

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ALINE CRISTHINA INÁCIO DE ARAUJO

MARCELO VITOR CHAVES PIMENTA

MATHEUS GOMES DA SILVA

TAYNARA SANTIAGO DA SILVA

**DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE CORTINA DE
CONTENÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA**

ANÁPOLIS / GO

2022

**ALINE CRISTHINA INÁCIO DE ARAUJO
MARCELO VITOR CHAVES PIMENTA
MATHEUS GOMES DA SILVA
TAYNARA SANTIAGO DA SILVA**

**DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE CORTINA DE
CONTENÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADORA: VANESSA HONORATO DOMINGOS

ANÁPOLIS / GO: 2022

FICHA CATALOGRÁFICA

ARAUJO, Aline Cristhina Inácio; PIMENTA, Marcelo Victor Chaves; SILVA, Matheus Gomes; Silva, Taynara Santiago.

Dimensionamento e execução de cortina de contenção em estacas hélice contínua.

91P (74 PÁGINAS), 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2022).

TCC - UniEVANGÉLICA
Curso de Engenharia Civil.

1. Estaca	2. Contenção
3. Solo	4. Empuxo
I. ENC/UNI	II. Bacharel

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ARAUJO, Aline Cristhina; PIMENTA, Marcelo Vitor Chaves; SILVA, Matheus Gomes; SILVA, Taynara Santiago. Dimensionamento e execução de cortina de contenção em estacas hélice contínua – Para região de Anápolis. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA, Anápolis, GO, 74p. 2022.

CESSÃO DE DIREITOS

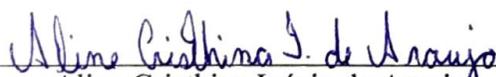
NOME DO AUTOR: Aline Cristhina Inácio de Araujo; Marcelo Vitor Chaves Pimenta; Matheus Gomes Da Silva; Taynara Santiago Da Silva.

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Dimensionamento e execução de cortina de contenção em estacas hélice contínua.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

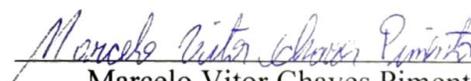
ANO: 2022

É concedida à UniEVANGÉLICA a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Aline Cristhina Inácio de Araujo

E-mail: alinecristhina1214@gmail.com



Marcelo Vitor Chaves Pimenta

E-mail: marcelochaves@hotmail.com



Matheus Gomes Da Silva

E-mail: matheusgomes.arc@gmail.com



Taynara Santiago Da Silva

E-mail: taynarasantiago@outlook.com

**ALINE CRISTHINA INÁCIO DE ARAUJO
MARCELO VITOR CHAVES PIMENTA
MATHEUS GOMES DA SILVA
TAYNARA SANTIAGO DA SILVA**

**DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE CORTINA DE
CONTENÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

APROVADO POR:

Vanessa Honorato Domingos

**VANESSA HONORATO DOMINGOS, Mestra (UniEVANGÉLICA)
(ORIENTADORA)**

Eduardo

**EDUARDO MARTINS TOLEDO, Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**

Kíria Nery Alves do Espírito Santo Gomes

**KÍRIA NERY ALVES DO ESPÍRITO SANTO GOMES, Mestra (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 30 de JUNHO de 2022. (DATA DA DEFESA)

RESUMO

Neste trabalho de conclusão de curso apresenta o dimensionamento geotécnico de uma cortina de contenção de um empreendimento residencial multifamiliar de alto padrão. A cortina de contenção foi executada em estacas hélice contínua com a função de conter o maciço do solo do terreno vizinho, e ganhar área construída para o pavimento subsolo. Foram estudados os tipos de contenção e seus métodos construtivos, assim optou-se pela execução de uma cortina de contenção em estacas hélices contínuas. Sem delonga foram apresentados os métodos de cálculo para o dimensionamento, assim sendo escolhido o Método clássico (Equilíbrio Limite), que permite calcular a ficha da estaca. Para análise da estabilidade ao deslizamento foi utilizado o programa Slide, o programa permite realizar o cálculo da estabilidade do talude pelo método de Bishop Simplificado entre outros. A partir da análise foi constatado que a solução dimensionada apresenta estabilidade superior à proposta pela ABNT NBR 11682:2009. As estacas executadas não atingiram o nível da rocha do solo estudado segundo o laudo de sondagem do terreno, assim facilitando a execução dos furos, sendo uma solução rápida sem gerar adversidades na execução da subestrutura e infraestrutura.

PALAVRAS-CHAVE:

Estaca, solo, contenção e empuxo.

ABSTRACT

This work presents the geotechnical design of a retaining wall for a high-standard multifamily residential development. The retaining wall was executed in continuous flight auger piles with the function of containing the soil mass of the neighboring terrain and gaining built-up area for the basement floor. The types of retaining walls and their construction methods were studied, so it was decided to execute a retaining wall in continuous propeller piles. Without delay, the calculation methods for the design were presented, and the classic method was chosen (Equilibrium Limit), which allows the calculation of the pile sheet. The Slide program was used to analyze the sliding stability. The program allows the slope stability calculation using the Simplified Bishop method, among others. From the analysis it was found that the designed solution presents higher stability than the one proposed by ABNT NBR 11682:2009. The piles made did not reach the level of the soil rock studied according to the site survey report, thus facilitating the execution of the boreholes, being a quick solution without generating adversities in the execution of the substructure and infrastructure.

KEYWORDS:

Pile, soil, retaining, thrust.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Muros de gravidade	22
Figura 2 - Muro atirantado.....	22
Figura 3 - Muro de flexão.....	23
Figura 4 - Cortina Atirantada.	23
Figura 5 - Prancha vertical de Madeira	24
Figura 6 - Escoramento metálico.....	24
Figura 7 - Estaca prancha.	25
Figura 8 - Paredes-diafragma.	25
Figura 9 - Contenção em estacas espaçadas.	26
Figura 10 - Tirante.....	26
Figura 11 - Fundação Profunda	28
Figura 12 - Fundação rasa satapa	29
Figura 13 - Tubulão a céu aberto.....	29
Figura 14 - Fundação em caixão.....	30
Figura 15 - Perfuração de solo com trade continuo.....	31
Figura 16 - Concretagem da estaca juntamente com a extração do trado	32
Figura 17 - Introdução da armação manualmente	33
Figura 18 - Sistema de monitoramento na cabine	33
Figura 19 - Empuxo sobre um anteparo	35
Figura 20 - Variações no tipo de empuxo com o deslocamento da parede	35
Figura 21 - Equilíbrio entre as forças horizontais e os momentos	37
Figura 22 - Cálculo da Ficha	38
Figura 23 - Distribuição dos esforços na estrutura.....	38
Figura 24 - Teoria de Rankine para empuxo	40
Figura 25 - Dígrama da tensão exercida pelo solo.	40
Figura 26 - Lamela de Bishop	41
Figura 27 - Fachada genérica do empreendimento.....	43
Figura 28 - Localização das sondagens.....	45
Figura 29 - Localização do empreendimento	45
Figura 30 - Nivelamento do terreno.	46
Figura 31 - Viga de coroamento	47
Figura 32 - Croqui do perfil geotécnico	48

Figura 33 - Propriedades de solos	51
Figura 34 - Esforços atuantes na Estrutura.....	53
Figura 35 - Digrama liquido	53
Figura 36 - Profundidade da ficha	54
Figura 37 - Contenção	55
Figura 38 - Propriedade da rocha	56
Figura 39 - Análise de Estabilidade Bishop Simplificado.....	57
Figura 40 - Análise de Estabilidade Janbu Simplificado.....	57
Figura 41 - Análise de Estabilidade Spencer.....	57
Figura 42 - Análise de Estabilidade GLE / Morgenstern-Price	58

LISTA DE TABELA

Tabela 1 - Valores para o coeficiente de Poisson.....	49
Tabela 2 - Propriedades dos Solos Analisados.....	49
Tabela 3 - Valores para α	50
Tabela 4 - Valores da relação k.....	50
Tabela 5 - Cálculo do diagrama liquido.....	52
Tabela 6 - Cálculos dos momentos atuantes na estrutura.....	54
Tabela 7 - Valores de FS Min por método.....	56

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	19
1.1 JUSTIFICATIVA.....	20
1.2 OBJETIVO GERAL	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO E SEUS TIPOS.....	21
2.1.1 Muros.....	21
2.1.2 Cortinas	23
2.2 TIRANTES	26
2.3 FUNDAÇÕES.....	28
2.3.1 Tubulão.....	29
2.3.2 Caixão	29
2.3.3 Estaca hélice contínua	30
2.4 MÉTODO DE CÁLCULO	34
2.4.1 Empuxo.....	34
2.4.1.1 Empuxo de terra.....	34
2.4.2 Método clássico	36
2.4.2.1 Determinação do empuxo Teoria de Rankine (1857).....	39
2.5 ESTABILIDADE DE TALUDES	41
2.5.1 Método de Bishop simplificado	41
3 ESTUDO DE CASO	43
3.1 DISCRIÇÃO DO EMPREEDIMENTO	43
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICAS.....	44
3.3 CARACTERIZAÇÃO DA VIZINHANÇA	44
3.4 MÉTODO EXECUTIVO DA CONTENÇÃO.	46
3.5 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	47
3.5.1 Dimensionamento da ficha	48
3.5.2 Verificação de estabilidade global.....	55
4 CONCLUSÃO.....	59
4.1 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS	59
REFERÊNCIAS	60
ANEXO A – FACHADA GENÉRICA DO EMPREEDIMENTO.....	63

ANEXO B – RESULTADO DO ENSAIO SP – 03	64
ANEXO C – RELATÓRIO TÉCNICO DE ENSAIO DETERMINAÇÃO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL	67
ANEXO D – PROJETO DE CONTENÇÃO	71
ANEXO E – PARÂMETROS MÉDIOS DOS SOLOS.....	72
ANEXO F – RELATÓRIO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES PARA CONTENÇÃO GERADO NO SLIDE.....	73

1 INTRODUÇÃO

A construção civil em todo país tem crescido de forma acelerada, e não é diferente com a região de Anápolis, situada no estado de Goiás, que nas últimas décadas tem aumentada a demanda para espaços para construção. Como solução para esta grande demanda de espaços é adotada a execução de edifícios, principalmente condomínios verticais com vários níveis de subsolos com o emprego de garagens e depósitos, sendo que estes ambientes exigem menos ventilação e iluminação natural.

A cidade de Anápolis apresenta sérios problemas com erosões, inundações e assoreamento. Um estudo apresentado por Lacerda (2004), descreveu uma série de riscos geológicos da cidade e suas relações com o uso da terra. Tendo em vista tais adversidades no solo, as análises da viabilidade na execução destes empreendimentos são fundamentais para a melhor escolha de projetos, técnicas de escavação e contenção, gerando maior segurança e economia.

De acordo com Barros (2010), as estruturas de contenção em geral têm como finalidade prover estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. São estruturas que fornecem suporte a estes maciços e evitam o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos.

Os principais exemplos de contenções a serem citadas são: Muros de gravidade, muros atirantados, muros de flexão, gabiões, cortinas atirantadas, pranchas verticais de madeira, escoramentos metálicos, estacas prancha, paredes diafragma e estacas justapostas.

As estruturas de contenções, a exemplo dos arrimos estão entre os métodos construtivos executados desde o início das civilizações, todavia os primeiros métodos para os cálculos de dimensionamento de contenção foram ser desenvolvidos no século de XVIII pelo engenheiro francês Charles Augustin de Coulomb, que em 1773 apresentou seu trabalho "*Essai sur une desrègles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture*". Estudos que posteriormente foram amplamente analisados e aplicadas em obras de terras.

Desta forma, este trabalho tem como finalidade a análise do dimensionamento geotécnico de uma cortina de contenção executada com estacas tipo hélice, num edifício de alto padrão com 17 pavimentos mais térreo situado na cidade de Anápolis cujo o terreno tem o desnível de aproximadamente 4 m em relação ao nível do terreno vizinho.

1.1 JUSTIFICATIVA

A contenção, escavação junto a fundação são pontos iniciais em uma obra de pequeno ou grande porte, segundo Pedrozo (2018) o custo compromete em média 3 a 7% do orçamento total de uma obra, tendo em vista isso, a importância de entender seu estudo de viabilidade e dimensionamento para a melhor escolha técnica, econômica e segura é fundamental, para assim ter uma execução compatível com o custo não gerando mais despesas ao longo da obra e vida útil do edifício.

1.2 OBJETIVO GERAL

O principal objeto de estudo deste trabalho de conclusão de curso é dimensionamento geotécnico de uma estrutura de contenção, levando em conta os cálculos e análise dos dados de um caso real na cidade de Anápolis, Goiás.

1.1.1 **Objetivos Específicos**

Para atingir o objetivo geral proposto são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Apresentar os conceitos de contenção, seus modelos e engastes;
- Introduzir os conceitos e os principais modelos de cálculo estabelecidos pelas teorias de dimensionamento de contenções de terreno em ênfase o cálculo de empuxo de terra, passivo e ativo;
- Apresentação do estudo de caso da obra e destacar quais características do empreendimento e do entorno influenciam no dimensionamento da estrutura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O principal objeto de estudo deste Trabalho de Conclusão de curso é o dimensionamento geotécnico de uma contenção, levando em consideração o dimensionamento serão abordados os seguintes tópicos como base teórica: Contenção e seus tipos, fundações profundas, estacas hélice contínua e sua técnica construtiva, empuxo de terra e por fim utilização do Método clássico (equilíbrio limite) com base livre, para o seu dimensionamento.

2.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO E SEUS TIPOS

A contenção pode ser descrita como todo elemento ou estrutura designado para contrapor-se as forças de empuxo e tensões geradas pela construção ou solo. Dentre os tipos de contenção mais usuais tem-se: os muros de arrimo, cortinas e escoramento. (RESENDE, 2017).

São construídas tanto em alvenarias quanto em concreto sendo ele armado ou simples ou ainda de elementos especiais. Sua fundação pode ser executada de modo direta, rasa e corrida ou profunda, em estacas e tubulões (RESENDE, 2017).

Escoramentos são estruturas construídas provisoriamente com finalidade de proporcionar construções de outras obras. São tipos de contenções geralmente utilizadas para facilitar a execução de obras enterradas ou assentadas embutidas no terreno.

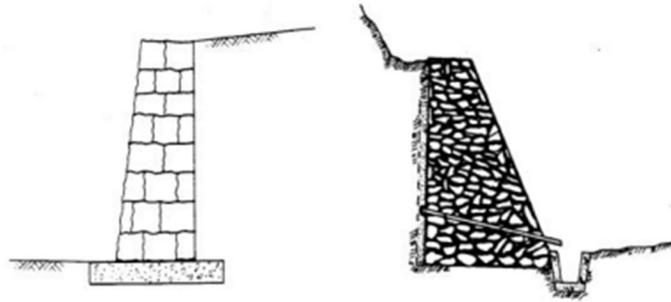
Cortinas se caracterizam por serem contenções ancoradas ou apoiadas em outras estruturas, definida pela sua pequena deslocabilidade em função de sua alta resistência a esforços horizontais.

2.1.1 Muros

Os muros são estruturas de contenção do tipo contínuas, construídas em paredes verticais ou quase verticais apoiada em fundações rasas ou profundas, podendo ser divididos em: muros de gravidade, atirantados e flexão.

Muros de gravidade são construções que por sua vez resistem as forças de empuxos horizontais pelo seu peso próprio, comumente realizada em desníveis de até 5 metros em terrenos onde possibilitam a acomodação de sua seção transversal, que representa aproximadamente 40% de sua altura. Para o seu processo construtivo pode-se utilizar concreto ou pedra como mostra a Figura 1 (RESENDE, 2017).

Figura 1 - Muros de gravidade



Fonte: GERSCOVICH (2017).

Muros atirantados são estruturas denominadas de mista que na sua confecção são utilizados concreto ou alvenaria, com barras de aço inseridas e utilizadas como tirantes que amarram o muro nos blocos, estacas ou outros elementos inseridos na execução como mostra a Figura 2. Este meio de construção se torna uma alternativa de baixo custo e costuma ser empregado em construções de até 3 m sendo locais onde seus tirantes não venha ser um obstáculo para obras posteriores.

Figura 2 - Muro atirantado.



Fonte: HABITISSIMO (2021).

Muros de flexão são estrutura com característica esbelta com sua seção transversal em “L”, representado na Figura 3, onde parte da sua estrutura é apoiada resistindo aos esforços solicitados. Este método construtivo resiste a empuxos por flexão onde costuma-se utilizar concreto armado, geralmente a sua execução torna-se uma opção não econômica para contenções com alturas de 5 a 7 m (GERSCOVICH, 2017).

Figura 3 - Muro de flexão.



Fonte: GERSCOVICH (2017).

2.1.2 Cortinas

Cortinas são contenções ancoradas ou acopladas a outras estruturas, que por sua vez diminui os deslocamentos. Comporta-se em um estado plástico, o que resulta em solicitação maiores de esforços, dividindo-as em: cortinas atirantadas, escavações escoradas (RESENDE, 2017).

Cortinas atirantadas: Estruturas executada com concreto armado que atuam junto com tirantes cravados no solo formado por cordoalhas ou barras de aço que resistem a tração e mantem a estabilidade da estrutura em conjunto representado na Figura 4 (PERERIRA, 2018).

Figura 4 - Cortina Atirantada.



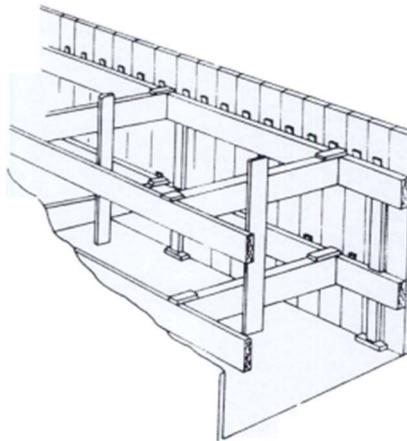
Fonte: PROGEO (2020)

Escavações escoradas são estruturas construídas provisoriamente com finalidade de proporcionar construções de outras obras. São tipos de contenções geralmente utilizadas para o facilitamento de execuções de obras enterradas ou assentadas embutidas no terreno. Dividido

em pranchas verticais de madeira, escoramento metálico, estacas prancha, paredes diafragma e estacas justapostas (RESENDE, 2017).

Pranchas verticais de madeira são utilizadas geralmente para contenção de valas constituídas em projetos de água e esgoto. É uma estrutura que se resume em pranchas cravadas na vertical. Quando a prancha atinge certa profundidade e conseqüentemente não suporta os esforços solicitados, é inserido longarinas e estroncas de forma perpendicular a parede, demonstrado na Figura 5.

Figura 5 - Prancha vertical de Madeira



Fonte: HARRIS (1983).

Escoramento metálico representado na Figura 6, resume em perfis tipo "I" e aço inseridos na vertical em vãos antes do início da escavação, em sequência, e executado os cortes. São inseridas as pranchas de madeiras entre meio os perfis para a execução de pilares.

Figura 6 - Escoramento metálico



Fonte: FOUNDATIONS (2017).

Estacas prancha são perfis com seções em formato de ``U`` ou ``Z`` com seus respectivos encaixes longitudinais que juntos formam paredes contínuas por justaposição de peças representado na Figura 7.

Figura 7 - Estaca prancha.



Fonte: FOUNDATIONS (2017).

Paredes-diafragma são contenções com execução de concretagem feita a partir de tremonhas, sendo posteriormente inserido a armadura da peça em trincheiras escavadas, tendo sua estabilidade antes do processo de concretagem com aplicação de lama bentanítica, representado na Figura 8.

Figura 8 - Paredes-diafragma.



Fonte: GEOFIX (2020).

Estacas justapostas são peças de contenção que podem ser executadas de forma cravada ou escavada, mostrado na Figura 09, formam paredes de contenção associadas de vigas de coroamento. Este tipo de solução pode ser executado por escavação de estacas a seco, hélice contínua, estacas raiz podendo utilizar até cravação de pranchas metálicas. O processo

executivo de uma contenção em estacas secante representado na Figura 9, são justapostas às estacas dispostas paralelamente com interseção, formando uma parede contínua.

Figura 9 - Contenção em estacas espaçadas.

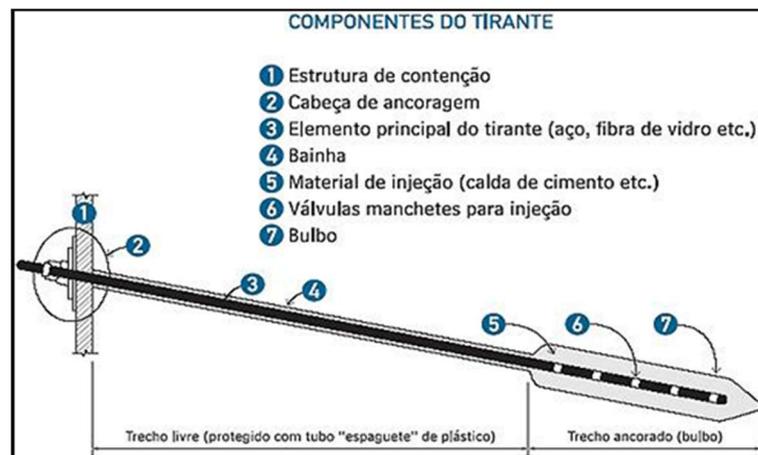


Fonte: FABRICIO GONZALEZ (2021).

2.2 TIRANTES

Os tirantes trata-se de um elemento linear cuja função é transmitir esforços de tração entre suas extremidades (YASSUDA; DIAS, 1998). Segundo Ramirez (2016) a estrutura em questão está representada na Figura 10 e a sua divisão é composta por: elemento de contenção, cabeça de ancoragem, trecho livre, bainha, material de injeção, válvula e bulbo.

Figura 10 - Tirante



Fonte: TRISUL (2017).

- Elemento de contenção (muros, placas, cortinas de contenção).

- Cabeça de ancoragem: parte que suporta o elemento. Existem variações de cabeça, dependendo de sua forma e aplicação, mas em geral, é dividido em placas de apoio, cunha de grau e blocos de ancoragem.
- Trecho livre (elemento principal): região onde é encontrado o tirante que pode constituir de barras, fios ou cordoalhas, parte onde está fica destacada da calda de cimento. Na sua execução costuma-se usar tubos ou mangueiras para a proteção do tirante contra o cimento.
- Bainha: calda de cimento que envolve o trecho livre.
- Material de injeção: calda de cimento aplicada na região do bulbo de ancoragem.
- Válvulas manchetes para injeção: aberturas que proporcionam a injeção da calda de cimento em maior volume para a confecção do bulbo de ancoragem. (PEREIRA, 2018).
- Bulbo: região onde se encontra o tirante (barras, fios ou cordoalhas) mas diferente do trecho livre esta entra em contato com a calda de cimento no qual forma o chamado bulbo de ancoragem. Parte em que fica responsável por transmitir esforços de tração da estrutura para o elemento. Esforço gerando pelo atrito do bulbo com o solo. (RESENDE *et al*, 2017).

Tirantes são classificados como ativo ou passivo de acordo com seu tipo de armação, sendo protendido (ativo), não protendido (passivo). No caso do tirante não protendido, a peça começa a trabalhar somente quando há deslocamento da cortina relativo à sua escavação. No processo de injeção da nata de cimento no tirante, existem duas possibilidades: injeção da nata em um único estágio e em múltiplos. (SANTOS, 2013).

O sistema de injeção em um único estágio é geralmente usado nos casos em que o tirante é executado em material de boa capacidade de suporte, normalmente rocha, ou quando não há grande vantagem em se executar mais de um estágio de injeção, visto que praticamente não levará ao alargamento adicional do bulbo, nem ao aumento do atrito com o maciço (YASSUDA & DIAS, 1996).

No método de construção de múltiplas injeções é injetado a calda de cimento em baixa pressão, posterior a cura da calda, injeta-se mais calda de cimento, no processo executivo conhecido como primário.

A NBR 5629 (ABNT, 2018) aconselha que ensaios que avaliam o desempenho desses tirantes sejam feitos em obra. Esses ensaios se dividem em: ensaio básico, ensaio de qualificação (obrigatório em 1% dos tirantes da obra, com um mínimo de dois ensaios por obra),

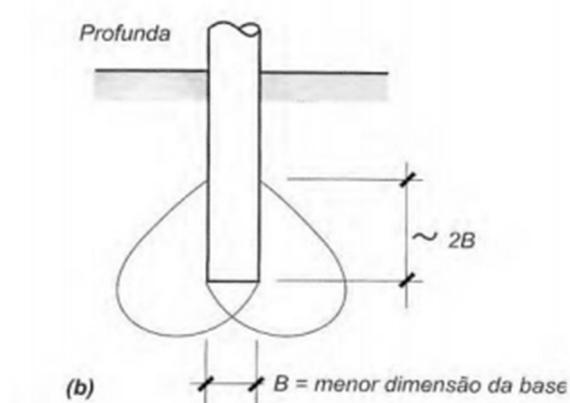
ensaio de recebimento (executado em todos os tirantes da obra) e ensaio de fluência (obrigatório em 1% dos tirantes da obra, com um mínimo de dois ensaios por obra). Os detalhes dos ensaios podem ser consultados na referida norma.

2.3 FUNDAÇÕES

A fundação de uma obra tem como elemento principal transmitir as cargas da estrutura para o terreno (AZEREDO, 1998). De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), as fundações são divididas em dois tipos: superficiais (rasas ou diretas) e profundas.

As fundações profundas (Figura 11) são aquelas que transmitem as cargas por meio do atrito lateral resultante do contato de seu comprimento com o solo ou da combinação entre a resistência da base com o atrito lateral. Tendo como profundidade mínima oito vezes maior que o diâmetro do fuste

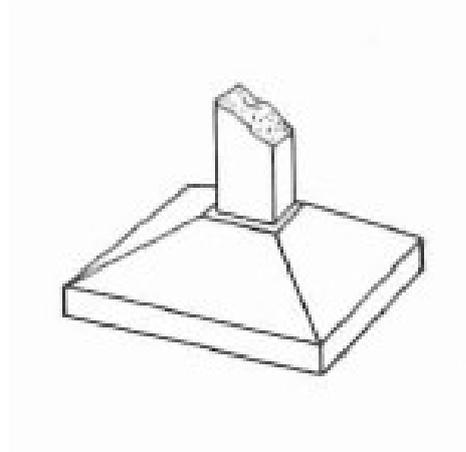
Figura 11 - Fundação Profunda



Fonte: VELLOSO E LOPES (2002).

Fundações rasas ou superficiais (Figura 12) são elemento da subestrutura que distribui a tensão sobre sua base. Esse tipo de fundação se caracteriza pela sua profundidade ser inferior a duas vezes sua menor dimensão, sendo utilizada no máximo 3,00 metros abaixo do piso (RODRIGUES, 2021).

Figura 12 - Fundação rasa satapa



Fonte: VELLOSO E LOPES (2002).

2.3.1 Tubulão

O Tubulão é um tipo de fundação profunda que após a escavação é necessário a descida de um operário, a sua base pode ser alargada ou não, esse tipo de fundação não é muito utilizado devido baixo nível de segurança, porém é uma das mais eficaz para prédios de alto porte, o mesmo pode ser executado a céu aberto, demonstrado na Figura 13, ou por ar comprimido.

Figura 13 - Tubulão a céu aberto

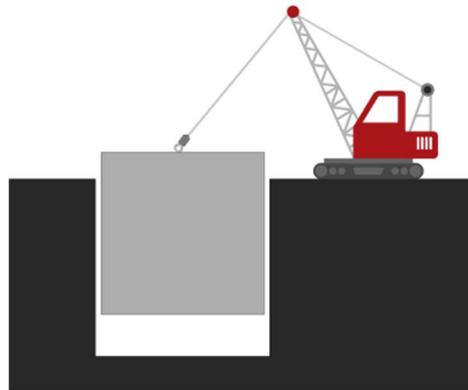


Fonte: ALBUQUERQUE (2019).

2.3.2 Caixão

Caixão (Figura 14) é um tipo de fundação profunda contendo a forma prismática, o mesmo pode ser concretado fora do local e instalado posteriormente por escavação e assim como o tubulões podem ter a base alargadas ou não e podem ser instalados por ar comprimido.

Figura 14 - Fundação em caixão



Fonte: ALBUQUERQUE (2019).

2.3.3 Estaca hélice contínua

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) é uma estaca de concreto moldada in loco, na qual a sua execução é mediante a introdução no terreno. De um trado helicoidal contínua, onde, é introduzido pela própria haste o concreto, paralelo à sua retirada. Após sua concretagem, é então inserido a armação. Para o seu dimensionamento é necessário conhecer as características dos elementos da fundação, atendendo então, aos requisitos de segurança, entregando algo de qualidade e dentro da norma, executando de acordo com o projeto.

Este tipo de estrutura será abordado com mais detalhes por ser parte do objeto de estudo deste trabalho.

A origem da estaca hélice contínua (EHC) teve sua iniciativa nos Estados Unidos na década de 50. Na Alemanha teve seu início na década de 70 onde se espalhou-se pela Europa (MAGALHÃES, 2005), porém só foi adotada no Brasil no final da década de 1980, por trazer boas vantagens, como: o baixo nível de vibração e sua eminente produtividade, podendo ser executada abaixo do lençol freático, penetrando camadas compactas do solo e por conter um monitoramento eletrônico, entrega os resultados de sua execução em tempo real.

Já as suas desvantagens estão ligadas a necessidades de áreas com maior espaço para sua execução na obra, e com poucas inclinações, devido ao equipamento de grande porte, isso junto a um custo alto, comparado aos outros métodos de execução, pelo fato da mobilização dos equipamentos (PEREIRA, 2017).

No Brasil, no final da década de 90, o número de equipamentos aumentou bastante tornando assim reduzindo custo. De acordo com o Pereira (2017) atualmente o mercado

comporta equipamentos com o diâmetro de 70 a 150 cm, podendo ser executas estacas com uma grande profundidade, chegando até 38 metros aproximadamente.

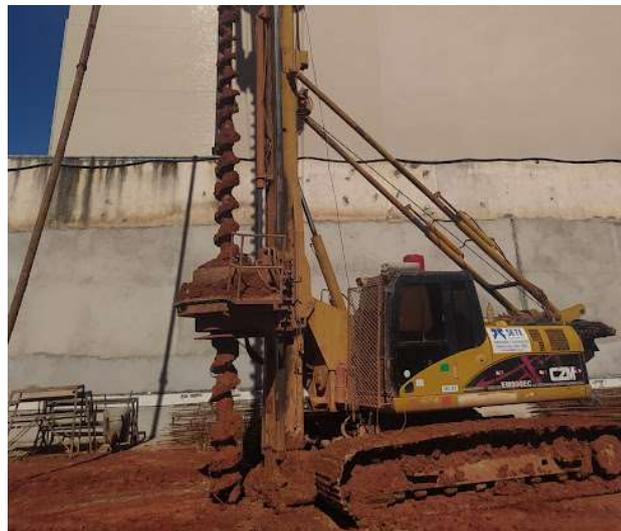
A sua classificação deve ser julgada como estacas tradicionais ou estacas escavadas, onde no seu processo executivo há uma certa descompressão do solo em si, indicando ser uma estaca sem deslocamento (DANZIGER, 2021).

A metodologia executiva dessa estaca segue os seguintes estágios: perfuração, concretagem concomitante, a retida do trado e colocação de armação.

A perfuração constitui-se na inserção da hélice contínua no solo, representada na Figura 15, de forma rotacional, conduzido por motores hidráulicos próximos da extremidade elevada da hélice. Para que não seja introduzido solo ou até mesmo água no tubo no momento da escavação, sobre a extremidade da hélice é inserido uma tampa metálica, na qual é provisória, sendo retirada pelo concreto no seu início (DANZIGER,2021).

A sua profundidade é definida por projeto, e no decorrer de sua perfuração o trado da hélice não pode ser retirado, isso para garantir que não aconteça o alívio de tensão em seu solo.

Figura 15 - Perfuração de solo com trade contínuo



Fonte: AUTORES (2021).

Ao atingir a profundidade desejada, é então, bombeado continuamente o concreto, (sem brecha) em um tubo central, juntamente com a retirada da hélice, sem que ela gire, ou então gire lentamente no mesmo sentido de sua perfuração. Na extração da hélice, sua velocidade deve ser de maneira que a pressão do concreto que será introduzido em um furo seja mantida de maneira positiva (superior a um valor mínimo que for desejado).

Os parâmetros têm que ser conduzidos pelo operador, para evitar estrangulamentos e seccionamento do então fuste da estaca, como apresentado na Figura 16. Deve-se garantir a pressão do concreto, de forma que seja preenchido todos os vazios que ficaram na extração da hélice. As características do concreto usados devem ter as indicações pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

Figura 16 - Concretagem da estaca juntamente com a extração do trado



Fonte: AUTORES (2021).

Ao término da concretagem é então colocada a armadura. É introduzida a "gaiola" por operários, manualmente ou com a ajuda de um peso, ou até mesmo com um vibrador. Em geral as armaduras no topo com 4 a 5 m de comprimentos (inferior a cota de arrasamento), são as estacas sujeitadas apenas a esforços de compressão (DANZIGER,2021).

Já as estacas que são vinculadas a esforços transversais ou até mesmo tração, são aceitáveis a introdução de armaduras com um comprimento maior na extremidade inferior da gaiola de armadura deve ter as barras curvadas, de modo que forme um cone, onde, facilitará a entrada no concreto, e ter os espaçadores do tipo rolete. As "gaiolas" são feitas de barras que são usualmente com o diâmetro igual ou eminente a 16 mm, com estribos helicoidal soldado em barras longitudinais ou até mesmo circulares. Para a facilitação ao introduzir (Figura 17) a armadura é recomendada que o concreto tenha um slump superior, que é especificado e o seu tempo no decorrer da finalização da concretagem e a colocação da armadura ser o menor realizável (MAGALHÃES, 2005).

Figura 17 - Introdução da armação manualmente



Fonte: AUTORES (2021).

O controle da execução, de forma congruente o sistema de monitoração é capaz de proporcionar qualidade e confiança quanto à estaca, pois o mesmo permite que à análise das fases que são de extrema importância sejam acompanhadas na hora da execução da estaca. A monitoração pode ser eletronicamente ou por computador ligado a sensores colocados na máquina.

O aparelho é formado por um computador, sustentado pela bateria do equipamento, com o painel sendo digital e situado na cabine do operador e sensores na máquina ligados por fios a um computador representado na Figura 18. Os resultados da execução são apresentados no computador por meio de um drive, que pode ser removido e são avaliadas ou impressas por meio de software conveniente (MAGALHÃES, 2005).

Figura 18 - Sistema de monitoramento na cabine



Fonte: AUTORES (2021).

2.4 MÉTODO DE CÁLCULO

Ao longo da história da engenharia moderna foram elaborados diversos métodos de cálculo para o dimensionamento de estruturas de contenção ancoradas; Métodos Empíricos, Método de Winkler (Molas de Winkler), Método clássico ou equilíbrio limite, Métodos dos elementos finitos (MEF).

Neste trabalho será apresentado para o dimensionamento da contenção o Método Clássico, segundo Hachich *et al*, (2009), método se baseia nas teorias clássicas de Coulumb e Rankine, sobre as regras de máximos e mínimos aplicadas a estruturas de contenção, que deu início aos trabalhos sobre contenção na engenharia moderna. E por se tratar do método com uma ampla bibliografia, acabou se tornando o método mais popular na atualidade (MAGALHÃES, 2015).

Neste método é exposto todos os esforços atuantes em uma estrutura de contenção, neste caso as solicitações são dadas pelos empuxos de terra ativo e passivo, pela sobrecarga e, em alguns casos, pela pressão da água.

2.4.1 Empuxo

Os estudos sobre os empuxos se datam a mais de milênios, quando o filósofo, matemático, físico, engenheiro, inventor e astrônomo grego Arquimedes (287a.C. - 212a.C.) que desenvolveu o método de calcular, determinando "empuxo" a força vertical, dirigida para cima, que qualquer líquido exerce sobre um corpo, esta descoberta é conhecida nos dias atuais como princípio de Arquimedes (PINTO, 2006).

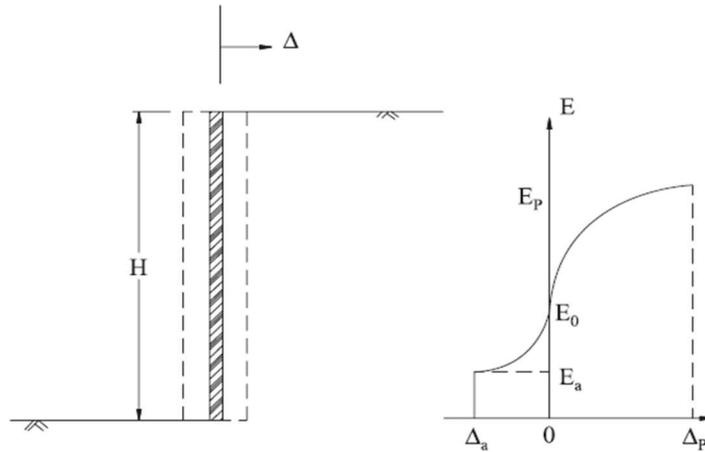
2.4.1.1 Empuxo de terra

Empuxo de Terra é o esforço que o talude vai exercer sobre a estrutura de apoio que pode ser um muro de arrimo, um muro de contenção, uma parede atirantada, encontro de pontes. Em outras palavras, se trata da pressão exercida (ação) pelo maciço de solo sobre o talude em contato.

Segundo Hachich (2009) o valor do empuxo sobre uma estrutura depende fundamentalmente da deformação que esta sofre. Pode-se visualizar esta interação efetuando-se um experimento que utiliza um anteparo vertical móvel, como mostrado na Figura 19,

suportando um desnível de solo onde também se verifica que a pressão exercida pelo solo sobre anteparo varia com o deslocamento deste último.

Figura 19 - Empuxo sobre um anteparo

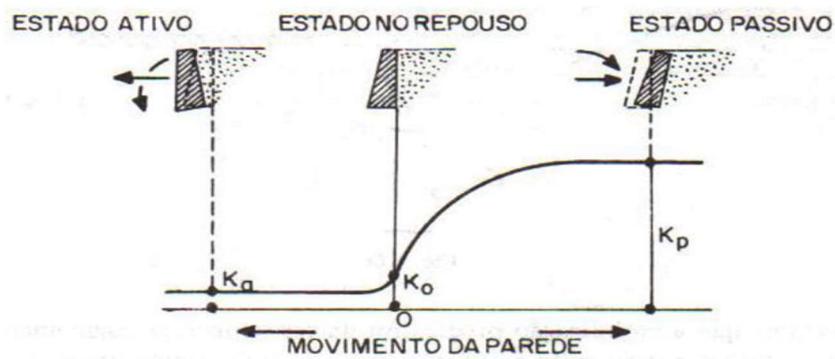


Fonte: BARROS (2010).

No estado de repouso, quando as deformações laterais são impedidas, o solo não pode mobilizar sua resistência ao cisalhamento nem atingir qualquer condição de equilíbrio limite. Quando o empuxo se encontra ativo a pressão limite induzida entre o solo e o muro quando existe uma tendência de movimentação do solo no sentido de se expandir horizontalmente. Já o empuxo passivo é a pressão limite induzida entre o solo e o muro quando existe uma tendência de movimentação do solo no sentido de se comprimir horizontalmente (BARROS, 2010).

Quando o empuxo de terra se encontra em repouso não se tem nenhuma deformação, já no ativo nele existe um decréscimo da tensão horizontal, enquanto no passivo um acréscimo da tensão horizontal (Figura 20).

Figura 20 - Variações no tipo de empuxo com o deslocamento da parede



Fonte: MARANGON (2018).

2.4.2 Método clássico

No método clássico existem duas metodologias, o método da base livre (*Free Earth Support*) e o método da base engastada (*Fixed Earth Support*), neste trabalho será adotada o método de base livre, assim admite-se que a resistência do solo e a profundidade enterrada abaixo do nível da escavação seja insuficiente para produzir o engastamento na base da cortina. Desta forma, a cortina fica livre para girar em torno de sua extremidade inferior e, conseqüentemente o diagrama de momento fletor assume a forma apresentada na Figura 21.

Os cálculos do método clássico são baseados em simples equações de equilíbrio, para isso são assumidas as seguintes hipóteses (MAGALHÃES, 2015):

- A cortina é perfeitamente rígida
- A cortina sofre apenas deslocamentos da rotação e translação.
- Os empuxos laterais atuantes sobre a cortina são totalmente mobilizados, isto é, os empuxos ativos e passivos limites.
- O solo é rígido perfeitamente plástico

Este método de dimensionando da estrutura de contenção é realizado através de equações de equilíbrio, assim obtém-se a altura total da estrutura denominada ficha, cargas de apoio (tirantes e escoras), e o momento fletor e cortante, que são os principais esforços da estrutura (Equação 1 e 2).

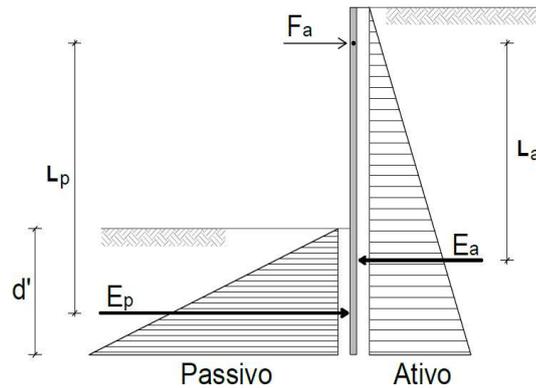
$$\sum M_A = 0 \therefore E_a \cdot L_a - E_p \cdot L_p = 0 \quad (1)$$

$$\sum F_h = 0 \therefore F_a = E_a - E_p \quad (2)$$

Onde:

- E_a : Resultante do empuxo ativo (kN.m)
- E_p : Resultante do empuxo passivo (kN.m)
- F_a : Força atuante no apoio (kN)

Figura 21 - Equilíbrio entre as forças horizontais e os momentos



Fonte: MAGALHÃES (2015).

Além do mais neste método é considerado um fator de segurança igual a 2, assim a somatória de momentos resistentes (MR) devem ser maiores ou iguais a ao dobro a somatória de momentos de instabilidade (MI) Equação 03 (HACHICHI 2009).

$$\sum \frac{MR}{MI} \quad (3)$$

Para a ficha final é considerado um aumento de 20% Equação 4, este aumento é necessário para assegurar o engastamento da estrutura no solo assim garantindo a existência do contra empuxo.

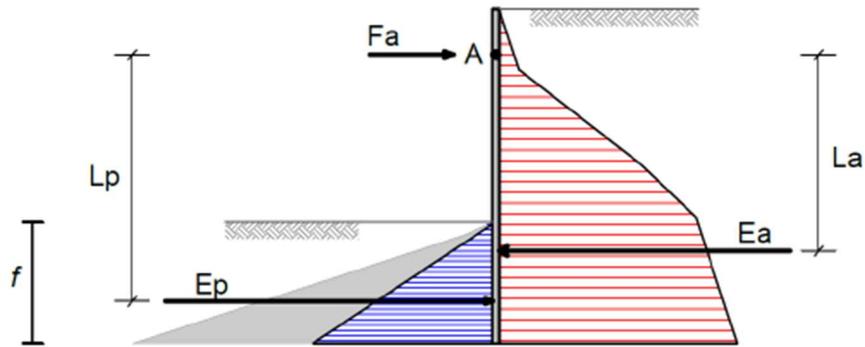
$$f_d = 1,2 \times f \quad (4)$$

Para o cálculo da ficha mínima com base livre Magalhães (2015) recomenda o seguinte procedimento:

1. Definir a distribuição dos carregamentos que atuam na estrutura, passivo (frente a estrutura) e ativo (atras da estrutura), que são obtidos através das teorias de empuxo limite (Coulomb e Rankine), além do carregamento hidrostático (se existir) e carregamento lateral.
2. É aplicado o fator de segurança, onde parte do empuxo passivo é desconsiderado, cerca de 50%.
3. Com os dados é realizado o cálculo da altura enterrada (ficha – f), Equação 5, que consiste no cálculo de equilíbrio dos momentos em relação ao ponto de apoio (A) no topo;

$$\sum M_A = 0 \leftrightarrow \sum_{i=1}^N (E_a \cdot L_a - E_p \cdot L_p) = 0 \tag{5}$$

Figura 22 - Cálculo da Ficha



Fonte: MAGALHÃES (2015).

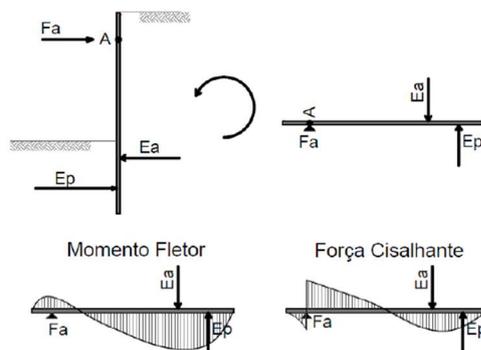
Onde E_a representa a resultante do empuxo ativo e L_a a distância entre o ponto onde a resultante do empuxo ativo atua e o ponto A (ponto considerado para o cálculo do momento). Já E_p representa a resultante do empuxo passivo e L_p a distância entre o ponto onde a resultante do empuxo passivo atua e o ponto (A)

4. E com a Equação 6 definimos a força no apoio (F_a);

$$\sum F_h = 0 \leftrightarrow F_a = \sum_{i=1}^N (E_a - E_p) \tag{6}$$

5. Assim como uma viga isostática, é calculado os diagramas de momento fletor e força cisalhante (Figura 23).

Figura 23 - Distribuição dos esforços na estrutura



Fonte: MAGALHÃES (2015).

6. Com o momento e a força de cisalhantes máximas determinados logo dimensionamos a estrutura de contenção.
7. Com o valor da força no apoio encontrado dimensionamos os tirantes (escoras ou ancoragens).

2.4.2.1 Determinação do empuxo Teoria de Rankine (1857)

Para Rankine a tensão vertical é dada pelo produto entre o peso específico do solo e a profundidade a ser analisada, dada pela Equação 7 (BARROS 2010);

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (7)$$

Em que:

σ_v = Tensão vertical no elemento de solo;

γ = Peso específico do solo;

z = Profundidade analisada.

O coeficiente de empuxo ativo é dado pela Equação 8.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi} \quad (8)$$

A tensão horizontal será dada pela Equação 9;

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \sqrt{K_a} \quad (9)$$

Em que:

σ_h = Tensão horizontal;

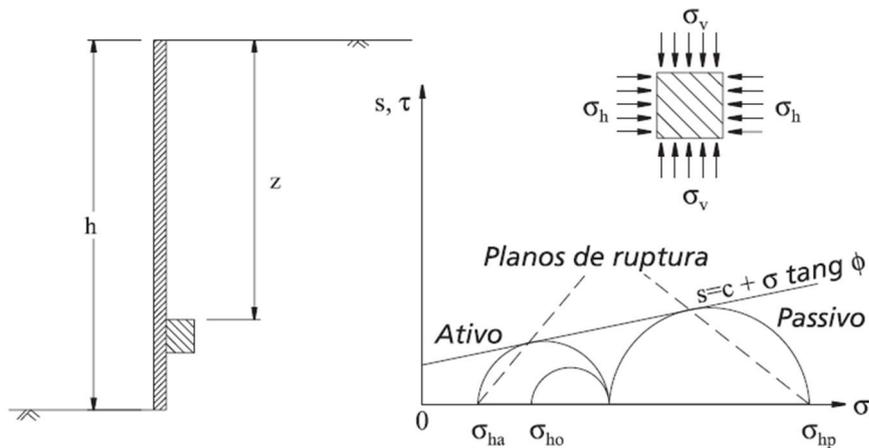
γ = Peso específico do solo;

z = Profundidade a ser analisada;

c = Coesão do solo;

K_a = Coeficiente de empuxo ativo.

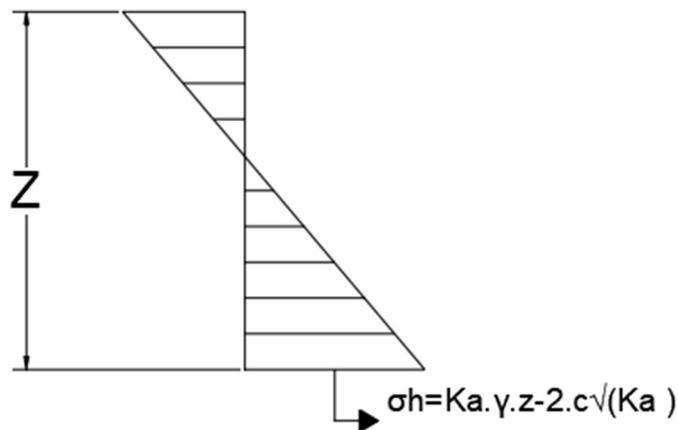
Figura 24 - Teoria de Rankine para empuxo



Fonte: BARROS (2010).

A área representada na Figura 25 é correspondente ao empuxo que é dada pela Equação 10.

Figura 25 - Digrama da tensão exercida pelo solo.



Fonte: AUTORES (2022).

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (10)$$

Para o cálculo do empuxo passivo temos Equações 11, 12 e 13 que são análogas ao empuxo passivo.

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (11)$$

$$\sigma_h = K_p \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \sqrt{K_p} \quad (12)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} \quad (13)$$

Em que:

σ_h = Tensão horizontal;

γ = Peso específico do solo;

z = Profundidade a ser analisada;

c = Coesão do solo;

K_p = Coeficiente de empuxo passivo.

2.5 ESTABILIDADE DE TALUDES

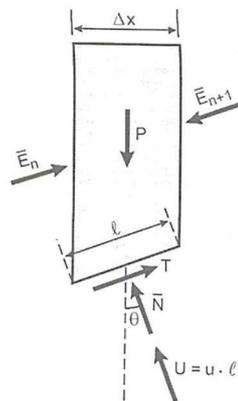
Segundo Massud (2010) os métodos da atualidade para análise da estabilidade em taludes se baseiam na hipótese de existir um equilíbrio num maciço de solo, tomado como corpo rígido, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Por este motivo da dominação geral de métodos do equilíbrio limite.

Ao longo da história foram desenvolvidos vários métodos de análise de estabilidade de taludes por equilíbrio limite, Bichop Janbu, Spencer, Morgenstern-Price entre outros. Para este trabalho será abordado o método de Bishop simplificado.

2.5.1 Método de Bishop simplificado

Para o método de Bishop Simplificado, o equilíbrio das forças é feito na direção vertical conforme indicado na Figura 26 e na Equação 14.

Figura 26 - Lamela de Bishop



Fonte: MASSAD (2010).

$$(N + U) \cdot \cos \theta + T \cdot \sin \theta = P \quad (14)$$

Em que:

N = força normal efetiva atuante na base da lamela;

U = Pressão neutra na base;

T = Resistência ao cisalhamento mobilizada;

P = Peso do solo;

Após obter os valores para U e T e introduzir o coeficiente de segurança, obtém a Equação 15.

$$N = \frac{P - u \cdot \Delta_x - \frac{(c' \cdot \Delta_x \cdot \tan \theta)}{F}}{\cos \theta + \frac{(\tan \phi' \cdot \sin \theta)}{f}} \quad (15)$$

Em que:

u = Pressão neutra;

Δ_x = Largura da lamela;

F = Fator de segurança;

c' = Coesão efetiva;

ϕ' = Ângulo de atrito efetivo.

Para o cálculo iterativo do coeficiente de segurança F é feito da seguinte forma: adota-se um valor inicial F_1 , igualando os momentos atuantes e resistentes, obtém-se a Equação 16, retira-se um novo valor para o coeficiente de segurança F_2 que é comparado com o primeiro. Segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009) o valor para o coeficiente de segurança deve ser igual ou maior que 1,5 (MASSAD, 2010).

$$F = \frac{\sum \left[c' \cdot l + \left(\frac{P - u \cdot \Delta_x - (c' - \Delta_x \cdot \tan \theta) / F}{\cos \theta + \tan \phi' \cdot \frac{\sin \theta}{F}} \right) \cdot \tan \phi' \right]}{\cos \theta + \frac{(\tan \phi' \cdot \sin \theta)}{f}} \quad (16)$$

3 ESTUDO DE CASO

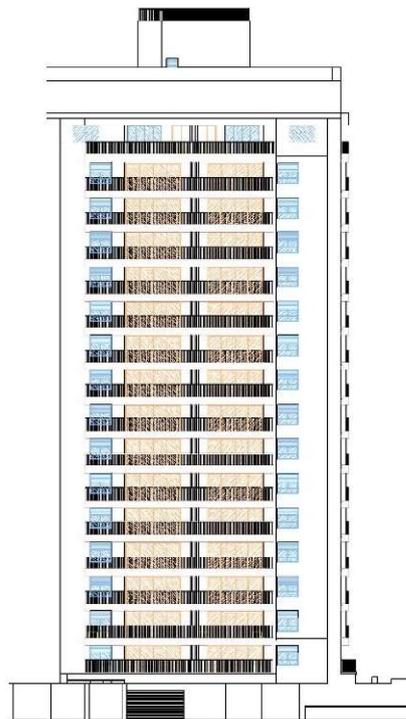
Neste trabalho foi estudado o dimensionamento e análise geotécnica da cortina de contenção de um edifício situado no Bairro Jundiáí, região nobre do município de Anápolis Goiás.

Para iniciarmos os estudos vamos abordar primeiramente as características do empreendimento, características do solo usando como base o ensaio SPT, a presença de lençol freático, interferências de edificações vizinhas e seus estados de conservação.

3.1 DISCRICÃO DO EMPREEDIMENTO

O empreendimento consiste em uma torre de condomínio vertical, multifamiliar composto por 1 pavimento térreo e garagem, e um pavimento subsolo, 16 pavimentos tipo, 1 pavimento lazer e cobertura, construída em um terreno de área, conforme apresentado na Figura 27 e ANEXO A. Por estar localizada em uma região nobre da cidade o empreendimento está a poucos metros do maior parque da cidade, shoppings e escolas. Por solicitação da construtora não se pode indicar o endereço da obra.

Figura 27 - Fachada genérica do empreendimento



Fonte: AUTORES (2022).

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICAS

O estudo e caracterização do solo existente é imprescindível para definir os esforços exercidos pela estrutura sobre ele e para a escolha adequada do tipo de fundação, para isso, é necessário realizar a prospecção do subsolo. O ensaio adotado para investigar o comportamento do solo foi a sondagem a percussão (SPT), sendo realizado três furos de sondagem, o SP 01, SP 02 e SP 03.

A locação dos furos pode ser verificada na Figura 28. Para esse trabalho foi escolhido o SP 03, pois é o furo mais próximo do terreno que faz divisa com a contenção na região a ser estuda, e pela falta de informação do terreno vizinho.

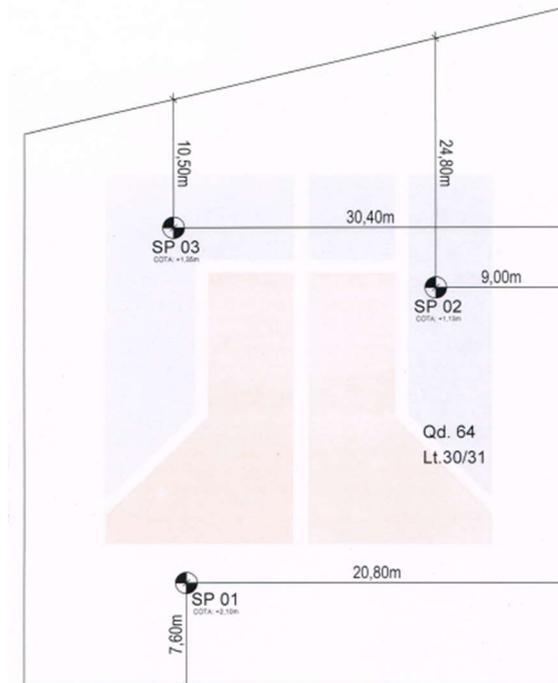
O furo SP 03 foi realizado na cota 1,35 m sendo finalizado na profundidade de 15 m. Nos três primeiros metros, encontra-se uma argila arenosa com N_{spt} variando entre 7 a 12. Nas profundidades de 4 a 13 m, verificou-se a presença de uma argila pouco arenosa com N_{spt} entre 16 até 22, com uma queda de resistência entre 6 e 8 m. Entre a profundidade 13 e 15 m certificou-se que apresentava um solo com características de argila pura. O ensaio foi paralisado, pois o trado encontrou a rocha no nível de 15 m. O lençol freático foi encontrado a 4,8m.

Essas informações podem ser retiradas com mais detalhes no boletim de sondagem a percussão SP 03, no ANEXO B. A análise desse furo indica uma grande variabilidade de resistência a penetração nas seis primeiras camadas, o que vai influenciar no dimensionamento da ficha. Abaixo dos seis tem-se sua maioria um padrão de repetição.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DA VIZINHANÇA

Com a finalidade de garantir a segurança na construção do empreendimento são estudadas as condições de edificações e terrenos vizinhos, assim minimizando perturbações nos mesmos, além de estimar sobrecargas causadas por elas na estrutura de contenção. As condições da vizinhança também influenciam na escolha de uma solução para a contenção e sua metodologia de execução, na locação da fundação e no posicionamento dos tirantes ao longo da cortina.

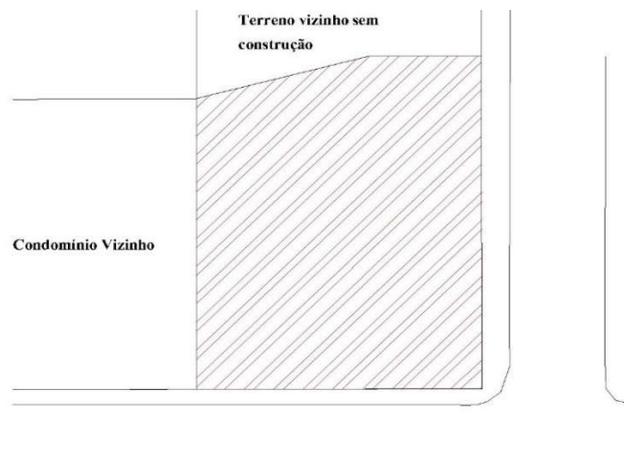
Figura 28 - Locação das sondagens



Fonte: GH FUNDAÇÕES (2021).

O caso estudado se trata de um terreno de esquina, fazendo divisa com dois outros lotes. A direita tem-se um condomínio vertical de alto padrão, construído pela mesma construtora, que também contempla um subsolo no mesmo nível do caso estudado. Portanto, não se faz necessário contenção nesta região. Ao fundo do empreendimento tem-se um terreno sem construção, nesse caso será necessário a execução da contenção, que também será a região de estudo desse trabalho (Figura 29).

Figura 29 - Locação do empreendimento



Fonte: AUTORES (2021).

3.4 MÉTODO EXECUTIVO DA CONTENÇÃO.

Tendo como base a NBR 11682 (ABNT, 2009) para a escolha da solução a ser adotada no projeto de estabilização do talude deve levar em consideração:

- Acessos;
- Condições de operação de equipamentos;
- Disponibilidade de materiais;
- Local adequado para “bota-fora”, se for o caso;
- Dificuldades construtivas;
- Interferências com instalações existentes, enterradas ou não;
- Implicações ambientais;
- Dificuldades de manutenção;
- Segurança da equipe/equipamentos envolvidos na construção;
- Custos;
- Prazos.

Visto isso foi escolhido a execução da cortina com estacas justaposta, e optou-se em realizar a contenção em estacas hélice contínua, pelo fácil acesso do maquinário na obra, alta produtividade e pelo sistema de monitoramento presente na cabine da perfuratriz.

O processo executivo da cortina em estacas justapostas iniciou-se na preparação do terreno por meio do nivelamento utilizando retroescavadeira, visando facilitar a mobilidade da perfuratriz hélice contínua, conforme a Figura 30.

Figura 30 - Nivelamento do terreno.



Fonte: AUTORES (2021).

No caso em estudo não foi necessário o rebaixamento do lençol freático, pois conforme o laudo de sondagem o nível da água do terreno se encontra a 4,8 m, sendo que a cortina irá conter um talude vertical de aproximadamente 4 m a partir da cota do furo SP 03.

As estacas hélice continua foram moldadas in loco, totalizaram 162 estacas, perfazendo 2022 m/l executados. Foi empregado um concreto com f_{ck} 30 MPa, com um slump entre 21 e 24 cm (ANEXO C), em concordância com as especificações mínima da NBR 6122 (2019).

Feito isso, foi executada a viga de coroamento (Figura 31) contendo 12 trechos ao longo do perímetro do empreendimento. Posteriormente, foi efetuado sua ancoragem finalizando então com a superestrutura.

Figura 31 - Viga de coroamento



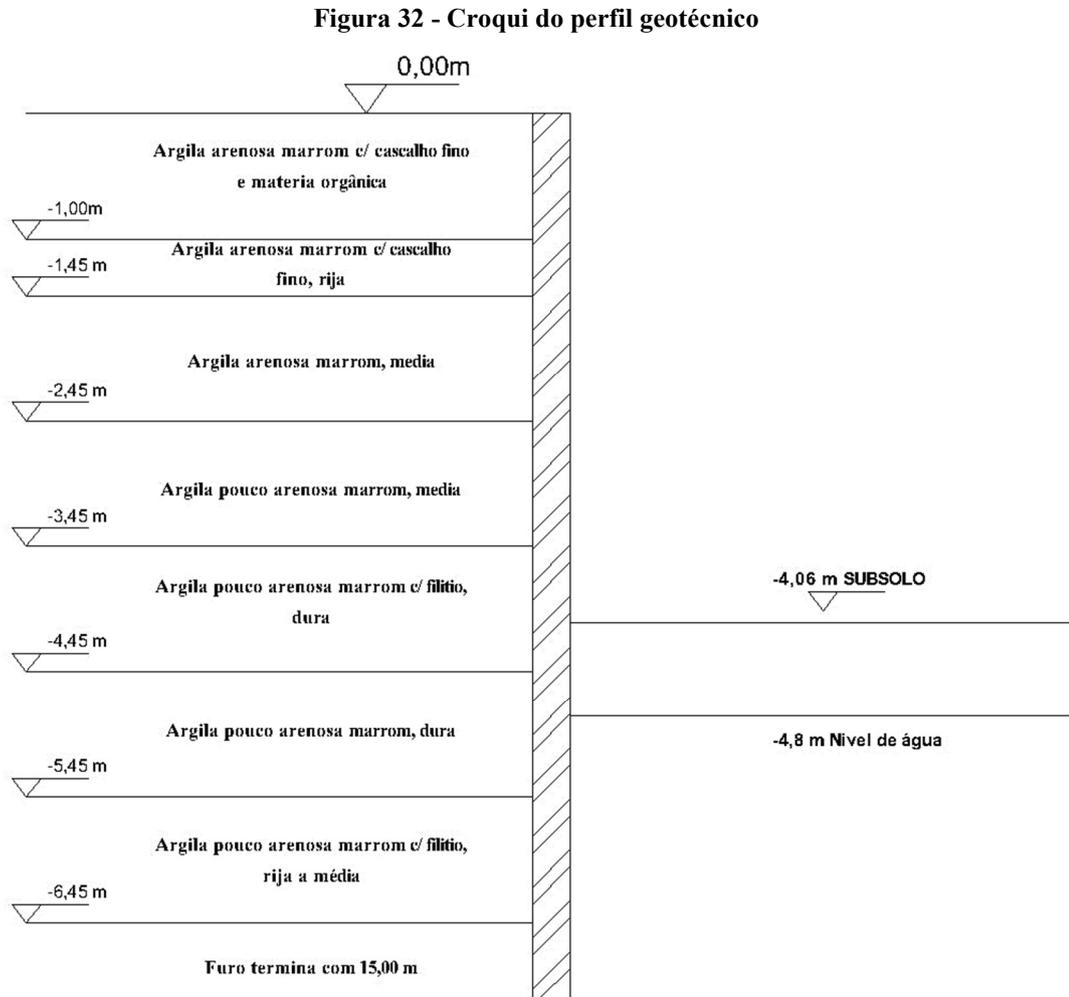
Fonte: AUTORES (2022).

3.5 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

A estrutura escolhida para conter o subsolo do empreendimento devido a ação do empuxo de terra foi uma cortina em estacas hélice continua justapostas. Como apresentado em 2.4.2 o método a ser utilizado será o da base não engastada. Para fins de estudo será somente dimensionado o trecho que faz divisa com terreno vizinho vazio, que se encontra na região norte como indicado no ANEXO D.

Analisando o projeto nota-se que o subsolo se encontra a 3,96 m, assim o terreno vizinho que será contido pela estrutura de contenção estará em um nível de 4,06 m adicionando 10 cm para a pavimentação do subsolo.

Na Figura 32 é apresentado um croqui do perfil geotécnico do terreno utilizando como base os dados do furo de sondagem SP 03, que é o furo mais próximo do trecho estudado. Cabe ressaltar que não existiu grandes divergências entres os três furos realizados para o ensaio.



Fonte: AUTORES (2022).

3.5.1 Dimensionamento da ficha

Serão considerados para os cálculos dos empuxos duas camadas, conforme pode ser visto na Figura 33, sendo a camada 1 do nível 0,00 ao -2,45m com predominância de argila arenosa média, a camada 2 do nível -2,45m a -6,45m onde foi considerado uma presença majoritária de uma argila pouco arenosa, assim simplificando os cálculos.

Para as propriedades específicas dos solos, tais como: coeficiente de Poisson, peso específico natural, coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade e N_{spt} médio foi utilizada a parametrização dos solos de Joppert (2007) e de Hachich (2009) e a sondagem, conforme as

Tabelas resumo 01 e 02. Os valores completos das propriedades médias para as frações de solo, de acordo com Joppert (2007), podem ser vistos no ANEXO E.

Tabela 1 - Valores para o coeficiente de Poisson

Solo	v
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

Fonte: HACHICH (2009).

Tabela 2 - Propriedades dos Solos Analisados

Solo	Faixa de ocorrência (m)	Nspt médio (-)	Peso específico natural (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Módulo de elasticidade (kN/m ²)	Coefficiente de Poisson (-)
Argila arenosa média (camada 01)	0,00 a 2,45	7	17,7	35	18	20	0,3
Argila pouco arenosa média (camada 02)	2,45 a 6,45	17	18,7	30	24	100	0,3

Fonte: AUTORES (2022).

Como Joppert (2007) não apresenta um valor exato para o módulo de elasticidade, e sim uma faixa de valores possíveis, será utilizada a Equação 16 proposta por Hachich (2009). A proposta desse autor é baseada em correlações empíricas do módulo de elasticidade (E) e a resistência de ponta (q_c) medida no ensaio de cone holandês.

$$E = \alpha \cdot q_c \quad (16)$$

Para os valores de α será utilizado a Tabela 3, que varia conforme o tipo de solo, cujas frações mais grosseiras, como a areia, retornam valores mais baixos de α , já as frações mais plásticas menores valores de α .

Tabela 3 - Valores para α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: TEIXEIRA; GODOY (1998).

O valor de q_c foi presumido pela Equação 17, que depende do coeficiente K presente na Tabela 4 e o N é o valor do N_{spt}. (TEIXEIRA E GODOY, 1998).

$$K = \frac{q_c}{N} \quad (17)$$

Tabela 4 - Valores da relação k

Solo	K (GPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: TEIXEIRA; GODOY (1998).

Desta forma pode-se calcular os módulos de elasticidade das duas camadas de solos a serem estudadas.

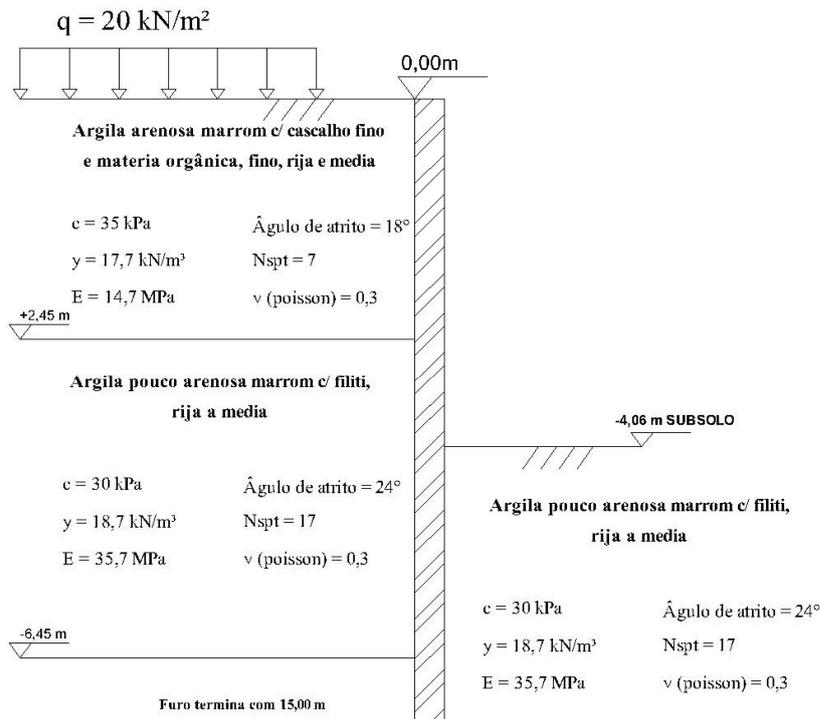
$$q_{ccamada\ 01} = 7 \cdot 0,3 = 2,1$$

$$q_{camada\ 02} = 17 \cdot 0,3 = 5,1$$

$$E_{camada\ 01\ 02} = 7 \cdot 2,1 = 14,7\ MPa$$

$$E_{camada\ 02} = 7 \cdot 5,1 = 35,7\ MPa$$

Figura 33 - Propriedades de solos



Fonte: AUTORES (2022).

Na Figura 33 tem-se um resumo das principais informações dos valores de entrada para realizar o cálculo de empuxo de terra, tais como: carregamento, presença de nível de água, módulo de elasticidade, ângulo de atrito, coesão, espessura da camada e o peso específico natural.

Será utilizado as Equações 8 e 11 para calcular os coeficientes de empuxo ativo (k_a) e passivo (k_p) nas camadas 01 e 02, junto aos ângulos de atrito indicados na Figura 35.

$$K_{a\ camada\ 01} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen}(18)}{1 + \text{sen}(18)} = 0,53$$

$$K_{p \text{ camada } 01} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen}(18)}{1 - \text{sen}(18)} = 1,90$$

$$K_{a \text{ camada } 02} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen}(24)}{1 + \text{sen}(24)} = 0,42$$

$$K_{p \text{ camada } 02} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen}(24)}{1 - \text{sen}(24)} = 2,37$$

Com base na NBR 11682 (ABNT, 2009) foi considerada uma sobrecarga acidental mínima de 20kN/m² e um fator de segurança de 2, como citado no item 2.4.2. Portanto, tem-se os seguintes esforços atuando sobre a estrutura: o empuxo ativo, o empuxo passivo e a tensão gerada pela sobrecarga. Os cálculos e o diagrama empuxo x profundidade estão, respectivamente, na Tabela 5 e na Figura 35.

A Tabela 5 foi dividida em camada 01 e camada 02, com suas tensões e sobrecargas correspondentes em cada região. Como não se conhece a profundidade da ficha inicial é necessário o ponto de estabilidade entre os empuxos. O valor de z_1 somado a z_2 é equivalente a profundidade do ponto de estabilidade.

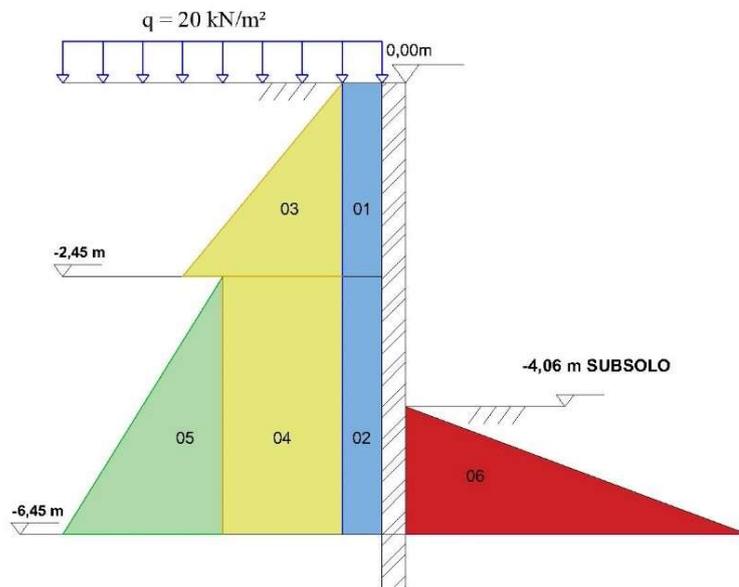
A partir das equações totais obtidas na Tabela 05 foi calculado o diagrama líquido da Figura 34, variando o valor de z_1 e z_2 entre 0 a 10 m, com acréscimo de 1 metro (Figura35). A partir desse diagrama é possível localizar o ponto onde se estabiliza as tensões resistentes (esforços 1 ao 5) com as tensões de instabilidades (esforço 6), com este dado tem-se o valor da profundidade de estabilidade da ficha.

Tabela 5 - Cálculo do diagrama líquido

Esforços		Tipo de força	Camada 01	Camada 02
1	Sobrecarga na camada 01	Resistentes	20 x 0,53 = 10,6 kN/m ²	
2	Sobrecarga na camada 02			20 x 0,42 = 8,4 kN/m ²
3	Esforço horizontal ativo camada 01		17,7 x 0,53z ₁ = 9,38 z ₁	
4	Sobrecarga da camada 01 na camada 02			17,7 x 2,45 x 0,42 = 18,20
5	Esforço horizontal ativa camada 02			18,7 x 0,42z ₂ = 7,85z ₂
6	Empuxo passivo	Instabilidade		18,7 x 2,37z ₂ = 44,32z ₂
Total			F(z ₁) = 10,6 + 9,38 z ₁	F(z ₂) = 26,6 – 36,47z ₂

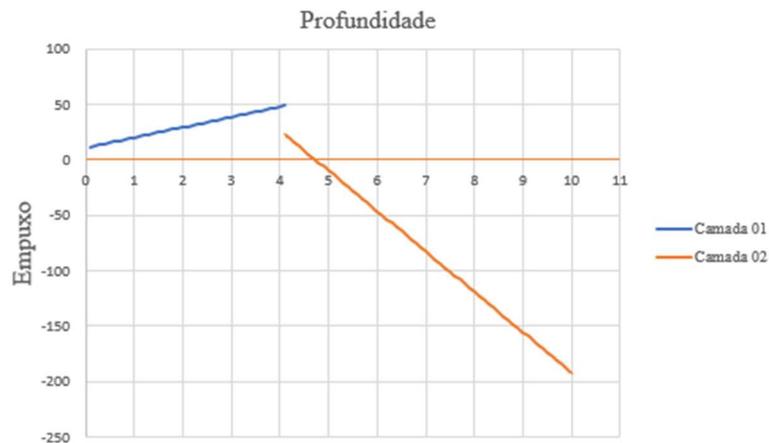
Fonte: AUTORES (2022).

Figura 34 - Esforços atuantes na Estrutura



Fonte: AUTORES (2022).

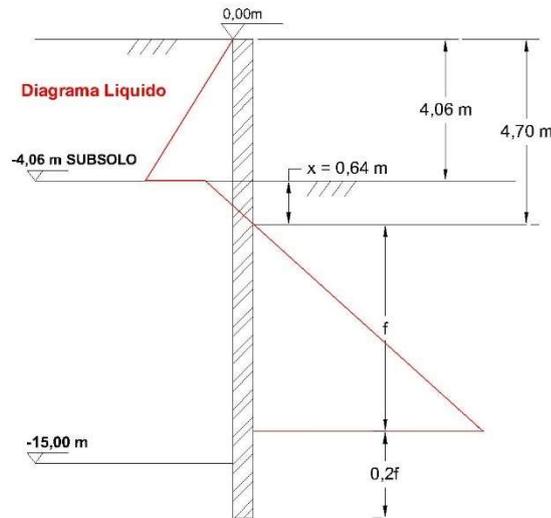
Figura 35 - Digrama líquido



Fonte: AUTORES (2022).

A partir do diagrama líquido conseguimos localizar o ponto onde se estabiliza as tensões resistentes com as tensões de instabilidades. Conforme o diagrama da Figura 36 elas se igual na profundidade de 4,7 m, com este dado podemos obter o valor de x para o cálculo da profundidade da ficha.

Figura 36 - Profundidade da ficha



Fonte: AUTORES (2022).

Utilizando as Equações 12 e 13 foram determinadas as tensões na estrutura, indicadas na tabela 06, a fim de facilitar os cálculos a $z+f$ foi denominado d , assim sendo a nossa ficha inicial:

Tabela 6 - Cálculos dos momentos atuantes na estrutura

Item	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN/m)	
1	Sobrecarga camada 01	$0,53 \cdot 20 \cdot 2,45 = 43,07$	$4,06/2+d$	$31,81+25,77d$
2	Sobrecarga camada 02	$0,42 \cdot 20 \cdot d = 8,4d$	$d/2$	$4,2d^2$
3	Empuxo ativo camada 01	$0,53 \cdot 17,7 \cdot 2,45^2 \cdot 1/2 = 77,32$	$2,45/3+d$	$22,99+28,15d$
4	Sobrecarga da camada 01 na camada 02	$0,42 \cdot 17,7 \cdot 2,45 \cdot d = 18,21d$	$d/2$	$9,10d^2$
5	Empuxo ativo camada 02	$0,42 \cdot 18,7 \cdot d^2 \cdot 1/2 = 3,93d^2$	$d/3$	$1,31d^3$
6	Empuxo passivo	$2,37 \cdot 18,7 \cdot d^2 \cdot 1/2 = 22,16d^2$	$d/3$	$7,39d^3$

Fonte: AUTORES (2022).

Conforme apresentada na Equação 3, o somatório dos momentos de instabilidades, linhas 1 a 5, serão divididas pelos momentos de resistência da linha 6, assim obtendo a seguinte inequação:

$$\frac{\sum MR}{\sum MI} = \frac{7,39d^3}{1,31d^3 + 13,3d^2 + 53,92d + 54,8} \geq 2$$

Para obter um valor consistente o resultado da inequação foi calculado em uma planilha, e o resultado para a ficha inicial foi de $d = 8,54$ m.

Utilizando a Equação 4 a profundidade de engastamento da ficha final da estrutura será de:

$$x + f = d$$

$$f = 8,54 - 0,64 = 7,9$$

$$fd = 1,2 \cdot f$$

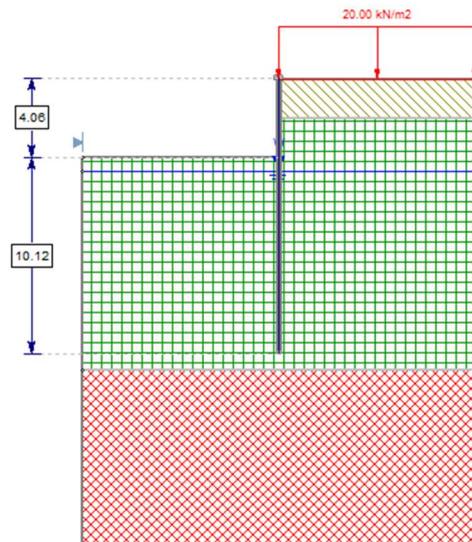
$$fd = 1,2 \cdot 7,9 = 9,48$$

$$\text{Comprimento final da estaca} = 9,48 + 0,64 + 4,06 = 14,18 \text{ m}$$

3.5.2 Verificação de estabilidade global

Para os cálculos da verificação de estabilidade global foi utilizado o programa *Slide* versão 6 (2017), o programa realiza análises de estabilidade em duas dimensões. Para o cálculo de estabilidade iremos usar o método de Bishop apresentado na bibliografia deste trabalho. Além do método de Bishop também foram calculadas pelos métodos de Janbu, Spencer e Morgenstern-Price disponíveis no programa para efeito de comparação (Figura 37).

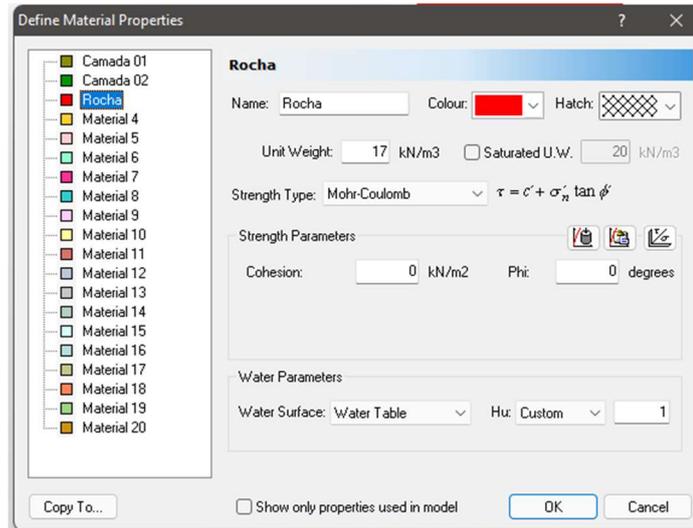
Figura 37 - Contenção



Fonte: SLIDE (2022).

A sondagem não retirou amostras da rocha na profundidade abaixo de 15,00 m, sendo assim foi considerada uma rocha marroada, coesão e ângulo de atrito foram desprezados (Figura 38).

Figura 38 - Propriedade da rocha



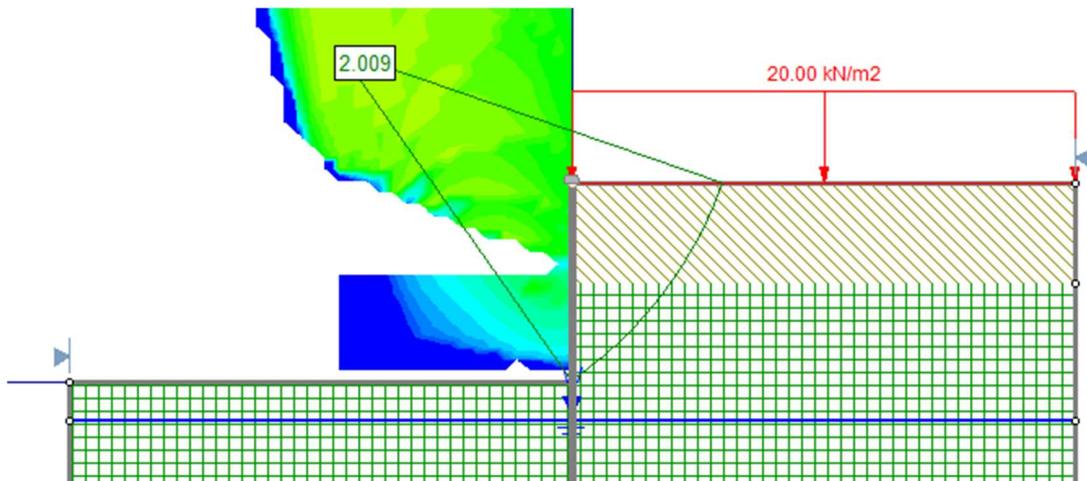
Fonte: SLIDE (2022).

O fator de segurança estabelecido pela ABNT - NBR 11682:2009 tem que ser maior ou igual a 1,50, os valores obtidos em todos os métodos analisados apresentados na Tabela 7 estão além desta margem (Figuras 39, 40, 41 e 42), deste modo podemos considerar que o talude está estável para um cenário de deslizamento.

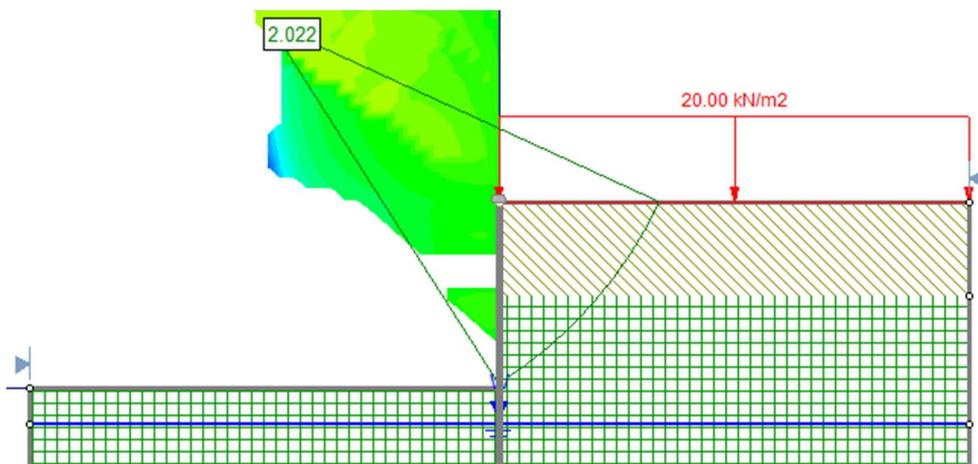
Tabela 7 - Valores de FS Min por método

Métodos	FS Min
Bishop simplificado	2,009
Jambu simplificado	2,022
Spencer	2,020
GLE / Morgenstern-Price	2,016

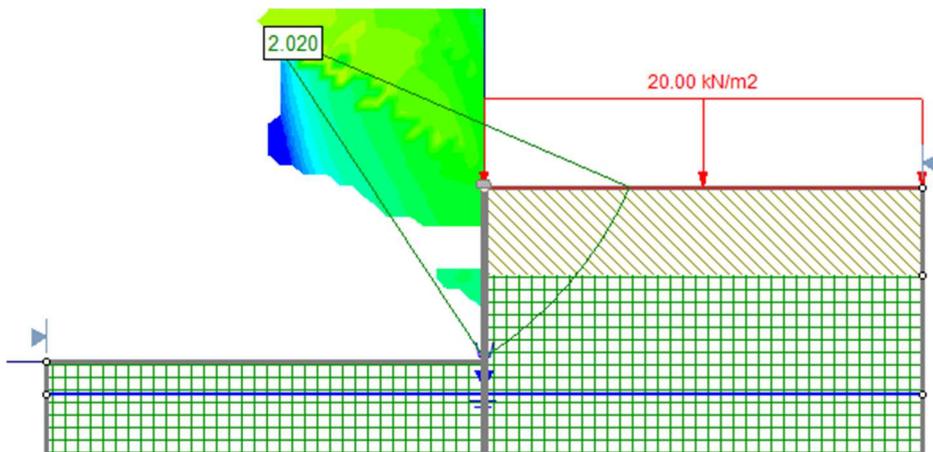
Fonte: Autores (2022).

Figura 39 - Análise de Estabilidade Bishop Simplificado

Fonte: SLIDE (2022).

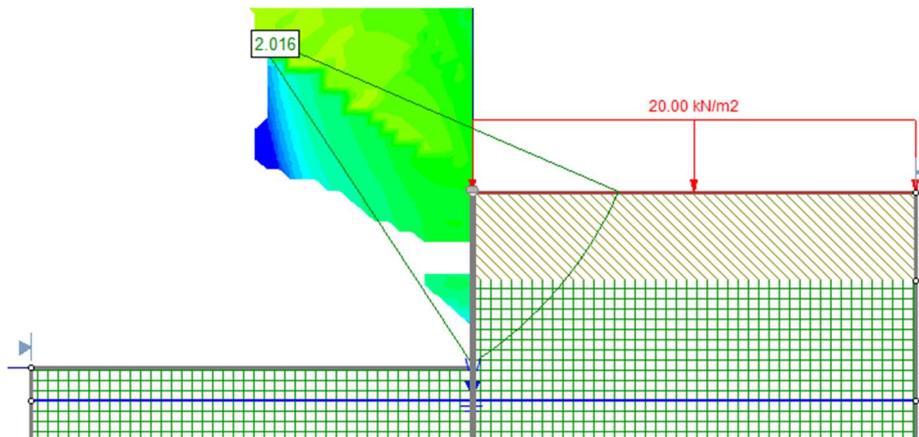
Figura 40 - Análise de Estabilidade Janbu Simplificado.

Fonte: SLIDE (2022).

Figura 41 - Análise de Estabilidade Spencer.

Fonte: SLIDE (2022).

Figura 42 - Análise de Estabilidade GLE / Morgenstern-Price



Fonte: SLIDE (2022).

4 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo principal o dimensionamento e execução de contenções em estacas hélice contínua, assim contemplando uma revisão bibliográfica e um estudo de caso para aplicação. Entre as soluções analisadas identificou que a adoção de uma cortina de contenção em estacas hélices contínuas era viável. A escolha desta solução foi devida as características do empreendimento, que contempla um subsolo, as características do solo, e ao nível do lençol freático.

Com base nos cálculos realizados, utilizando o método clássico, verificou-se que a ficha final da estrutura de contenção obteve um comprimento de 14,18 m. Por meio de análises numéricas foi calculada a estabilidade de deslizamento da estrutura, que alcançou o fator de segurança superior ao estabelecido pela ABNT NBR 1682:2009. As estacas atingiam o nível acima da rocha do solo estudado segundo o laudo de sondagem do terreno, assim facilitando a implantação, sendo rápida sem gerar adversidades na execução da subestrutura e infraestrutura.

4.1 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

- Dimensionar tirantes em cortinas de contenção;
- Influência do lençol freático no dimensionamento geotécnico;
- Dimensionar armação das estacas.

REFERÊNCIAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações: NBR6122**. 2019.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Tirantes ancorados no terreno - Projeto e execução: NBR5629**. 2018.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estabilidade de encostas: NBR11682**. 2009.
- ALBURQUERQUE, D. **Tipos de fundações**. IPOG, 2019. Disponível em: <<https://blog.ipog.edu.br/engenharia-e-arquitetura/tipos-de-fundacoes/>>.
- BARROS, P. L. DE A. **Obras de Contenção - Manual Técnico**. p. 220, 2010.
- DANZIGER B. R./ F De R. **Fundações em estacas**. ed. - Rio de Janeiro: LTC, 2021.
- GONZALEZ, F. **Estacas espaçadas**. Disponível em: <<https://fabriciogonzalez.com.br/blog-cortina-de-estacas-para-contencoes/>>.
- FOUNDATIONS, A. **Les parois berlinoise et parisienne**. Disponível em: <<http://www.atlas-fondations.fr/Business-Units/Bored---Micro-Piles/Berlijnse-wand-en-paroi-parisienne.aspx>>.
- GEOFIX. A. **Paredes Diafragma com Clamshell e/ou Hidrofresa**. Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/servico-paredes-hidrofresa.php>>.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção - Muros de Arrimo**. Rio de Janeiro, 2017. <Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>.
- GH FUNDAÇÕES. **Sondagem SPT**, 2015.
- HABITISSIMO. **Muro de arrimo atirantado - batcom**. Disponível em: <https://fotos.habitissimo.com.br/foto/muro-de-arrimo-atirantado-batcom_1375690>.
- HACHICH, W. et al. **FUNDAÇÕES - Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2009.
- HARRIS, Frank. **Ground engineering equipment and methods**. London, Granada. 1983. 281p.
- JOPPERT, I. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: Editora PINI Ltda., 2009.
- LACERDA, H. **Riscos geológicos e formas de relevo em Anápolis (GO)**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 42o, 2004, Araxá. Anais... Araxá, SBG, disco compacto, 2004, 2p.
- LTEC-CT. **Ensaio determinação de resistência à compressão axial**, 2021.

MAGALHÃES, M. DE S. **Dimensionamento de estruturas de contenção atarantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos**, 2015

MAGALHÕES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. Brasília/ DF 2005

PEREIRA, Caio. **Estaca Hélice Contínua – Vantagens e Desvantagens**. Escola Engenharia, 2017. Disponível em: <escolaengenharia.com.br/estaca-helice-continua/>.

PEREIRA, G.M.V. **Emprego de Tirantes para Diminuição dos Deslocamentos em Contenção em Solo Grampeado**. Disponível em: <[EmpregoTirantesDiminuicao.pdf \(ufu.br\)](#)>.

PIREZ, R. A. **Estudo Comparativo De Fundações Profundas: Estaca Hélice Contínua Estaca x Estaca tipo Strauss**. Monte Carmelo ,2018. Disponível <<http://repositorio.fucamp.com.br/handle/FUCAMP/433>>.

PROGEO. **Cortina atirantada**. Disponível em: < <https://www.progeo.com.br/cortina-atirantada> >.

RAMIREZ, R.G. **Análise de Confiabilidade em Estruturas de Contenção**. Disponível em: <UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ (uem.br)>.

RESENDE, P.T. **Dimensionamento Geotécnico de uma Cortina em Estaca**. Disponível em: <[DimensionamentoGeotecnicoCortina.pdf \(ufu.br\)](#)>.

RODRIGUES, P. A. **Fundações rasas**. Centro universitário Toledo, 2021. Disponível em: <FUNDAÇÕES RASAS | RODRIGUES | ETIC - ENCONTRO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA - ISSN 21-76-8498 (toledoprudente.edu.br)>.

SANTOS, F.A. **Avaliação do Desempenho de uma Cortina de Estacas Espaçadas, Atirantadas, em Areia**. Disponível em: <[epositorio.ufrn.br](#)>.

SETE ENGENHARIA, **Projeto de contenção**, 2021.

SILVA, F. S. A. **Fundação Profunda. Palmas**, 2017. Disponível em <<https://ulbrato.br/bibliotecadigital/publico/home/documento/702>>.

SLIDE SLOPE STABILITY ANALYSIS SOFTWARE. Rocscience, 2017.

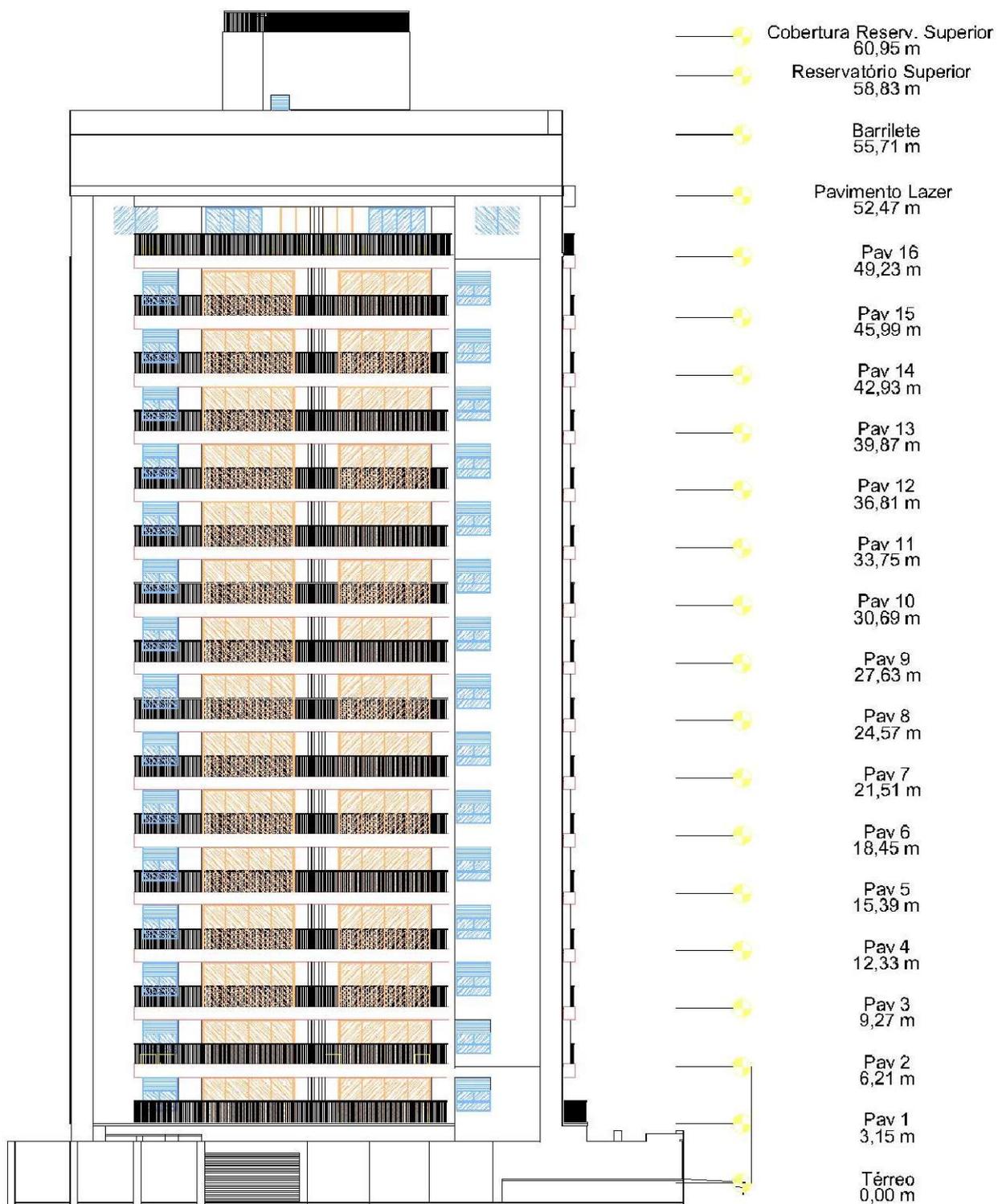
TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. DE. **Fundações - Teoria e Prática. Capítulo 7 - Análise, projeto e execução de fundações rasas**. [s.l: s.n.].

TRISUL, U. **Passo a Passo da Execução de Tirantes Provisórios na Construção Civil**. Disponível em: < <https://www.universidadetrisul.com.br/etapas-construtivas/execucao-de-tirantes>>.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. **Fundações Teoria e Prática, Capítulo 17 – Tirantes**, Editora Pini, 2ª edição, pp. 603 a 640, 1998.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações**. Vol. 2, Editora COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

ANEXO A – FACHADA GENÉRICA DO EMPREEDIMENTO



Fonte: AUTORES (2022)

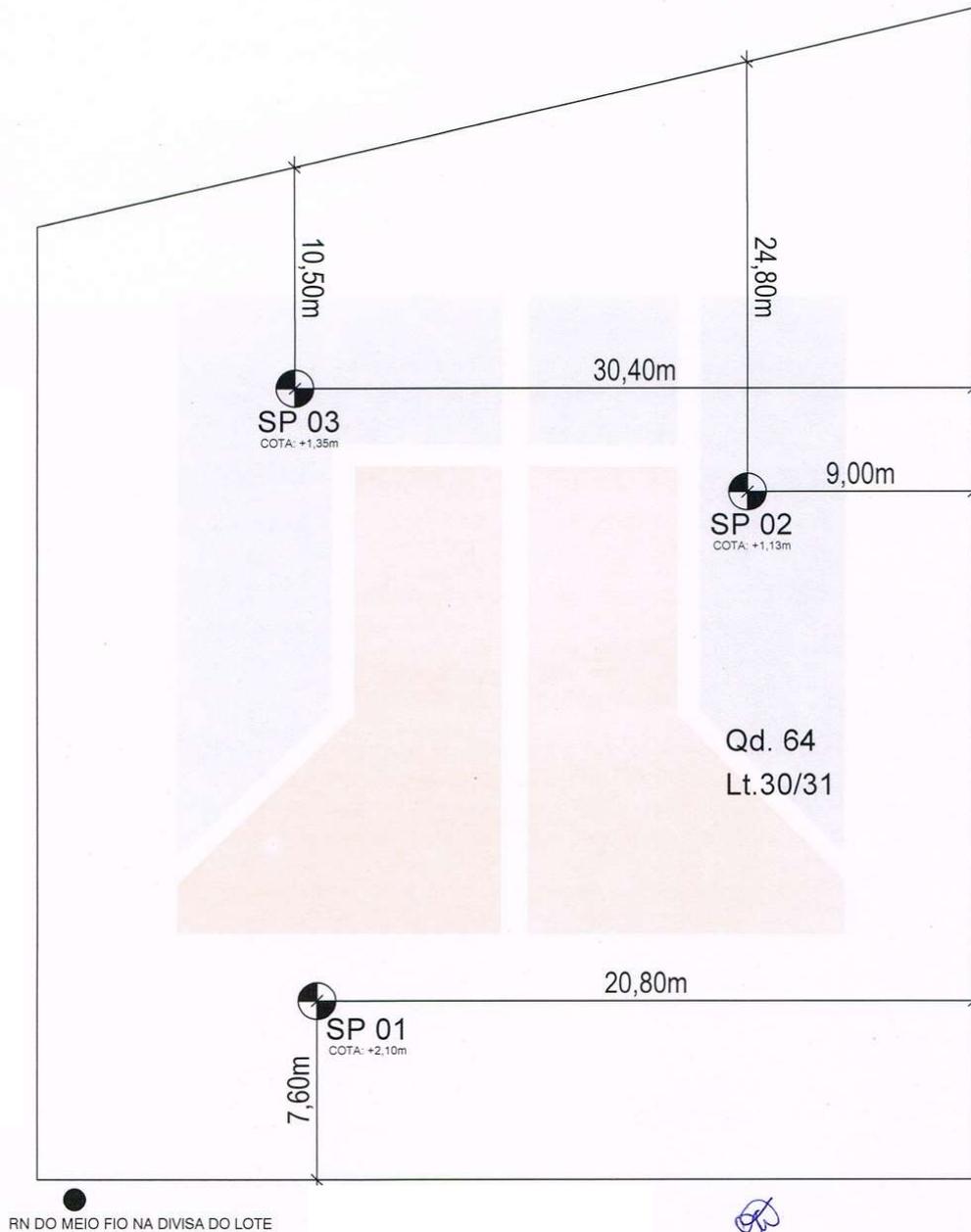
ANEXO B – RESULTADO DO ENSAIO SP – 03



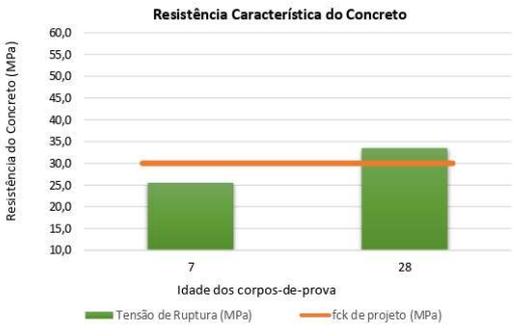
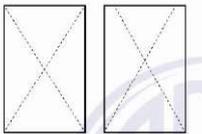
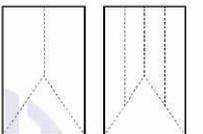
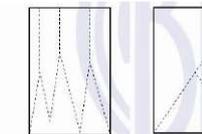
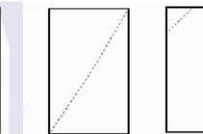
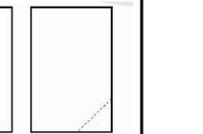
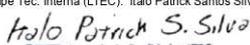
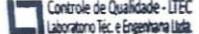
DESCRIÇÃO DO MATERIAL GRANULOMETRIA, PLASTICIDADE, COR, E ORIGEM.	PROFUNDIDADE DA SONDAGEM (m)	COTA (m) +1,35		NÍVEL D'ÁGUA (m) AMOSTRA	ENSAIO DE PENETRAÇÃO					
		Nº GOLPES			PESO PADRÃO DE 65 kg ALTURA DE QUEDA = 75cm — 1ª E 2ª PENETRAÇÕES ----- 2ª E 3ª PENETRAÇÕES					
		1ª+2ª	2ª+3ª		10	20	30	40	50	
Argila arenosa marrom c/ cascalho fino e matéria orgânica	0.00 - 1.00	-	-	00						
Argila arenosa marrom c/ cascalho fino, rija	1.00 - 1.45	13/31	12/31	01						
Argila arenosa marrom, média	2.00 - 2.45	09	07	02						
Argila pouco arenosa marrom, média	3.00 - 3.45	08	07	03						
Argila pouco arenosa marrom c/ filito, rija	4.00 - 4.45	16	16/31	04						
Argila pouco arenosa marrom, dura	5.00 - 5.45	20	22	05						
Argila pouco arenosa marrom c/ filito, rija a média	6.00 - 6.45	11	09	06						
Argila pouco arenosa marrom c/ filito, média a rija	7.00 - 7.45	10	12	07						
Argila pouco arenosa marrom, rija	8.00 - 8.45	15	17	08						
Argila arenosa marrom, rija	9.00 - 9.45	14/31	17	09						
Argila arenosa marrom c/ filito, rija	10.00 - 10.45	15	19	10						
Argila pouco arenosa marrom c/ cascalho fino, rija	11.00 - 11.45	13	16	11						
Argila pouco arenosa marrom, rija	12.00 - 12.45	15	18	12						
Argila marrom, rija a dura	13.00 - 13.45	18/31	21	13						
N.A.: 4,80m DATA DA SONDAGEM: 18/04/2015 DATA: 24/04/2015				SP - 03						
RESP.TÉCNICO:ENG. GUSTAVO V. BOTELHO - CREA/MG 55875/D			VISTO:							
RESP.TÉCNICO:ENG. DANIELA S. CINTRA DE OLIVEIRA - CREA/GO 22598/D			VISTO:							
BOLETIM DE SONDAGEM À PERCUSSÃO										



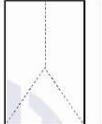
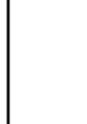
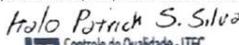
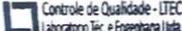
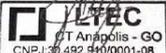
LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM
CROQUI SEM ESCALA



ANEXO C – RELATÓRIO TÉCNICO DE ENSAIO DETERMINAÇÃO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

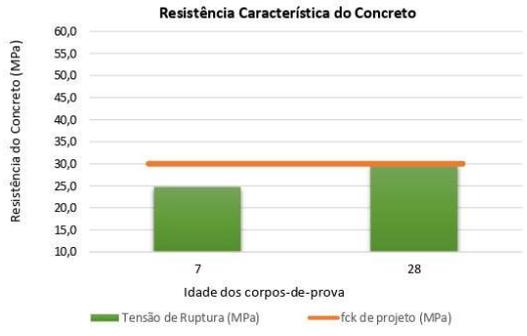
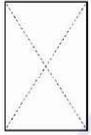
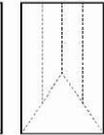
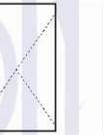
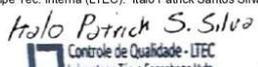
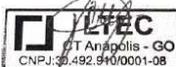
	Título do Documento: RELATÓRIO TÉCNICO DE ENSAIO DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL	Nº Rastreio: 2021023532001						
		Data de Emissão: 27/09/2021	Página: 1/3					
Ordem de Serviço: _____		Revisão: -						
Descrição do Serviço: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO								
Documento(s) de Referência(s): ABNT NBR 5739; 12655								
Identificação da Amostra: CORPO DE PROVA CILÍNDRICO DE CONCRETO (100X200MM)								
Amostra	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Preparação	Tensão de Ruptura (MPa)	Tipo de Ruptura	Resistência Exemplar (MPa)	Resistência Adquirida (%)
1	23/08/21	30/08/21	7	R	21,98	NE	25,5	85,1%
2	23/08/21	30/08/21	7	R	25,52	NE		
3	23/08/21	20/09/21	28	R	32,59	A	33,5	111,6%
4	23/08/21	20/09/21	28	R	33,49	A		
Amostragem: Moldada e conduzida pelo laboratório								
Temperatura do Tanque:		25 ± 2 °C						
Fornecedor:		CIPLAN						
Nota Fiscal:		30852						
Fck (MPa):		30						
Slump Test (cm):		24,0						
Volume de Concreto (m³):		8,0						
Local da Concretagem:								
Peça Concretada:		HELIC. CONT. ESTACA						
Moldador:		NEURISTOM DIAS						
Equipamentos: Prensa PAVITEST CONTENCO de 120 Tf, Unidade Hidráulica Automatizada, Modelo: DMY-2030, Série nº PO5732 Retificador de CP'S Modelo: WEG; nº Série: W22PLUS (Próxima Calibração: JANEIRO / 2022)								
Observações:								
Legendas: P - Preparação por Capeamento / R - Preparação por Retífica / N - Rompimento com Neoprene / NE - Não Especificado								
Tipo de Ruptura (ABNT NBR 5739:2018 - ANEXO A):								
								
Figura A.1 – Tipo A – Cônica e cônica afastada em 25 mm do capeamento	Figura A.2 – Tipo B – Cônica e bipartida e cônica com mais de uma partição	Figura A.3 – Tipo C – Coluna com formação de c.	Figura A.4 – Tipo D – Cônica e cisalhada	Figura A.5 – Tipo E – Cisalhada				
Equipe Téc. Interna (LTEC): Italo Patrick Santos Silva   Controle de Qualidade - LTEC Laboratório Téc. e Engenharia Ltda.								
segunda-feira, 27 de setembro de 2021								
Equipe Téc. Administrativa (LTEC): Pedro Vítor Oliveira Souza  GT Anápolis - GO CNPJ: 30.492.910/0001-08								
segunda-feira, 27 de setembro de 2021								

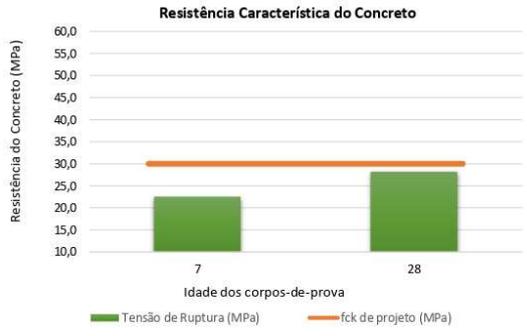
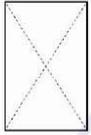
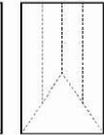
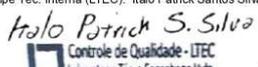
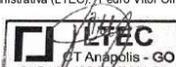
Controle Tecnológico Concreto

	Título do Documento: RELATÓRIO TÉCNICO DE ENSAIO DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL					Nº Rastreio: 2021023532001		
						Data de Emissão: 27/09/2021	Página: 1/3	
							Revisão: -	
Descrição do Serviço: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO								
Documento(s) de Referência(s): ABNT NBR 5739; 12655								
Identificação da Amostra: CORPO DE PROVA CILÍNDRICO DE CONCRETO (100X200MM)								
Amostra	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Preparação	Tensão de Ruptura (MPa)	Tipo de Ruptura	Resistência Exemplar (MPa)	Resistência Adquirida (%)
1	23/08/21	30/08/21	7	R	21,98	NE	25,5	85,1%
2	23/08/21	30/08/21	7	R	25,52	NE		
3	23/08/21	20/09/21	28	R	32,59	A	33,5	111,6%
4	23/08/21	20/09/21	28	R	33,49	A		
Amostragem: Moldada e conduzida pelo laboratório								
Temperatura do Tanque:		25 ± 2 °C						
Fornecedor:		CIPLAN						
Nota Fiscal:		30852						
Fck (MPa):		30						
Slump Test (cm):		24,0						
Volume de Concreto (m³):		8,0						
Local da Concretagem:								
Peça Concretada:		HELIC. CONT. ESTACA						
Moldador:		NEURISTOM DIAS						
Equipamentos: Prensa PAVITEST CONTENCO de 120 Tf, Unidade Hidráulica Automatizada, Modelo: DMY-2030, Série nº PO5732 Retificador de CP'S Modelo: WEG; nº Série: W22PLUS (Próxima Calibração: JANEIRO / 2022)								
Observações:								
Legendas: P - Preparação por Capeamento / R - Preparação por Retífica / N - Rompimento com Neoprene / NE - Não Especificado								
Tipo de Ruptura (ABNT NBR 5739:2018 - ANEXO A):								
								
Figura A.1 – Tipo A – Cônica e cônica afastada em 25 mm do capeamento	Figura A.2 – Tipo B – Cônica e bipartida e cônica com mais de uma partição	Figura A.3 – Tipo C – Coluna com formação de cônica e cisalhada	Figura A.4 – Tipo D – Coluna com formação de cônica e cisalhada	Figura A.5 – Tipo E – Coluna com formação de cônica e cisalhada	Figura A.6 – Tipo F – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento	Figura A.6 – Tipo F – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento	Figura A.6 – Tipo F – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento	Figura A.6 – Tipo F – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento
Equipe Téc. Interna (LTEC): Italo Patrick Santos Silva   Control de Qualidade - LTEC Laboratório Téc. e Engenharia Ltda.				Equipe Téc. Administrativa (LTEC): Pedro Vitor Oliveira Souza   LT Anápolis - GO CNPJ: 20.492.940/0001-08				
segunda-feira, 27 de setembro de 2021				segunda-feira, 27 de setembro de 2021				

Controle Tecnológico Concreto

Fonte: LTEC-CT (2021).

	Título do Documento:					Nº Rastreo:		
	RELATÓRIO TÉCNICO DE ENSAIO DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL					2021023532002		
Ordem de Serviço:					Data de Emissão:		Página:	
					27/09/2021		2/3	
					Revisão:		-	
Descrição do Serviço: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO								
Documento(s) de Referência(s): ABNT NBR 5739; 12655								
Identificação da Amostra: CORPO DE PROVA CILÍNDRICO DE CONCRETO (100X200MM)								
Amostra	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Preparação	Tensão de Ruptura (MPa)	Tipo de Ruptura	Resistência Exemplar (MPa)	Resistência Adquirida (%)
1	23/08/21	30/08/21	7	R	21,93	NE	24,8	82,5%
2	23/08/21	30/08/21	7	R	24,75	NE		
3	23/08/21	20/09/21	28	R	27,83	A	30,1	100,3%
4	23/08/21	20/09/21	28	R	30,08	B		
Amostragem: Moldada e conduzida pelo laboratório								
Temperatura do Tanque:		25 ± 2 °C						
Fornecedor:		CIPLAN						
Nota Fiscal:		30858						
Fck (MPa):		30						
Slump Test (cm):		21,0						
Volume de Concreto (m³):		4,0						
Local da Concretagem:								
Peça Concretada:		HELIC. CONT. ESTACA						
Moldador:		NEURISTOM DIAS						
Equipamentos:								
Prensa PAVITEST CONTENCO de 120 Tf, Unidade Hidráulica Automatizada, Modelo: DMY-2030, Série nº PO5732 Retificador de CP'S Modelo: WEG; nº Série: W22PLUS (Próxima Calibração: JANEIRO / 2022)								
Observações:								
Legendas:								
P - Preparação por Capeamento / R - Preparação por Retífica / N - Rompimento com Neoprene / NE - Não Especificado								
Tipo de Ruptura (ABNT NBR 5739:2018 - ANEXO A):								
								
Figura A.1 – Tipo A – Cônica e cônica afastada em 25 mm do capeamento	Figura A.2 – Tipo B – Cônica e bipartida e cônica com mais de uma partição	Figura A.3 – Tipo C – Coluna com formação de cônica e cisalhada	Figura A.4 – Tipo D – Cônica e cisalhada	Figura A.5 – Tipo E – Cisalhada	Figura A.6 – Tipo F – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento	Figura A.7 – Tipo G – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento	Figura A.8 – Tipo H – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento	Figura A.9 – Tipo I – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento
Equipe Téc. Interna (LTEC): Italo Patrick Santos Silva					Equipe Téc. Administrativa (LTEC): Pedro Vitor Oliveira Souza			
 Controle de Qualidade - LTEC Laboratório Téc. e Engenharia Ltda.					 LT Anápolis - GO CNPJ: 08.492.910/0001-08			
segunda-feira, 27 de setembro de 2021					segunda-feira, 27 de setembro de 2021			

	Título do Documento:					Nº Rastreo:		
	RELATÓRIO TÉCNICO DE ENSAIO DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL					2021023532003		
Ordem de Serviço:					Data de Emissão:		Página:	
					27/09/2021		3/3	
					Revisão:		-	
Descrição do Serviço: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO								
Documento(s) de Referência(s): ABNT NBR 5739; 12655								
Identificação da Amostra: CORPO DE PROVA CILÍNDRICO DE CONCRETO (100X200MM)								
Amostra	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Preparação	Tensão de Ruptura (MPa)	Tipo de Ruptura	Resistência Exemplar (MPa)	Resistência Adquirida (%)
1	23/08/21	30/08/21	7	R	21,48	NE	22,5	75,2%
2	23/08/21	30/08/21	7	R	22,55	NE		
3	23/08/21	20/09/21	28	R	27,68	A	28,2	94,0%
4	23/08/21	20/09/21	28	R	28,20	C		
Amostragem: Moldada e conduzida pelo laboratório								
Temperatura do Tanque:		25 ± 2 °C						
Fornecedor:		CIPLAN						
Nota Fiscal:		30859						
Fck (MPa):		30						
Slump Test (cm):		22,0						
Volume de Concreto (m³):		7,0						
Local da Concretagem:								
Peça Concretada:		HELIC. CONT. ESTACA						
Moldador:		NEURISTOM DIAS						
Equipamentos:								
Prensa PAVITEST CONTENCO de 120 Tf, Unidade Hidráulica Automatizada, Modelo: DMY-2030, Série nº PO5732 Retificador de CP'S Modelo: WEG; nº Série: W22PLUS (Próxima Calibração: JANEIRO / 2022)								
Observações:								
Legendas:								
P - Preparação por Capeamento / R - Preparação por Retífica / N - Rompimento com Neoprene / NE - Não Especificado								
Tipo de Ruptura (ABNT NBR 5739:2018 - ANEXO A):								
								
Figura A.1 – Tipo A – Cônica e cônica afastada em 25 mm do capeamento	Figura A.2 – Tipo B – Cônica e bipartida e cônica com mais de uma partição	Figura A.3 – Tipo C – Coluna com formação de cônica e cisalhada	Figura A.4 – Tipo D – Cônica e cisalhada	Figura A.5 – Tipo E – Cisalhada	Figura A.6 – Tipo F – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento	Figura A.7 – Tipo G – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento	Figura A.8 – Tipo H – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento	Figura A.9 – Tipo I – Fraturas no Topo e/ou na base abaixo do capeamento
Equipe Téc. Interna (LTEC): Italo Patrick Santos Silva					Equipe Téc. Administrativa (LTEC): Pedro Vítor Oliveira Souza			
 Controle de Qualidade - LTEC Laboratório Téc. e Engenharia Ltda.					 Controle de Qualidade - LTEC LT Anápolis - GO CNPJ: 39.492.910/0001-08			
segunda-feira, 27 de setembro de 2021					segunda-feira, 27 de setembro de 2021			

Controle Tecnológico Concreto

Fonte: LTEC-CT (2021).

ANEXO E – PARÂMETROS MÉDIOS DOS SOLOS

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

Fonte: JOPPERT (2007).

ANEXO F – RELATÓRIO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES PARA CONTENÇÃO GERADO NO SLIDE

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

File Name: Slide1
Slide Modeler Version: 6.005
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Date Created: 07/05/2022, 19:38:45

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
Time Units: days
Permeability Units: meters/second
Failure Direction: Right to Left
Data Output: Standard
Maximum Material Properties: 20
Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu simplified
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check $\alpha < 0.2$: Yes
Initial trial value of FS: 1
Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Grid Search

Radius Increment: 10
 Composite Surfaces: Disabled
 Reverse Curvature: Create Tension Crack
 Minimum Elevation: Not Defined
 Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
 Magnitude [kN/m²]: 20
 Orientation: Vertical

Material Properties

Property	Camada 01	Camada 02	Rocha
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	17.7	18.7	17
Cohesion [kPa]	35	30	0
Friction Angle [deg]	18	24	0
Water Surface	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1	1

Support Properties

estaca

Support Type: Micro-Pile
 Force Application: Active
 Out-of-Plane Spacing: 1 m
 Pile Shear Strength: 20 kN
 Force Direction: Parallel to Surface

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.827430
 Center: 5.361, 6.674
 Radius: 8.111
 Left Slip Surface Endpoint: 10.000, 0.020
 Right Slip Surface Endpoint: 13.019, 4.000
 Left Slope Intercept: 10.000 4.000
 Right Slope Intercept: 13.019 4.000
 Resisting Moment=1768.06 kN-m
 Driving Moment=967.51 kN-m

Method: janbu simplified

FS: 1.889310

Fonte: SLIDE (2022).

Center: 5.088, 7.862
 Radius: 9.209
 Left Slip Surface Endpoint: 10.000, 0.072
 Right Slip Surface Endpoint: 13.448, 4.000
 Left Slope Intercept: 10.000 4.000
 Right Slope Intercept: 13.448 4.000
 Resisting Horizontal Force=158.912 kN
 Driving Horizontal Force=84.1113 kN

Method: spencer

FS: 1.958340
 Center: 5.088, 9.762
 Radius: 10.837
 Left Slip Surface Endpoint: 10.000, 0.103
 Right Slip Surface Endpoint: 14.266, 4.000
 Left Slope Intercept: 10.000 4.000
 Right Slope Intercept: 14.266 4.000
 Resisting Moment=2985.24 kN-m
 Driving Moment=1524.38 kN-m
 Resisting Horizontal Force=205.294 kN
 Driving Horizontal Force=104.831 kN

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.887020
 Center: 5.088, 8.574
 Radius: 9.808
 Left Slip Surface Endpoint: 10.000, 0.086
 Right Slip Surface Endpoint: 13.764, 4.000
 Left Slope Intercept: 10.000 4.000
 Right Slope Intercept: 13.764 4.000
 Resisting Moment=2459.99 kN-m
 Driving Moment=1303.64 kN-m
 Resisting Horizontal Force=175.713 kN
 Driving Horizontal Force=93.117 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 11886
 Number of Invalid Surfaces: 16725

Error Codes:

Error Code -106 reported for 226 surfaces
 Error Code -107 reported for 4544 surfaces
 Error Code -108 reported for 4097 surfaces
 Error Code -112 reported for 103 surfaces
 Error Code -1000 reported for 7755 surfaces

Method: janbu simplified

Number of Valid Surfaces: 10507
 Number of Invalid Surfaces: 18104

Error Codes:

Error Code -106 reported for 226 surfaces
 Error Code -107 reported for 4544 surfaces

Error Code -108 reported for 5478 surfaces
 Error Code -112 reported for 101 surfaces
 Error Code -1000 reported for 7755 surfaces

Method: spencer

Number of Valid Surfaces: 10086
 Number of Invalid Surfaces: 18525

Error Codes:

Error Code -106 reported for 226 surfaces
 Error Code -107 reported for 4544 surfaces
 Error Code -108 reported for 5715 surfaces
 Error Code -111 reported for 182 surfaces
 Error Code -112 reported for 103 surfaces
 Error Code -1000 reported for 7755 surfaces

Method: gle/morgenstern-price

Number of Valid Surfaces: 9664
 Number of Invalid Surfaces: 18947

Error Codes:

Error Code -106 reported for 226 surfaces
 Error Code -107 reported for 4544 surfaces
 Error Code -108 reported for 5864 surfaces
 Error Code -111 reported for 455 surfaces
 Error Code -112 reported for 103 surfaces
 Error Code -1000 reported for 7755 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-106 = Average slice width is less than $0.0001 * (\text{maximum horizontal extent of soil region})$. This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
 -107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
 -108 = Total driving moment or total driving force < 0.1 . This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
 -111 = safety factor equation did not converge
 -112 = The coefficient $M\text{-Alpha} = \cos(\alpha)(1 + \tan(\alpha)\tan(\phi)/F) < 0.2$ for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
 -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.82743

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.124418	8.90896	Camada 02	30	24	13.667	24.9755	-11.2852	0	-11.2852
2	0.124418	8.69888	Camada 02 Camada	30	24	32.4684	59.3337	65.8845	0	65.8845

Fonte: SLIDE (2022).

			02							
4	0.124418	8.25267	Camada 02	30	24	31.3288	57.2511	61.2069	0	61.2069
5	0.124418	8.01574	Camada 02	30	24	30.7333	56.1629	58.7628	0	58.7628
6	0.124418	7.76898	Camada 02	30	24	30.1195	55.0413	56.2438	0	56.2438
7	0.124418	7.51186	Camada 02	30	24	29.4865	53.8846	53.6456	0	53.6456
8	0.124418	7.24382	Camada 02	30	24	28.8332	52.6906	50.964	0	50.964
9	0.124418	6.96419	Camada 02	30	24	28.1582	51.4572	48.1937	0	48.1937
10	0.124418	6.67223	Camada 02	30	24	27.4603	50.1818	45.329	0	45.329
11	0.124418	6.3671	Camada 02	30	24	26.7377	48.8613	42.3632	0	42.3632
12	0.124418	6.04783	Camada 02	30	24	25.9887	47.4926	39.2889	0	39.2889
13	0.124418	5.71332	Camada 02	30	24	25.2112	46.0717	36.0975	0	36.0975
14	0.124418	5.36226	Camada 02	30	24	24.4026	44.5941	32.7788	0	32.7788
15	0.124418	4.99313	Camada 02	30	24	23.5602	43.0546	29.3211	0	29.3211
16	0.124418	4.60413	Camada 02	30	24	22.6804	41.4469	25.7102	0	25.7102
17	0.114273	3.87693	Camada 01	35	18	22.8284	41.7173	20.6739	0	20.6739
18	0.114273	3.53073	Camada 01	35	18	22.1433	40.4653	16.8204	0	16.8204
19	0.114273	3.1643	Camada 01	35	18	21.4183	39.1405	12.743	0	12.743
20	0.114273	2.77492	Camada 01	35	18	20.6474	37.7316	8.40708	0	8.40708
21	0.114273	2.3591	Camada 01	35	18	19.8225	36.2242	3.76774	0	3.76774
22	0.114273	1.91233	Camada 01	35	18	18.933	34.5988	-1.23481	0	-1.23481
23	0.114273	1.42847	Camada 01	35	18	17.9643	32.8284	-6.68346	0	-6.68346
24	0.114273	0.898893	Camada 01	35	18	16.8948	30.874	-12.6985	0	-12.6985
25	0.114273	0.310702	Camada 01	35	18	15.6915	28.6751	-19.4661	0	-19.4661

Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.88931

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.136899	9.6686	Camada 02	30	24	16.1698	30.5497	1.23476	0	1.23476
2	0.136899	9.4388	Camada 02	30	24	31.8348	60.1459	67.7091	0	67.7091
3	0.136899	9.19992	Camada 02	30	24	31.3119	59.1578	65.4891	0	65.4891
			Camada							

Fonte: SLIDE (2022).

			02								
5	0.136899	8.69355	Camada 02	30	24	30.2215	57.0977	60.8624	0	60.8624	
6	0.136899	8.42529	Camada 02	30	24	29.6529	56.0236	58.4501	0	58.4501	
7	0.136899	8.14638	Camada 02	30	24	29.068	54.9185	55.9678	0	55.9678	
8	0.136899	7.85633	Camada 02	30	24	28.4659	53.781	53.4129	0	53.4129	
9	0.136899	7.5546	Camada 02	30	24	27.8459	52.6095	50.7818	0	50.7818	
10	0.136899	7.24059	Camada 02	30	24	27.207	51.4024	48.0706	0	48.0706	
11	0.136899	6.9136	Camada 02	30	24	26.5483	50.1579	45.2753	0	45.2753	
12	0.136899	6.57287	Camada 02	30	24	25.8685	48.8737	42.391	0	42.391	
13	0.136899	6.21756	Camada 02	30	24	25.1666	47.5476	39.4125	0	39.4125	
14	0.136899	5.84669	Camada 02	30	24	24.4411	46.1768	36.3337	0	36.3337	
15	0.136899	5.45914	Camada 02	30	24	23.6904	44.7585	33.1481	0	33.1481	
16	0.136899	5.05364	Camada 02	30	24	22.9127	43.2891	29.8477	0	29.8477	
17	0.139742	4.73223	Camada 01	35	18	22.9057	43.276	25.471	0	25.471	
18	0.139742	4.29181	Camada 01	35	18	22.2559	42.0483	21.6925	0	21.6925	
19	0.139742	3.82796	Camada 01	35	18	21.5745	40.7609	17.7302	0	17.7302	
20	0.139742	3.33813	Camada 01	35	18	20.8577	39.4067	13.5624	0	13.5624	
21	0.139742	2.81923	Camada 01	35	18	20.1011	37.9772	9.16275	0	9.16275	
22	0.139742	2.26742	Camada 01	35	18	19.2989	36.4615	4.49814	0	4.49814	
23	0.139742	1.67781	Camada 01	35	18	18.4438	34.846	-0.474017	0	-0.474017	
24	0.139742	1.04406	Camada 01	35	18	17.5261	33.1123	-5.80989	0	-5.80989	
25	0.139742	0.357621	Camada 01	35	18	16.5327	31.2355	-11.5861	0	-11.5861	

Global Minimum Query (spencer) - Safety Factor: 1.95834

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.165639	11.6077	Camada 02	30	24	23.6248	46.2653	36.5326	0	36.5326
2	0.165639	11.3356	Camada 02	30	24	31.3678	61.4289	70.5904	0	70.5904
3	0.165639	11.0519	Camada 02	30	24	30.8562	60.4269	68.3399	0	68.3399
4	0.165639	10.7563	Camada 02	30	24	30.3325	59.4014	66.0366	0	66.0366
			Camada							

Fonte: SLIDE (2022).

			02							
6	0.165639	10.1281	Camada 02	30	24	29.248	57.2775	61.2664	0	61.2664
7	0.165639	9.79452	Camada 02	30	24	28.6866	56.1781	58.7971	0	58.7971
8	0.165639	9.44742	Camada 02	30	24	28.112	55.0528	56.2693	0	56.2693
9	0.165639	9.08626	Camada 02	30	24	27.5238	53.9009	53.6824	0	53.6824
10	0.165639	8.71046	Camada 02	30	24	26.9217	52.7218	51.034	0	51.034
11	0.165639	8.31939	Camada 02	30	24	26.3053	51.5147	48.3229	0	48.3229
12	0.165639	7.91237	Camada 02	30	24	25.6741	50.2786	45.5465	0	45.5465
13	0.165639	7.48865	Camada 02	30	24	25.0277	49.0127	42.7033	0	42.7033
14	0.165639	7.04737	Camada 02	30	24	24.3656	47.7161	39.791	0	39.791
15	0.165639	6.5876	Camada 02	30	24	23.6872	46.3875	36.807	0	36.807
16	0.165639	6.10829	Camada 02	30	24	22.9919	45.026	33.7489	0	33.7489
17	0.179541	6.07125	Camada 01	35	18	22.8631	44.7736	30.0801	0	30.0801
18	0.179541	5.48845	Camada 01	35	18	22.2789	43.6298	26.5596	0	26.5596
19	0.179541	4.87696	Camada 01	35	18	21.676	42.4491	22.9259	0	22.9259
20	0.179541	4.23445	Camada 01	35	18	21.0532	41.2294	19.1722	0	19.1722
21	0.179541	3.55816	Camada 01	35	18	20.4093	39.9684	15.2911	0	15.2911
22	0.179541	2.84485	Camada 01	35	18	19.7428	38.6632	11.2741	0	11.2741
23	0.179541	2.09063	Camada 01	35	18	19.0522	37.3107	7.11175	0	7.11175
24	0.179541	1.29077	Camada 01	35	18	18.3357	35.9075	2.79312	0	2.79312
25	0.179541	0.439385	Camada 01	35	18	17.5934	34.4539	-1.68086	0	-1.68086

Global Minimum Query (gle/morgenstern-price) - Safety Factor: 1.88702

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.147865	10.4075	Camada 02	30	24	22.1912	41.8752	26.672	0	26.672
2	0.147865	10.1612	Camada 02	30	24	34.9579	65.9663	80.7816	0	80.7816
3	0.147865	9.90495	Camada 02	30	24	33.4993	63.2139	74.5999	0	74.5999
4	0.147865	9.63839	Camada 02	30	24	32.0964	60.5665	68.6536	0	68.6536
5	0.147865	9.36115	Camada 02	30	24	30.7753	58.0737	63.0546	0	63.0546
			Camada							

Fonte: SLIDE (2022).

			02							
7	0.147865	8.77297	Camada 02	30	24	28.4274	53.643	53.103	0	53.103
8	0.147865	8.46111	Camada 02	30	24	27.4037	51.7113	48.7644	0	48.7644
9	0.147865	8.13671	Camada 02	30	24	26.4737	49.9564	44.8229	0	44.8229
10	0.147865	7.79918	Camada 02	30	24	25.6295	48.3633	41.2448	0	41.2448
11	0.147865	7.44786	Camada 02	30	24	24.8645	46.9199	38.0028	0	38.0028
12	0.147865	7.08202	Camada 02	30	24	24.1792	45.6266	35.098	0	35.098
13	0.147865	6.70087	Camada 02	30	24	23.584	44.5034	32.5753	0	32.5753
14	0.147865	6.30348	Camada 02	30	24	23.0937	43.5782	30.4971	0	30.4971
15	0.147865	5.88883	Camada 02	30	24	22.705	42.8448	28.8499	0	28.8499
16	0.147865	5.45574	Camada 02	30	24	22.3733	42.2188	27.4439	0	27.4439
17	0.1553	5.25558	Camada 01	35	18	23.1585	43.7006	26.7777	0	26.7777
18	0.1553	4.75931	Camada 01	35	18	22.7907	43.0065	24.6416	0	24.6416
19	0.1553	4.23754	Camada 01	35	18	22.2389	41.9653	21.437	0	21.437
20	0.1553	3.68782	Camada 01	35	18	21.6651	40.8825	18.1044	0	18.1044
21	0.1553	3.1072	Camada 01	35	18	21.1667	39.942	15.2099	0	15.2099
22	0.1553	2.49208	Camada 01	35	18	20.6746	39.0134	12.3518	0	12.3518
23	0.1553	1.83803	Camada 01	35	18	20.0394	37.8147	8.66262	0	8.66262
24	0.1553	1.13947	Camada 01	35	18	19.1058	36.053	3.24092	0	3.24092
25	0.1553	0.389134	Camada 01	35	18	17.62	33.2493	-5.38804	0	-5.38804

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0	-0.757
20	-0.757

Line Load

X	Y
10	4
20	4

External Boundary

Fonte: SLIDE (2022).

X	Y
0	-20
20	-20
20	-10
20	2
20	4
10	4
10	2
10	0
0	0
0	-10

Material Boundary

X	Y
10	2
20	2

Material Boundary

X	Y
0	-10
20	-10

Fonte: SLIDE (2022).