



Memória de Cálculo

Dimensionamento de Estruturas de CONTENÇÃO de Porto do Itaqui – Talude 02

Cliente: EMAP – Empresa Maranhense de Administração Portuária

Responsável	Qualificação	Rubrica
Eng.º Elídio Nunes Vieira	Engenheiro Civil – CREA SP: 2608714773	

SUMÁRIO

1	OBJETIVO	5
2	ELEMENTOS DE REFERÊNCIA	5
3	CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	5
3.1	DESCRIÇÃO DA PROBLEMÁTICA	5
3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA DA REGIÃO	8
3.3	GEOMORFOLOGIA DA REGIÃO	10
3.4	CONDIÇÕES CLIMÁTICAS, METEOROLÓGICAS E PLUVIOMÉTRICAS	10
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO PARCIAL DOS ENSAIOS.....	11
4.1	ENSAIOS REALIZADOS EM CAMPO.....	12
4.1.1	Ensaio de Densidade <i>In Situ</i> e Teor de umidade.....	12
4.1.2	Sondagem à Picareta.....	12
4.1.3	Sondagem a Trado	13
4.1.4	Sondagem à Percussão	14
4.1.5	Sondagem Mista	14
4.2	ENSAIOS REALIZADOS EM LABORATÓRIO	15
4.2.1	Compactação de Proctor na Energia Normal.....	15
4.2.2	Compactação de Proctor na Energia Intermediária.....	16
4.2.3	Compressão simples	16
4.2.4	Teor de Matéria Orgânica.....	17
4.2.5	Granulometria Completa	17
4.2.6	Índice de Suporte Califórnia	17
4.2.7	Equivalente de areia.....	18
4.2.8	Limites de consistência.....	19
4.2.9	Ensaio de Compressão Triaxial	19
5	ESTUDOS HIDROLÓGICOS.....	20
5.1	ELEMENTOS DE DRENAGEM NA ÁREA DO TALUDE 2.....	20

5.1.1	Bacias de Contribuição Superior	20
5.1.2	Bacias de Contribuição Inferior	23
6	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO E VERIFICAÇÕES	24
6.1	ELEMENTOS DE DRENAGEM NA ÁREA DO TALUDE 2.....	24
6.1.1	Dimensionamento canaleta de crista	24
6.1.2	Dimensionamento das descidas d'água	26
6.1.3	Dimensionamento da canaleta de banquetta.....	28
6.1.4	Dimensionamento da canaleta retangular sobre a cortina atirantada.....	29
6.1.5	Dimensionamento do canal de pé do Talude 2	32
7	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E VERIFICAÇÕES	33
7.1	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DO PROBLEMA.....	33
7.2	MODELAGEM DO PERFIL DE SUBSOLO	34
7.3	PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO – PGG01	36
7.3.1	Cálculo de estabilidade e verificações.....	37
7.4	PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO – PGG02	38
7.4.1	Cálculo de estabilidade e verificações.....	38
7.4.1.1	Dados de entrada no software	39
7.4.1.2	Resumo das características do solo grampeado	40
7.4.1.3	Análise de estabilidade	41
7.5	PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO – PGG03	41
7.5.1	Cálculo de estabilidade e verificações.....	42
7.5.1.1	Dados de entrada no software	42
7.5.1.2	Resumo das características do solo grampeado	43
7.5.1.3	Análise de estabilidade	43
7.6	PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO – PGG04	44
7.6.1	Cálculo de estabilidade e verificações.....	45
7.6.1.1	Dados de entrada no software	45
7.6.1.2	Resumo das características do solo grampeado	46

7.6.1.3	Análise de estabilidade	46
7.7	RESUMO DOS FATORES DE SEGURANÇA.....	47
8	CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	48
9	REFERÊNCIAS	49

1 OBJETIVO

O presente documento tem por objetivo apresentar as considerações, análises, modelagens, estudos hidrológicos, dimensionamento hidráulico, estrutural e geotécnico das soluções de estabilização e recuperação do Talude 02, localizado na Poligonal do Porto do Itaqui, no município de São Luís, Estado do Maranhão, objeto contratado pela Empresa Maranhense de Administração Portuária – EMAP.

2 ELEMENTOS DE REFERÊNCIA

Para a elaboração deste relatório foram consultados e utilizados os seguintes documentos:

- Registros fotográficos do local efetuados através de visitas técnicas;
- Sondagens de Simples Reconhecimento, do tipo SPT, Trado, Picareta, Percussão e Mista realizadas no local;
- Ensaios de densidade e teor de umidade de solo realizados no local;
- Ensaio granulometria completa, índice de suporte Califórnia, compactação Proctor normal e intermediário, teor de matéria orgânica, compressão simples, compressão triaxial, equivalente de areia e limites de consistência realizados em laboratório;
- Levantamento Topográfico do local fornecido pela fiscalização;
- Edital da Licitação LRE Eletrônica N° 010/2020 – EMAP, e o respectivo Termo de Referência;
- Normas Técnicas, Manuais Técnicos, Legislações Vigentes, Bibliografias Consagradas.

3 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

3.1 Descrição da problemática

Na costa ocidental da ilha de São Luís, banhada pela baía de São Marcos, está localizado o Porto do Itaqui – complexo portuário-industrial destinado à exportação de minérios (especialmente, minério de ferro e bauxita) da Província Mineral de Carajás pela Companhia Vale do Rio Doce e grãos para exportação vindos de toda parte do **(Figura 1)**.

O problema dos escorregamentos de solo na região de São Luís é antigo, condicionantes relativamente predisponentes como é o caso da posição geográfica, a geologia, algumas características pedológicas, os altos índices de chuva da região, e as intervenções antrópicas são as principais causas para os deslizamentos na capital do Maranhão.

Na área de estudo não é diferente, depósitos de solos moles estão presentes na área portuária, provenientes da deposição de sedimentos da bacia hidrográfica do Itaqui e do Bacanga, originários dos

rios Grajaú, Pindoré, Mearim e dos Cachorros, esses solos no geral, apresentam alta compressibilidade e baixíssima resistência que juntamente com as características locais deixam a área suscetível a sinistros como erosões e deslizamentos.

Recentemente, alguns taludes que se encontram dentro da polygonal do Porto do Itaqui passaram por intervenções estruturais e que associadas aos fatores naturais da região, a inclinação do terreno, a saturação do solo e a drenagem em condições insatisfatórias geraram áreas de instabilidades que, nas condições atuais, se tornaram um risco para a segurança de transientes que necessitam utilizar as áreas portuárias além de gerarem possíveis risco de paradas operacionais das atividades no entorno dessas encostas.

A **Figura 2** abaixo, mostra uma visão geral dos 13 taludes que estão inseridos na polygonal do Portuária, essas áreas receberam a classificação e nomenclatura que variam de Talude 02 ao Talude 13 a partir de documentos e orientações repassadas pela EMAP.

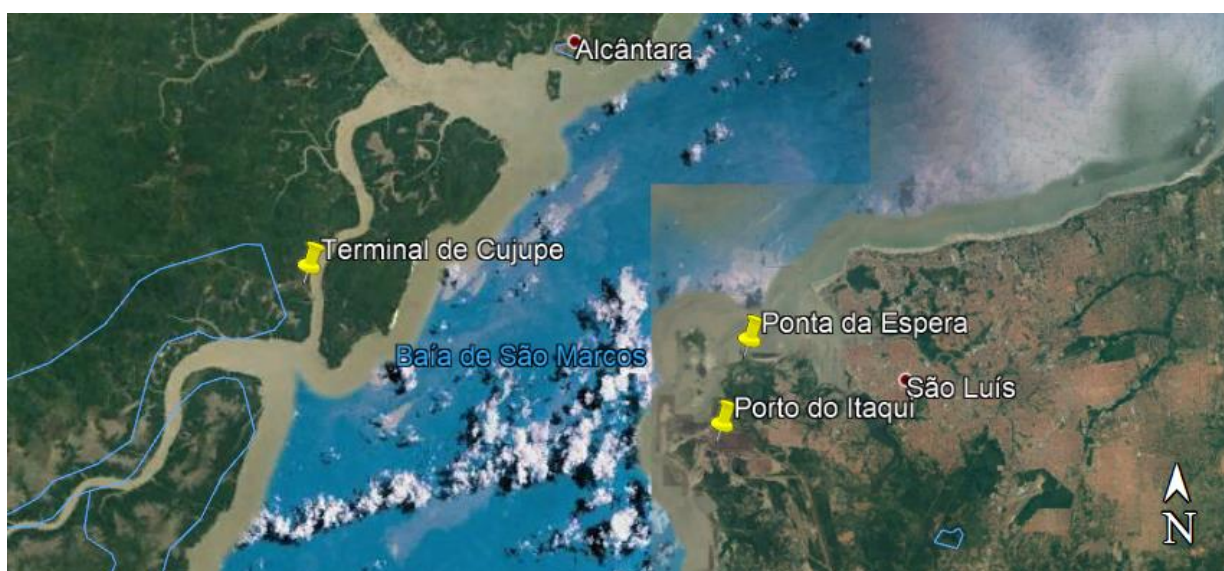


Figura 1: Localização do Porto do Itaqui, administrado pela EMAP, na cidade de São Luís-MA





Figura 2: Localização dos Taludes investigados na Poligonal do Porto do Itaquí

O **Talude 02** na área onde encontra-se situada a subestação CEMAR. Durante o processo de vistoria foi possível observar situações geotécnicas de instabilidade além de estruturas de contenção com exposição de tirantes e precariedade de estruturas complementares que expõem os taludes a agravantes que podem contribuir para o seu rompimento. Outra condição observada por meio das visitas é a obstrução de dispositivos de drenagem por matéria orgânica e sedimentos, que inviabilizam o fluxo de água e contribuem para o alagamento e infiltração pontuais.



a)



b)

Figura 3: Vista geral do Talude 02



Figura 4: Talude 02 com drenagens obstruídas por vegetação

3.2 Caracterização geológica da região

A geologia aflorante da Ilha de São Luís está representada por sedimentos Cretáceos, Terciários e Quaternários que compõem a Bacia Costeira de São Luís (EIA, 2001). A Bacia Sedimentar de São Luís situa-se na área cratônica de São Luís, sendo formada por um Graben alongado de 15.000km, tendo como embasamento rochas cristalinas arqueanas constituídas por gnaisses tonalíticos de textura granoblástica grosseira. Os sedimentos Cretáceos são representados pelas Formações Itapecuru e Alcântara. As formações Pirabas e São Luís do Grupo Barreiras representam o período Terciário e, por fim, os sedimentos aluvionares e correlatos representam o Quaternário ou Recente.

Localmente a geologia se apresenta pelas formações: Itapecuru, na base, e a série Barreiras e Açu em direção ao topo. A formação Itapecuru, pertence ao Cretáceo Inferior e é constituída de arenitos finos, avermelhados, cinza, róseos e com estratificação geralmente horizontal. A série Barreiras, datada do período Terciário, é constituída por sedimentos clásticos mal selecionados, normalmente com coloração avermelhada ou amarelada. A formação Açu está representada pelas planícies fluvio-marinhas, mangues e pântanos constituídos por sedimentos inconsolidados arenosos e argilosos.

Tabela 1: Caracterização litológicas da região

PERÍODO	UNIDADE GEOLÓGICA	CARACTERÍSTICAS LITOLÓGICAS
QUATERNÁRIO	Aluvião, Dunas e Coberturas Lateríticas	Sedimentos não consolidados. Cascalhos, areias, silte e argilas, relacionados com vales aluviais; sedimentos eólicos litorâneos; concreções ferruginosas de tamanhos variados ("canga").
TERCIÁRIO	Grupo Barreiras - Formação São Luís	Arenitos de cores variadas, friáveis, com estratificações cruzadas, intercalações argilosas e finos leitos lateríticos.
	Grupo Barreiras - Formação Pirabas	Argila vermelha e cinza esverdeada, calcífera na base, passando gradativamente a siltito e arenito arcoseano branco, mosqueado em vermelho, com estratificação cruzada.
CRETÁCEO	Formação Itapecuru	Arenito fino argiloso cinza escuro a esbranquiçado, calcífero. Argila em cores variadas. Arenitos avermelhados, médios a grosseiros, argilosos, com intercalações de siltitos e folhelhos. Calcarenito fossilífero amarelo. Estratificação plano-aralela e cruzada.
	Formação Alcântara	Calcários, siltitos argilosos vermelhos com lentes de calcário, folhelhos.
ARQUEANO	Embasamento cristalino	Granitos, tonalitos e gnaisses

Fonte: EIA-2001 – Porto Itaquí

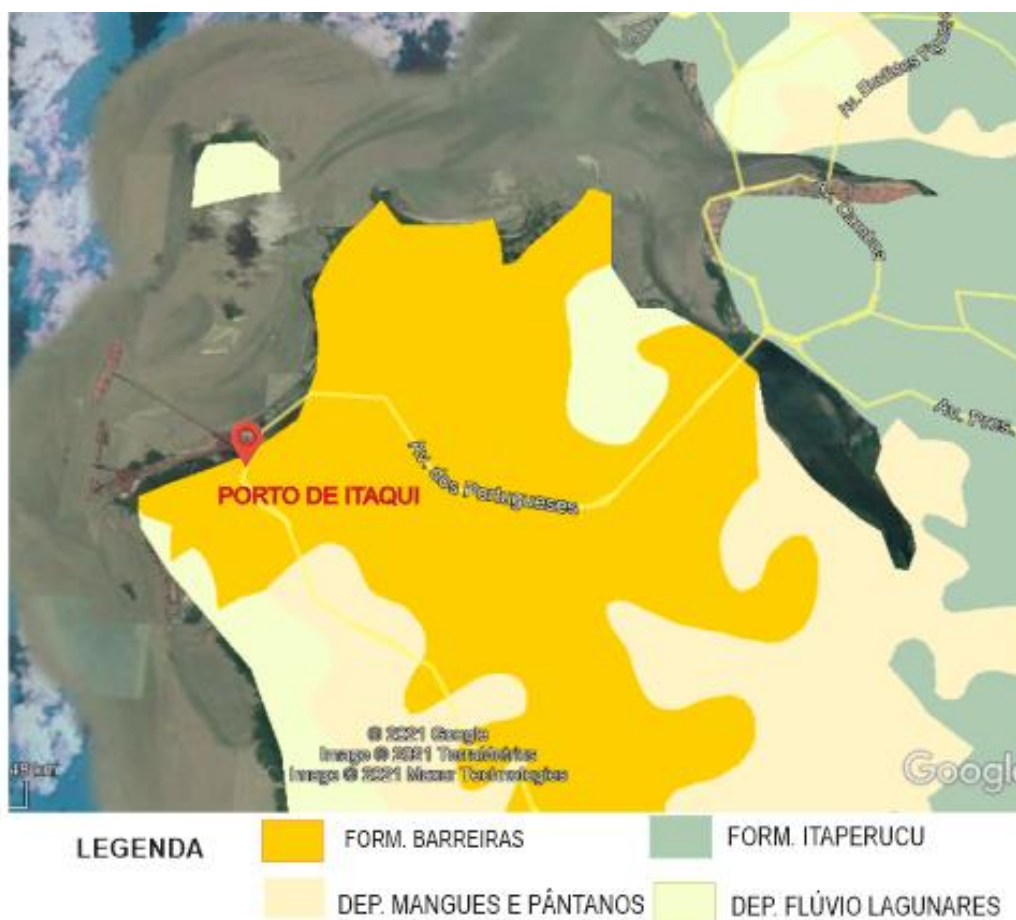


Figura 5: Mapa da geologia da região

Fonte: CPRM – Geologia do Maranhão.shp, 2015



3.3 Geomorfologia da Região

A ilha de São Luís está encravada numa reentrância continental, onde se forma o chamado Golfão Maranhense (desembocadura dos rios Mearim, Pindaré, Itapecuru e Munin), e é banhada pelas baías de São Marcos a oeste, do Arraial e São José, a Planície flúvio-marinha com Manguezal. A unidade ocupa uma superfície extensa e plana com lagoas fluviais, várzeas inundáveis, áreas colmatadas e um sistema hidrográfico divagante e labiríntico. Uma característica marcante é a presença de manguezais nas embocaduras e nas Ilhas (EIA,2001).

3.4 Condições Climáticas, meteorológicas e pluviométricas

A temperatura média da região é de 26,6°C, a mínima de 24,3°C e a máxima de 31,3°C. Por outro lado, a temperatura absoluta pode atingir até 40°C. Essa temperatura elevada caracteriza a região como extremamente quente e que não permite a formação de inversões térmicas de baixa altitude sobre o Estado. As temperaturas são uniformemente distribuídas durante o ano todo e, somente na estação das chuvas, reduzem-se às médias e máximas em função da maior nebulosidade e diminuição da radiação solar direta. Na realidade, as variações de temperatura mais significativas acontecem no decurso do dia e acompanhados ou não de precipitação.

O domínio climático atuante na área onde está instalado o empreendimento é caracterizado por duas estações, uma úmida (primeiro semestre) e outra seca (segundo semestre), portanto o clima é do tipo tropical semi-úmido, cuja média anual de umidade relativa varia entre 77% e 87%. Essa oscilação é característica de região de clima costeiro, onde existe um constante transporte de umidade do oceano para dentro da grande São Luís. O trimestre mais úmido corresponde a março, abril e maio, enquanto o mais seco se estende por setembro, outubro e novembro. Mesmo durante o período de maior aquecimento e, no auge da estação seca, a umidade não cai abaixo de 50%, enquanto na estação chuvosa, os valores estão sempre acima de 80%.

No que se refere à pluviosidade, a média anual de pluviosidade é de 1.896 mm. Na região de estudo no primeiro período, que cobre os meses de janeiro a julho, o excedente hídrico gera escoamento superficial com valor acumulado em torno de 1.000mm, respectivamente. O período seco tem início em agosto e se prolonga até o final do ano sendo caracterizado por deficiência hídrica, que se torna mais intensa no mês de dezembro (84mm).

Dessa forma, conclui-se que, apesar do elevado total anual de pluviosidade (em torno de 2.156mm), ocorre má distribuição anual das chuvas, com intensa seca ao longo de quase metade do ano. A **Tabela 2: Dados climáticos de São Luís-** MA **Tabela 2** e a **Figura 6**, mostram a distribuição anual das precipitações e as temperaturas na região estudada.

Tabela 2: Dados climáticos de São Luís- MA

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maió	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novem- bro	Dezembro
Temperatura média (°C)	26.6	26	25.9	25.9	26.4	26.5	26.6	27.4	27.7	27.8	27.9	27.5
Temperatura mínima (°C)	24.9	24.4	24.3	24.3	24.7	24.7	24.8	25.4	25.6	25.8	25.9	25.6
Temperatura máxima (°C)	29.1	28.3	28.2	28.3	28.8	29.1	29.3	30.7	31.3	31.3	31.1	30.4
Chuva (mm)	226	307	440	418	293	164	118	36	18	20	32	84
Umidade(%)	81%	85%	86%	87%	85%	82%	80%	74%	71%	72%	72%	76%
Dias chuvosos (d)	19	19	22	21	20	18	16	8	3	3	6	14

Fonte: climate-data.org

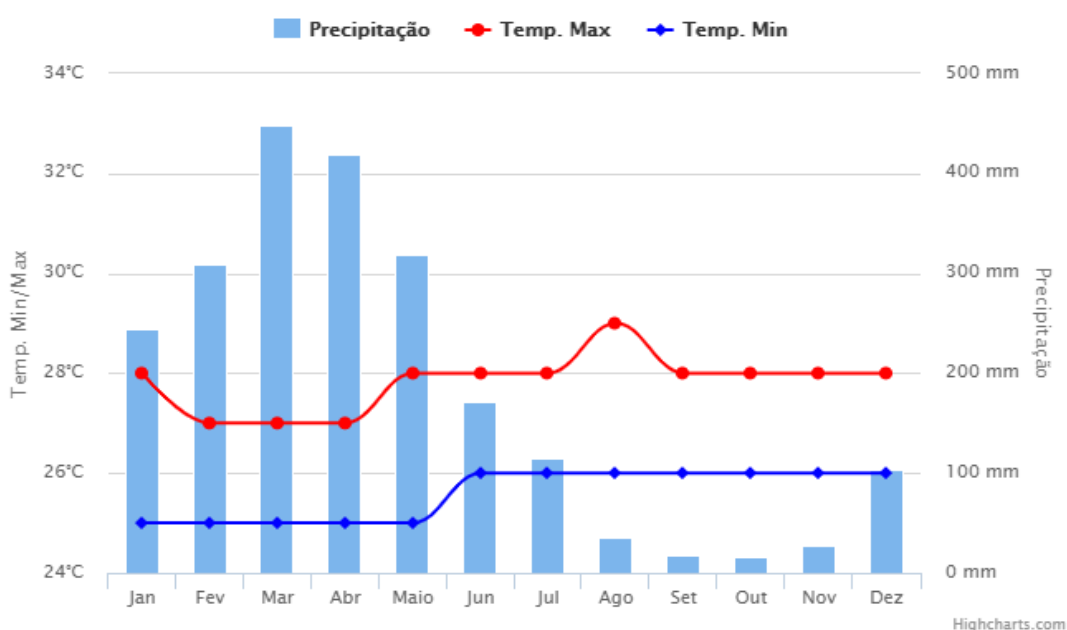


Figura 6: Distribuição das precipitações e temperaturas médias na região estudada, município de São Luís-MA
Fonte: climate-data.org.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO PARCIAL DOS ENSAIOS

A Erro! Fonte de referência não encontrada. apresenta os ensaios para investigação geotécnica e caracterização de solo e subsolo realizados para complementar a análise e escolha da solução de estabilização para o problema encontrado no local.

Tabela 3: Resumo dos ensaios realizados

Ensaio e Investigação de Campo	Ensaio de Caracterização Realizados em Laboratório	Ensaio de compressão
Densidade <i>In Situ</i>	Compactação Proctor em Energia Normal	Ensaio de Compressão Simples
Teor de umidade	Compactação Proctor em Energia Intermediária	Ensaio de Compressão Triaxial
Sondagem Mista	Teor de matéria orgânica	-
Sondagem à Picareta para amostra indeformada	Granulometria Completa	-
Sondagem à Trado	ISC – Índice de Suporte Califórnia	-

Sondagem à Percussão	Equivalente de areia	-
-	Limites de Consistência (Liquidez e Plasticidade)	-
-	Equivalente de areia	-

4.1 Ensaios realizados em campo

Conforme mencionado no item anterior, foram realizados os ensaios em campo de densidade *In Situ*, teor de umidade, permeabilidade, sondagem à picareta para amostra indeformada, sondagem a trado, sondagem à percussão e sondagens mistas, cujos resultados obtidos, serão analisados a seguir.

4.1.1 Ensaios de Densidade *In Situ* e Teor de umidade

Os ensaios de densidade *In Situ* evidenciam a presença de material de baixos valores de densidade, variando entre 1,55 g/cm³ e 1,84 g/cm³, e umidade variando entre 9,3% e 14,80%, cuja porção de valor mais baixo de densidade correspondem à materiais com mais influência de finos, evidenciando assim a sensibilidade do solo local a presença de água.

Tabela 4: Resumo dos resultados dos ensaios de Densidade e umidade *in Situ*

Código	Densidade (g/cm ³)	Umidade (%)
AI-01	1,55	9,30
AI-02	1,84	10,80
AI-03	1,55	14,80
AI-04	1,76	14,20

4.1.2 Sondagem à Picareta

As sondagens à picareta realizadas para extração de amostras indeformadas evidenciam um material de fácil escavação, fácil desagregação, de cor cinza esbranquiçado e porções avermelhadas com predominância de areias argilosas, argilas arenosas e areias finas de cores claras nas porções mais superficiais. Vale ressaltar que à medida em que se aprofunda e direção a base do talude, as propriedades físicas e mecânicas do solo melhoram, evidenciado pela dificuldade de realização das sondagens e de facilidade de moldar o corpo-de-prova indeformado.



a)



b)

Figura 7: Sondagem à picareta para caracterização de subsolo e extração e amostra indeformada

4.1.3 Sondagem a Trado

As sondagens a trado realizadas no **Talude 02** evidenciam predominância de materiais arenosos acinzentados (Argila arenosa e siltosa) e mesclas marrom avermelhado nas porções mais superiores dos furos. À medida que a sondagem avança o material se apresenta mais argiloso de cor marrom avermelhado. O nível de água não foi identificado durante a realização destas sondagens.



a)



b)

Figura 8: Sondagem a trado no Talude 02

4.1.4 Sondagem à Percussão

As sondagens à percussão confirmam os resultados das sondagens à trado, com presença marcante de Areia fina siltosa de cor marrom e pouco compacta em superfície e uma Argila siltosa por vezes arenosas, cinza e marrom avermelhada marrom avermelhado em profundidade. Os ensaios de penetração mostram, que no geral as sondagens começam com baixos a médios valores de resistência com valores de NSPT médios em torno de 11, em profundidade observa o aumento gradual da resistência do solo com NSPT superiores a 30. Em algumas sondagens são observados pontuais oscilações da resistência ao longo do furo o que exige uma atenção especial no que diz respeito às fundações das soluções escolhidas para estabilização, pois pode indicar a necessidade de tratamento parcial ou total para estabilizar o maciço.



a)



b)

Figura 9: Sondagem à percussão para caracterização de subsolo no Talude 02

4.1.5 Sondagem Mista

As sondagens mistas (SPT e Rotativa) confirmam os resultados das sondagens anteriores, sendo que a partir de 12m o solo começa a se apresentar como uma rocha argilito marrom avermelhado muito alterado ou um solo saprolítico argiloso de cor também marrom avermelhado que se alterna em camadas de média e pouca coerência. Em virtude das características desse maciço (bastante alterado e fraturado) possivelmente exista a necessidade de atenção especial no tratamento para a fundação da solução adotada para a estabilização.





a)



b)

Figura 10: Sondagem mista parara reconhecimento de solo no Talude 02

4.2 Ensaios realizados em laboratório

4.2.1 Compactação de Proctor na Energia Normal

Para o **Talude 02** os resultados mostram que os materiais encontrados apresentam massa específica aparente seca máxima variando entre $1,49\text{g/cm}^3$ e $1,78\text{ g/cm}^3$, e umidade ótima de 17,4% a 27,1% sendo os maiores valores de umidade também relacionados com a influência de materiais mais argilosos nas porções amostradas, confirmando assim os ensaios realizados em campo.



a)



b)

Figura 11: Ensaio em laboratório de Proctor Normal

Tabela 5: Resumo Parcial dos Resultados dos ensaios de Proctor Normal

Código	M. Esp (g/cm^3)	Umid. (%)
ST-02A	1,78	17,4
ST-20C	1,62	21,5
ST-18B	1,49	27,1



4.2.2 Compactação de Proctor na Energia Intermediária

Os resultados mostram que os materiais encontrados em camadas mais superficiais apresentam massa específica aparente seca máxima variando entre $1,59\text{g/cm}^3$ e $1,86\text{g/cm}^3$, e umidade ótima variando entre 16,0% e 20,3% confirmando assim os ensaios realizados em campo já que essas são respostas esperadas para materiais argilosos.

Tabela 6: Resultados dos ensaios de Proctor Intermediário

Código	M. Esp (g/cm^3)	Umid. (%)
ST-02A	1,86	16,0
ST-18B	1,72	18,8
ST-20B	1,59	20,3

4.2.3 Compressão simples

Os resultados de compressão simples evidenciam materiais com baixa resistência e baixa sensibilidade, o que faz grande sentido, visto que a ruptura instalada continua evoluindo, principalmente quando há saturação de solo.

Tabela 7: Resumo parcial da Compressão Simples não Confinada

Código	Resistência a compressão s. Não confinada (kpa)		Resistência ao cisalhamento (kpa)		Sensibilidade	
	Normal	Intermediária	Normal	Intermediária	Normal	Intermediária
ST-02A	2,59	2,79	1,29	1,39	1,26	1,02
ST-18B	3,48	5,37	1,74	2,68	1,07	1,11
ST-20B	3,67	4,89	1,84	2,45	1,13	1,10



a)



b)

Figura 12: Ensaio de Compressão Simples



4.2.4 Teor de Matéria Orgânica

Os resultados da determinação do teor de matéria orgânica do solo do Talude 02, mostram que os materiais encontrados apresentam médios teores de matéria orgânica (2,9 g/dm³) nas profundidades de 0,00 a 3,00m em função da presença dos materiais argilosos conforme amostras encontradas em campo.

Tabela 8: Resumo dos ensaios de Teor de Matéria Orgânica

Código	Teor de matéria orgânica (g/dm ³)
ST-02A	2,8g/dm ³
ST-02A	3,0 g/dm ³

4.2.5 Granulometria Completa

Os resultados da granulometria completa mostram que as amostras apresentam grandes percentuais de material argiloso, variando de 28,82% a 71,06%, apresenta material arenoso com granulometria fina e percentual variando de 1,57% a 28,99%. Destaca-se, ainda, a ocorrência de material siltoso, cujo percentual varia de 10,2% a 30,04% e percentual de pedregulho não superior a 6,91%.

Tabela 9: Resumo Parcial dos ensaios de Granulometria segundo a classificação ABNT

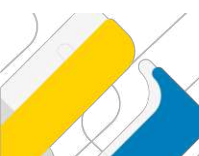
GRANULOMETRIA (CLASSIFICAÇÃO ABNT)						
Código	% Fração de Solo					
	Argila (%)	Silte (%)	Areia			Pedregulho (%)
			Fina (%)	Média (%)	Grossa (%)	
ST-02A	28,82	30,04	28,99	3,12	2,12	6,91
ST-18B	68,83	10,2	9,21	5,76	4,2	1,8
ST-20C	71,06	18,6	1,57	3,99	3,2	1,58

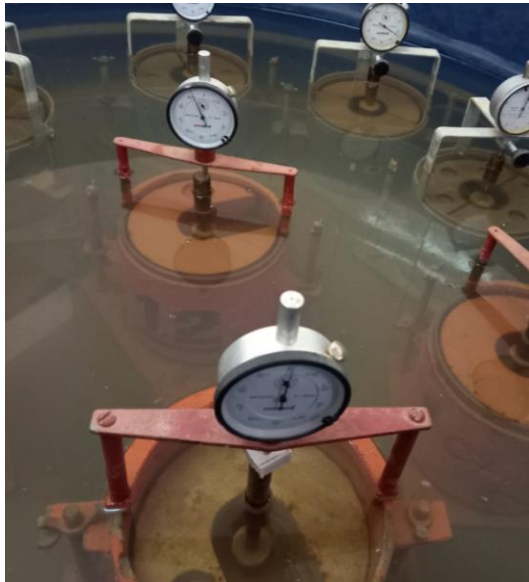
4.2.6 Índice de Suporte Califórnia

Os resultados dos ensaios CBR e Expansão realizados em laboratório apresentam valores de expansão que variam de 1,00% a 4,86%, com CBR entre 1,6% e 8,6%. Os resultados obtidos demonstram a baixa capacidade de suporte do solo, além de elevada expansibilidade em presença de água, sendo estes exibidos na

Tabela 10: Resumo do ensaio de Índice de Suporte Califórnia

Código	Expansão (%)	CBR (%)
ST-02A	1,00	8,6
ST-18B	2,91	2,5
ST-20C	4,86	1,6





a)



b)

Figura 13: Ensaio de Índice Suporte Califórnia realizado em laboratório

4.2.7 Equivalente de areia

Os resultados mostram que os materiais encontrados apresentam de baixos teores em percentuais de areia com valores médios de 4,6%. Esses valores não apresentam grandes mudanças em função da profundidade amostrada, o que ratifica os resultados das sondagens a trado: presença de argila/silte com pouca influência de material granulares em profundidade.

Tabela 11: Resumo do ensaio de Equivalente de areia

Código	Equivalente de areia (%)
ST-02A	6,0
ST-18B	4,0
ST-20B	4,0



a)



b)

Figura 14: Ensaio de Equivalente de areia realizado em laboratório

4.2.8 Limites de consistência

Os resultados desse ensaio mostram que os materiais encontrados no talude são heterogêneos, em relação ao comportamento líquido, com os limites de liquidez variando de 29% a 60%. Já no limite de plasticidade, os materiais são homogêneos sendo encontrados valores que variam de 16% a 31%. Já os índices de plasticidade exibem informações importantes, valores que variam de 13% até 29%, demonstrando, assim, que os materiais encontrados mudam de comportamento físico e estrutural com pouca variação de umidade. Os resultados acima descritos podem ser observados na Tabela 12. Fonte de referência não encontrada..

Tabela 12: Resumo dos ensaios de Limite de Consistência

Código	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)
ST-02A	29,00	16,00	13,00
ST-18B	50,00	25,00	25,00
ST-20C	60,00	31,00	29,00



a)



b)

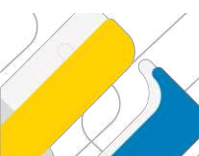
Figura 15: Ensaio para a determinação dos Limites de Atterberg

4.2.9 Ensaio de Compressão Triaxial

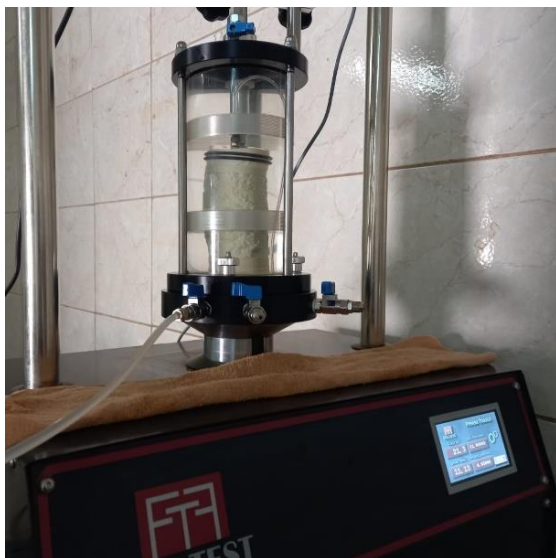
Os resultados de compressão triaxial apresentados na Tabela 13, demonstram uma certa variação dos parâmetros de cisalhamento do solo, com valores de coesão que variam entre 10,42kPa e 42,13kPa; já os valores de ângulo de atrito variam entre 24,52° e 44,0°, sendo a maior coesão correspondente ao menor ângulo de atrito, sendo o oposto também verdadeiro.

Tabela 13: Resumo dos ensaios de Compressão Triaxial

Código	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito
AI-01	32,96	36,64°
AI-02	31,55	36,63°
AI-03	42,13	24,52°



AI-04	10,42	44,0°
-------	-------	-------



a)



b)

Figura 16: Ensaio de Compressão Triaxial realizado em laboratório.

5 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Os estudos hidrológicos realizados para a área conduziram à definição das bacias de contribuição que permitiram o cálculo das vazões de projeto para os elementos de drenagem, conforme apresentado a seguir.

5.1 Elementos de drenagem na área do Talude 2

5.1.1 Bacias de Contribuição Superior

Através do estudo hidrológico, foram definidas 16 bacias de contribuição para o dimensionamento dos dispositivos de drenagem que inclui dispositivos como canaletas e escadas hidráulicas, que convergem os volumes interceptados por meio da face do **Talude 02**. A partir desse cálculo definiram-se seis escadas hidráulicas que serão locadas na área e que deverão receber a contribuição de cada microbacia, conforme apresenta a **Figura 17**.



Figura 17: Definição das microbacias de contribuição superior do Talude 02

A equação utilizada para obtenção da intensidade pluviométrica foi obtida por meio do Atlas Pluviométrico do Brasil, São Luís/MA, estando a Estação Pluviográfica utilizada localizada em São Luís, com código Sudene 2751043/ Ana 0244007, é apresentada abaixo:

$$i = \frac{k \cdot Tr^a}{(t + b)^c} - \text{Equação de chuva para região.}$$

Onde,

- i - intensidade de chuva de projeto (mm/h);
- K, a, b, c - são constantes próprias das localidades – **Tabela 14**;
- Tr - período de retorno – 10 anos para elementos de drenagem superficiais;
- t - Tempo de concentração (min) – 10 minutos para elementos superficiais.

Já a equação utilizada para o cálculo da vazão de projeto foram:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{1000 \times 3600}$$

Onde,

- C - Coeficiente de escoamento de *Runoff* (0,20 – Terreno vegetado);
- A - Área de Influência (m²);
- i - Intensidade de chuva (mm/h).



O cálculo da intensidade pluviométrica é descrito abaixo, de acordo com a equação e com os parâmetros também obtidos por meio do Atlas Pluviométrico do Brasil, São Luís/MA, sendo a Estação Pluviográfica utilizada localizada em São Luís, cujo código é Sudene 2751043/ Ana 00244007.

Tabela 14: Parâmetros (K, a, b e c) da equação de intensidade-duração-frequência ajustados por regressão linear São Luís - Maranhão

Código	Município	Latitude	Longitude	k	a	b	c	r ²
244007	São Luís	-2,533	-44,3	1089,68	0,138	10	0,742	0,995

$$i = \frac{1.089,68 \cdot Tr^{0,138}}{(t + 10)^{0,742}} = \frac{1.089,68 \cdot 10^{0,138}}{(10 + 10)^{0,742}} = 162,16 \text{ mm/h}$$

Sendo assim, com o valor da intensidade pluviométrica já calculada, é possível determinar as vazões para cada bacia de contribuição superior do Talude 02:

$$Q_{Bacia\ 10} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 2052}{1000 \times 3600} = 0,018 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{Bacia\ 12} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 4879}{1000 \times 3600} = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{Bacia\ 13} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 1778}{1000 \times 3600} = 0,016 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{Bacia\ 14} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 2202}{1000 \times 3600} = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$$

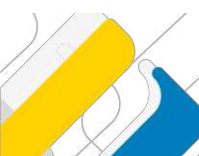
$$Q_{Bacia\ 15} = \frac{0,50 \times 162,16 \times 8297}{1000 \times 3600} = 0,187 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{Bacia\ 16} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 15506}{1000 \times 3600} = 0,140 \text{ m}^3/\text{s}$$

Os resumos das vazões de projeto calculadas são exibidos na **Tabela 15**.

Tabela 15: Tabela Resumo das Vazões de Projeto do Talude 02

Microbacia de Contribuição	Coefficiente de Escoamento	Área de Contribuição (m ²)	Intensidade de chuva (mm/h)	Vazão de Projeto (m ³ /s)
10	0,20	2052	162,16	0,018
12	0,20	4879	162,16	0,044
13	0,20	1778	162,16	0,016
14	0,20	2202	162,16	0,020
15	0,50	8297	162,16	0,187
16	0,20	15506	162,16	0,140



5.1.2 Bacias de Contribuição Inferior

No estudo hidrológico foram definidas bacias de contribuição inferior para auxiliar no dimensionamento do dispositivo de drenagem ao pé do **Talude 2**, conforme mostra a **Figura 18**.

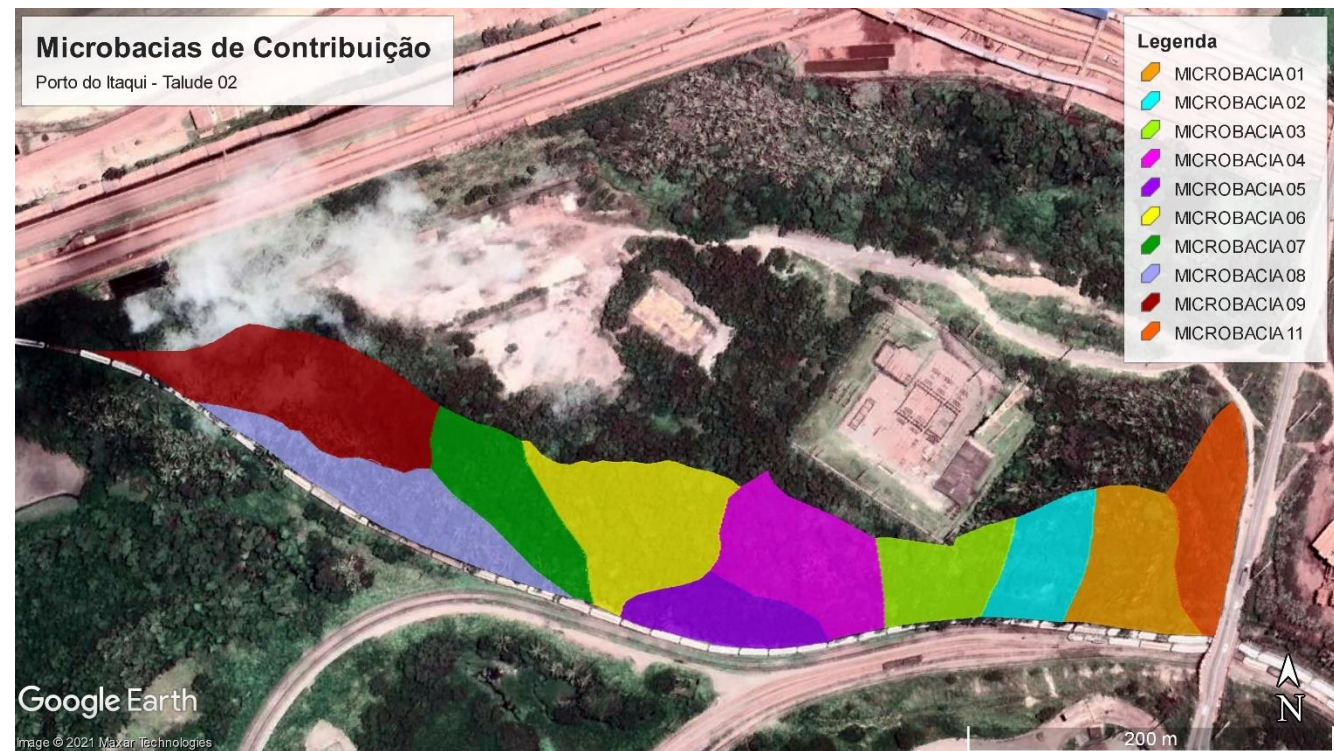


Figura 18: Definição das bacias de contribuição superior do Talude 02

Neste sentido, pode-se dizer que as vazões de contribuição inferior do Talude 02 é dada por:

$$Q_{Bacia\ 01} = \frac{C.i.A}{1000 \times 3600} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 4020}{1000 \times 3600} = 0,036\ m^3/s$$

$$Q_{Bacia\ 02} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 2812}{1000 \times 3600} = 0,025\ m^3/s$$

$$Q_{Bacia\ 03} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 3119}{1000 \times 3600} = 0,028\ m^3/s$$

$$Q_{Bacia\ 04} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 5102}{1000 \times 3600} = 0,046\ m^3/s$$

$$Q_{Bacia\ 05} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 2989}{1000 \times 3600} = 0,027\ m^3/s$$

$$Q_{Bacia\ 06} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 5957}{1000 \times 3600} = 0,054\ m^3/s$$



$$Q_{Bacia\ 07} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 3899}{1000 \times 3600} = 0,035\ m^3/s$$

$$Q_{Bacia\ 08} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 4760}{1000 \times 3600} = 0,043\ m^3/s$$

$$Q_{Bacia\ 09} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 7120}{1000 \times 3600} = 0,064\ m^3/s$$

$$Q_{Bacia\ 11} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 3857}{1000 \times 3600} = 0,035\ m^3/s$$

O resumo da vazão de projeto está apresentado na **Tabela 16**.

Tabela 16 – Resumo das vazões de projeto para o Talude 02

Microbacia de Contribuição	Coefficiente de Escoamento	Área de Contribuição (m²)	Intensidade de chuva (mm/h)	Vazão de Projeto (m³/s)
1	0,20	4020	162,16	0,036
2	0,20	2812	162,16	0,025
3	0,20	3119	162,16	0,028
4	0,20	5102	162,16	0,046
5	0,20	2989	162,16	0,027
6	0,20	5957	162,16	0,054
7	0,20	3899	162,16	0,035
8	0,20	4760	162,16	0,043
9	0,20	7120	162,16	0,064
11	0,20	3857	162,16	0,035

6 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO E VERIFICAÇÕES

6.1 Elementos de drenagem na área do Talude 2

6.1.1 Dimensionamento canaleta de crista

Para o dimensionamento da canaleta de crista do **Talude 2**, cujas vazões de projeto estão apresentadas na Tabela 15: Tabela Resumo das Vazões de Projeto do Talude 02 **Tabela 15**, considerou-se como vazão de projeto a soma das vazões das Bacias 15 e 10, que serão direcionadas a uma escada hidráulica correspondente. Sendo assim, a vazão de projeto será:

$$Q_{Proj} = 0,187 + 0,018 = 0,205\ m^3/s$$

Utilizando a fórmula de Manning:



$$1,0\text{m/s} \leq V = \frac{R^{2/3} \cdot J^{1/2}}{n} \leq 4,5\text{m/s}$$

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = 0,205 \text{ m}^3/\text{s} - \text{Manning}$$

Onde:

- Q - Vazão do canal (m^3/s);
- V - Velocidade da água (m/s);
- n - Coeficiente de rugosidade de Manning (0,016 concreto);
- R - Raio Hidráulico do canal (m);
- J - Declividade do canal – (faixa de variação de 2,0% a 3,0% - projeto).

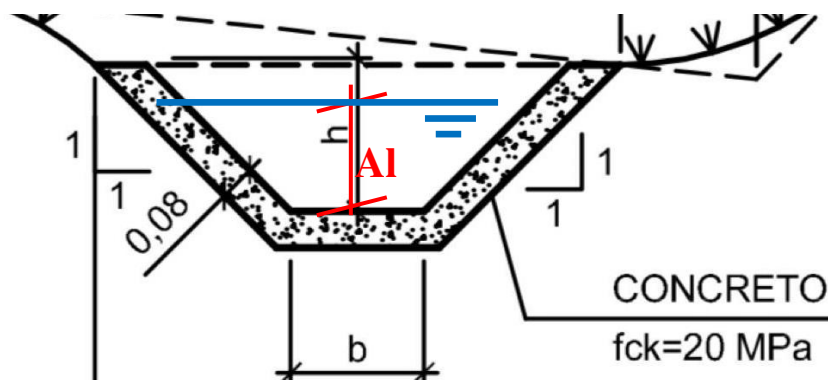


Figura 19: Seção da canaleta de crista do Talude

Efetuando o cálculo hidráulico de forma iterativa, é possível afirmar os seguintes parâmetros:

H – Altura da canaleta = 0,40m;

B – Largura da base da canaleta = 0,40m;

- Al – Altura de Lâmina D'água = $H - 20\%H = 0,32 \text{ m}$;
- Pm – Perímetro molhado = $B + 2x\sqrt{Al^2 + (0,08Al)^2} = 1,305 \text{ m}$;
- Am – Área molhada = $BxAl + 0,08AlxAl = 0,230 \text{ m}^2$;
- Rh – Raio Hidráulico = $\frac{Am}{Pm} = \frac{0,230}{1,305} = 0,177 \text{ m}$.

O que possibilita verificar a vazão máxima na canaleta.

$$Q_{max} = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = \frac{0,230}{0,016} \times 0,177^{2/3} \times (2,0\%)^{0,5} = 0,641 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tendo em vista a vazão de projeto $Q_{projeto} = 0,205 \text{ m}^3/\text{s}$, observa-se que a canaleta escolhida suporta a vazão da bacia para uma chuva de 10min e um período de retorno de 10 anos, pois:



$$Q_{max} > Q_{projeto}$$

Desse modo, torna-se possível fazer também a verificação da velocidade:

$$V = \frac{0,177^{2/3} \cdot 0,02^{1/2}}{0,016} = 2,782 \text{ m/s}$$

Devido às condições locais observadas durante as vistorias, que incluem obstrução e deterioração de todo o sistema de drenagem, escolheu-se por adotar uma canaleta com uma vazão superior à de projeto, tendo em vista as circunstâncias específicas de campo. Logo, será escolhida a canaleta trapezoidal para a crista do **Talude 02**, seguindo as características do padrão DER-SP, cujo código é o referente à **DR-3C-7** para a proteção da crista do talude.

6.1.2 Dimensionamento das descidas d'água

Para determinar o tipo de descida d'água será utilizada a vazão máxima das bacias de Contribuição superiores, conforme especificações do DER/SP. Cada bacia de Contribuição corresponde à uma descida de água, sendo a única exceção as Bacias 10 e 15 que se unem, e em seguida são direcionadas para a escada correspondente. Dessa maneira, considerando a situação mais crítica, a vazão utilizada para a escolha da descida será:

$$Q_{Proj} = Q_{Bacia\ 10} + Q_{Bacia\ 15} = 0,187 + 0,018 = 0,205 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, através da Erro! Fonte de referência não encontrada. e das condições de implantação dos elementos de drenagem em planta, a escada hidráulica adotada possui características semelhantes a **DR-13A**, usando como referência padrão DER-SP, salvo de algumas adequações para compatibilização do projeto.

Tabela 17: Vazão Máxima dos Elementos de Descida d'Água

DESCIDA D' ÁGUA	Tipo	VAZÃO (m³/s)
DR-11A	Rápido	0,09
DR-11B	Rápido	0,18
DR-12	Escada	0,50
DR-13A	Escada	0,65
DR-13B	Escada	0,80
DR-13C	Escada	1,55

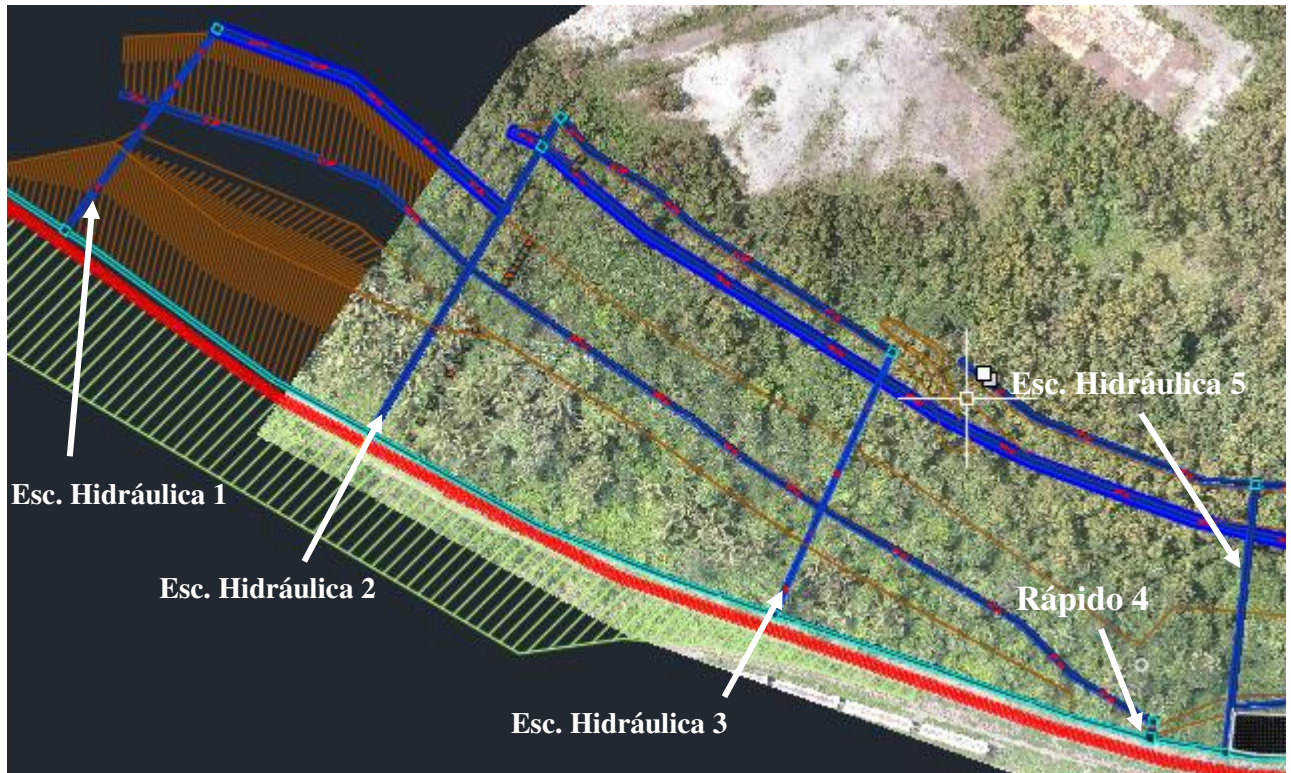


Figura 20: Locação das escadas hidráulicas do Talude 2

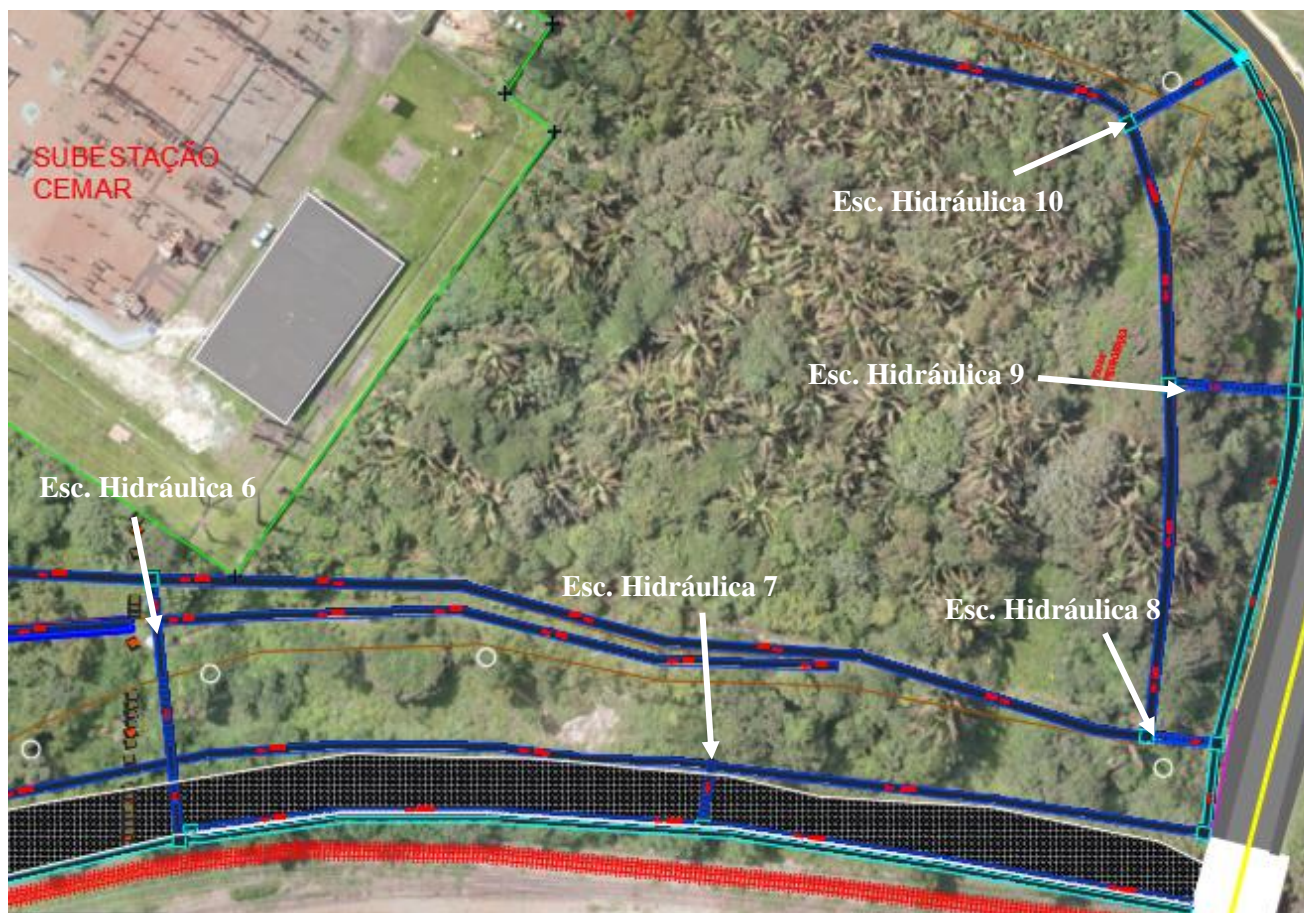


Figura 21: Locação das escadas hidráulicas do Talude 2



6.1.3 Dimensionamento da canaleta de banqueteta

Pode-se dizer que a vazão de contribuição para as canaletas de banquetetas é maior contribuição das microbacias inferiores, considerando que haverá duas banquetetas ao longo do **Talude 02**. Sendo assim, a vazão de projeto é:

$$Q_{Bacia\ 09} = 0,064\ m^3/s$$

Utilizando a fórmula de Manning:

$$1,0m/s \leq V = \frac{R^{2/3} \cdot J^{1/2}}{n} \leq 4,5m/s$$

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = 0,064m^3/s - \text{Manning}$$

Onde:

- Q - Vazão do canal;
- V - Velocidade da água;
- n - Coeficiente de rugosidade de Manning (0,016 concreto);
- R - Raio Hidráulico do canal;
- J - Declividade do canal – 2,0% (projeto).

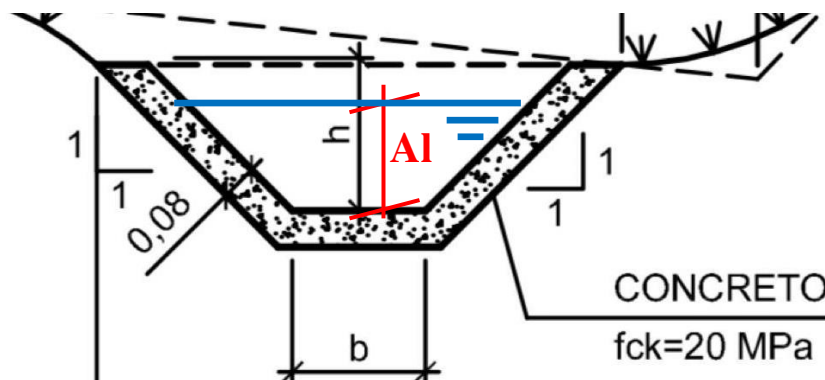


Figura 22: Seção da canaleta de banqueteta do Talude 02

Efetuada o cálculo hidráulico de forma iterativa, é possível afirmar os seguintes parâmetros:

H – Altura da canaleta = 0,30m;

B – Largura da base da canaleta = 0,40m;

- Al – Altura de Lâmina D'água = $H - 20\%H = 0,24m$;
- Pm – Perímetro molhado = $B + 2x\sqrt{Al^2 + (Al)^2} = 1,079m$;
- Am – Área molhada = $BxAl + AlxAl = 0,154m^2$;
- Rh – Raio Hidráulico = $\frac{Am}{Pm} = \frac{0,154}{1,079} = 0,142m$.



O que possibilita verificar a vazão máxima na canaleta.

$$Q_{max} = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = \frac{0,154}{0,016} \times 0,142^{2/3} \times (2,0\%)^{0,5} = 0,370 m^3/s$$

Demonstrando, assim, que o dispositivo suporta a vazão da bacia para uma chuva de 10min e um período de retorno de 10 anos, pois:

$$Q_{max} > Q_{projeto}$$

Assim, é possível fazer também a verificação da velocidade.

$$V = \frac{0,142^{2/3} \cdot 0,02^{1/2}}{0,016} = 2,41 m/s$$

Devido às condições locais observadas durante as vistorias, que incluem obstrução e deterioração de todo o sistema de drenagem, escolheu-se por adotar uma canaleta com uma vazão superior à de projeto, tendo em vista as circunstâncias específicas de campo. Logo, será escolhida a canaleta trapezoidal para a banquetta, seguindo as características do padrão DER-SP cujo código é o referente a **DR-3C-5**.

6.1.4 Dimensionamento da canaleta retangular sobre a cortina atirantada

Para o dimensionamento da canaleta retangular sobre a cortina atirantada no **Talude 2**, considerou-se como vazão de projeto uma pequena parcela da contribuição das microbacias 01, 02, 03 e 11. A área dessa contribuição pode ser vista na Figura 23.

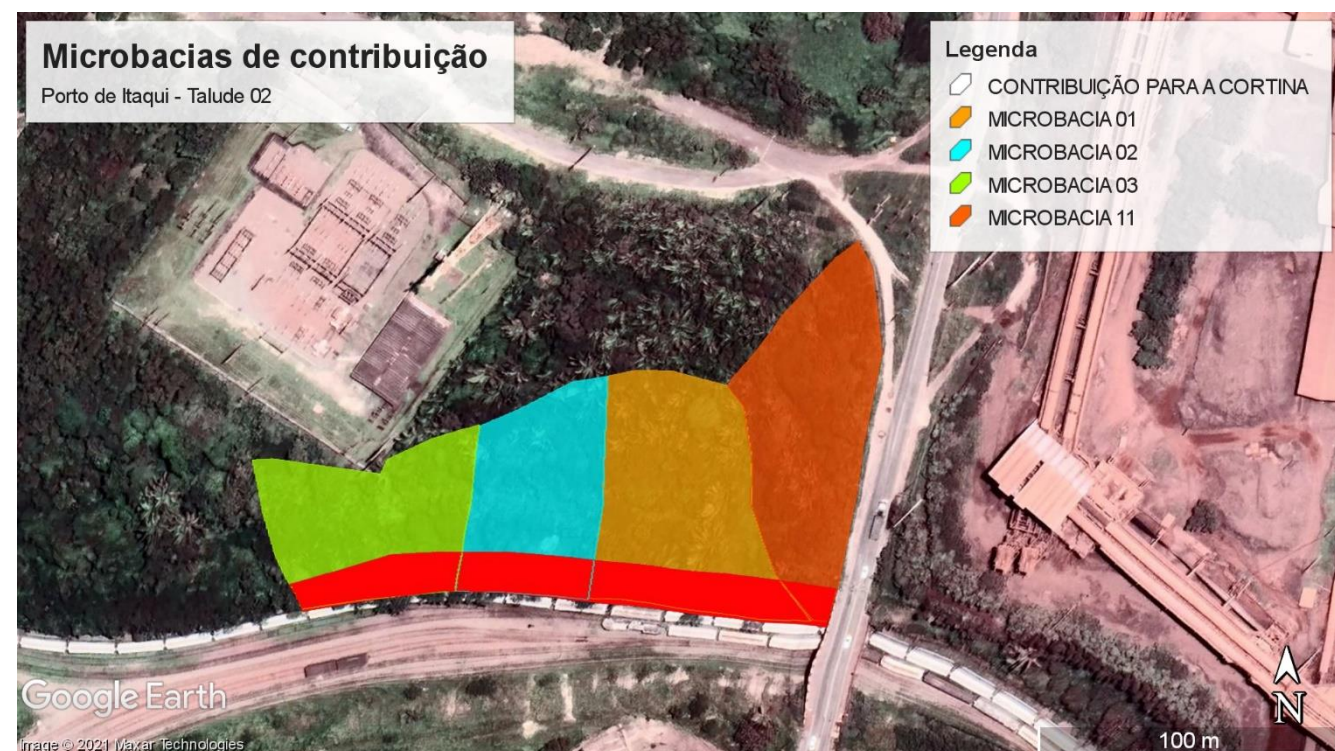


Figura 23: Definição das bacias de contribuição para a canaleta sobre a cortina atirantada do Talude 02

Assim, o cálculo da vazão de projeto é dado por:

$$Q_{Cortina} = \frac{0,20 \times 162,16 \times 2665}{1000 \times 3600} = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

Na Tabela 18 é apresentado um resumo do cálculo.

Tabela 18 – Resumo das vazões de projeto para o Talude 02

Microbacia de Contribuição	Coefficiente de Escoamento	Área de Contribuição (m ²)	Intensidade de chuva (mm/h)	Vazão de Projeto (m ³ /s)
Contri. Para a cortina	0,20	2665	162,16	0,024

Utilizando a fórmula de Manning:

$$1,0 \text{ m/s} \leq V = \frac{R^{2/3} \cdot J^{1/2}}{n} \leq 4,5 \text{ m/s}$$

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = 0,024 \text{ m}^3/\text{s} - \text{Manning}$$

Onde:

- Q - Vazão do canal;
- V - Velocidade da água;
- n - Coeficiente de rugosidade de Manning (0,016 concreto);
- R - Raio Hidráulico do canal;
- J - Declividade do canal – (faixa de variação de 0,5% a 3,0% - projeto).



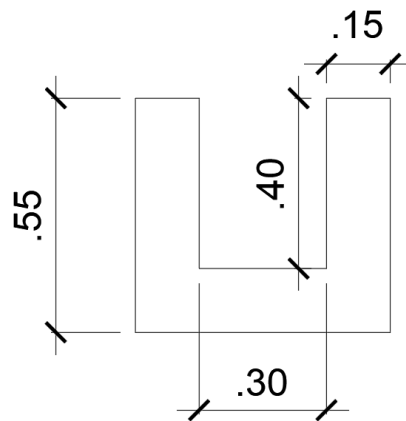


Figura 24: Seção da canaleta sobre a cortina atirantada do Talude 02

Efetuando o cálculo hidráulico de forma iterativa, é possível afirmar os seguintes parâmetros:

H – Altura do canal = 0,40m;

B – Largura da base do canal = 0,30m;

- Al – Altura de Lâmina D'água = $H - 20\%H = 0,32 \text{ m}$;
- Pm – Perímetro molhado = $B + 2 \times Al = 0,94 \text{ m}$;
- Am – Área molhada = $B \times Al = 0,096 \text{ m}^2$;
- Rh – Raio Hidráulico = $\frac{Am}{Pm} = \frac{0,096}{0,94} = 0,102 \text{ m}$.

O que possibilita verificar a vazão máxima no canal.

$$Q_{max} = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = \frac{0,096}{0,016} \times 0,102^{2/3} \times (0,5\%)^{0,5} = 0,161 \text{ m}^3/\text{s}$$

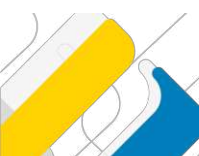
Tendo em vista a vazão de projeto $Q_{projeto} = 0,095 \text{ m}^3/\text{s}$, observa-se que o canal escolhido suporta a vazão da bacia para uma chuva de 10min e um período de retorno de 10 anos, pois:

$$Q_{max} > Q_{projeto}$$

Desse modo, torna-se possível fazer também a verificação da velocidade:

$$V = \frac{0,088^{2/3} \cdot 0,005^{1/2}}{0,016} = 1,509 \text{ m/s}$$

Logo, será escolhida o canal retangular para o pé do **Talude 02**, seguindo as características do padrão DER-SP, cujo código é o referente à **R2A**, com adaptações para a proteção da cortina atirantada.



6.1.5 Dimensionamento do canal de pé do Talude 2

Para o dimensionamento do canal retangular de pé do **Talude 2**, cujas vazões de projeto são apresentadas na **Tabela 16**, considerou-se como vazão de projeto a soma das vazões das bacias de contribuição superiores e inferiores, tendo em vista que a canaleta irá captar as vazões coletadas pelas descidas (escadas hidráulicas) e a vazão escoada pela superfície do talude. Dessa forma, a vazão de projeto será:

$$Q_{Proj} = 0,818 \text{ m}^3/\text{s}$$

Utilizando a fórmula de Manning:

$$1,0 \text{ m/s} \leq V = \frac{R^{2/3} \cdot J^{1/2}}{n} \leq 4,5 \text{ m/s}$$

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = 0,818 \text{ m}^3/\text{s} - \text{Manning}$$

Onde:

- Q - Vazão do canal;
- V - Velocidade da água;
- n - Coeficiente de rugosidade de Manning (0,016 concreto);
- R - Raio Hidráulico do canal;
- J - Declividade do canal – (faixa de variação de 0,5% a 3,0% - projeto).

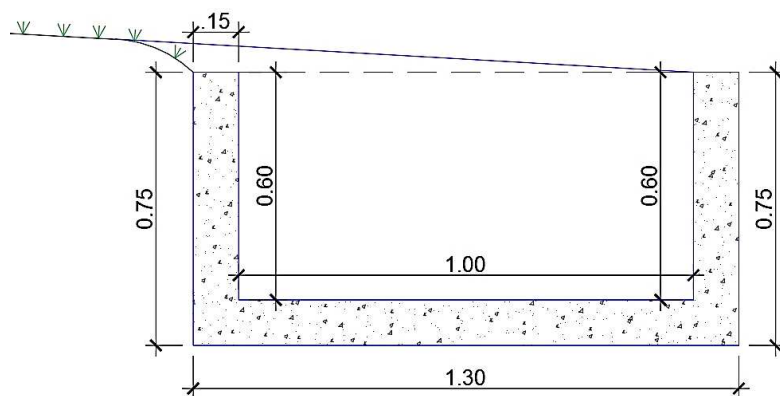


Figura 25: Seção do canal de pé do Talude 02.

Efetuada o cálculo hidráulico de forma iterativa, é possível afirmar os seguintes parâmetros:

H – Altura do canal = 0,60m;

B – Largura da base do canal = 1,00m;

- *Al – Altura de Lâmina D'água* = $H - 20\%H = 0,48 \text{ m}$;
- *Pm – Perímetro molhado* = $B + 2 \times Al = 1,96 \text{ m}$;

- $Am - \text{Área molhada} = B \times Al = 0,48 \text{ m}^2$;
- $Rh - \text{Raio Hidráulico} = \frac{Am}{Pm} = \frac{0,480}{1,96} = 0,245 \text{ m}$.

O que possibilita verificar a vazão máxima no canal.

$$Q_{max} = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = \frac{0,48}{0,016} \times 0,245^{2/3} \times (0,5\%)^{0,5} = 0,830 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tendo em vista a vazão de projeto $Q_{projeto} = 0,818 \text{ m}^3/\text{s}$, observa-se que o canal escolhido suporta a vazão da bacia para uma chuva de 10min e um período de retorno de 10 anos, pois:

$$Q_{max} > Q_{projeto}$$

Desse modo, torna-se possível fazer também a verificação da velocidade:

$$V = \frac{0,248^{2/3} \cdot 0,005^{1/2}}{0,016} = 1,73 \text{ m/s}$$

Logo, será escolhida o canal retangular para o pé do **Talude 02**, seguindo as características do padrão DER-SP, cujo código é o referente à **R2A**, com adaptações para a proteção de pé do talude.

7 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E VERIFICAÇÕES

7.1 Critérios de dimensionamento do problema

O fator de segurança mínimo para as análises foi escolhido de acordo com as recomendações da Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas, ABNT NBR 11682/2009, em função dos níveis de segurança contra perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais, critérios estabelecidos pelo cliente, conforme mostrado nas tabelas abaixo.

Tabela 19: Nível de segurança desejado contra perda de vidas humanas

Nível de Segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, 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: ABNT NBR 11682/2009



Tabela 20: 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 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: ABNT NBR 11682/2009

De acordo com a norma NBR 11682/2009 para a estabilização das anomalias em questão, exigem os fatores de segurança mínimos para cada nível de segurança. Para as modelagens do PGG01, PGG02, PGG03 e PGG04 exigem-se o nível Alto de segurança em relação à possibilidade de perdas de vidas humanas e alto quanto à possibilidade de danos materiais. Logo, o FS - Fator de Segurança adotado para estabilização desta anomalia é de 1,5.

Tabela 21: Fatores de segurança para os níveis de segurança

Fatores de Segurança Mínimos	Nível de segurança contra perda de vidas humanas		
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	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: ABNT NBR 11682/2009

Entretanto, devido à grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos e às condições críticas de trincas e fissuras presentes no talude, causadas por recalque do solo encharcado e incipiente, observados nas vistorias realizadas, a norma cita que o fator de segurança da tabela acima deve ser majorado em 10%, dessa forma o $FS_{\text{mínimo}}=1,65$ para todas as análises.

7.2 Modelagem do perfil de subsolo

Para a modelagem, considerou-se cinco seções (PGG01 a PGG04) nas regiões críticas ao longo da extensão, a partir dos levantamentos topográficos e da locação das sondagens, além das características já mencionadas, tais como dimensões do talude, proximidade de vias, a experiência em ocorrências semelhantes anteriores, normas pertinentes, expectativa e critérios do projetista.

Para o modelo do PGG01 a solução estudada engloba o sistema de drenagem superficial. Já para o PGG02, PGG03 e PGG04 a solução utilizada será de solo grampeado e sistema de drenagem superficial. A seguir são apresentados os modelos geológicos-geotécnicos para cada perfil analisado.

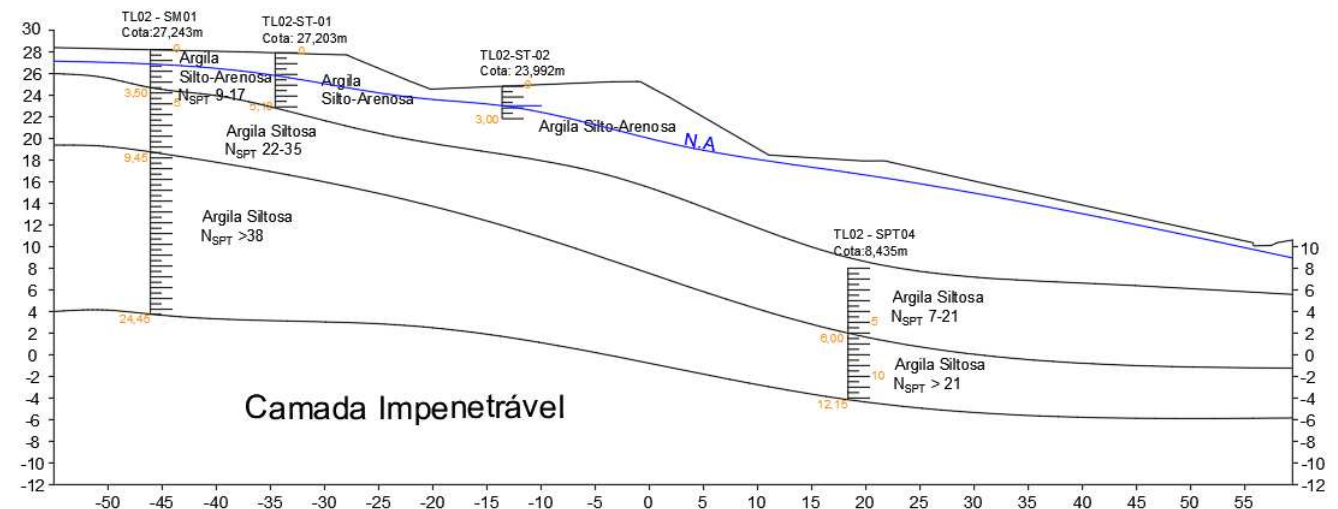


Figura 26: Perfil Geológico-Geotécnico 01 do Talude 02 (PGG01 TL-02), elaborado para análise de estabilidade e modelagem de solução

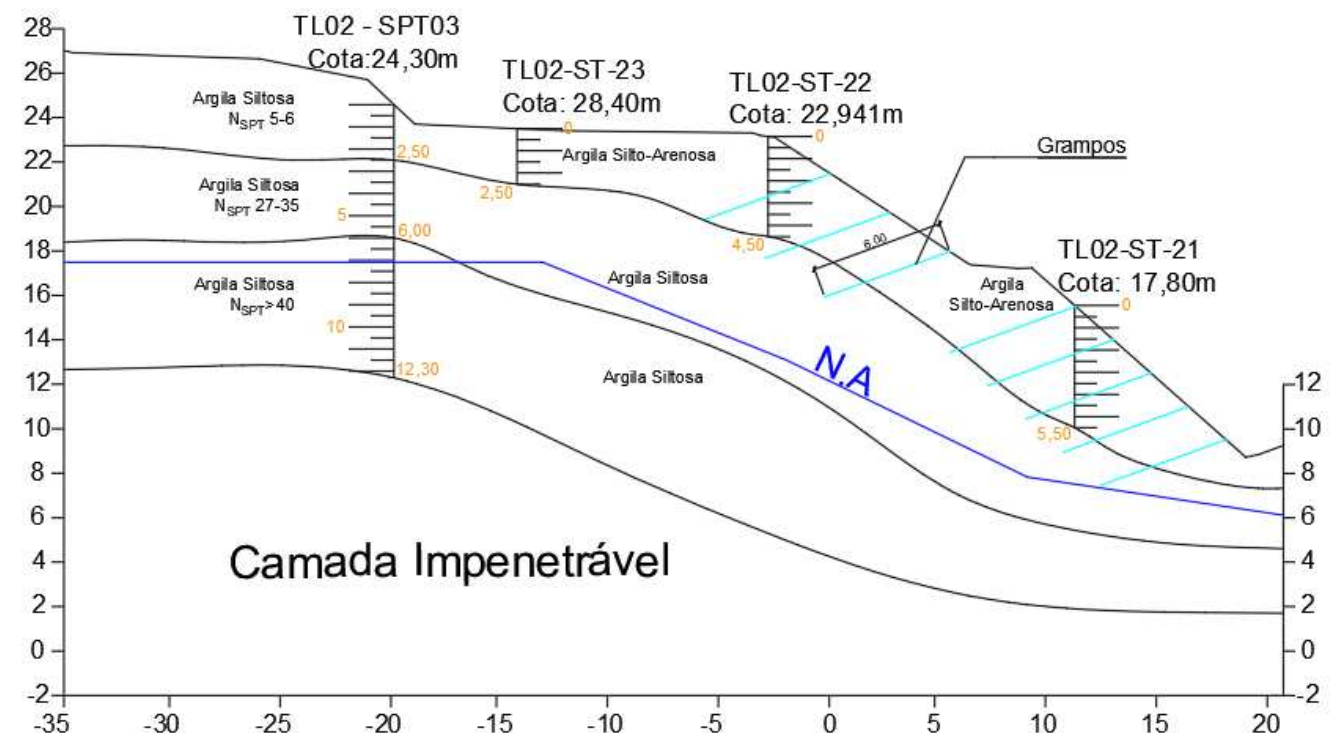


Figura 27: Perfil Geológico-Geotécnico 02 do Talude 02 (PGG02 TL-02), elaborado para análise de estabilidade e modelagem de solução



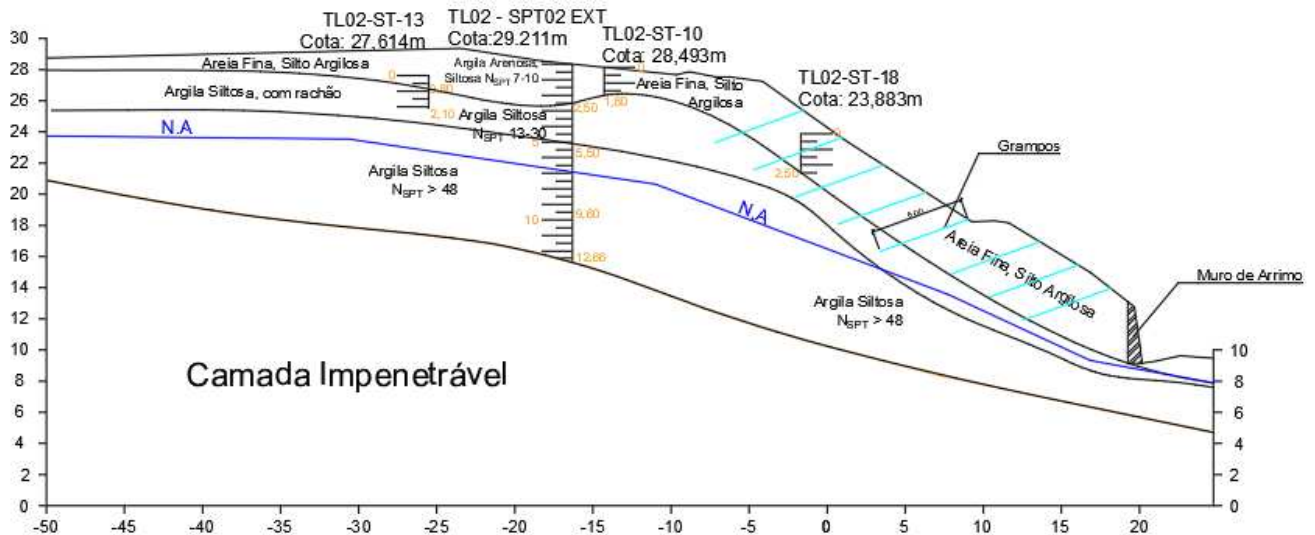


Figura 28: Perfil Geológico-Geotécnico 03 do Talude 02 (PGG03 TL-02), elaborado para análise de estabilidade e modelagem de solução

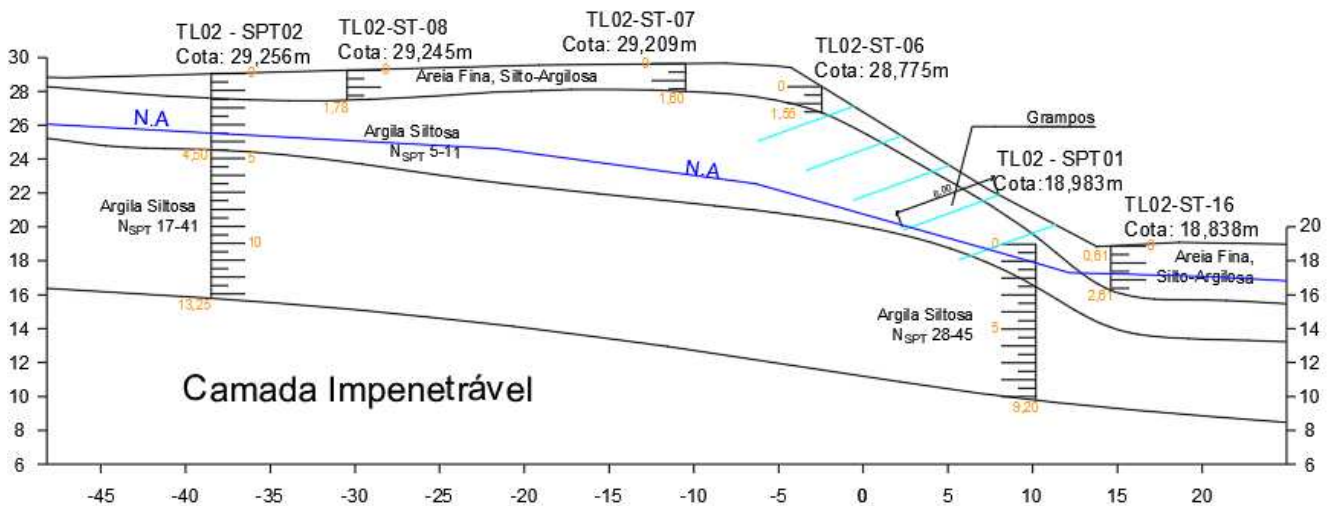


Figura 29: Perfil Geológico-Geotécnico 04 do Talude 02 (PGG04 TL-02), elaborado para análise de estabilidade e modelagem de solução

7.3 Perfil Geológico-Geotécnico – PGG01

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento das camadas de solo foram definidos conforme a **Tabela 22** onde as camadas de solo foram obtidas através dos valores de referência de Joppert Jr. (2007) e dos ensaios realizados. Foi aplicada uma sobrecarga de 20kN/m², em atendimento aos critérios estabelecidos pela NBR 11682.

Tabela 22: Caracterização do Subsolo – PGG01 TL-02

Descrição	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	OBS.
Argila Silto-arenosa (Nspt 9-17)	19	44	23	Na primeira camada os parâmetros utilizados foram obtidos nos ensaios realizados. Para as demais camadas, os parâmetros foram adaptados de Joppert Jr. (2007).
Argila Silty (Nspt 22-35)	19	25	25	
Argila Silty (Nspt>38)	19	28	26	
Camada Impenetrável	21	30	35	

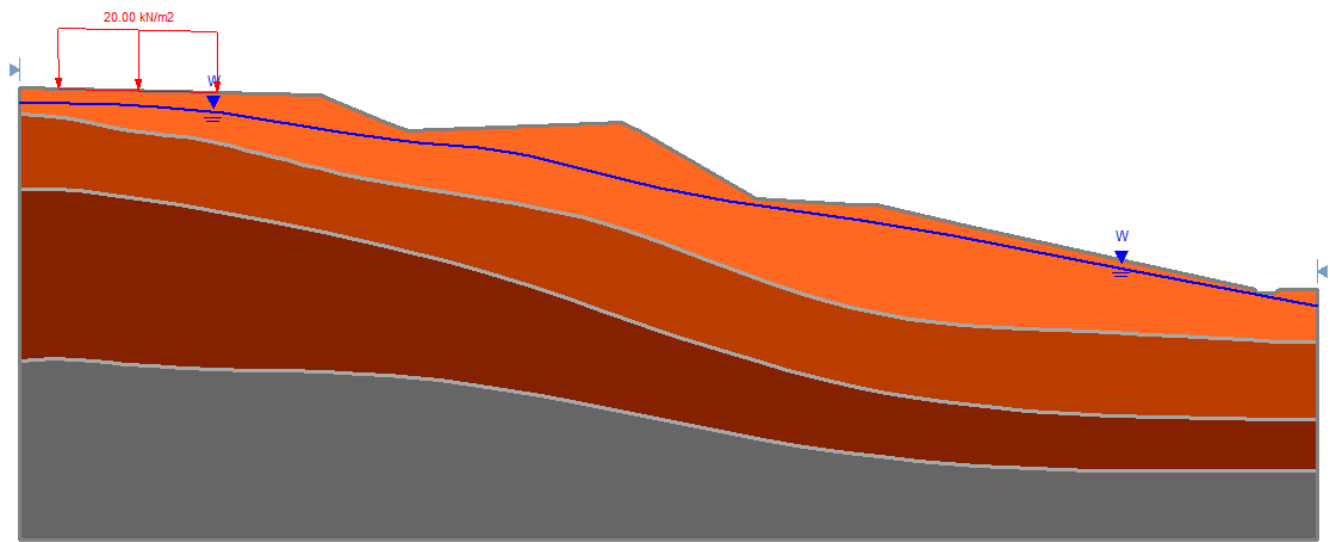


Figura 30: Modelo de solução, PGG01 TL-02

7.3.1 Cálculo de estabilidade e verificações

O modelo elaborado (PGG01 – TL02) a partir das características descritas conduziu o menor Fator de Segurança sendo (FS_{PGG1}) de **$FS_{PGG1}=2,266$** , em condições normais de saturação do solo, segundo as sondagens realizadas. De acordo com os níveis de segurança estabelecidos na NBR 11682/2009 (**De acordo** com a norma NBR 11682/2009 para a estabilização das anomalias em questão, exigem os fatores de segurança mínimos para cada nível de segurança. Para as modelagens do PGG01, PGG02, PGG03 e PGG04 exigem-se o nível Alto de segurança em relação à possibilidade de perdas de vidas humanas e alto quanto à possibilidade de danos materiais. Logo, o FS - Fator de Segurança adotado para estabilização desta anomalia é de 1,5.

Tabela 21) está assegurada a estabilidade do maciço quanto a estas condições de projeto, além do atendimento ao critério de segurança estabelecido.



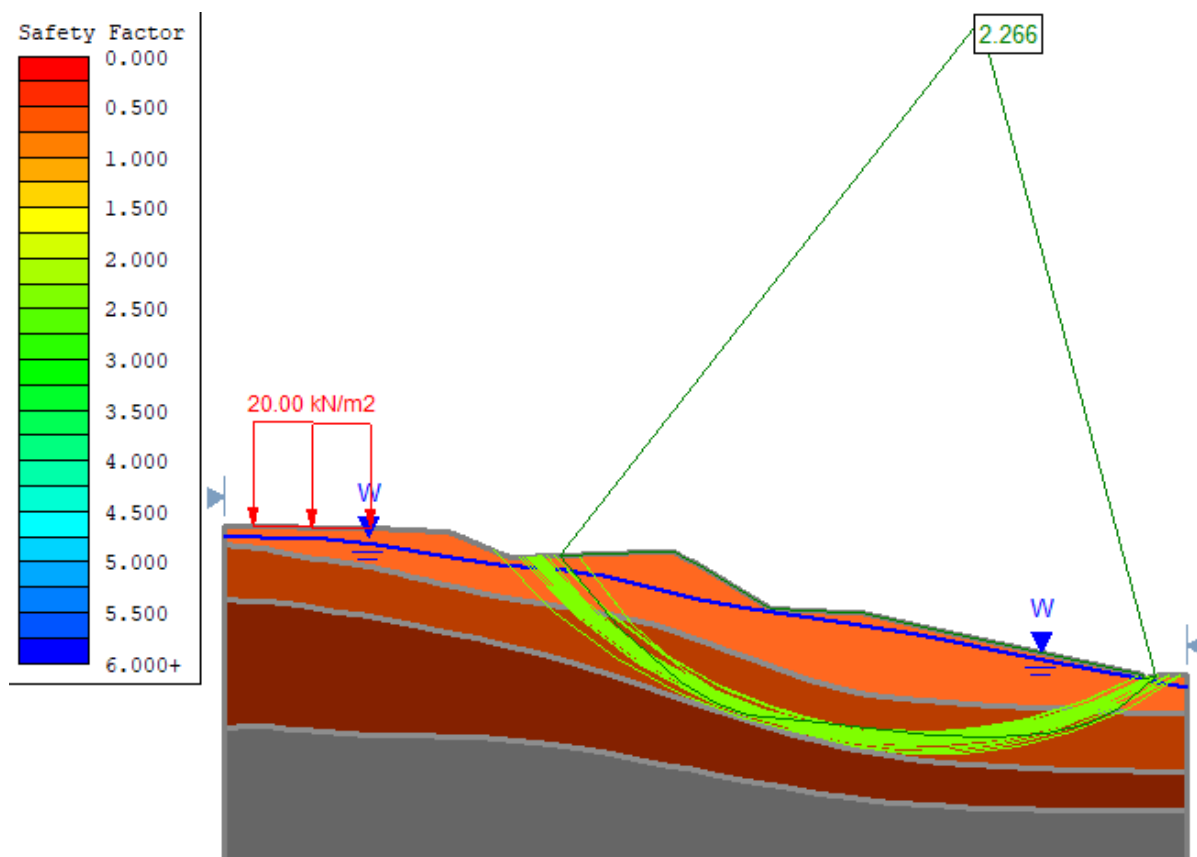


Figura 31: Análise de estabilidade modelada no programa Slide 6.0® da Rocscience, com FS=2,266 no PGG 01 TL-02 pelo método de GLE/Morgenstern-Price (ruptura não circular)

Tabela 23 - Fatores de segurança encontrados, estabilidade global para PGG01

Método	Bishop Simplificado (Ruptura Circular)	GLE/Morgenstern-Price (Ruptura não Circular)	Spencer (Ruptura não Circular)
Fator de Segurança	2,339	2,266	2,293

7.4 Perfil Geológico-Geotécnico – PGG02

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento das camadas de solo foram definidos conforme a **Tabela 24**, onde as camadas de solo foram obtidas através dos valores de referência de Joppert Jr. (2007) e dos ensaios realizados. Foi aplicada uma sobrecarga de 20kN/m², em atendimento aos critérios estabelecidos pela NBR 11682.

Tabela 24: Caracterização do Subsolo – PGG02 TL-02

Descrição	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	OBS.
Argila Silto-arenosa (Nspt 5-6)	18	7	22	Na segunda camada os parâmetros utilizados foram obtidos nos ensaios realizados. Para as demais camadas, os parâmetros foram adaptados de Joppert Jr. (2007).
Argila Siltosa (Nspt 27-40)	19	44	23	
Argila Siltosa (Nspt>40)	19	25	24	
Camada Impenetrável	20	30	35	



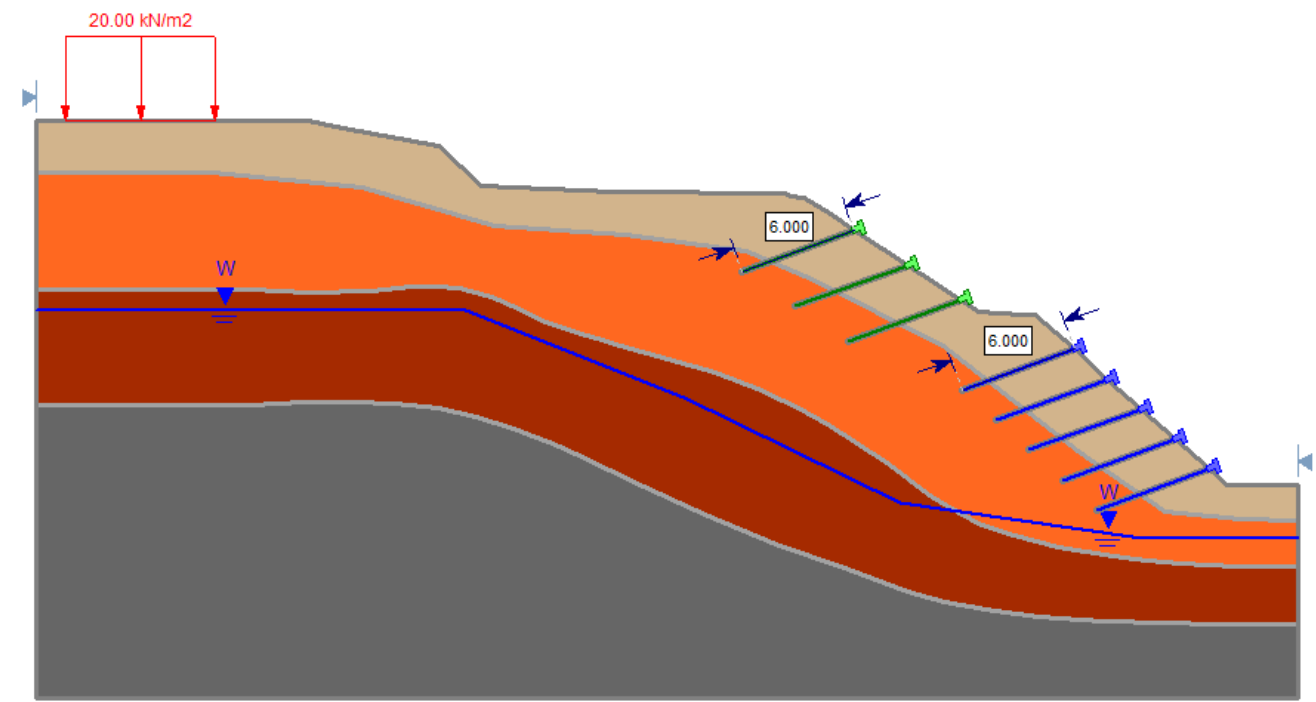


Figura 32: Modelo de solução em Solo Grampeado, PGG02 TL-02

7.4.1 Cálculo de estabilidade e verificações

Foi considerada a seção modelada a partir do levantamento topográfico realizado, tendo em vista as características já mencionadas e adotada a solução mais adequada.

7.4.1.1 Dados de entrada no software

O software foi alimentado com os seguintes dados de entrada:

- **Capacidade de tração máxima da barra de aço (*tensile capacity*)**

Foram adotadas barras de aço CA50 Ø20mm, com comprimento igual a 6m. Já considerando perdas de seção do aço por efeitos da corrosão superficial, foi considerada uma redução de 1,2 mm da seção resistente do aço adotado referente ao meio não agressivo e a vida útil da obra de 50 anos, conforme a ABNT NBR 16920-2/2021. Logo:

$$T_{max} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 105,78 \text{ kN}$$

- **Força normal à face (*plate capacity*)**

Foi considerada que toda a tração será resistida pelos grampos, não chegando carga na face do talude.

- **Reação solo-grampo (*bond strength*)**

A massa de solo grampeada é dividida em zona ativa, compreendida entre a face do talude e a superfície potencial de ruptura; e outra, chamada de zona passiva (ou resistente), onde os grampos são



ancorados. Os esforços nos grampos serão mobilizados caso ocorram deslocamentos da zona ativa em relação à zona passiva.

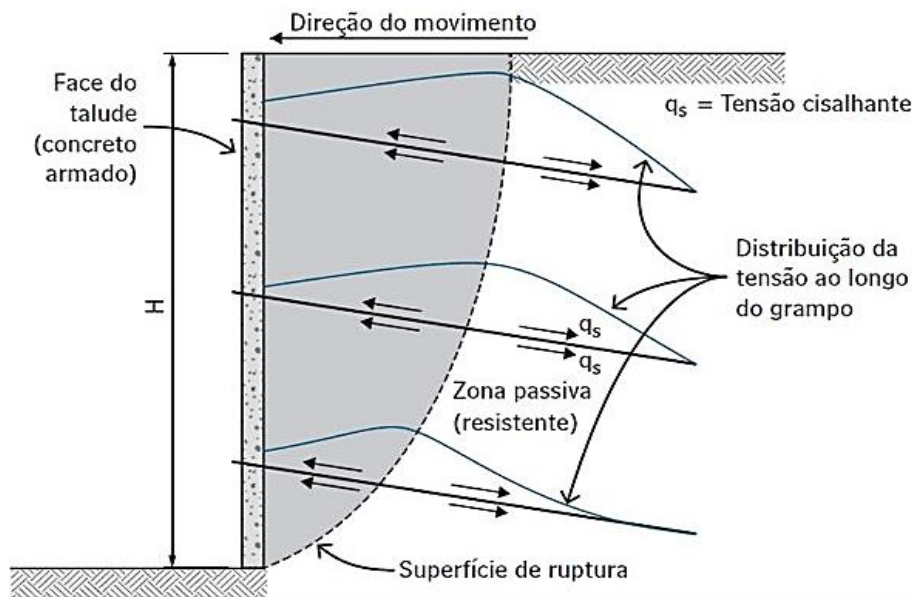


Figura 33: Representação de zona ativa e passiva (Feijó, 2007).

Devido à heterogeneidade das camadas, e falta de informações adicionais tais como ensaios de arrancamento (recomenda-se a realização destes ensaios para confirmação dos q_s adotados), considerou-se de forma conservadora a resistência ao cisalhamento unitária (q_s), como sendo o valor proposto por Ortigão e Sayão (2004), já considerando as camadas médias em que estão inseridos os grampos, com acréscimo de adesão devido a duas fases de injeção e minoração da aderência. Permitindo assim o cálculo adesão solo-grampo.

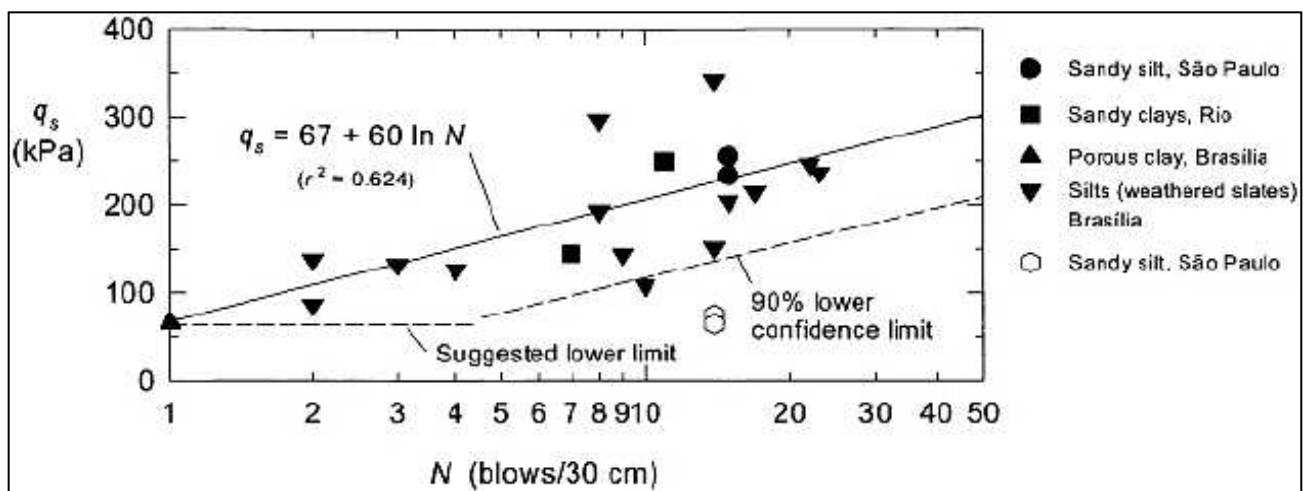


Figura 34: Valores de q_s Ortigão e Sayão (2004)

Tabela 25: Valores estimados de q_s

Descrição	q_s estimado (kPa)	q_s projeto (kPa)	T (kN/m)
Argila Silto-arenosa (Nspt 5-6)	163,6	136,3	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 136,3 = 43$
Argila Siltosa (Nspt 27-40)	274,9	229,1	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 229,1 = 72$
Argila Siltosa (Nspt > 40)	288,3	240,3	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 240,3 = 75$

Camada Impenetrável	301,7	251,4	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 251,4 = 79$
---------------------	-------	-------	--

$$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot q_{s,projeto}$$

onde,

$$q_{s,projeto} = \frac{q_{s,estimado}}{1,2}$$

7.4.1.2 Resumo das características do solo grampeado

Para a análise da estabilidade do talude foi estudado o modelo da seção mais crítica, sendo utilizadas as seguintes características:

- L = 6 m;
- $\alpha = 20^\circ$;
- Malha Vertical (suporte 1) = 1,50 m;
- Malha Vertical (suporte 2) = 1,75 m;
- Malha Horizontal = 1,75 m;
- $\phi = 20$ mm;
- $\phi_{perf} = 100$ mm.

7.4.1.3 Análise de estabilidade

O modelo elaborado (PGG02 – TL02) a partir das características descritas conduziu o menor Fator de Segurança sendo (FS_{PGG2}) de **$FS_{PGG2}=1,663$** , em condições normais de saturação do solo, segundo as sondagens realizadas. De acordo com os níveis de segurança estabelecidos na NBR 11682/2009 (**De acordo** com a norma NBR 11682/2009 para a estabilização das anomalias em questão, exigem os fatores de segurança mínimos para cada nível de segurança. Para as modelagens do PGG01, PGG02, PGG03 e PGG04 exigem-se o nível Alto de segurança em relação à possibilidade de perdas de vidas humanas e alto quanto à possibilidade de danos materiais. Logo, o FS - Fator de Segurança adotado para estabilização desta anomalia é de 1,5.

Tabela 21) está assegurada a estabilidade do maciço quanto a estas condições de projeto, além do atendimento ao critério de segurança estabelecido.

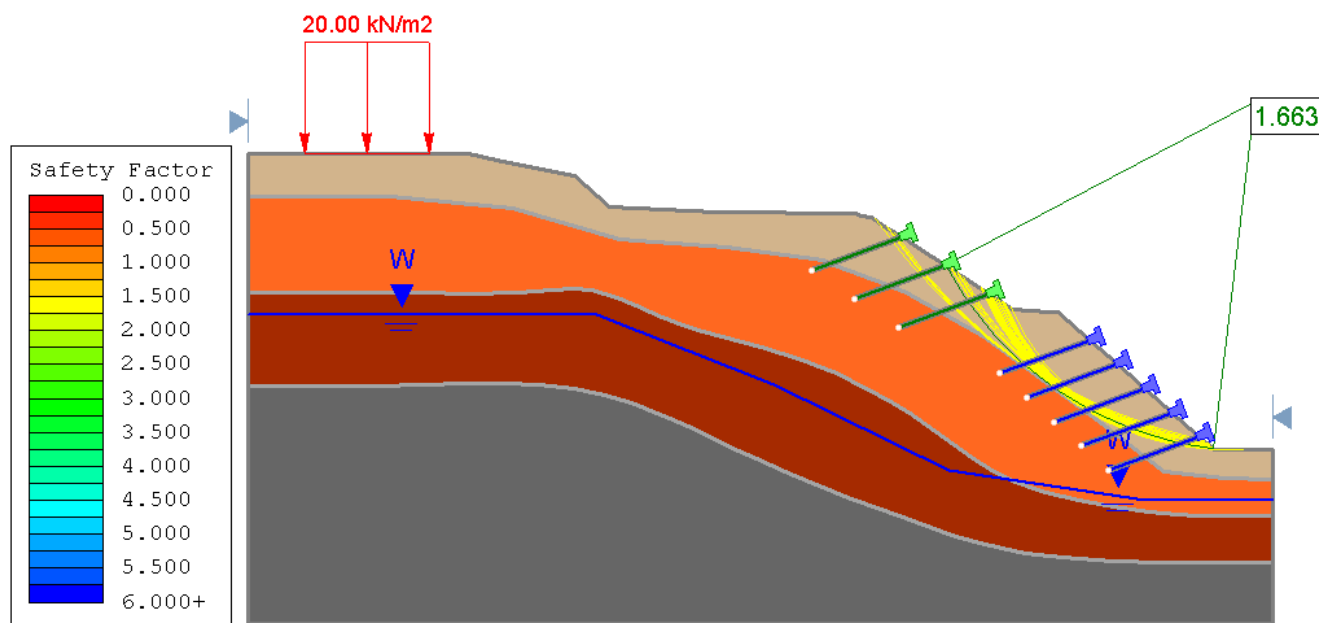


Figura 35: Análise de estabilidade após a execução da contenção em solo grampeado, FS=1,663, no PGG 02 TL-02, pelo método de Bishop Simplificado (ruptura circular)

Tabela 26: Fatores de segurança encontrados, estabilidade global para PGG02

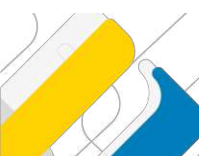
Método	Bishop Simplificado (Ruptura Circular)	GLE/Morgenstern-Price (Ruptura não Circular)	Spencer (Ruptura não Circular)
Fator de Segurança	1,663	1,831	1,828

7.5 Perfil Geológico-Geotécnico – PGG03

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento das camadas de solo foram definidos conforme a **Tabela 27**, onde as camadas de solo foram obtidas através dos valores de referência de Joppert Jr. (2007) e dos ensaios realizados. Foi aplicada uma sobrecarga de 20kN/m², em atendimento aos critérios estabelecidos pela NBR 11682.

Tabela 27: Caracterização do Subsolo – PGG03 TL-02

Descrição	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	OBS.
Areia Fina Silto-Argilosa	18	7	22	Na segunda camada os parâmetros utilizados foram obtidos nos ensaios realizados. Para as demais camadas, os parâmetros foram adaptados de Joppert Jr. (2007).
Argila Siltosa (Nspt 13-30)	19	44	23	
Argila Siltosa (Nspt>48)	19	25	24	
Camada Impenetrável	20	30	35	



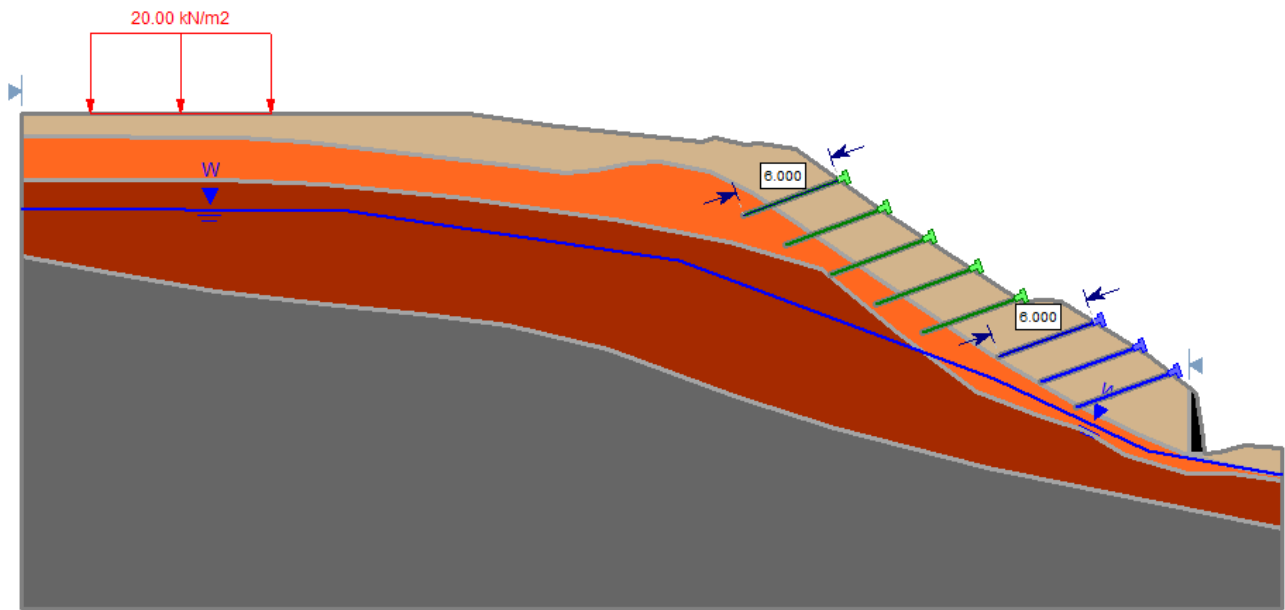


Figura 36: Modelo de solução em Solo Grampeado, PGG03 TL-02

7.5.1 Cálculo de estabilidade e verificações

Foi considerada a seção modelada a partir do levantamento topográfico realizado, tendo em vista as características já mencionadas e adotada a solução mais adequada.

7.5.1.1 Dados de entrada no software

O software foi alimentado com os seguintes dados de entrada:

- **Capacidade de tração máxima da barra de aço (*tensile capacity*)**

Foram adotadas barras de aço CA50 Ø20mm, com comprimento igual a 6m. Já considerando perdas de seção do aço por efeitos da corrosão superficial, foi considerada uma redução de 1,2 mm da seção resistente do aço adotado referente ao meio não agressivo e a vida útil da obra de 50 anos, conforme a ABNT NBR 16920-2/2021. Logo:

$$T_{max} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 105,78 \text{ kN}$$

- **Força normal à face (*plate capacity*)**

Foi considerada que toda a tração será resistida pelos grampos, não chegando carga na face do talude.

- **Reação solo-grampo (*bond strength*)**

Devido à heterogeneidade das camadas, e falta de informações adicionais tais como ensaios de arrancamento (recomenda-se a realização destes ensaios para confirmação dos q_s adotados), considerou-se de forma conservadora a resistência ao cisalhamento unitária (q_s), como sendo o valor proposto por Ortigão e Sayão (2004), já considerando as camadas médias em que estão inseridos os

grampos, com acréscimo de adesão devido a duas fases de injeção e minoração da aderência. Permitindo assim o cálculo adesão solo-grampo.

Tabela 28: Valores estimados de q_s

Descrição	q_s estimado (kPa)	q_s projeto (kPa)	T (kN/m)
Areia Fina Silto-Argilosa	132,9	110,8	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 110,8 = 35$
Argila Siltosa (Nspt 13-30)	249,7	208,1	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 208,1 = 65$
Argila Siltosa (Nspt >48)	299,3	249,4	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 249,4 = 78$
Camada Impenetrável	301,7	251,4	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 251,4 = 79$

$$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot q_{s,projeto}$$

onde,

$$q_{s,projeto} = \frac{q_{s,estimado}}{1,2}$$

7.5.1.2 Resumo das características do solo grampeado

Para a análise da estabilidade do talude foi estudado o modelo da seção mais crítica, sendo utilizadas as seguintes características:

- $L = 6$ m;
- $\alpha = 20^\circ$;
- Malha Vertical (suporte 1) = 1,50 m;
- Malha Vertical (suporte 2) = 1,75 m;
- Malha Horizontal = 2,00 m;
- $\phi = 20$ mm;
- $\phi_{perf} = 100$ mm.

7.5.1.3 Análise de estabilidade

O modelo elaborado (PGG03 – TL02) a partir das características descritas conduziu o menor Fator de Segurança sendo (FS_{PGG3}) de **$FS_{PGG3}=1,655$** , em condições normais de saturação do solo, segundo as sondagens realizadas. De acordo com os níveis de segurança estabelecidos na NBR 11682/2009 (**De acordo** com a norma NBR 11682/2009 para a estabilização das anomalias em questão, exigem os fatores de segurança mínimos para cada nível de segurança. Para as modelagens do PGG01, PGG02, PGG03 e PGG04 exigem-se o nível Alto de segurança em relação à possibilidade de perdas de vidas humanas e alto quanto à possibilidade de danos materiais. Logo, o FS - Fator de Segurança adotado para estabilização desta anomalia é de 1,5.

Tabela 21) está assegurada a estabilidade do maciço quanto a estas condições de projeto, além do atendimento ao critério de segurança estabelecido.

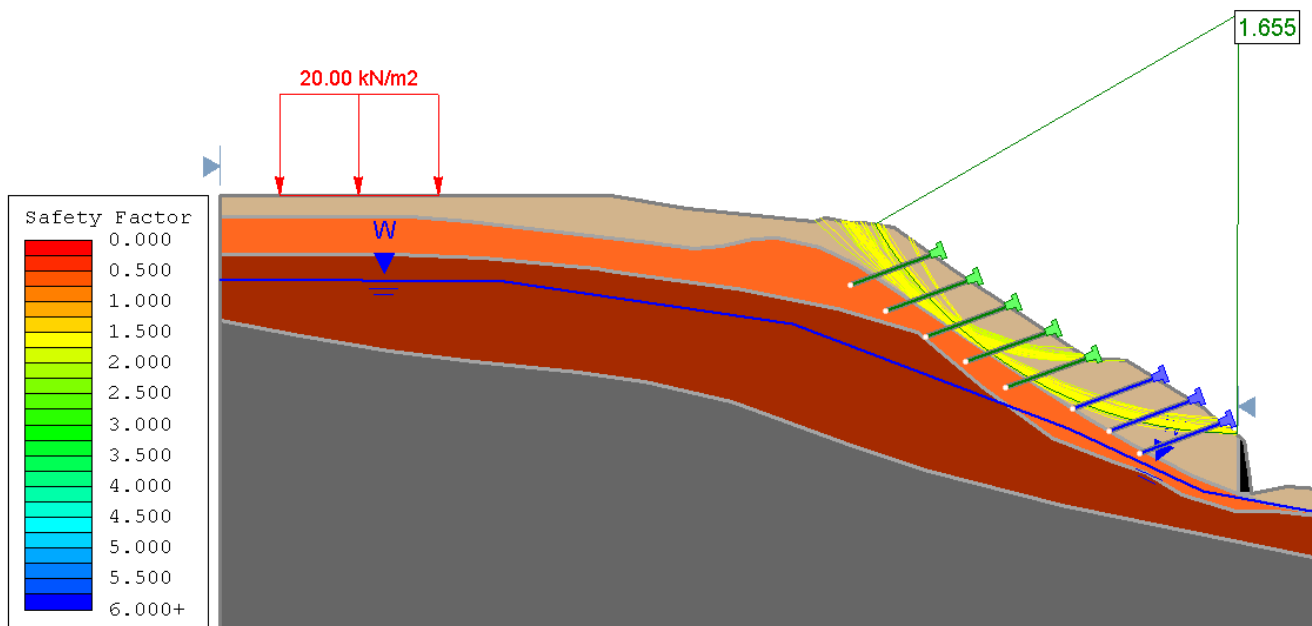


Figura 37: Análise de estabilidade após a execução da contenção em solo grampeado, FS=1,655, no PGG 03 TL-02, pelo método de Bishop Simplificado (ruptura circular)

Tabela 29: Fatores de segurança encontrados, estabilidade global para PGG03

Método	Bishop Simplificado (Ruptura Circular)	GLE/Morgenstern-Price (Ruptura não Circular)	Spencer (Ruptura não Circular)
Fator de Segurança	1,655	1,683	1,701

7.6 Perfil Geológico-Geotécnico – PGG04

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento das camadas de solo foram definidos conforme a **Tabela 30**, onde as camadas de solo foram obtidas através dos valores de referência de Joppert Jr. (2007) e dos ensaios realizados. Foi aplicada uma sobrecarga de 20kN/m², em atendimento aos critérios estabelecidos pela NBR 11682.

Tabela 30: Caracterização do Subsolo – PGG04 TL-02

Descrição	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	OBS.
Areia Fina Silto-Argilosa	18	7	22	Na segunda camada os parâmetros utilizados foram obtidos nos ensaios realizados. Para as demais camadas, os parâmetros foram adaptados de Joppert Jr. (2007).
Argila Siltosa (Nspt 5-11)	19	44	23	
Argila Siltosa (Nspt 17-45)	19	25	24	
Camada Impenetrável	20	30	35	



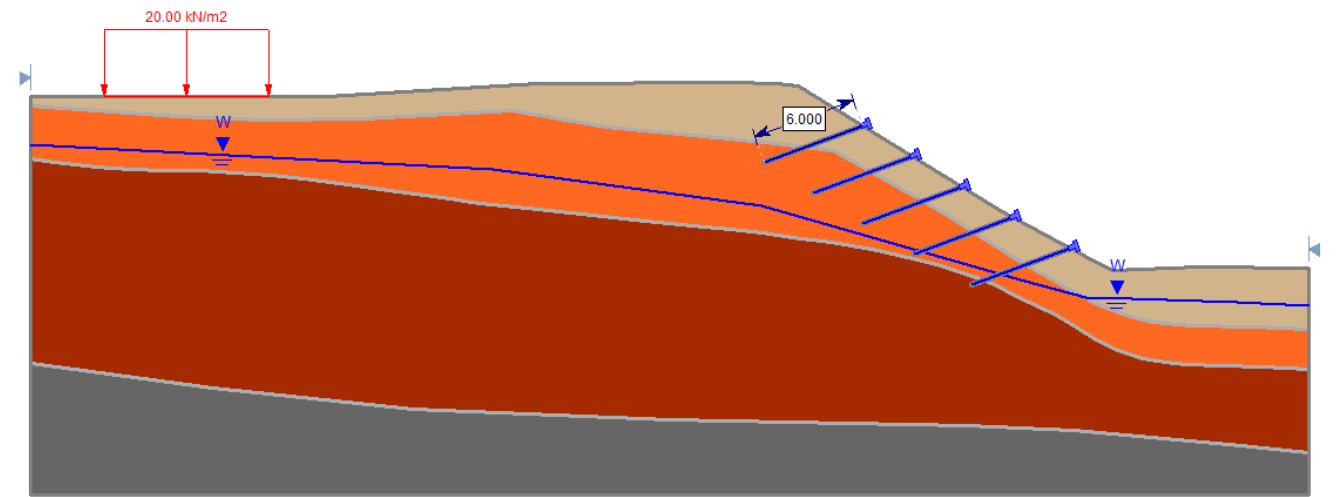


Figura 38: Modelo de solução em Solo Grampeado, PGG04 TL-02

7.6.1 Cálculo de estabilidade e verificações

Foi considerada a seção modelada a partir do levantamento topográfico realizado, tendo em vista as características já mencionadas e adotada a solução mais adequada.

7.6.1.1 Dados de entrada no software

O software foi alimentado com os seguintes dados de entrada:

- **Capacidade de tração máxima da barra de aço (*tensile capacity*)**

Foram adotadas barras de aço CA50 Ø12,5mm, com comprimento igual a 6m. Já considerando perdas de seção do aço por efeitos da corrosão superficial, foi considerada uma redução de 1,2 mm da seção resistente do aço adotado referente ao meio não agressivo e a vida útil da obra de 50 anos, conforme a ABNT NBR 16920-2/2021. Logo:

$$T_{max} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 34,83 \text{ kN}$$

- **Força normal à face (*plate capacity*)**

Foi considerada que toda a tração será resistida pelos grampos, não chegando carga na face do talude.

- **Reação solo-grampo (*bond strength*)**

Devido à heterogeneidade das camadas, e falta de informações adicionais tais como ensaios de arrancamento (recomenda-se a realização destes ensaios para confirmação dos q_s adotados), considerou-se de forma conservadora a resistência ao cisalhamento unitária (q_s), como sendo o valor proposto por Ortigão e Sayão (2004), já considerando as camadas médias em que estão inseridos os grampos, com acréscimo de adesão devido a duas fases de injeção e minoração da aderência. Permitindo assim o cálculo adesão solo-grampo.

Tabela 31: Valores estimados de q_s

Descrição	q_s estimado (kPa)	q_s projeto (kPa)	T (kN/m)
Areia Fina Silto-Argilosa	163,6	136,3	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 136,3 = 43$
Argila Siltosa (Nspt 5-11)	191,8	159,8	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 159,8 = 50$
Argila Siltosa (Nspt 17-45)	273,0	227,5	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 227,5 = 71$
Camada Impenetrável	301,7	251,4	$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot 251,4 = 79$

$$T = \pi \cdot \phi_{furo} \cdot q_{s,projeto}$$

onde,

$$q_{s,projeto} = \frac{q_{s,estimado}}{1,2}$$

7.6.1.2 Resumo das características do solo grampeado

Para a análise da estabilidade do talude foi estudado o modelo da seção mais crítica, sendo utilizadas as seguintes características:

- $L = 6$ m;
- $\alpha = 20^\circ$;
- Malha Vertical = 1,75 m;
- Malha Horizontal = 2,00 m;
- $\phi = 12,5$ mm;
- $\phi_{perf} = 100$ mm.

7.6.1.3 Análise de estabilidade

O modelo elaborado (PGG04 – TL02) a partir das características descritas conduziu o menor Fator de Segurança sendo (FS_{PGG4}) de **$FS_{PGG4}=1,778$** , em condições normais de saturação do solo, segundo as sondagens realizadas. De acordo com os níveis de segurança estabelecidos na NBR 11682/2009 (**De acordo** com a norma NBR 11682/2009 para a estabilização das anomalias em questão, exigem os fatores de segurança mínimos para cada nível de segurança. Para as modelagens do PGG01, PGG02, PGG03 e PGG04 exigem-se o nível Alto de segurança em relação à possibilidade de perdas de vidas humanas e alto quanto à possibilidade de danos materiais. Logo, o FS - Fator de Segurança adotado para estabilização desta anomalia é de 1,5.

Tabela 21) está assegurada a estabilidade do maciço quanto a estas condições de projeto, além do atendimento ao critério de segurança estabelecido.

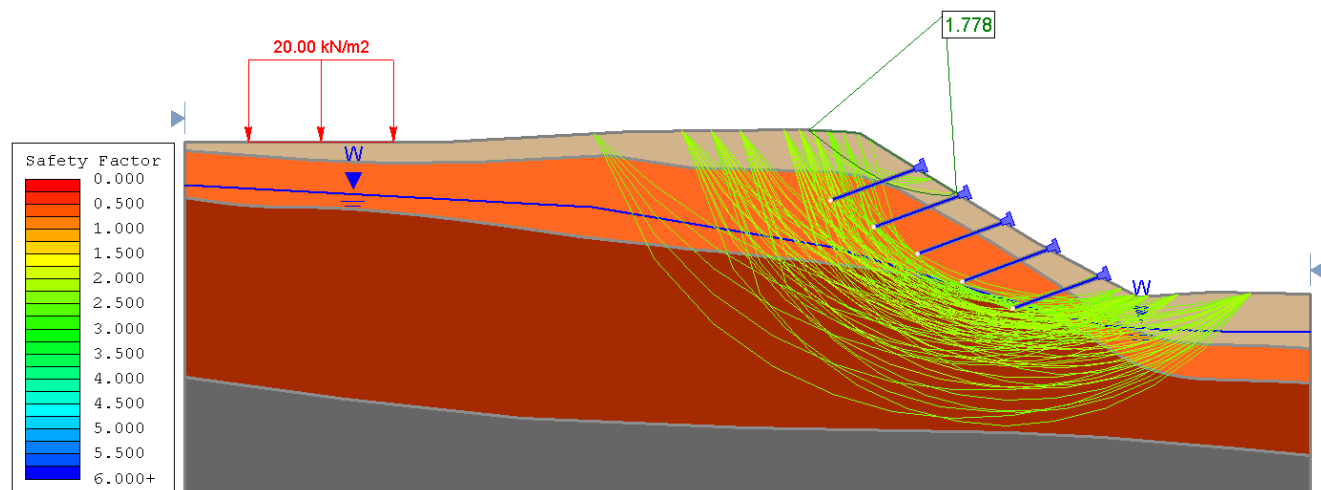


Figura 39: Análise de estabilidade após a execução da contenção em solo grampeado, FS=1,778, no PGG 04 TL-02, pelo método de GLE/Morgenstern-Price (ruptura não circular)

Tabela 32: Fatores de segurança encontrados, estabilidade global para PGG04

Método	Bishop Simplificado (Ruptura Circular)	GLE/Morgenstern-Price (Ruptura não Circular)	Spencer (Ruptura não Circular)
Fator de Segurança	1,762	1,851	1,778

7.7 Resumo dos fatores de segurança

A **Tabela 33** apresenta o resumo dos fatores de segurança obtidos em cada seção para os três métodos: Bishop Simplificado, GLE/Morgenstern-Price e Spencer. Para as análises do PGG01, PGG02, PGG03 e PGG04 o FS obtido foi superior ao estabelecido por norma de acordo com os níveis de segurança (FS>1,65).

Tabela 33: Resumo dos fatores de segurança encontrados para as seções PGG1 ao PGG4– Talude 2.

Descrição da Seção	Bishop Simplificado (Ruptura Circular)	GLE/Morgenstern-Price (Ruptura não Circular)	Spencer (Ruptura não Circular)
PGG01 – TL02	2,339	2,266	2,293
PGG02 – TL02	1,663	1,831	1,828
PGG03 – TL02	1,655	1,683	1,701
PGG04 – TL02	1,762	1,851	1,778



8 CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme apresentado anteriormente, os fatores de segurança encontrados indicam que a solução proposta de solo grampeado e implantação de obras de drenagem estabilizam a região estudada, pois os fatores de segurança encontrados foram superiores ao fator de segurança estabelecido.

Conclui-se também que os dispositivos de drenagem dimensionados e/ou verificados atendem às condições e vazões de projeto, consequentemente, as suas respectivas bacias de contribuição.

Os resultados obtidos através das análises e verificações realizadas e descritas nesta memória de cálculo mostram que a estrutura está satisfatoriamente dimensionada e adequada ao carregamento proposto para a sua utilização.

Podemos concluir, então, que as estruturas, manterão sob as condições analisadas sua integridade com segurança no pleno uso de suas instalações.

9 REFERÊNCIAS

- [1] ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484 – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio-. Rio de Janeiro, 2020.
- [2]. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682 - Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.
- [3]. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [4]. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-7215 – Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 2019.
- [5]. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-7480 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- [6]. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-8953 – Concreto para fins estruturais – classificação por grupo de resistência. Rio de Janeiro, 2015.
- [7]. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-14931 – Execução de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [8]. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-16920-2 – Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados. Rio de Janeiro, 2021.
- [9]. PINTO, C.S., 2002, Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 2ª ed. Oficina de Textos. São Paulo/SP.
- [10]. PLANO DE DESENVOLVIMENTO E ZONEAMENTO DO PORTO DO ITAQUI E DO DISTRITO INDUSTRIAL DE SÃO LUÍS (EIA). Portfólio de Investimentos. Sumário Executivo. Setembro, 2001.
- [11]. REBELO-MOCHEL, F. Manguezais do Maranhão: Proteção e desenvolvimento. In: 47a. SBPC, 1995, São Luís. Anais da 47. Reunião da Sociedade Brasileira para o Progresso da Ciência. 1995. v.1.
- [12]. EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Solos do Nordeste. Unidade de Execução de Pesquisa e Desenvolvimento de Recife/PE. Recife, 2006.
- [13]. CLIMATOLOGIA em São Luís-MA, BR. CLIMATE-DATA. Disponível em: <https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/maranhao-206/>. Acesso em: 10 agosto 2021.
- [14]. JOPPERT JR, Ivan. Fundações e Contensões de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo: PINI, 2007. 221 p.
- [15]. CPRM. Relatório diagnóstico do município de Alcântara. Programa de Aceleração do Crescimento/CPRM – Serviço Geológico do Brasil, Teresina, 2011.
- [16]. DER - Departamento de Estradas de Rodagem Do Estado De São Paulo. DE 01/HID-002 – Projeto de Drenagem. São Paulo, 2001.

- [17]. ALFREDINI, Paolo; ARASAKI, Emília. Obras e gestão de portos e costas: A técnica aliada ao Enfoque logístico e ambiental. 2.ed. São Paulo: Edgar Blucher, 2009.
- [18]. CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações. v. 2. 6ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

São Luís – MA, 23 de setembro de 2022.

Terra Sol Engenharia

Eng.º Elídio Nunes Vieira
CREA SP: 2608714773

