro. Os cálculos são conduzidos considerando-se a face do muro como sendo vertical. O fator de segurança ao deslizamento FS_d é determinado pela razão entre a força resistente mobilizada na base do muro e a força devida ao empuxo ativo de terra, E (Equação 1).

$$FS_d = \frac{(\gamma \times H + q) \times L_r \times \text{tg}\phi}{E} \geq 1,5 \quad (1)$$

em que: γ é o peso específico do solo; H é a altura do muro em análise; ϕ é o ângulo de atrito do solo em análise; q é a sobrecarga uniformemente distribuída sobre a área analisada; e L_r comprimento do reforço.

Figura 5 - Forças atuantes para estudo de estabilidade externa.



Fonte: Alves (2017).

No qual as forças anteriormente representadas é o peso próprio do solo ($W1$ e $W2$), o empuxo ativo atuante (E), o braço de alavanca em relação a base da estrutura (b) e as cargas $q1$ e $q2$ representam possíveis carregamentos de futuras estruturas. O empuxo E é calculado pela Equação 2.

$$E = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times ka \quad (2)$$

em que: E é o empuxo ativo; γ é o peso específico; H é a altura do muro em análise; \emptyset é o ângulo de atrito do solo em análise; e ka é o coeficiente de empuxo de terras no estado ativo, obtido pela Equação 3.

$$ka = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\emptyset}{2} \right) \quad (3)$$

O comprimento de reforço L_r pode ser calculado pela Equação 4.

$$L_r = \frac{FS_d \times E}{(\gamma_1 H + q) \times \text{tg}\emptyset'_1} \quad (4)$$

no qual: q é a sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno; FS_d é o fator de segurança contra o deslizamento ao longo da base do muro ($\geq 1,5$); γ_1 é o peso específico do solo reforçado; H é a altura do muro reforçado; \emptyset'_1 é o ângulo de atrito entre a base do maciço reforçado e o solo de fundação; e E é o empuxo ativo.

O fator de segurança ao tombamento FS_t é definido pela razão entre o momento estabilizante proporcionado pelo peso do muro e o momento contrário a estabilidade do muro, gerado pelo empuxo do solo E, determinado pela Equação 5. Neste caso, pode-se determinar a largura da massa reforçada, de modo a se garantir a estabilidade ao tombamento do muro (Equação 6).

$$FS_t = \frac{(\gamma_1 H + q) \times (L_r)^2}{2 E \times y_E} \geq 2,0 \quad (5)$$

$$L_r = \sqrt{\frac{2 FS_t \times E \times y_E}{(\gamma_1 H + q)}} \quad (6)$$

em que: FS_t é o fator de segurança contra o tombamento; L_r é o comprimento de reforço ou largura da base da massa de solo reforçado, que tem o objetivo de evitar o arrancamento do geossintético; e y_E é o braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé da estrutura.

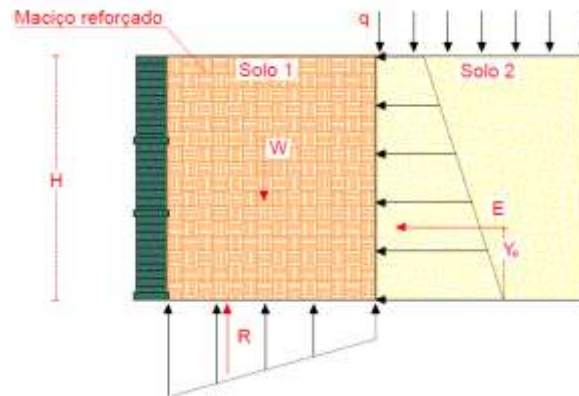
A verificação das tensões na base do talude que esta ilustrada na Figura 11 é dada pela seguinte Equação 7, que quando utilizamos artifícios matemáticos conseguimos simplificar neste caso para a Equação 8.

$$e = \frac{ka \times H^2}{6 \times L_r} \leq \frac{L_r}{6} \quad (7)$$

$$L_r \leq \sqrt{ka} \times H \quad (8)$$

no qual: L_r é o comprimento de reforço, que deve manter a base totalmente comprimida.

Figura 6 - Distribuição das tensões.



Fonte: Vertematti (2015).

Para haver garantia da estabilidade para todas as situações no final é escolhido o L_r que atende todas as verificações, ou seja, o maior entre todos os verificados.

A resultante das tensões atuantes na base do muro deve garantir que toda a base esteja submetida apenas a esforços de compressão (Figura 11).

A capacidade de carga do solo de fundação pode ser estimada pelo método Terzaghi e Peck (1967), segundo Equação 9.

$$q_{\text{máx}} = c'N_c + q_s N_q + 0,5\gamma_f B' N_\gamma \quad (9)$$

no qual: $q_{\text{máx}}$ é a capacidade de carga do solo de fundação; c' é a coesão do solo de fundação; q_s é a sobrecarga no nível da base da estrutura, caso esteja parcialmente enterrada; γ_f é o peso específico do solo de fundação; B' é a menor dimensão horizontal da sapata; N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga obtidos pelas expressões das equações 10, 11 e 12 apresentadas por Terzaghi e Peck (1967).

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (10)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (11)$$

$$N_\gamma = 1,80 (N_q - 1) \tan \phi \quad (12)$$

Considerando a formulação de Meyerhof (1955) para uma distribuição uniforme das tensões normais σ atuantes na base do muro, tem-se na Equação 13. Os índices 1 e 2 correspondem, respectivamente, a parâmetros do solo reforçado e do solo do reaterro.

$$\sigma = \frac{3 (\gamma_1 H + q)}{3 - k_a \left(\frac{\gamma_2 H + 3q}{\gamma_{2H+q}} \right) \times \left(\frac{H}{L_r} \right)^2} \quad (13)$$

Tanto para carregamento drenado como no caso de não drenado, deve-se ter o fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação determinado pela Equação 14.

$$FS_f = \frac{q_{\max}}{\sigma} \geq 3,0 \quad (14)$$

A última análise de estabilidade externa consiste num mecanismo de ruptura global do maciço. Neste caso, a estrutura do solo reforçado é considerada como elemento interno à massa do solo, que potencialmente pode se deslocar como um corpo rígido. Para o cálculo do fator de segurança (FS_g) pode ser utilizado qualquer método de equilíbrio limite normalmente empregado na análise de estabilidade de taludes como Bishop (1955) e Spencer (1967). O fator de segurança é definido pela Equação 15.

$$FS_g = \frac{\sum M_R}{\sum M_s} \quad (15)$$

em que: $\sum M_R$ é o somatório dos momentos dos esforços de resistência em relação ao centro de rotação; $\sum M_s$ é o somatório dos momentos dos esforços solicitantes em relação ao centro de rotação.

Os valores aceitos para o fator de segurança global são 1,3 para obras provisórias e 1,5 para obras permanentes, segundo Palmeira e Ortigão (2004).

2.4.2 Estabilidade Interna

A análise de estabilidade interna utilizada foi a de Jewell (1991), que consiste na determinação do ângulo de atrito de dimensionamento, a determinação do comprimento mínimo do reforço para garantir a estabilidade, a determinação do coeficiente de empuxo e o espaçamento máximo entre as camadas do geossintéticos de forma a garantir o fator de segurança e otimizando os custos da obra. Neste método, são propostos ábacos para o dimensionamento dos taludes íngremes em solos não coesivos, considerando superfície de deslizamento em forma de espiral logarítmica. Para a determinação do ângulo de atrito utiliza a Equação 16.

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'_\phi}{f_\phi} \right) \quad (16)$$

no qual: f_ϕ é o fator de redução; e ϕ'_ϕ é o ângulo de atrito do solo.

Para a determinação do comprimento mínimo utiliza a Equações 17 e 18 e o ábaco, desde a verificação relacionada a estabilidade interna como a verificação de deslizamento ao longo da base, o valor de k_{req} é obtido através de uma análise em um ábaco levando em consideração os valores geométricos das dimensões do muro e o ângulo de atrito.

$$L_r = 0,8 \times H \quad (17)$$

$$L_r = 0,6 \times H \quad (18)$$

Para a determinação do coeficiente de empuxo que será utilizado no dimensionamento do espaçamento da geogrelha, utiliza as seguintes Equações 19 e 20.

$$L_b = \left(\frac{T_d}{2 \times H \times \gamma} \right) \left(\frac{1}{1 - R_u} \right) \left(\frac{1}{F_b \times \tan \phi'} \right) \quad (19)$$

$$K_d = \frac{k_{req}}{1 - \frac{L_b}{L_r}} \quad (20)$$

em que: F_b é o coeficiente de interação solo-reforço; e R_u é o parâmetro de poropressão.

Para o dimensionamento do espaçamento entre as geogrelhas, aplicamos os valores obtidos anteriormente na Equação 21.

$$S_u = \frac{T_d}{K_d \times H \times \gamma} \quad (21)$$

no qual: S_u é o espaçamento entre as geogrelhas; e T_d é a resistência da geogrelha a tração.

3. Resultados e Discussão

3.1 Caracterização dos materiais das Jazidas

As prospecções geotécnicas foram realizadas na intenção de se obter resultados da caracterização dos materiais da Jazida 1 que se localiza na encosta ao lado da Laser Eletro (Quadro 1 - Registros 208 e 210) e Jazida 2 localizada na encosta ao lado da Vila Nestle (Quadro 1 - Registro 209), para verificação do atendimento as especificações dos projetos de pavimentação das vias de acesso e dos taludes do Reservatório do Jordão.

No Quadro 01, apresenta-se o resumo das características dos materiais da Jazida 1 (localizada na encosta ao lado da Laser Eletro - Registros 208 e 210) e Jazida 2 (localizada na encosta ao lado da Vila Nestle - Registro 209). Os resultados atenderam ao especificado no projeto executivo: Compactação Proctor Normal de CBR > 6 e expansão < 4 para o corpo do talude.

Quadro 1 - Resumo dos materiais da Jazida 1 e 2.

REGISTRO	FURO	AMOSTRA	LL%	LP%	IP%	ARGILA + SILTE %	AREIA %			PEDREGULHO %	COMPACTAÇÃO DO SOLO		ÍNDICE DE SUPORTE CALIFORNIA	
							Fina	Média	Grossa		Massa esp. Seca máx (kg/m ³)	Umidade ótima (%)	ISC %	Expansão %
208	01	01	38,1	24,5	13,6	32,80	34,70	24,10	3,60	4,70	1775	15,3	15	1
209	01	01	28,9	17,6	11,3	34,00	37,60	21,90	2,00	4,40	1822	13,1	8	0
210	02	02	37,5	23,6	13,9	40,30	35,60	22,20	1,70	0,20	1722	16,5	13	2
219	01	01	27,1	18,3	8,8	35,8	34,1	26,3	2,2	1,6	1847	12,5	10	1
307			30,4	18,4	12,0	30,7	37,9	29,5	1,3	0,7	1820	13,5	10	2
211	01	01	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2020	10,0	21	1
212	***		22,4	13,9	8,5	23,95	31,55	28,43	8,24	7,82	2034	9,1	36	0
213	***		0,0	0,0	0,0	21,60	28,90	29,50	12,90	7,00	2046	8,0	31	0
217	*		0,00	0,00	0,00	10,2	11,8	22,9	22,6	32,5	2109	7,8	176	0
239	02	02	48,1	17,4	30,7	68,3	21,4	9,5	0,6	0,2	1685	15,3	1	73
240	01	01	32,4	15,2	17,2	46,3	32,5	19,6	1,2	0,4	1841	14,1	6	16
282	-	01	24,2	0,0	24,2	22,3	31,6	43,1	1,9	1,2	1871	9,3	14	1

* RG 217 - Material classificado como BGS (pó de pedra e brita)
 *** RG 211 - Material da Jazida 1.
 *** RG 212 - Mistura de 75% do solo natural (RG 211) + 25% de pó de pedra.
 *** RG 213 - Mistura de 50% do solo natural (RG 211) + 50% de pó de pedra.

Fonte: Autores (2021).

O material de empréstimo utilizado nas obras de estabilização dos taludes (Quadro 1 - Registro 282) teve resultado que atendeu ao especificado no projeto executivo, o qual define como parâmetros: Compactação Proctor Normal de CBR > 2 e expansão < 4 para o corpo do talude e para camada final, CBR > 6 e expansão < 2, conforme DNIT – ES 108 (2009).

No talude da Laser Eletro, as análises dos resultados se nortearam conforme o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), o qual descreve para sub-base granulometricamente estabilizada o CBR deverá ser > 20% e expansão < 1%. As camadas de sub-base foram sendo liberadas após a comprovação *in situ* do grau de compactação de 100% (Proctor Intermediário) e do teor de umidade na ótima. Na execução das atividades de estabilização do talude ao lado da Laser Eletro observou-se mudança do material da Jazida 1, portanto foram necessárias realizar novas coletas de amostras para análise do material, com a finalidade de verificar se as mesmas atendem as especificações do projeto executivo. A análise desse novo material da Jazida 1 pode ser observado nos resultados dos Registros 219 (Quadro 1).

Para a execução da camada de sub-base das vias de acesso foi utilizado os materiais estocados no canteiro (pó de pedra) e material proveniente da Jazida 1. Considerou-se duas misturas de solo e de pó-de-pedra: Mistura 1 com 75% de solo e 25% de pó de pedra (mistura escolhida) e Mistura 2 com 50% de solo e 50% de pó de pedra. Os dois tipos de misturas apresentaram satisfatório ao uso como sub-base, o qual foi comprovado pelos resultados de índices de suporte acima de 20% (Quadro 1 - Registros 212 e 213).

Na execução da base foi utilizado o BGS (Brita Graduada Simples), coletado no canteiro de obra. O estudo e a análise do material basearam-se no Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), com CBR > 80% e expansão < 0,5%. Os resultados da densidade seca máxima de 2109 kg/m³ e teor de umidade na ótima de 7,8% (Quadro 1 - Registros 217).

3.1.1 Parâmetros Geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos empregados nas análises de estabilidade correspondem aos valores obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras de blocos indeformados coletados nas cristas das encostas, a uma profundidade de 2,00 m. Os ensaios foram executados com o solo na condição de umidade natural e na condição saturada. As Tabelas 3 e 4 apresentam os valores adotados nas análises.

Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos da encosta da Laser Eletro.

Parâmetro	BLOCO 1		BLOCO 2		BLOCO 3		BLOCO 4	
	Umidade natural	Condição saturada	Umidade natural	Condição satur'ada	Umidade natural	Condição saturada	Umidade natural	Condição saturada
Coesão (kN/m ²)	61	12	82	47	77	68	104	32
Ângulo de atrito (°)	36	27	36	23	27	23	34	24

Fonte: ITEP (2017).

Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos empregados nas análises da encosta da Laser Eletro.

Parâmetro	Valor médio	
	Umidade natural	Condição saturada
Coesão (kN/m ²)	81	39
Ângulo de atrito (°)	33	24

Fonte: ITEP (2017).

3.2 Obras de aterro das vias de acesso

A execução das camadas de base das vias de acesso com uso do BGS foi controlada com a comprovação *in situ* do grau de compactação de 100% (Proctor Intermediário) e do teor de umidade na ótima.

Todas as operações de terraplenagem dos aterros executados nas vias de acesso e na estabilização dos taludes da Vila Nestle e da Laser Eletro foram acompanhadas (lançamento, espalhamento, umidificação, homogeneização e compactação do aterro) (Figura 12 e Figura 13). Para execução das camadas do aterro foi utilizando o material proveniente da Jazida 1, com parâmetros atendendo ao especificado em projeto (CBR > 6 e expansão < 4).

Figura 7 - Acompanhamento do espalhamento do material da Jazida 1 (Vila Nestle).



Fonte: ITEP (2017).

Figura 8 - Compactação da última camada (Laser Eletro).



Fonte: ITEP (2017).

3.3 Dimensionamento das Estruturas de Solo Reforçado

Para o dimensionamento, considerou-se a geometria do muro, os parâmetros do solo e do geossintético e dos blocos, e características do rolo compressor. O muro de contenção é constituído de um aterro reforçado com geogrelhas de poliéster com resistência nominal de 55 kN/m, e resistência de projeto de 27,70 kN/m (Fator de redução global de 1,98 conforme certificados fornecidos pelo fabricante da geogrelha).

3.3.1 Determinação dos comprimentos de reforços

O geossintético utilizado tem parâmetros de reforços de uma geogrelha flexível, com coeficiente de interação solo/geogrelha (F_b) igual a 0,80, sendo este obtido pelo ábaco de Jewell (1991). O coeficiente de empuxo de terras no estado ativo (K_a) calculado foi 0,42 (Equação 3), considerando o terrapleno horizontal e o atrito entre o solo e o muro. O valor do empuxo ativo sobre o muro foi de 183,71 kN/m, sendo a poropressão considerada nula para o cálculo dos comprimentos de reforço.

Para o cálculo do ângulo de atrito de dimensionamento (ϕ'), foi utilizado o coeficiente de interação solo/geogrelha de 0,80, resultando em $\phi' = 19,60^\circ$, no qual, para atender um coeficiente de segurança mínimo contra o deslizamento de 1,50, o comprimento de reforço (L_r) para o muro sem a ação de sobrecarga foi $L_r = 5,86$ m. Para o dimensionamento atendendo ao critério de tombamento, considera-se um fator de segurança mínimo igual a 2,0, o comprimento de reforço (L_r) para o muro sem a ação de sobrecarga foi $L_r = 3,50$ m.

Para a condição de sobrecarga nula e considerando o mesmo solo utilizado na estrutura reforçada e no reaterro, pode-se calcular o comprimento mínimo de reforço para evitar simultaneamente o deslizamento e o tombamento, além de manter a base do muro totalmente comprimida, nesse caso, o comprimento de reforço foi $L_r = 4,29$ m.

Na análise da estabilidade interna pelo método de Jewell (1991), para o cálculo do ângulo de atrito de dimensionamento (ϕ^*), foi utilizado um fator de redução (f_ϕ) de 1,98 conforme certificados fornecidos pelo fabricante da geogrelha, resultando em um ângulo de atrito de $\phi^* = 12,67^\circ$. Com os parâmetros geométricos do muro e o ângulo de atrito de dimensionamento (ϕ^*), obteve-se $K_d = 0,43$, $L_r = 5,28$ m para garantir a estabilidade interna do maciço e $L_r = 3,30$ m para garantir a estabilidade contra o deslizamento da base. Portanto adota-se o maior valor entre os comprimentos de reforço para a estabilidade interna, ou seja, comprimento mínimo para esta análise deverá ser 5,28 m, que não precisa ser corrigido uma vez que o coeficiente de interação entre o solo e o reforço, $F_b = 0,80$.

No cálculo do coeficiente de empuxo de dimensionamento, considera-se uma geogrelha com resistência à tração $T_d = 55$ kN/m e coeficiente de interação $F_b = 0,80$, podendo ser adotado um espaçamento de 0,76 m entre as camadas horizontais de reforço, de forma a atender a geometria do muro.

A Tabela 5 apresenta as verificações de estabilidade externa (deslizamento, tombamento, tensões na base e capacidade de carga do terreno de fundação), os fatores de segurança adotados e os respectivos comprimentos mínimo de reforço para atender a essas verificações.

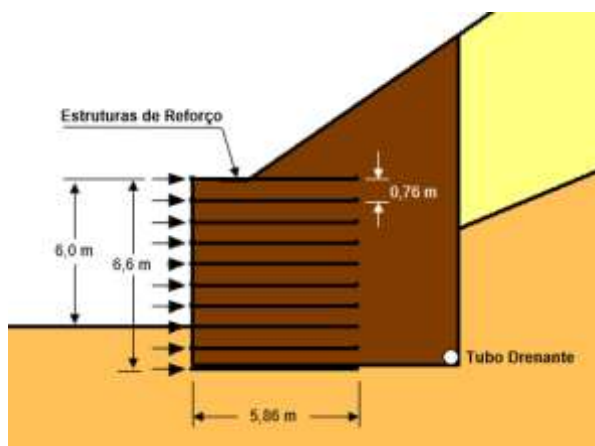
Tabela 5 - Resultados da verificação de estabilidade externa (fatores de segurança e comprimentos de reforço).

VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE EXTERNA	FATORES DE SEGURANÇA	COMPRIMENTOS DE REFORÇO (m)
Verificação do deslizamento	$FS_d = 1,50$	$L_r = 5,86$
Verificação de tombamento	$FS_t = 2,00$	$L_r = 3,50$
Verificação das tensões na base	$FS_g = 1,50$	$L_r = 4,29$
Capacidade de carga terreno de fundação	$FS_f = 2,50$	$L_r = 5,28$

Fonte: Autores (2021).

Para evitar simultaneamente o deslizamento, tombamento, manter a base do muro totalmente comprimida e evitar o arrancamento do geossintético, o comprimento mínimo dos reforços deverá ser 5,86 m. A Figura 14 apresenta a seção transversal do muro para a solução obtida, considerando todos os detalhes executivos da obra.

Figura 9 - Arranjo dos reforços no dimensionamento do muro.



Fonte: Autores (2021).

3.4 Análise da Estabilidade do Talude

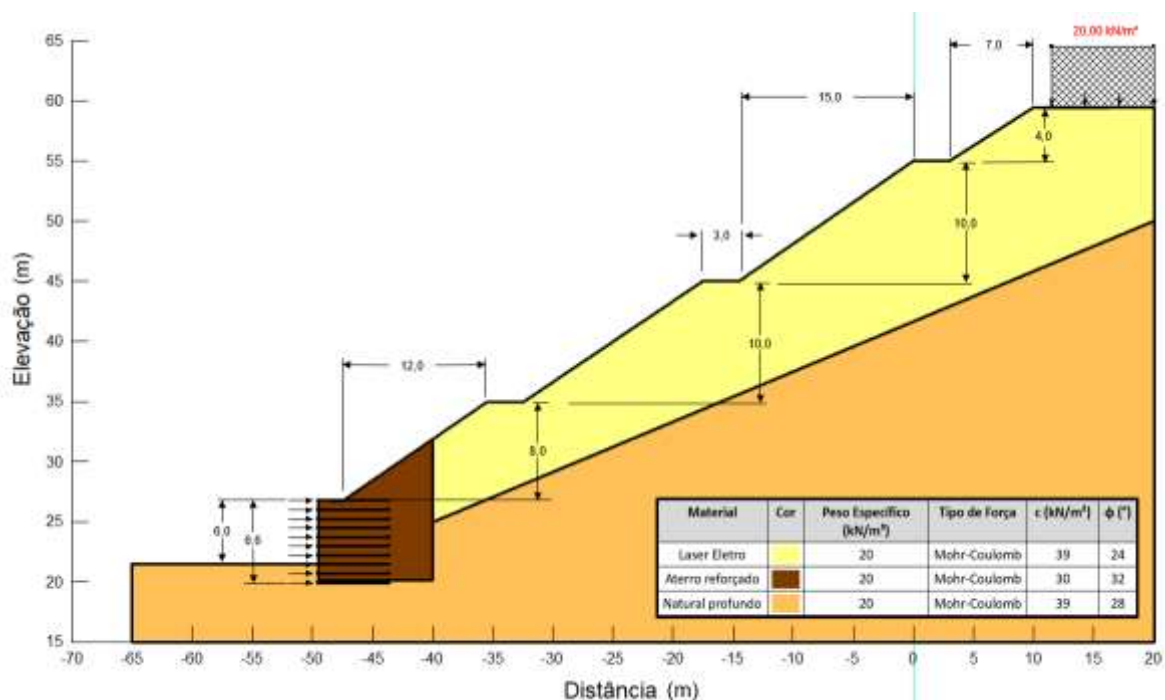
No Projeto de Contenção da Encosta da Laser Eletro foi realizada a análise de estabilidade entre as estacas zero e 7+0 m, por meio do programa computacional GeoStudio 2021 R2, que considera o cálculo da ruptura global por uso de métodos clássicos de equilíbrio limite. Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises são encontrados na

Tabela 4 e 4.

As análises de estabilidade realizadas para a revisão do projeto entre as estacas zero e 7+0 m foram baseadas no projeto original, com as mesmas premissas, o mesmo programa computacional e os mesmos parâmetros de resistência para os solos.

A Figura 15 apresenta a seção crítica analisada correspondente à estaca 4+5 m com a geometria, altura livre de muro, taludes com bancadas, solos e propriedades do reforço.

Figura 10 - Seção transversal estaca 4+5 m analisada com geometria, materiais e reforço.



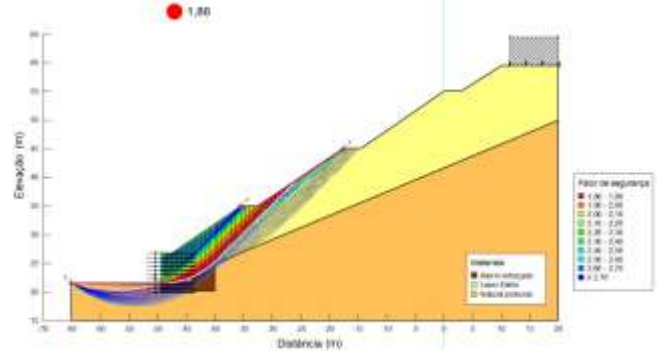
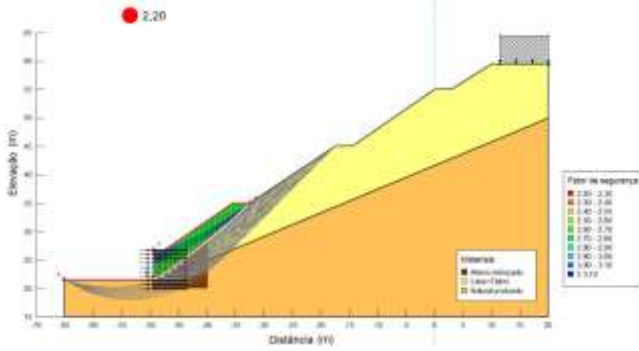
Fonte: Autores (2021).

Na Figura 16 apresentam-se as análises realizadas para rupturas de diversas situações analisadas na seção transversal da estaca 4+5 m. A Tabela 6 traz um resumo acerca dos fatores de segurança resultantes da análise de estabilidade externa e interna em cada consideração de ruptura do talude.

Figura 11 - Análise de estabilidade.

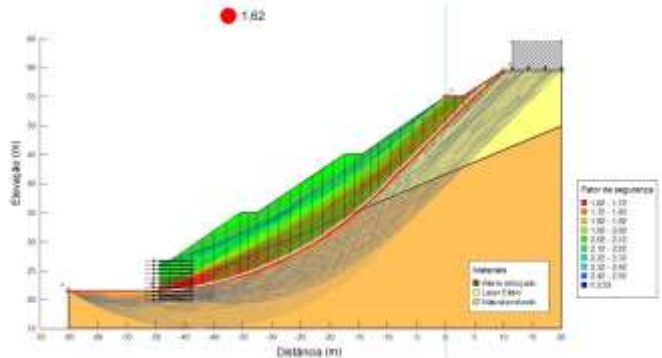
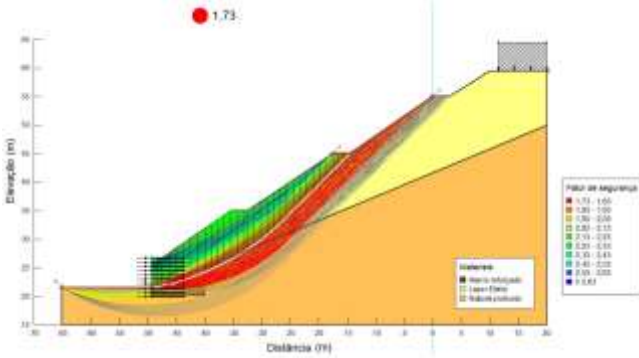
(a) Ruptura local no muro de contenção (FS = 2,20).

(b) Ruptura intermediária inferior no talude (FS = 1,86).

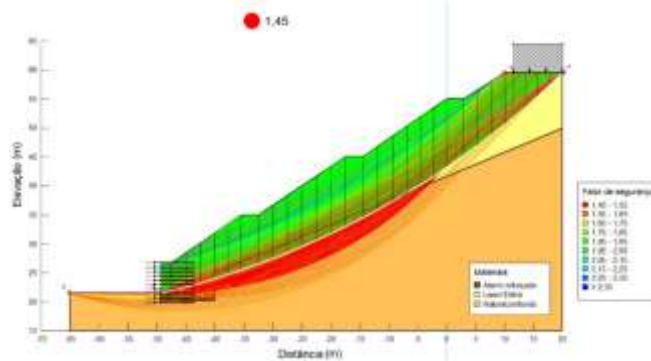


(c) Ruptura intermediária no talude (FS = 1,73).

(d) Ruptura intermediária superior no talude (FS = 1,62).



(e) Ruptura global no talude (FS = 1,45).



Fonte: Autores (2021).

Tabela 6 - Resumo dos resultados de verificação de estabilidade externa e interna.

ESTABILIDADE EXTERNA	FATOR DE SEGURANÇA
Deslizamento	$FS_d = 1,50$
Tombamento	$FS_t = 2,00$
Tensões na base	$FS_g = 1,50$
Capacidade de carga terreno de fundação	$FS_f = 2,50$
ESTABILIDADE INTERNA	FATOR DE SEGURANÇA
Ruptura local no muro de contenção	FS = 2,20
Ruptura intermediária inferior no talude	FS = 1,86
Ruptura intermediária no talude	FS = 1,73
Ruptura intermediária superior no talude	FS = 1,62
Ruptura global no talude	FS = 1,45

Fonte: Autores (2021).

Os resultados obtidos nas análises de estabilidade externa e interna do talude comprovam que, após a construção do muro reforçado com geossintético, a estabilidade da encosta Laser Eletro apresenta fatores de segurança adequados a NBR 11682/2009 conforme a Tabela 2, garantindo o funcionamento e estabilidade do talude.

3.5 Drenagem Superficial

Para que a estabilidade da encosta da Laser Eletro se mantenha eficiente conforme os resultados apresentados, deve-se considerar a importância da drenagem na estabilização dos taludes, que tem a função de orientar as águas impedindo a água de sobrecarregar o talude ou erodir o mesmo. Para isto, é necessário que o talude apresente um dimensionamento que suporte os futuros aportes d'água, atendendo as precipitações de chuvas na cidade de Recife-PE. Desta forma, destaca-se o dimensionamento utilizado nas seções modificadas do projeto, pois, por haver um aumento do muro, conseqüentemente apresenta um dimensionamento inferior as demais partes do projeto.

O projeto original previa canaletas abertas em todas as banquetas e no topo da encosta com descidas em degraus a cada 20 metros. As descidas cruzavam a contenção na base da encosta e descarregavam em uma tubulação enterrada prevista para ser implantada junto a base do muro. Com a nova topografia, após as modificações e dimensionamentos realizados, a drenagem superficial será adaptada às novas cotas da base do muro, no qual são mais baixas nas estacas zero a 7+0 m do que o projeto original previa, o que impossibilitará a drenagem da encosta em tubulação enterrada na frente do muro.

Entretanto, optou-se por manter as canaletas abertas das bancadas e do topo da encosta, mas eliminar as descidas em degraus a cada 20 metros e prolongar as canaletas das bancadas até à estaca 7+0 m, onde será feita uma descida em degraus única até a parte inferior do muro que será ligada na tubulação projetada originalmente entre as estacas 7+0 m e 15+5 m com ligação ao sistema existente e travessia da rodovia.

Para garantia da eficiência das drenagens nas bancadas foi feita uma adaptação nas cotas dos taludes e bancadas de modo a criar uma declividade mínima de 1% nas canaletas das bancadas em direção à descida em degraus na estaca 7+0 m. Com essa inclinação e pela pequena área de contribuição dos taludes, as dimensões das canaletas abertas nas bancadas poderão ser mantidas, sendo necessário apenas o aumento da largura da descida d'água em degraus da estaca 7+0 m, que agora recebe a água de toda a encosta desde a estaca zero até a 7+0 m. O trecho original em gabião já executado não sofrerá nenhuma modificação na terraplenagem e na drenagem.

4. Considerações Finais

Este artigo apresentou um projeto de estabilização de taludes do Reservatório do Jordão, localizado em Recife - Pernambuco, que contemplou as soluções de contenção por muro de gabião e muros reforçados com geossintéticos.

No projeto técnico original foi proposto a construção de um muro de gabião para estabilização da encosta, entretanto observou-se que para o trecho inicial da encosta, as cotas do terreno estavam em cota inferior à cota utilizada no projeto original, o que demandava a implantação de muros mais altos. Para essas alturas a solução em gabião mostrou-se inadequada pela grande base necessária para a estabilidade, o que implica em um grande consumo de gaiolas de gabião e de enrocamento para o seu preenchimento. O dimensionamento do muro reforçado foi realizado considerando os critérios na análise da estabilidade externa e interna da estrutura.

Através dos resultados obtidos na análise da estabilidade externa, verificou-se que o comprimento do reforço a ser considerado em projeto para atender tanto ao deslizamento, tombamento e capacidade de carga foi de 5,86 m e o comprimento mínimo para atender a estabilidade interna do talude é 5,28 m. Portanto, adotou-se o comprimento de reforço que atende a ambos os critérios, ou seja, para o projeto foi adotado um comprimento igual a 5,86 m. Os reforços são espaçados igualmente de acordo com a geometria do muro, a uma distância de 0,76 m de um reforço para o outro.

Considerando o quantitativo de geossintético (Geogrelha Fortrac 55-T) utilizado no novo projeto, estima-se uma área aproximada de 7.000,00 m².

Os resultados obtidos mostram que o muro reforçado com geossintético para estabilização da encosta Laser Eletro e os parâmetros geotécnicos e geométricos envolvidos foram adequados ao projeto, sendo uma solução segura para faces dos muros ou taludes mais verticalizados.

Sugere-se para trabalhos futuros, realizar as análises de risco e confiabilidade geotécnica, em conjunto com a avaliação dos custos associados a implementação do solo reforçado com geossintético para estabilização do talude. Outra sugestão é comparar, a medida de dimensionamento e confiabilidade estrutural, a solução em solo reforçado com geossintético proposto neste trabalho com uma solução mista, ou seja, cortina ancorada e estaqueada com retaludamento.

Agradecimentos

Os autores agradecem a Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA), pela disponibilização dos dados de projeto para elaboração deste artigo.

Referências

- ABNT. (2016) – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457/2016 – *Amostra de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*.
- ABNT. (2009) – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682/2009 – *Estabilidade de Encostas*.
- Alheiros, M. M., Souza, M. A. A., Bitoun, J., Medeiros, S. M. G. M., & Amorim Júnior, W. M. A. (2003). *Manual de ocupação dos morros da região metropolitana do Recife. Programa Viva o Morro*. Recife: Fundação de Desenvolvimento Municipal.
- Alves, Y. C. (2017). *Projeto de contenção e drenagem em muro de arrimo com uso de geossintéticos*. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia.
- Bishop, A. W. (1955). The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes. *Geotechnique*, 5 (1), 7-17.
- Castro-Moreira, F. C., & Vélez-Gilces, M. A. (2017). La importância de la topografía en las ingenierías y arquitectura. *Polo del Conocimiento*, 1071-1081.
- COMPESA. (2017). *Contenção, terraplanagem e Drenagem Superficial da estaca zero à estaca 7+0*. Companhia Pernambucana de Saneamento.
- DNIT. (2006). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 2006 - *Manual de pavimentação*. Ministério dos Transportes.
- DNIT. (2009). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT – ES 108/2009 - *Terraplanagem – Aterros – Especificação de Serviço*. Ministério dos Transportes.

- Ehrlich, M., & Becker, L. (2009). Muros e taludes de solo reforçado. *Editora Oficina de Textos*. São Paulo.
- Geoslope International LTD. (2021). GeoStudio 2021 R2, módulo Slope.
- Gerscovich, D. M. S. (2010). *Estruturas de Contenção: Muros de Arrimo*. FEUERJ, Rio de Janeiro.
- Google Earth-Mapas (2018). <http://mapas.google.com>.
- Gomes, J. H., Silva T. L. do V., Guerra, E. R., & Anastácio, D. T. D. (2012). Ocupação em Áreas de Risco de Deslizamento do Jenipapo, Recife, Pernambuco. *Revista Brasileira de Geografia Física*, 524-519.
- IBGE. (2019). Suscetibilidade a Deslizamentos do Brasil: primeira aproximação. *Coordenação de Recursos Naturais e Estudos Ambientais*. Rio de Janeiro.
- ITEP. (2017). *Instituto de tecnologia de Pernambuco*.
- Jewell, R. A. (1991). Application of revised design charts for steep reinforced slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 203-233.
- Meyerhof, G. G. (1955). Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, 5 (3), 227-242.
- Palmeira, E. M., & Ortigão, J. A. R. (2004). Aplicações em reforço – aterros sobre solos moles. In: Vertematti, J. C. (Ed.). *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. São Paulo.
- Pedrosa, A. de A., Almeida, S. M. de., & Lafayette, K. P. V. (2020). Risk analysis of hillside in Olinda-PE. *Research, Society and Development*. 9 (11), e3499119817.
- Pereira, A. S., Shitsuka, D. M., Parreira, F. J., & Shitsuka, R. (2018). *Metodologia da pesquisa científica*. UAB/NTE/UFSM.
- PROJETEC. (2013). Análises de Estabilidade e Dimensionamento. *Projetos Técnicos LTDA*.
- Santana J. K. R. de. (2019). Análise Evolutiva da Ocupação dos Morros da Cidade do Recife. *XVI Simpósio Nacional de Geografia Urbana*.
- Spencer, E. E. (1967). A method of the analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slide forces. *Géotechnique*, 17, 11-26.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.
- Vertematti, J. C. (2015). *Manual brasileiro de geossintéticos*. São Paulo.