



**VANESSA MARQUES SANTANA**

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE  
CONTENÇÃO: ESTUDO DE CASO PARA IMPLANTAÇÃO DE  
EDIFÍCIO HOSPITALAR NO MUNICÍPIO DE LAVRAS/MG**

**LAVRAS – MG**

**2019**

**VANESSA MARQUES SANTANA**

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE  
CONTENÇÃO: ESTUDO DE CASO PARA IMPLANTAÇÃO DE  
EDIFÍCIO HOSPITALAR NO MUNICÍPIO DE LAVRAS/MG**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

Orientador:

Prof. Me. Eduardo Souza Cândido

**LAVRAS – MG**

**2019**

## RESUMO

O processo de urbanização tem gerado uma crescente demanda para utilização de subsolos, sendo necessária a execução de estruturas de contenção. Neste contexto, se destacam as cortinas de estacas moldadas no local, por sua facilidade de execução e possibilidade de utilização em terrenos com construções adjacentes. O objetivo deste trabalho foi realizar o dimensionamento de uma cortina de estacas escavadas para contenção de um subsolo de 5,5 m de profundidade a ser executado na cidade de Lavras, Minas Gerais. Utilizou-se das teorias clássicas para o cálculo dos empuxos, do método do apoio fixo para o cálculo da ficha de forma analítica e computacional e de um estudo do comportamento de tensões e deslocamentos do maciço por uma análise de elementos finitos. Por fim, realizou-se o dimensionamento estrutural da cortina e análises de estabilidade do talude pelos métodos de equilíbrio limite e fez-se o orçamento da obra. Obteve-se uma cortina de estacas espaçadas com profundidade de 11 m e seção transversal de 60 cm em uma condição de estabilidade de alto grau de segurança. O custo total da obra, incluindo materiais, mão de obra e equipamentos necessários obtido por meio de planilhas SINAPI foi de R\$ 417089,73. Verificou-se a necessidade da realização de ensaios de laboratório e de campo para a determinação das características do solo e a importância da utilização de *softwares* comerciais. Além disto, foi observada a importância de do efeito gerado pela interação de diferentes elementos estruturais, para uma redução das solicitações sobre a cortina e do custo da obra.

**Palavras-chave:** Subsolo. Cortina de estacas espaçadas. Escavação. Empuxo. Concreto armado.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>2. REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	2
<b>2.1. Estruturas de contenção</b> .....	2
<b>2.2. Empuxo de terra</b> .....	4
<b>2.2.1. Definições</b> .....	4
<b>2.2.2. Teoria de Rankine</b> .....	6
<b>2.2.3. Teoria de Coulomb</b> .....	8
<b>2.2.4. Outras considerações</b> .....	8
<b>2.3. Métodos de dimensionamento de cortinas</b> .....	9
<b>2.3.1. Dimensionamento geotécnico</b> .....	9
<b>2.3.2. Dimensionamento estrutural</b> .....	11
<b>2.4. Verificação da estabilidade de cortinas</b> .....	13
<b>2.5. Softwares comerciais</b> .....	15
<b>2.5.1. Geo5</b> .....	15
<b>2.5.2. Plaxis</b> .....	16
<b>2.5.3. Oblíqua</b> .....	16
<b>3. MATERIAL E MÉTODOS</b> .....	17
<b>3.1. Estudo de caso</b> .....	17
<b>3.2. Métodos</b> .....	20
<b>3.2.1. Estratigrafia, propriedades do solo adotadas e sobrecargas</b> .....	21
<b>3.2.2. Determinação da ficha</b> .....	25
<b>3.2.3. Avaliação das tensões e deformações</b> .....	27
<b>3.2.4. Dimensionamento estrutural</b> .....	30
<b>3.2.5. Verificação da estabilidade</b> .....	31
<b>3.2.6. Detalhamento e orçamento</b> .....	31
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	32
<b>4.1. Determinação da ficha</b> .....	32
<b>4.1.1. Métodos analíticos</b> .....	32
<b>4.1.2. Métodos computacionais</b> .....	36
<b>4.2. Avaliação das tensões e deformações</b> .....	38
<b>4.3. Dimensionamento estrutural</b> .....	44
<b>4.4. Verificação da estabilidade</b> .....	47
<b>4.5. Detalhamento do projeto</b> .....	49
<b>5. CONCLUSÃO</b> .....	51
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	53

## 1. INTRODUÇÃO

A execução de construções civis demanda de áreas com relevos específicos, normalmente planos, nem sempre encontrados na natureza. Assim, muitas vezes são necessárias obras de movimentação de terra para condicionar o solo àquelas características almejadas. Em terrenos muito inclinados, o taludamento é uma alternativa bastante recomendada por manter o equilíbrio do solo sem a necessidade de obras de contenção. Nos centros urbanos, porém, essa condição é dificultada pela falta de espaço e proximidade das obras com os edifícios vizinhos, além da crescente demanda pela utilização de solos onde são realizados cortes íngremes, sendo necessário o projeto de estruturas de contenção.

As obras de contenção devem garantir o estado de equilíbrio do maciço de solo para que não haja prejuízo às edificações adjacentes ao mesmo tempo que não tomem grandes proporções nos terrenos em que serão executadas. Para isso, é necessário um estudo da tipologia da estrutura a ser executada levando-se em consideração as necessidades do projeto e as tecnologias e mão de obra disponíveis para a região.

São exemplos típicos de estrutura de contenção os muros de peso ou de flexão, os solos grampeados e as cortinas de estacas, que podem ser atirantadas ou não. Esta última se realça pela versatilidade e facilidade de execução. Neste cenário, destaca-se a permanência de teorias clássicas que descrevem o comportamento do solo e fundamentam hipóteses de dimensionamento e de estabilidade das estruturas de contenção de solo.

Dentro desse contexto, este trabalho tem como objetivo apresentar o dimensionamento e análise de uma estrutura de contenção por cortina de estacas escavadas para um edifício hospitalar na cidade de Lavras, Minas Gerais. A hipótese principal para a validação da adoção deste tipo de estrutura espaçada é a do efeito de arco proposto por Terzaghi (1943) e para a determinação das tensões horizontais de solo foram adotadas as teorias clássicas de Rankine e Coulomb.

A organização deste trabalho se dá com a apresentação das teorias para o dimensionamento geotécnico e estrutural da contenção, bem como para a verificação de sua estabilidade e *softwares* empregados, no capítulo 2. O capítulo seguinte trata da descrição da metodologia utilizada para o desenvolvimento deste trabalho e as considerações adotadas. Os resultados do estudo são apresentados e comentados no capítulo 4, seguidos das conclusões obtidas e das referências bibliográficas utilizadas.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1. Estruturas de contenção

Estruturas de contenção são elementos executados de forma a impedir os deslocamentos do solo em contato com a estrutura e se caracterizam por possuírem rigidez diferente do solo que conterà (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998).

A escolha do tipo de contenção deve levar em consideração fatores técnicos, econômicos e externos. Dentre eles estão as características do solo, nível do lençol freático, profundidade de escavação, disponibilidade de espaço para implantação, condições das construções adjacentes, custo de execução e disponibilidade de materiais e mão de obra.

Segundo Budhu (2000), existem duas categorias gerais das contenções. A primeira categoria é chamada rígida e engloba estruturas que possuem grandes dimensões e elevado peso específico, utilizando da gravidade para resistir as forças horizontais da massa de solo contida. São exemplo de contenções rígidas os muros de gravidade, que podem ser construídos em alvenaria de tijolos ou pedras, concreto simples ou armado podendo ainda serem associados a sistemas de ancoragem (BERNARDI, 2015).

A segunda categoria é dita flexível e consiste em elementos longos e esbeltos que contam com a resistência passiva do solo mobilizada ao longo de um trecho enterrado (ficha) e ancoragens para estabilidade. As cortinas são exemplos de estruturas de contenção flexíveis e podem ser executadas em concreto armado moldado *in loco*, pré-moldadas de concreto, aço ou madeira (SANTOS, 2019).

As cortinas de estacas têm utilização bastante difundida devido a sua rapidez, facilidade e possibilidades de execução. Suas dimensões transversais reduzidas permitem sua utilização em centros urbanos por possibilitar um melhor aproveitamento das áreas de construção.

A estabilidade da cortina é garantida pelo equilíbrio das tensões do solo e pela resistência do material empregado, podendo ainda, serem acrescentados elementos de sustentação à estrutura. Meireles e Martins (2006) salientam que lajes e outros elementos estruturais das edificações podem contribuir para a estabilidade das cortinas em fases definitivas, sendo incorporadas como elementos resistentes na estrutura final.

O espaçamento entre as estacas é determinado conforme as condições de projeto e a estabilidade do terreno entre as estacas, é garantida pelo efeito de arco do solo onde acontece uma redução das tensões na parcela do maciço que se desloca em relação as demais.

Quando uma parte da estrutura que suporta uma dada massa de solo se afasta desta, mantendo-se a restante na posição inicial, o solo adjacente à primeira tende a acompanhá-la. Ao movimento relativo no interior do solo opõe-se à resistência ao corte na zona de contacto da massa, que tende a deslocar-se da remanescente tentando manter a primeira na posição inicial. Por esse motivo, as pressões de terra diminuem na parte da estrutura de suporte que se afastou e aumentam nas que se mantiverem imóveis (ou que se deslocam menos, ou até que se deslocam contra ao solo). É esta transferência de tensões que se designa por “efeito de arco” (TERZAGHI, 1943).

Quanto às estacas, estas são submetidas a esforços cortantes e momentos fletores devidos às pressões do solo e aos possíveis esforços axiais de compressão advindos das edificações. Este último, tem efeito favorável à estrutura de contenção, diminuindo as tensões de tração induzidas pela flexão e conseqüentemente, reduzindo a armadura necessária no caso de cortinas de concreto armado (MEIRELES; MARTINS;2006).

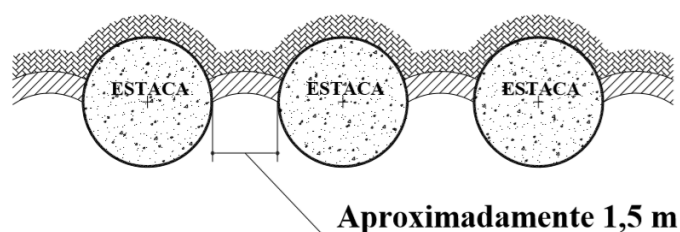
As cortinas de estacas podem ser classificadas quanto ao espaçamento entre as estacas, sendo denominadas de espaçadas, secantes ou tangentes.

### 2.1.1. Cortinas de estacas espaçadas

Meireles e Martins (2006) descrevem as cortinas de estacas espaçadas como um conjunto de estacas alinhadas que possuem um distanciamento livre de até 1,5 m, mas com espaçamento habitual não superior a 0,5 m. Já Matos (2010), restringe o espaçamento máximo entre eixos das estacas, como três vezes o valor de seu diâmetro.

Esta tipologia de cortinas, apresenta como vantagens o custo e a velocidade de execução reduzidos e como desvantagens o fato de ser uma estrutura permeável e de sua aplicação ser restrita a solos relativamente estáveis e coesivos, que sejam autoportantes durante a fase construtiva por meio do efeito de arco. Usualmente é realizado o fechamento entre estacas com blocos de concreto. A Figura 1 ilustra a cortina de estacas espaçadas.

Figura 1 – Cortina de estacas espaçadas.

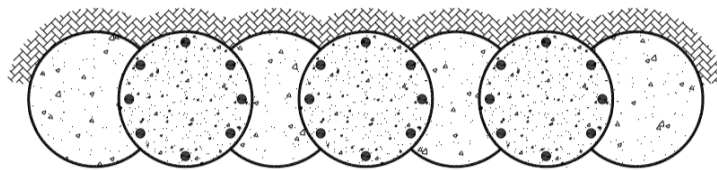


Fonte: Meireles e Martins (2006).

### 2.1.2. Cortina de estacas secantes

As cortinas de estacas secantes são construídas por estacas que se interceptam (Figura 2). Primeiramente, são executadas estacas com resistência mais baixa, com pouca ou nenhuma armação e espaçadas entre si. E, posteriormente, são executadas estacas armadas unindo e interceptando aquelas já existentes. Diferente das anteriores, são estruturas impermeáveis e que possuem maior custo devido à maior demanda por material (MEIRELES; MARTINS, 2006).

Figura 2 – Cortina de estacas secantes.

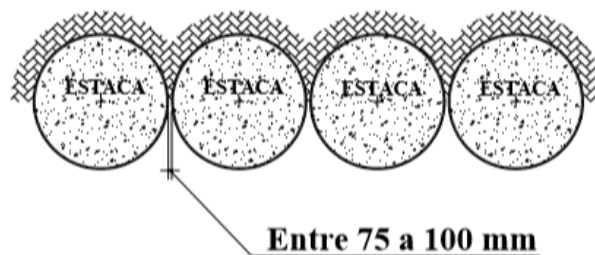


Fonte: Meireles e Martins (2006).

### 2.1.3. Cortina de estacas tangentes

As cortinas de estacas tangentes são compostas por estacas justapostas com pequenos espaçamentos livres (Figura 3). Para Matos (2010), há uma maior dificuldade de execução destas estruturas, fazendo com que seu uso não seja muito recorrente. Além disso, não são estruturas impermeáveis como as cortinas de estacas secantes e nem possuem custo reduzido como as espaçadas.

Figura 3 – Cortina de estacas tangentes.



Fonte: Meireles e Martins (2006).

## 2.2. Empuxo de terra

### 2.2.1. Definições

Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2017), empuxo de terra é a resultante das tensões horizontais geradas pelo solo em uma determinada superfície. Essa tensão é gerada pelo próprio peso do maciço, pelos carregamentos nele atuantes e por esforços externos. A determinação desta tensão, é importante para o projeto de estruturas de contenção para que se



conheçam os esforços a que estarão submetidas e se possa garantir a estabilidade da estrutura e conseqüente segurança de pessoas e obras civis.

As tensões horizontais podem se apresentar de três maneiras distintas e são classificadas em função da direção e do deslocamento que provocam no maciço de solo.

A condição geostática representa uma situação em que há um padrão de distribuição simplificado para o qual são admitidas as características de que a superfície do solo é plana, as camadas de solo são horizontais e há pouca ou nenhuma variação das propriedades do solo na direção horizontal.

Devido a estas características, para o empuxo no repouso a distribuição de tensões pode ser idealizada a partir do processo de deposição de solos sedimentares. Nestes solos, acontece a sucessiva deposição de camadas horizontais que geram tensões verticais de compressão sobre as camadas subjacentes. Estas, quando comprimidas, tendem a se deformar lateralmente, mas são contidas devido a compensação de deslocamentos dos elementos de solo adjacentes. Não havendo deslocamento horizontal, não há geração de tensões horizontais na massa de solo (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2017).

A tensão efetiva horizontal ( $\sigma'_h$ ) pode ser determinada pelo produto da tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ) e do coeficiente de empuxo lateral no repouso ( $k_0$ ), o qual depende de parâmetros do solo como ângulo de atrito ( $\phi$ ), índice de vazios, razão de pré-adensamento, entre outros. Usualmente, em projetos, têm sido bastante utilizadas correlações empíricas para sua determinação, como na equação 1.

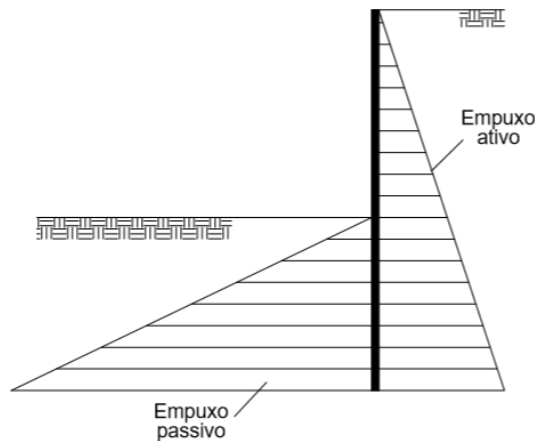
$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (1)$$

Quando na presença de água, a tensão horizontal no repouso deve ser determinada pela soma da tensão horizontal efetiva e da poropressão.

Diferentemente da condição geostática, nos empuxos ativo e passivo existe uma transmissão de tensões horizontais na interação solo-estrutura. Dessa forma, diz-se que o empuxo é ativo quando o solo se desloca contra a estrutura, exercendo esforço sobre ela. Já o empuxo passivo, representa a situação em que estrutura é empurrada contra o solo, provocando um esforço de compressão na massa de solo (MARANGON,2018).

É importante salientar que estas duas situações podem coexistir em uma mesma obra, como em estruturas de contenção de solo em que parte encontra-se escavada e parte enterrada (FIGURA 4).

Figura 4 - Empuxos ativo e passivo de solo em uma estrutura de contenção.



Fonte: Adaptado de Magalhães (2015).

### 2.2.2. Teoria de Rankine

Os processos clássicos para a determinação do empuxo de terra se baseiam nos métodos de equilíbrio limite. Na teoria de Rankine, é realizada uma análise por meio das equações de equilíbrio das tensões externas e internas que atuam em um elemento infinitesimal e estendida para toda a massa de solo da superfície de deslizamento em contato com a estrutura de suporte. A esta superfície é atribuído o formato de cunha e a condição de plastificação de todos os seus elementos que tentam se deslocar em relação ao restante do maciço (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2017).

Para a determinação do empuxo, Rankine se fundamenta nas hipóteses de que o solo é isotrópico e homogêneo; a superfície do terreno é plana; a ruptura ocorre em todos os pontos do maciço simultaneamente sob o estado plano de deformação e de que a estrutura de suporte do solo é vertical e perfeitamente lisa, ou seja, não há atrito na superfície solo-estrutura. Esta condição é idealizada e raramente ocorre na prática.

Sendo assim, o deslocamento da parede em relação ao solo pode gerar duas diferentes situações. A primeira delas, quando a estrutura se movimenta em sentido contrário ao maciço de solo, gera um alívio nas tensões horizontais ( $\sigma'_h$ ) atuantes sobre ele, sem que haja alteração nas tensões verticais ( $\sigma'_v$ ). Nessa situação, fazendo analogia ao círculo de Mohr, a resultante das tensões vertical e horizontal representam as tensões principais máxima e mínima, respectivamente.

O estado de equilíbrio plástico ativo acontece quando a tensão horizontal atinge seu valor mínimo ( $\sigma'_{ha}$ ), não sendo mais possível reduzi-la independentemente do deslocamento da parede. Desta forma, é possível determinar o coeficiente de empuxo ativo ( $k_a$ ), conforme Equação 2.

$$k_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} \quad (2)$$

Na segunda situação, o deslocamento da estrutura em direção ao maciço provoca um acréscimo nas tensões horizontais ( $\sigma'_h$ ), de forma a ultrapassar as tensões verticais ( $\sigma'_v$ ) em magnitude, até atingir seu limite onde representa a tensão principal maior e corresponde a condição de plastificação passiva e ruptura ( $\sigma'_{hp}$ ). O coeficiente de empuxo passivo ( $k_p$ ), é determinado conforme Equação 3.

$$k_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} \quad (3)$$

Usualmente, os coeficientes de empuxo ativo e passivo são obtidos por meio de relações com ângulo de atrito ( $\phi$ ), como nas equações 4 e 5.

$$k_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad (4)$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (5)$$

Ainda, a consideração de que a estrutura de suporte vertical é perfeitamente lisa, permite afirmar que o empuxo de terra é paralelo a face do terreno e sua distribuição junto a contenção aumenta linearmente com a profundidade (MARANGON, 2018). Com isso, para solos não coesivos, é possível calcular o empuxo total com base na integral do diagrama de tensões horizontais, resultando nas equações 6 e 7 para empuxo ativo ( $E_a$ ) e passivo ( $E_p$ ).

$$E_a = \frac{\gamma h^2 k_a}{2} \quad (6)$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2 k_p}{2} \quad (7)$$

Onde  $\gamma$  é o peso específico do solo e  $h$  sua profundidade.

Para Zucchi (2018), essa teoria pode ser estendida para solos coesivos incorporando às equações uma constante relativa à coesão ( $c'$ ) resultando nas equações 8 e 9.

$$E_a = \frac{\gamma h^2 k_a}{2} - 2c'h\sqrt{k_a} \quad (8)$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2 k_p}{2} + 2c'h\sqrt{k_p} \quad (9)$$

### 2.2.3. Teoria de Coulomb

Baseada na teoria de equilíbrio limite para a determinação do empuxo, Coulomb admite as hipóteses de solo homogêneo, isotrópico, ocorrência de ruptura ao longo de uma superfície planar, mobilização do estado limite com pequenas deformações da parede, e existência de atrito na superfície solo-estrutura. Esta última característica, diferente da teoria de Rankine, permite conhecer a direção do empuxo atuante no muro (MARANGON, 2018).

No caso ativo, o peso da cunha de solo causa empuxo na estrutura, sendo resistido pelo atrito ao longo da superfície de contato solo-estrutura e pela resistência do solo ao longo da superfície de ruptura. Dessa forma, o valor do empuxo sofre uma redução quando comparado a condição em repouso. Já no estado passivo, ocorre o inverso.

Esta teoria consiste em estabelecer o equilíbrio das potenciais superfícies de ruptura por meio de tentativas, variando seu ângulo de inclinação e empuxo a que estão sujeitas. A cunha submetida ao maior empuxo é chamada de cunha crítica e será utilizada para o dimensionamento da estrutura de contenção, proporcionando maior condição de segurança a estrutura.

### 2.2.4. Outras considerações

#### 2.2.4.1. Sobrecarga

As sobrecargas também contribuem para os empuxos de terra e as equações de empuxo ativo e passivo passam a incorporar uma parcela adicional de carregamento vertical correspondente a sobrecarga ( $q$ ) e o acréscimo de um diagrama retangular de tensões por toda a superfície de escavação (BUDHU, 2000). Sendo assim, as expressões para o cálculo dos empuxos podem ser reescritas, resultando nas equações 10 e 11.

$$E_a = \frac{(\gamma h)k_a h}{2} + qhk_a - 2c'h\sqrt{k_a} \quad (10)$$

$$E_p = \frac{(\gamma h)k_p h}{2} + qhk_p + 2hc'\sqrt{k_p} \quad (11)$$

No caso de fundações vizinhas, é usual considerar a sobrecarga de 10 kN/m<sup>2</sup> por pavimento para edifícios (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2017).

#### **2.2.4.2. Efeito da água**

Para Gerscovich, Danziger e Saramago (2017), a existência de uma linha freática no maciço de solo é altamente desfavorável. Isso porque, a presença de água tem como efeito direto o aumento significativo do empuxo atuante sobre a estrutura.

Nas camadas de solo sob o nível da água, o empuxo deve ser calculado em duas parcelas, uma relativa a contribuição efetiva de solo e outra devido pressão gerada pela água. Marangon (2018), ressalta que esta parcela correspondente a presença de água não varia conforme os coeficientes de empuxo, sendo também denominada pressão neutra.

### **2.3. Métodos de dimensionamento de cortinas**

O dimensionamento de cortina de estacas leva em consideração o seu tipo e altura de escavação. De maneira que, para escavações com pequenos desníveis, pode ser utilizado o método de dimensionamento de cortinas em balanço. Já para escavações com maiores profundidades, é recomendada a adoção de apoios posicionados em um ou mais níveis ao longo do trecho livre da cortina (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2017).

A adoção destes apoios, faz com que não sejam necessários elevados comprimentos de ficha para garantir a estabilidade de escavações, além de reduzir os esforços e deslocamentos na contenção e, conseqüentemente, os recalques nas edificações vizinhas.

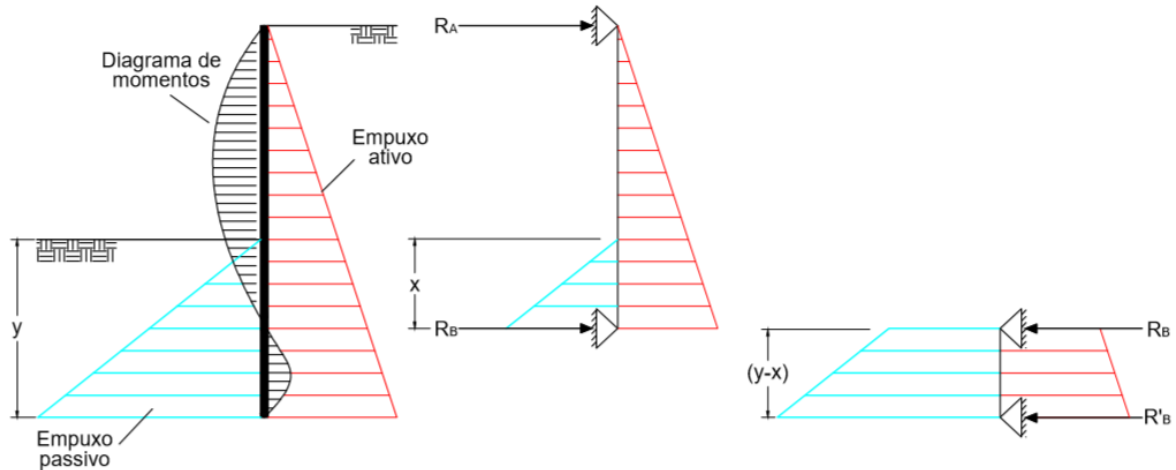
Dentro das possíveis soluções com um nível de apoio, nas quais os diagramas de Rankine podem ser utilizados para determinação dos empuxos, existem as condições de apoio livre e apoio fixo. Para a primeira condição, a ficha obtida é pequena e não promove efetiva restrição às deformações. Na segunda, os deslocamentos são reduzidos devido ao maior comprimento da ficha.

Apesar do maior comprimento, no método do apoio fixo as estacas possuem maior esbelteza e uma maior redução dos momentos fletores atuantes, tendo como resultado uma estrutura mais leve e econômica.

#### **2.3.1. Dimensionamento geotécnico**

O método de Blum (1931) é fundamentado no método da linha elástica, baseando-se na deformada da cortina (FIGURA 5). Uma rótula é considerada no ponto de inflexão, onde o momento fletor é igual zero e a partir deste ponto, subdivide-se a cortina em dois trechos, considerados como duas vigas isostáticas.

Figura 5 - Método de Blum.



Fonte: Adaptado de Magalhães (2015).

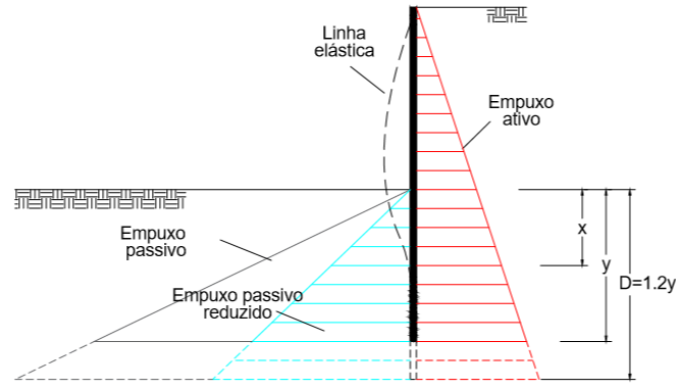
O trecho superior é simplesmente apoiado no ponto de inflexão e no nível de ancoragem da cortina e, por meio dos empuxos ativos e passivos atuantes neste trecho, é possível obter a reação no ponto de ancoragem ( $R_A$ ) e no apoio fictício ( $R_B$ ). A distância ( $x$ ) da base da escavação ao ponto considerado como apoio fictício pode ser estimada por meio de correlações com o coeficiente de empuxo no repouso, ângulo de atrito efetivo do solo e altura de escavação propostas por Blum (1931) e Cornfield (1975).

A viga inferior é apoiada no ponto de inflexão e na base da cortina e seu comprimento ( $y-x$ ) não é conhecido. A determinação deste comprimento é realizada fazendo-se o somatório de momentos igual a zero na base da cortina, em que os esforços devido aos empuxos de solo são descritos em função do próprio comprimento. Como a reação  $R_B$  no apoio superior é conhecida, é possível determinar o comprimento necessário para o equilíbrio.

Santos (2019) salienta a importância da utilização de um coeficiente de segurança para o cálculo das tensões efetivas referentes ao empuxo passivo. Esse coeficiente de segurança deve ser igual a 2,0 para obras permanentes e 1,5 para obras provisórias, segundo Hachich et al. (1998). Já Gerscovich, Danziger e Saramago (2017), recomendam a majoração dos empuxos ativos por meio da utilização de  $k_0$  ao invés de  $k_a$  no caso de existirem construções históricas ou de grande importância nas imediações da obra de escavação.

A ficha (D), comprimento enterrado da cortina, deve ser igual ao comprimento  $y$  majorado em 20%. Pode-se observar na Figura 6 a redução das tensões passivas sobre a cortina, seu padrão de deslocamento e ficha.

Figura 6 – Redução do empuxo passivo e comprimento da ficha.



Fonte: Adaptado de Magalhães (2015).

### 2.3.2. Dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural em concreto armado deve ser realizado em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014). Para a contenção por cortina de estacas são considerados esforços cortantes e de flexo-compressão.

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) o dimensionamento estrutural para flexo-compressão é calculado por meio da obtenção de parâmetros adimensionais  $\nu$  e  $\mu$  em função do esforço normal solicitante de cálculo ( $N_d$ ) e momento fletor solicitante de cálculo ( $M_d$ ) utilizados para a determinação da armadura longitudinal.

As áreas de aço limites mínima ( $A_{s,min}$ ) e máxima ( $A_{s,max}$ ) normativas para armaduras longitudinais são calculadas por meio das equações 12 e 13.

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \geq 0,04A_c \quad (12)$$

$$A_{s,max} = 0,08A_c \quad (13)$$

Onde  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço e  $A_c$  é a área de concreto, correspondente a seção transversal do elemento.

Para o dimensionamento da seção transversal são analisados os esforços cortantes solicitantes e resistentes da estrutura. A NBR 6118 (ABNT, 2014) propõe as verificações apresentadas nas equações 14 e 15.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (14)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (15)$$

Onde  $V_{sd}$  é o esforço cortante solicitante de cálculo,  $V_{Rd2}$  o esforço cortante resistente de cálculo relativo à ruína pela compressão das diagonais do concreto,  $V_{Rd3}$  o esforço cortante resistente de cálculo relativo à ruptura por tração das diagonais,  $V_c$  é a parcela correspondente

à resistência devida os mecanismos complementares, e  $V_{sw}$  a parcela correspondente à resistência do aço.

O esforço relativo à diagonal comprimida pode ser obtido utilizando a equação 16.

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2}f_{cd} A_{ef} \quad (16)$$

Em que  $f_{cd}$  representa a resistência de cálculo do concreto e os demais parâmetros são dados pelas equações 17 e 18.

$$\alpha_{v2} = \frac{1 - f_{ck}}{250} \quad (17)$$

$$A_{ef} = \frac{\pi d_{ef}^2}{4} \quad (18)$$

Onde  $A_{ef}$  é a área efetiva determinada em função do diâmetro efetivo da estaca ( $d_{estaca}$ ) da armadura transversal ( $\emptyset_t$ ) e do cobrimento ( $c$ ) do aço. O diâmetro efetivo ( $d_{ef}$ ) é calculado pela equação 19.

$$d_{ef} = d_{estaca} - \left(c + \frac{\emptyset_t}{2}\right) \quad (19)$$

Atendendo as verificações para a biela comprimida, faz-se a análise quanto a ruptura por tração das diagonais em que são utilizadas as equações 20 e 21.

$$V_c = 1,2f_{ctd}A_{ef} \quad (20)$$

$$V_c = \frac{A_{sw}}{s} 0,9df_{ywd}(sen\alpha + cos\alpha) \quad (21)$$

Onde  $f_{ctd}$  é a resistência a tração do concreto,  $A_{sw}$  é a área da seção transversal dos estribos,  $s$  é o espaçamento entre os elementos da armadura transversal,  $f_{ywd}$  é a resistência de cálculo do aço e  $\alpha$  é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação a direção longitudinal do elemento estrutural.

Se o concreto for capaz de resistir aos esforços cisalhantes, a área mínima de aço pode ser calculada pela equação 22.

$$A_{sw,min} = \rho_{sw,min} 100 d_{ef} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} 100 d_{ef} \quad (22)$$

O espaçamento entre os estribos é então calculado conforme equação 23.

$$s = \frac{A_{\emptyset t}}{\frac{A_{sw,min}}{2}} \quad (23)$$

Por fim, verifica-se o espaçamento máximo para as armaduras transversais conforme equação 24.



$$s_{max} = \begin{cases} 0,6d_{ef} \rightarrow V_{sd} \leq 0,67 V_{Rd2} \\ 0,6d_{ef} \rightarrow V_{sd} \leq 0,67 V_{Rd2} \end{cases} \quad (24)$$

Se houver necessidade de reforço, prossegue-se com o dimensionamento, igualando os esforços solicitantes e resistentes e obtém-se  $V_{sw}$  por meio da equação 25.

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9d_{ef} f_{ywd} \quad (25)$$

Assim, é possível obter a área de aço necessária para a armadura de reforço. O cálculo e as verificações para o espaçamento são realizados conforme as equações 23 e 24.

#### 2.4. Verificação da estabilidade de cortinas

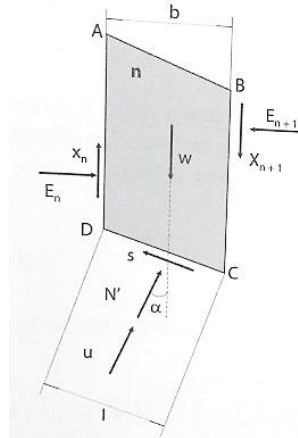
Os métodos de análise de estabilidade de taludes, baseiam-se na abordagem por equilíbrio limite, que consiste na verificação de potenciais superfícies de ruptura para as quais são associados fatores de segurança (FS). A superfície com menor FS é denominada superfície crítica e é utilizada para fins de verificação da estabilidade (GERSCOVICH, 2016).

De acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009), o FS é a relação entre os esforços estabilizantes e instabilizantes para determinado método de cálculo adotado, o qual deve ser maior ou igual a 1,5 para projetos com alto grau de segurança necessário.

O método mais utilizado para análises de estabilidade é o método das fatias, ou método das lamelas, no qual o talude é subdividido em fatias com base linear, para as quais são realizadas o equilíbrio de forças assumindo-se que o peso de solo (W) contido na fatia gere tensões normais em sua base. Assumindo uma superfície de ruptura circular, o FS do conjunto é calculado por meio de um processo iterativo em que é obtido o equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, considerando os pesos e as forças na base das fatias.

Na Figura 7 é representada uma fatia  $n$  e as variáveis utilizadas para o equilíbrio de forças: as forças interlamelares (E e X); a poropressão (u); a base da lamela (l) e seu topo (b) e o ângulo de inclinação da lamela em relação ao centro ( $\alpha$ ).

Figura 7 – Equilíbrio de forças na fatia e equilíbrio de momentos na superfície de ruptura.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016).

Entretanto, ao se examinar o número de equações e incógnitas disponíveis para o método, observa-se um problema estaticamente indeterminado (Tabela 1), em que  $n$  é o número de fatias.

Tabela 1 – Equações x Incógnitas.

<b>Equações</b>	
Equilíbrio de forças	2n
Equilíbrio de momentos	n
Envoltória de resistência	n
<b>TOTAL DE EQUAÇÕES</b>	<b>4n</b>
<b>Incógnitas</b>	
Fator de segurança	1
Força tangencial na base da fatia (s)	n
Força normal na base da fatia (N')	n
Localização de N' na base na fatia	n
Força tangencial entre fatias (T)	n-1
Força normal entre fatias (E)	n-1
Ponto de aplicação da força entre fatias (E e T)	n-1
<b>TOTAL DE INCÓGNITAS</b>	<b>6n-2</b>

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016).

Como solução, foram propostas diferentes hipóteses simplificadoras para uma redução do número de incógnitas. Uma delas, que admite  $N'$  atuante no centro da fatia, é comum a todos os métodos que também adotam alternativas de cálculo com a finalidade de solução do problema.

No método de Fellenius, o equilíbrio de esforços em cada fatia é realizado na direção normal e tangencial à superfície de ruptura, desconsiderando as forças interlamelares e o fator de segurança é determinado pela equação 27.

$$FS = \frac{\sum(c'l + W \cos \alpha - ul) \operatorname{tg} \phi'}{\sum W_i \operatorname{sen} \alpha} \quad (27)$$

No método de Bishop, o equilíbrio de forças é feito para as direções vertical e horizontal e são desprezadas as componentes tangenciais dos esforços entre fatias. O fator de segurança é determinado pela equação 28.

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \text{sen} \alpha} \sum \left( [c'b + W - ub) \text{tg} \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \right) \quad (28)$$

Diferente dos métodos de Fellenius e Bishop que admitem superfícies de ruptura circulares, outros métodos pressupõe superfícies de ruptura não circulares. No método de Janbu, o critério de estabilidade é definido utilizando o equilíbrio de forças horizontais e o fator de segurança é determinado pela equação 29.

$$FS = \frac{\sum b [c' + \left( \frac{W+dx}{b} - u \right) \text{tg} \phi']}{dE + \sum [dx(W + dX) \text{tg} \alpha]} \frac{1}{n_\alpha} \quad (29)$$

O método de Morgenstern e Price se diferencia dos demais por assumir que há uma variação da inclinação da resultante por uma função ao longo da superfície de ruptura. Esta metodologia inviabiliza a resolução do problema manualmente, sendo necessários programas computacionais.

## 2.5. Softwares comerciais

### 2.5.1. Geo5

O *software* geotécnico Geo5 é um conjunto integrado de programas para projetos e análises de geotecnia em que aplicativos individuais são utilizados para a solução de problemas geotécnicos específicos.

O módulo Projeto de Contensões permite o dimensionamento de estruturas de contenção pelos métodos de apoio livre e fixo para diferentes estruturas como cortinas de estacas, muros retangulares e perfis metálicos, atirantados ou não, utilizando o método de equilíbrio limite.

O módulo Estabilidade de taludes do *software* Geo5 permite modelar taludes e cortes no solo e avaliar a condição de equilíbrio pelos métodos apresentados no tópico 2.4, também utilizando do método de equilíbrio limite.

### **2.5.2. Plaxis**

O *software* Plaxis 2D é um programa comercial, amplamente utilizado em análises de comportamento de solo e permite a determinação do estado de deformações e de tensões dos solos por meio de uma análise de elementos finitos.

### **2.5.3. Oblíqua**

O *freeware* Oblíqua 1.0 permite a verificação de estruturas de concreto armado quanto a solicitações normais, flexão composta normal e oblíqua para qualquer geometria de seção. Esta verificação é feita em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014), utilizando de ábacos traçados pelo programa para determinação da taxa de armadura.

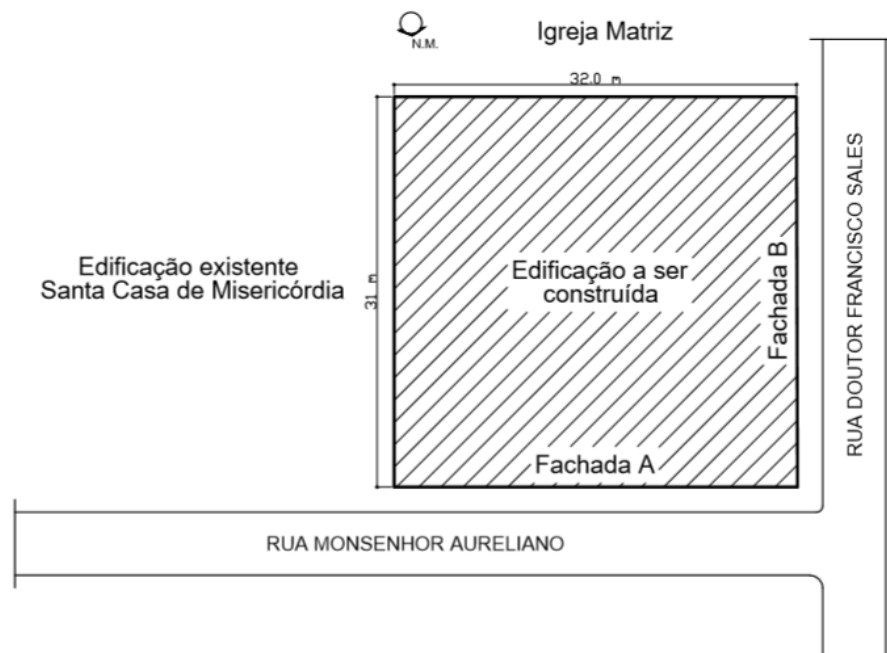
### 3. MATERIAL E MÉTODOS

#### 3.1. Estudo de caso

O trabalho consiste no dimensionamento e análise de uma estrutura de contenção para a execução de um subsolo da obra de ampliação da Santa Casa de Misericórdia na cidade de Lavras, Minas Gerais. O edifício será executado em um terreno de esquina o qual faz divisa ao leste com a atual Santa Casa de Misericórdia e ao sul com a Igreja Matriz de Sant’Ana, construção histórica da cidade datada de 1917.

A edificação será composta por oito pavimentos e um subsolo, o qual possui uma área de projeção de 990,13 m<sup>2</sup>, sendo necessária uma escavação com profundidade de 5,5 m. A existência de edificações vizinhas impõe cuidados especiais no desenvolvimento e execução do projeto, de forma que a escavação não tenha interferência sobre a integridade destes edifícios. Um esquema da planta de situação da obra e uma imagem aérea da região podem ser observados nas Figuras 8 e 9, respectivamente.

Figura 8 – Planta de situação.



Fonte: Adaptado de A2 Arquitetura e Engenharia (2019).

Figura 9 – Vista aérea.



Fonte: Adaptado de Google Earth (2019).

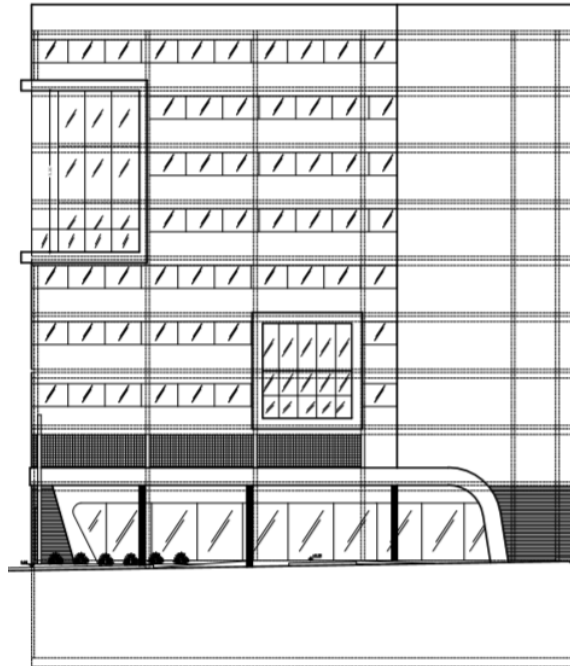
As fachadas da edificação estão ilustradas nas Figuras 10 e 11 e as Figura 12 e 13 apresentam imagens da obra em que é possível observar a estrutura de contenção executada e as edificações vizinhas à construção.

Figura 10 – Fachada A da edificação.



Fonte: A2 Arquitetura e Engenharia (2019).

Figura 11 – Fachada B da edificação.



Fonte: A2 Arquitetura e Engenharia (2019).

Figura 12 – Obra em execução (primeira escavação).



Fonte: A2 Arquitetura e Engenharia (2019).



Figura 13 – Obra em execução (fim da escavação).



Fonte: Da autora.

Em busca de um projeto compatível às tecnologias e mão de obras disponíveis para a região, a tipologia da estrutura de contenção por cortina de estacas escavadas do tipo espaçadas foi adotada devido ao seu custo reduzido, rapidez de execução e a sua recorrente utilização na cidade de Lavras. Além disso, a proximidade com outras construções impossibilita a utilização de estruturas cravadas e atirantadas.

Na área de implantação da edificação, foram realizadas sondagens de simples reconhecimento com o SPT (*Standard Penetration Test*). De acordo com a NBR 8036 (ABNT, 1983), o número mínimo de furos de sondagem deve ser de um para cada 200 m<sup>2</sup> da área de projeção em planta do edifício com até 1200 m<sup>2</sup> de área. Sendo assim, para área de 990,31 m<sup>2</sup> do subsolo a ser construído, foram realizados 4 furos.

No anexo A são apresentados os resultados das sondagens SPT. Por meio dos relatórios, pode-se observar que o solo é composto majoritariamente por um silte argiloso e que não foi verificada a presença de nível de água até a profundidade de escavação.

### 3.2. Métodos

Com base nas características do solo foram adotadas quatro metodologias de cálculo para o dimensionamento geométrico da cortina de estacas. A primeira e a segunda metodologia são métodos analíticos de cálculo que utilizam a teoria de Rankine para o cálculo dos empuxos, para as quais foram consideradas a minoração das tensões passivas e a majoração das tensões ativas, respectivamente.

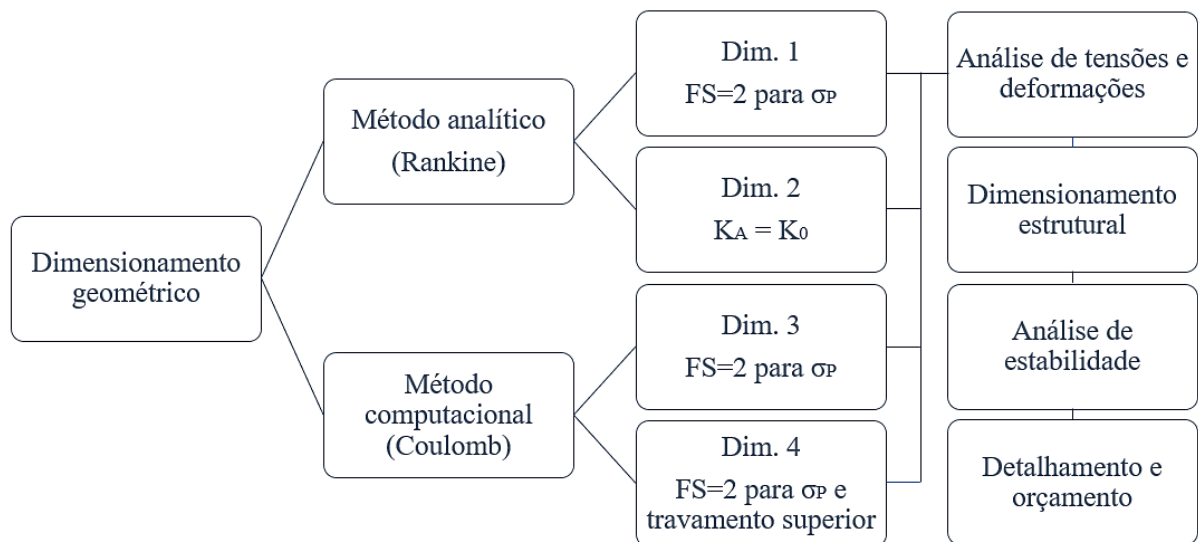


As terceira e quarta metodologias empregam um método computacional com determinação dos empuxos por meio da teoria de Coulomb. Esta última, porém, com a consideração de uma viga de coroamento da estrutura por meio de uma restrição de deslocamento no topo da estrutura de contenção.

Para todas as condições, determinou-se o comprimento de ficha necessário para a cortina pela condição de apoio fixo. Na etapa seguinte procedeu-se o dimensionamento estrutural da contenção, onde a seção da estaca e a área de aço necessárias para a condição de flexo-compressão foram determinadas para cada situação.

A partir dos dimensionamentos obtidos para a cortina, foi realizada uma análise paramétrica da distribuição de tensões e das deformações ocasionadas pela escavação para a determinação da estrutura mais adequada. Por fim, verificou-se a estabilidade do talude para a contenção adotada e fez-se o detalhamento e o orçamento do projeto. A metodologia de cálculo está ilustrada no fluxograma da Figura 14.

Figura 14 – Metodologia de cálculo.



Fonte: Da autora (2019).

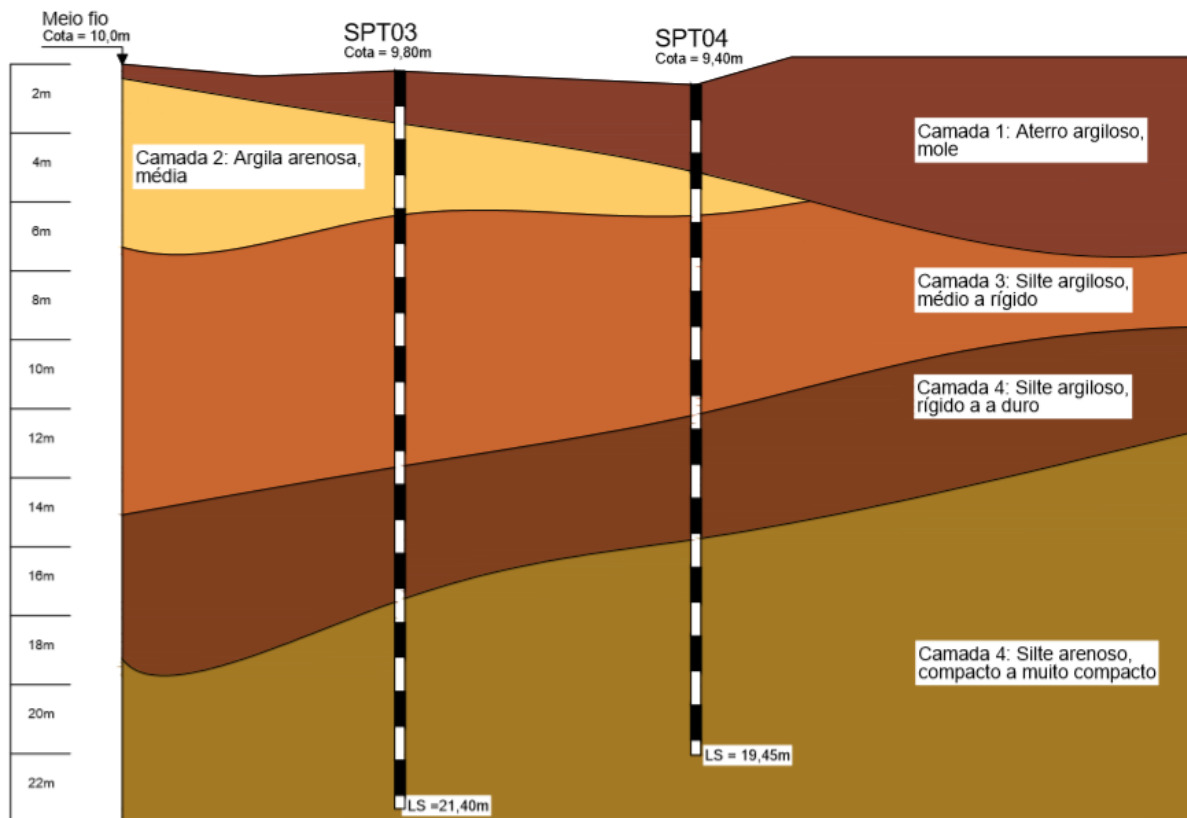
### 3.2.1. Estratigrafia, propriedades do solo adotadas e sobrecargas

A partir dos resultados apresentados nos relatórios de sondagem, foi possível observar que todas as sondagens apresentaram um padrão na distribuição das camadas de solo. Além disso, a locação dos furos foi realizada de maneira que as sondagens do solo se encontram alinhadas duas a duas. Dessa forma, sabendo que há uma pequena variação na estratigrafia do terreno local e para que não houvesse uma sobreposição das configurações de solo, as duas

investigações mais críticas foram utilizadas para a determinação do perfil geológico-geotécnico da área de implantação do edifício.

Como as camadas de solo são compostas basicamente por solos siltosos com variações argilosas e arenosas, foi realizada uma simplificação daquelas que apresentavam pequenas faixas de variação do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). Sendo assim, o perfil foi resumido a cinco camadas de solo, para as quais foi determinado o valor de  $N_{SPT}$  médio (FIGURA 15).

Figura 15 – Perfil geológico-geotécnico.



Fonte: Da autora (2019).

Uma vez que não se dispunham de ensaios de laboratório, as propriedades do solo foram determinadas a partir de correlações com o  $N_{SPT}$ . Para o peso específico do solo, foram utilizadas as correlações apresentadas por Godoy (1972) apresentadas nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Correlações para peso específico de solos argilosos.

$N_{SPT}$	Designação	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média (o)	17
11 a 19	Rija (o)	19
> 19	Dura (o)	21

Fonte: Adaptado de Godoy (1972).

Tabela 3 - Correlações para peso específico de solos arenosos.

N <sub>SPT</sub>	Designação	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Úmida	Saturada
≤ 4	Fofa (o)			
5 a 8	Pouco compacta (o)	16	18	19
9 a 10	Medianamente compacta (o)	17	19	20
19 a 40	Compacta (o)			
> 40	Muito compacta (o)	18	20	21

Fonte: Adaptado de Godoy (1972).

Já para a determinação do ângulo de atrito e coesão efetivos de cada camada, foram utilizadas as correlações apresentadas no SISES/TQS (2011) e apresentadas nos Quadros 1 e 2.

Quadro 1 – Valores típicos para o ângulo de atrito do solo.

Descrição do solo	Compacidade/Consistência	$\phi$ (°)
Areia	Fofa (SPT ≤ 4)	30,00
Areia	Pouco compacta (4 < SPT ≤ 8)	32,20
Areia	Mediana/ compacta (8 < SPT ≤ 18)	32,50
Areia	Compacta (18 < SPT ≤ 40)	35,00
Areia	Muito compacta (40 < SPT)	40,00
Argila	Mole (SPT ≤ 5)	17,50
Argila	Média (5 < SPT ≤ 10)	20,00
Argila	Rija (10 < SPT ≤ 19)	25,00
Argila	Dura (19 < SPT)	30,00
Pedregulho	Limpo	37,50
Pedregulho	Grosso anguloso	40,00
Silte	Muito argiloso	20,00
Silte	Argiloso	27,50

Fonte: Adaptado de SISES/TQS (2011).

Quadro 2 – Valores típicos para a coesão do solo.

Descrição do solo	Compacidade/Consistência	Coesão (tf/m <sup>2</sup> )	
		Efetiva	Não-drenada
Areia	Fofa (SPT ≤ 4)	0,00	0,00
Areia	Pouco compacta (4 < SPT ≤ 8)	0,00	0,00
Areia	Mediana/ compacta (8 < SPT ≤ 18)	0,00	0,00
Areia	Compacta (18 < SPT ≤ 40)	0,00	0,00
Areia	Muito compacta (40 < SPT)	0,00	0,00
Argila	Mole (SPT ≤ 5)	1,00	1,75
Argila	Média (5 < SPT ≤ 10)	2,00	3,75
Argila	Rija (10 < SPT ≤ 19)	2,50	7,50
Argila	Dura (19 < SPT)	2,50	45,00
Pedregulho	Limpo	0,00	0,00
Pedregulho	Grosso anguloso	0,00	0,00
Silte	Muito argiloso	1,00	1,75
Silte	Argiloso	0,00	3,00

Fonte: Adaptado de SISES/TQS (2011).

Como a tabela não contempla todas as especificações dos solos encontrados, procedeu-se algumas adaptações. Os parâmetros para a camada de argila arenosa, foram tomados como aqueles para argila com mesmo índice de resistência a penetração, e para o silte argiloso assumiu-se a coesão efetiva apresentada para o silte muito argiloso, uma vez que a coesão dificilmente seria nula.

Também, foi realizado um acréscimo no ângulo de atrito do solo conforme o aumento profundidade de do  $N_{spt}$  médio das camadas de solo e a adotou-se a coesão de 5 kPa para o silte arenoso que não constava nas correlações.

Os parâmetros adotados estão representados na Tabela 4. Vale ressaltar que a terceira camada de solo foi subdividida em duas intermediárias, de forma a delimitar as parcelas correspondentes a profundidade acima e abaixo do nível de escavação, em que começarão a existir as tensões passivas de solo e que a profundidade ( $z$ ) das camadas foi determinada a partir do centro do perfil obtido.

Tabela 4 – Parâmetros geotécnicos.

Camada	Designação	$N_{SPT}$ médio	$z$ (m)	Compacidade/ Consistência	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
1	Aterro argiloso	5	2,34	Mole	15,0	17,5	10,0
2	Argila arenosa	10	3,87	Média	17,0	20,0	20,0
3.1	Silte argiloso	11	5,50	Média a rígida	19,0	27,5	10,0
3.2	Silte argiloso	11	9,87	Média a rígida	19,0	27,5	10,0
4	Silte argiloso	21	13,40	Rígida a dura	21,0	28,5	10,0
5	Silte arenoso	39	20,40	Compacta a muito compacta	18,0	30,0	5,0

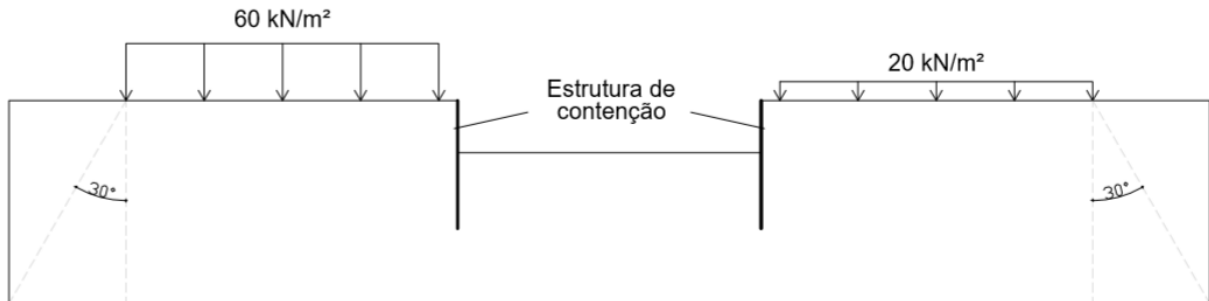
Fonte: Da autora (2019).

Além disso, foram consideradas as sobrecargas para as edificações à montante da escavação, conforme recomendação da NBR 11682 (ABNT,2009). Para isso, foram adotados o perfil transversal e situação de carregamento mais críticos para a escavação. Na lateral leste, foi adotada uma sobrecarga de 60 kN/m<sup>2</sup> por um comprimento 33 m, correspondente a extensão da edificação de 6 pavimentos existente. Na lateral oeste, foi considerada a sobrecarga de 20 kN/m<sup>2</sup> também, por 33 m de comprimento, simulando o carregamento dinâmico do tráfego de veículos e as construções de dois pavimentos nesta mesma direção.

Como a profundidade real de atuação das sobrecargas não são conhecidas, uma vez que não se tem informações de projeto das fundações realizadas, admitiu-se a que elas atuam sobre a superfície do terreno, situação de maior mobilização do empuxo ativo. Estes carregamentos encontram-se afastados a 2 m a estrutura de contenção, devido ao espaçamento entre as edificações e a presença da calçada. Ainda, adotou-se um ângulo de espraiamento de 30°, conforme Júnior et al. (2017) para ambos os carregamentos. Este foi prolongado até a

profundidade de 21,4 m - limite máximo para o qual se obteve sondagens de solo - gerando um acréscimo na direção horizontal da seção analisada (FIGURA 16).

Figura 16 – Sobrecargas adotadas.



Fonte: Da autora.

Para dimensionamentos e análises baseadas nos métodos de equilíbrio limite foi considerada a sobrecarga mais crítica atuante sobre o terreno. Já em análises de elementos finitos, em que possível um maior nível de detalhe nas modelagens, foram considerados os dois carregamentos.

### 3.2.2. Determinação da ficha

#### 3.2.2.1. Métodos analíticos

A partir de duas considerações de dimensionamento, inicialmente foram determinados os empuxos atuantes sobre a cortina empregando a teoria de Rankine. Para a condição de dimensionamento 1, foi adotado um FS igual a 2,0 para as tensões passivas (HACHICH et al.,1998), procedendo uma minoração destas tensões que tem efeito resistente sobre a contenção. Já para a condição de dimensionamento 2, optou-se por majorar as tensões horizontais ativas do solo, ao calculá-las a partir do coeficiente de empuxo no repouso (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2017).

As tensões horizontais atuantes, bem como os empuxos resultantes e suas cotas de atuação na estrutura, foram calculadas por meio de planilha eletrônica do *Microsoft Excel*.

Para a determinação da ficha empregou-se a condição de apoio fixo com a metodologia de Blum. A distância  $x$  entre o fundo da escavação e o ponto de inflexão da linha elástica foi determinada por meio da relação proposta por Cornfield (1975) conforme a Tabela 5, onde foi utilizado o ângulo de atrito correspondente a camada de solo imediatamente abaixo do nível de escavação.

Tabela 5 – Distância  $x$  em função do ângulo de atrito efetivo ( $\phi$ ) e da altura de escavação ( $H$ ).

$\phi$	30°	35°	40°
$x/H$	0,08 H	0,03 H	0

Fonte: Adaptado de Cornfield (1975).

Inicialmente calculou-se a reação  $R_B$  no apoio fictício fazendo-se  $\sum M = 0$  no ponto de ancoragem, adotado como o topo da escavação. Esta consideração foi possível devido a presença de uma viga de solidarização do topo das estacas e a futura contribuição da laje do subsolo.

Posteriormente, com base no trecho inferior ao ponto de inflexão, foi realizada a determinação do comprimento  $y-x$  que proporciona o momento nulo na base da contenção e a profundidade da cortina de estacas. Os cálculos foram realizados por meio de um processo iterativo com o auxílio do *Microsoft Excel*, até a convergência dos valores que satisfizessem a condição.

### 3.2.2.2. Métodos computacionais

O terceiro dimensionamento da cortina foi realizado por meio do *software* geotécnico GEO5 no módulo Projeto de Contensões. Para esta metodologia empregou-se a teoria de Coulomb para determinação dos empuxos de terra.

Inicialmente, o solo foi modelado conforme o perfil estratigráfico do terreno e as propriedades de resistência para as camadas de solo foram as mesmas utilizadas para a primeira metodologia de dimensionamento. Como proposto na teoria de Coulomb, foi considerado o ângulo de atrito do contato solo-estrutura ( $\delta$ ). Este foi tomado como um terço do valor do ângulo de  $\phi'$  (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2017). Também, obteve-se o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) por meio do Quadro 3 com valores sugeridos por Teixeira e Godoy (1996) disponibilizados em SISES/TQS (2011).

Quadro 3 – Valores sugeridos para coeficiente de Poisson do solo.

Descrição do tipo de solo	$\nu$
Areia fofa ( $SPT \leq 4$ )	0,3
Areia pouco compacta ( $5 < SPT \leq 8$ )	0,29
Areia medianamente compacta ( $9 < SPT \leq 18$ )	0,28
Areia compacta ( $19 \leq SPT \leq 40$ )	0,27
Areia muito compacta ( $40 < SPT$ )	0,26
Argila muito mole ( $SPT \leq 2$ )	0,24
Argila mole ( $2 < SPT \leq 5$ )	0,23
Argila média ( $6 < SPT \leq 10$ )	0,22
Argila rija ( $11 < SPT \leq 19$ )	0,21
Argila dura ( $SPT > 19$ )	0,21

Fonte: Adaptado de SISES/TQS (2011).

Os parâmetros adicionais determinados para a análise no Geo5 estão listados na Tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros utilizados no Geo5.

Camada	$\delta$ (°)	$\nu$
1	5,83	0,23
2	6,67	0,22
3.1	9,17	0,21
3.2	9,17	0,21
4	9,50	0,21
5	10,00	0,27

Fonte: Da autora (2019).

Como fator de segurança, foi inserido o fator de redução do empuxo passivo igual a 0,5.

O dimensionamento no programa permite uma análise tridimensional do comportamento da estrutura, de forma que ao variar as seções e espaçamentos entre as estacas, são obtidos diferentes comprimentos para a cortina e, conseqüentemente, diferentes diagramas de tensões.

A quarta metodologia de dimensionamento diferencia-se da terceira pela adoção de um travamento horizontal no topo da escavação, correspondente a viga de coroamento.

### 3.2.3. Avaliação das tensões e deformações

Após a determinação do comprimento de ficha das estacas empregou-se o *software* Plaxis 2D para uma análise paramétrica dos deslocamentos gerados pela escavação do solo para as diferentes concepções encontradas. Nesta análise, é importante salientar que apesar de adotado o estado plano de deformação como comportamento da obra em questão, este não representa seu comportamento real, por não se tratar de uma escavação contínua, com comprimento longitudinal relativamente extenso. O que ocorre na prática é que o formato retangular da abertura no subsolo exerce influência sobre os deslocamentos da cortina, quando são comparadas as seções do centro e das extremidades da escavação.

Além disso, o modelo não foi validado para uma situação real de deslocamentos e as características do solo foram obtidas por correlações com o  $N_{SPT}$ . Por estes motivos, a verificação corresponde a uma análise paramétrica utilizada apenas para fins de avaliação do comportamento do solo escavado para estruturas de contenção com diferentes profundidades.

Nesta análise, foi modelada toda a seção transversal da cortina, considerando-se as duas sobrecargas laterais. Também, foi adotado o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e os

mesmos parâmetros de solo apresentados nas Tabela 4 e Tabela 6 para o perfil geológico analisado e o coeficiente de empuxo no repouso foi determinado conforme equação 1.

Adicionais a estes parâmetros, o Plaxis também solicita que sejam inseridos o ângulo de dilatação ( $\psi$ ) e o módulo de elasticidade do solo ( $E$ ). Este primeiro, pode ser adotado como zero para solos argilosos com  $\phi < 30^\circ$  e arenosos com  $\phi = 30^\circ$  (BRINKGREVE, 2011). O módulo de Young do solo foi determinado a partir dos valores sugeridos por Teixeira e Godoy (1996) apresentados em SISES/TQS (2011) como função do  $N_{SPT}$  da camada considerada como argila para os solos argilosos e como areia para solos arenosos (QUADRO 4).

Quadro 4 - Valores típicos de elasticidade do solo.

Descrição do tipo de solo	E (kgf/cm <sup>2</sup> )
Areia normal adensada	$E = 5(SPT+5)$
Areia sobreadensada	$E = 180 + (7,5 SPT)$
Argila terciária de SP	$E = 55,4 + (25,9 SPT)$
Areia fofa ( $SPT \leq 4$ )	50
Areia pouco compacta ( $5 < SPT \leq 8$ )	200
Areia medianamente compacta ( $9 < SPT \leq 18$ )	500
Areia compacta ( $19 \leq SPT \leq 40$ )	700
Areia muito compacta ( $40 < SPT$ )	900
Argila muito mole ( $SPT \leq 2$ )	10
Argila mole ( $2 < SPT \leq 5$ )	20
Argila média ( $6 < SPT \leq 10$ )	50
Argila rija ( $11 < SPT \leq 19$ )	80
Argila dura ( $SPT > 19$ )	150

Fonte: Adaptado de SISES/TQS (2011).

Os parâmetros adicionais adotados para cada camada estão relacionados abaixo (TABELA 7).

Tabela 7 – Parâmetros usados no Plaxis.

Camada	$\psi$ (°)	E (kN/m <sup>2</sup> )
1	0	2000
2	0	5000
3.1	0	8000
3.2	0	8000
4	0	15000
5	0	70000

Fonte: Da autora (2019).

Para a representação da cortina, foi utilizado o elemento *plate* com as características mecânicas do concreto. Seu coeficiente de Poisson e valores de rigidezes axial (EA) e a flexão (EI) foram obtidos por meio das recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) como função do diâmetro da estaca de contenção.

Também, foi considerada uma carga pontual de compressão ( $N_d$ ) no topo da cortina para simulação do carregamento da laje e modelada uma interface no contato solo-estrutura,



adotando-se a premissa de perfeita aderência entre estes elementos. Para isso, foram utilizados os mesmos parâmetros das camadas de solo para as interfaces de contato entre o solo e a cortina como em Ehrlich e Mirmoradi (2013).

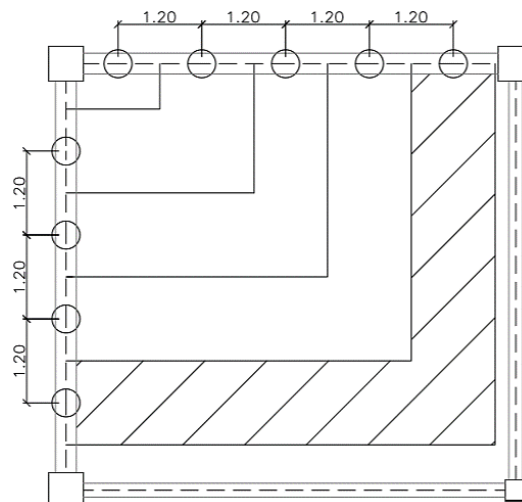
Foram adotadas restrições ao deslocamento horizontal e vertical na base do modelo e restrições horizontais nas extremidades laterais devido a continuidade do solo. No topo das cortinas, adotou-se a restrição horizontal devido ao travamento gerado pela viga de solidarização. Em seguida, foi gerada uma malha de elementos finitos com refinamento médio e definida a condição inicial de análise.

Na fase de cálculo, foram definidas 6 etapas de construção. A primeira, como inserção da sobrecarga, a segunda como construção da cortina, as seis etapas seguintes como escavações a cada 1 m, sendo a última de 0,5 m e na última foi simulado o carregamento da laje, a partir da ativação da carga pontual.

Para avaliação do esforço normal atuante na cortina, calculou-se a área de influência da laje do primeiro pavimento da edificação que solicita as estacas axialmente. O espaçamento entre eixos das estacas foi fixado como três vezes o valor do diâmetro por meio da restrição sugerida por Matos (2010). Para isso, tomou-se uma seção de 40 cm. Sendo assim, fixou-se o espaçamento entre eixos como 1,20 m, de forma que o espaçamento livre varia conforme o diâmetro da estaca.

Para o cálculo da área de influência sobre as estacas, foi adotada uma laje da área da garagem do edifício a ser construído devido aos maiores vãos entre os pilares. Nesta laje há contenção em duas de suas faces. Foram, então, traçadas linhas perpendiculares aos eixos das estacas que se interceptaram formando a área de contribuição da laje para cada par de estacas, sendo escolhida para fins de dimensionamento a maior área obtida (FIGURA 17).

Figura 17 – Áreas de projeção da contribuição da laje sobre as estacas.



Fonte: Da autora (2019).

Com a área de influência, foi possível calcular o esforço característico de compressão gerado pela laje a partir do carregamento permanente devido ao peso próprio da estrutura de concreto armado e à carga accidental de utilização para hospitais por meio dos valores dispostos na NBR 6120 (ABNT, 2019). A carga obtida foi majorada pelo coeficiente de ponderação igual a 1,4 conforme recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014).

#### **3.2.4. Dimensionamento estrutural**

Para o dimensionamento estrutural, foram avaliadas as armaduras longitudinais necessárias para resistir aos esforços de flexo-compressão atuantes sobre as estacas com seções de 40, 50 e 60 cm. Para isso, empregou-se concreto de classe C20 e aço CA50.

Definido o comprimento da cortina e os empuxos atuantes, os diagramas de momento fletor e esforços cortantes resultantes sobre a estrutura foram calculados por meio do *software* Ftool para as condições 1 e 2. Para as condições 3 e 4, estes diagramas foram obtidos a partir da janela de análises na interface do programa Geo5.

O esforço máximo de flexão para cada caso foi majorado pelo coeficiente de ponderação igual a 1,4 segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) e multiplicada pela distância de 1,20 m para a determinação de seu valor atuante em uma estaca. A verificação da armadura longitudinal foi realizada por meio do *software* Oblíqua com o intuito de agilizar a metodologia de cálculo e permitir uma maior variedade de verificações. Sendo assim, foram analisadas todas as possíveis armaduras longitudinais para seções de 40, 50 e 60 cm para os quatro casos de dimensionamento. A bitola de 32 mm foi fixada como máxima para as barras nessa direção, devido aos altos custos, dificuldade de manuseio e não usualidade de barras com seção superior.

Para a seleção da condição de dimensionamento mais econômica, adotou-se o critério da relação da área da seção transversal de concreto/aço, a partir da premissa de que o custo do concreto é inferior ao do aço para a região. Determinada a estrutura mais econômica, dimensionou-se a armadura transversal seguindo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014). Todas as áreas de aço obtidas foram verificadas quanto aos limites máximos e mínimos de recomendações normativas.

### **3.2.5. Verificação da estabilidade**

Após definida a cortina ideal para as condições de projeto, utilizou-se o programa Geo5 para realizar as análises de estabilidade empregando os métodos de Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern-Price.

Para a verificação, foram adotadas para seção de análise as dimensões horizontais relativas ao comprimento da escavação e da edificação adjacente e seu espreadimento. A profundidade considerada, relativa limite de sondagem, foi de 21,40 metros.

Para modelagem no programa, foram utilizadas as características do solo apresentadas para o módulo de Projeto de Contensões e o peso específico do concreto armado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como verificação da segurança do talude, utilizou-se o fator de 1,5 conforme recomendação da NBR 11682 (ABNT, 2009).

### **3.2.6. Detalhamento e orçamento**

Por fim, foi realizado o detalhamento do projeto com suas especificações para execução e um orçamento da obra a partir de planilhas do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), fonte oficial de referência de preços de insumos e de custos de composições de serviços. Foram utilizadas composições de materiais, equipamentos e mão de obra para escavação, concretagem e armação das estacas e movimentação e transporte de solo.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

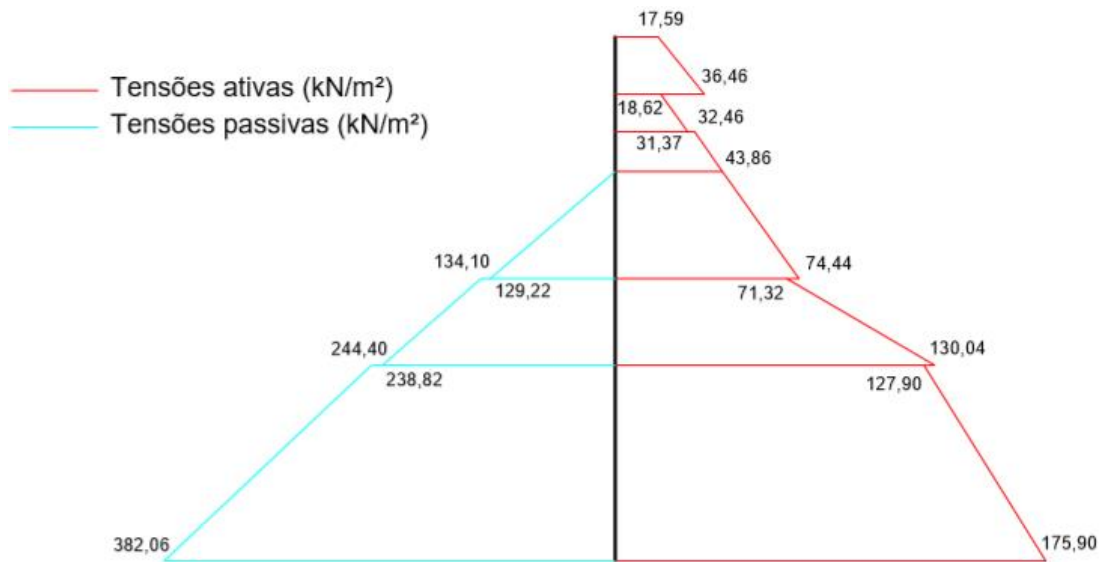
### 4.1. Determinação da ficha

#### 4.1.1. Métodos analíticos

Os diagramas de tensões horizontais obtidos empregando o método de Rankine até a profundidade de 21,40 m – limite máximo das sondagens - são apresentados para a condição de dimensionamento 1 (Figura 18) e 2 (Figura 19).

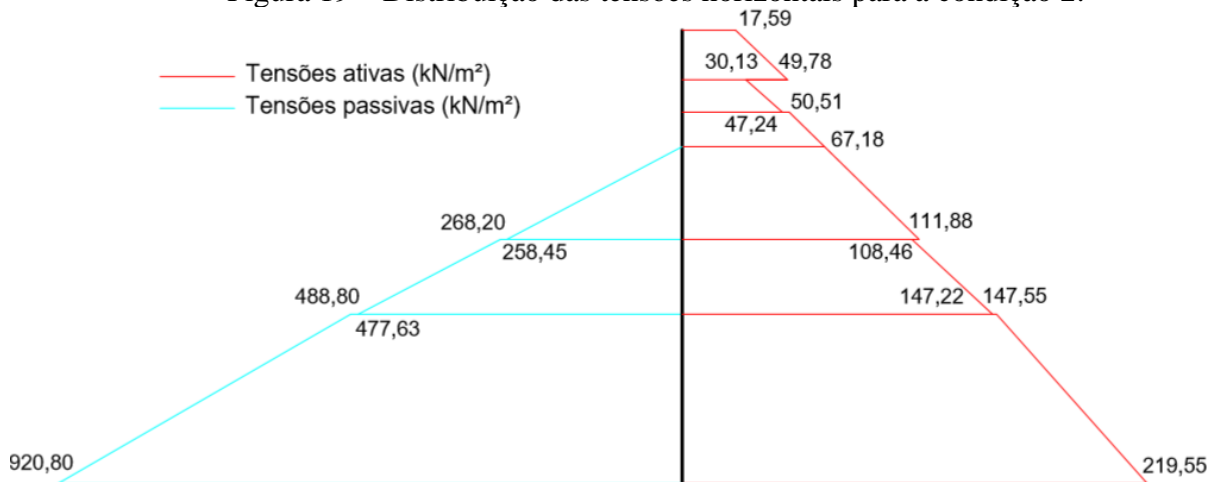
As tabelas utilizadas para a determinação das tensões e empuxos de solo se encontram no Apêndice A.

Figura 18 – Distribuição das tensões horizontais do solo para condição 1.



Fonte: Da autora (2019).

Figura 19 – Distribuição das tensões horizontais para a condição 2.



Fonte: Da autora (2019).

O dimensionamento geotécnico da cortina para a condição 1 é apresentado nos Quadros 5, 6 e 7.

Quadro 5 – Determinação da Reação RB para condição 1.

<b>Viga isostática superior</b>			
Ponto de inflexão		x (m)	2,42
Tensões horizontais (kN/m <sup>2</sup> )		$\sigma_{A, Prof = X}$	60,79
		$\sigma_{P, Prof = X}$	78,91
<b>Empuxos ativos resultantes (kN/m)</b>		<b>Cota de atuação (m)</b>	<b>Momento fletor (kNm/m)</b>
E <sub>A1</sub> - Sobrecarga	41,17	1,17	48,17
E <sub>A1</sub> - Peso próprio	22,08	1,56	34,44
E <sub>A2</sub> - Sobrecarga	28,49	3,11	88,45
E <sub>A2</sub> - Peso próprio	9,76	3,36	32,78
E <sub>A3.1</sub> - Sobrecarga	52,91	4,69	247,88
E <sub>A3.1</sub> - Peso próprio	9,29	4,96	46,07
E <sub>A3.2</sub> - Sobrecarga até a cota x	106,15	6,71	712,26
E <sub>A3.2</sub> - Peso próprio até a cota x	20,49	7,11	145,73
<b>Somatório dos momentos ativos (kNm/m)</b>			1355,77
<b>Empuxos passivos resultantes (kN/m)</b>		<b>Cota de atuação (m)</b>	<b>Momento fletor (kNm/m)</b>
E <sub>P3.2</sub> - Sobrecarga até a cota x	0,00	6,71	0
E <sub>P3.2</sub> - Peso próprio até a cota x	95,49	7,11	679,23
<b>Somatório dos momentos passivos (kNm/m)</b>			679,23
<b>Diferença entre os momentos (Momento devido a R<sub>B</sub>) (kNm/m)</b>		676,54	
<b>Cota R<sub>B</sub> (m)</b>	7,92	<b>R<sub>B</sub> (kN/m)</b>	<b>85,42</b>

Fonte: Da autora (2019).

Quadro 6 - Determinação do comprimento da viga isostática inferior para condição 1.

<b>Viga isostática inferior</b>			
Supondo que a cortina esteja na camada 3.2, os parâmetros de resistência e peso específico do solo desta camada foram utilizados para obtenção da ficha.			
<b>Parâmetros geológicos</b>		<b>Coef de empuxo</b>	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,00	K <sub>0</sub>	0,54
$\phi$ (°)	27,50	K <sub>a</sub>	0,37
c (kN/m <sup>2</sup> )	10,00	K <sub>p</sub>	2,72
<b>Tensões horizontais ativas (kN/m<sup>2</sup>)</b>		$\sigma_{A, i / Prof = X}$	60,79
		$\sigma_{A, f / Prof = X+ Y}$	88,58
<b>Empuxo ativo (kN/m)</b>		<b>Cota de atuação (m)</b>	<b>Momentos (kNm/m)</b>
E <sub>A</sub> - Sobrecarga	241,46	1,99	479,52
E <sub>A1</sub> - Peso próprio	55,18	1,32	73,06
E <sub>A</sub> - RB	85,42	3,97	339,28
<b>Tensões horizontais passivas (kN/m<sup>2</sup>)</b>		$\sigma_{P, i / Prof = X}$	78,91
		$\sigma_{P, f / Prof = X+ Y}$	181,38
<b>Empuxo passivo (kN/m)</b>		<b>Cota de atuação (m)</b>	<b>Momentos (kNm/m)</b>
E <sub>P</sub> - Sobrecarga	313,43	1,99	622,45
E <sub>P</sub> - Peso próprio	203,50	1,32	269,42
<b>Somatório dos momentos em R<sub>B</sub> (kNm/m)</b>		0,0000000000115961	
<b>y - x (m)</b>		<b>3,97</b>	

Fonte: Da autora (2019).

Quadro 7 - Cálculo da ficha e comprimento total das estacas para condição 1.

<b>y (m)</b>	6,392	<b>D (m)</b>	7,67
<b>Comprimento total da cortina (m)</b>		<b>Comprimento adotado (m)</b>	
13,17		13,20	

Fonte: Da autora (2019).

O dimensionamento geotécnico da cortina para a condição 2 é apresentado nos Quadros 8,9 e 10.

Quadro 8 - Determinação da Reação RB para condição 2.

<b>Viga isostática superior</b>			
<b>Ponto de inflexão</b>		<b>x (m)</b>	2,42
<b>Tensões horizontais (kN/m<sup>2</sup>)</b>		<b><math>\sigma_A</math>, Prof = X</b>	91,93
		<b><math>\sigma_P</math>, Prof = X</b>	157,83
<b>Empuxos ativos resultantes (kN/m)</b>		<b>Cota de atuação (m)</b>	<b>Momento fletor (kNm/m)</b>
$E_{A1}$ - Sobrecarga	59,04	1,17	69,08
$E_{A1}$ - Peso próprio	28,72	1,56	44,80
$E_{A2}$ - Sobrecarga	46,10	3,11	143,13
$E_{A2}$ - Peso próprio	13,09	3,36	43,99
$E_{A3.1}$ - Sobrecarga	82,34	4,69	385,76
$E_{A3.1}$ - Peso próprio	13,59	4,96	67,34
$E_{A3.2}$ - Sobrecarga até a cota x	162,59	6,71	1090,95
$E_{A3.2}$ - Peso próprio até a cota x	29,95	7,11	213,02
<b>Somatório dos momentos ativos (kNm/m)</b>			2058,06
<b>Empuxos passivos resultantes (kN/m)</b>		<b>Cota de atuação (m)</b>	<b>Momento fletor (kNm/m)</b>
$E_{P3.2}$ - Sobrecarga até a cota x	0,00	6,71	0
$E_{P3.2}$ - Peso próprio até a cota x	190,97	7,11	1358,45
<b>Somatório dos momentos passivos (kNm/m)</b>			1358,45
<b>Diferença entre os momentos (Momento devido a <math>R_B</math>) (kNm/m)</b>		699,61	
<b>Cota <math>R_B</math> (m)</b>	7,92	<b><math>R_B</math> (kN/m)</b>	<b>88,33</b>

Fonte: Da autora (2019).

Quadro 9 - Determinação do comprimento da viga isostática inferior para condição 2.

<b>Viga isostática inferior</b>			
Supondo que a cortina esteja na camada 3.2, os parâmetros de resistência e peso específico do solo desta camada foram utilizados para obtenção da ficha.			
<b>Parâmetros geológicos</b>		<b>Coef de empuxo</b>	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	$K_0$	0,54
$\phi$ (°)	27,5	$K_a$	0,54
$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	10	$K_p$	2,72
<b>Tensões horizontais ativas (kN/m<sup>2</sup>)</b>		$\sigma_{A,i} / Prof = X$	91,93
		$\sigma_{A,f} / Prof = X+Y$	111,51
<b>Empuxo ativo (kN/m)</b>		<b>Cota de atuação (m)</b>	<b>Momentos (kNm/m)</b>
$E_A$ - Sobrecarga	175,98	0,96	168,43
$E_{A1}$ - Peso próprio	18,74	0,64	11,96
$E_A$ - RB	88,33	1,91	169,09
<b>Tensões horizontais passivas (kN/m<sup>2</sup>)</b>		$\sigma_{P,i} / Prof = X$	157,83
		$\sigma_{P,f} / Prof = X+Y$	256,60
<b>Empuxo passivo (kN/m)</b>		<b>Cota de atuação (m)</b>	<b>Momentos (kNm/m)</b>
$E_P$ - Sobrecarga	302,12	0,96	289,16
$E_P$ - Peso próprio	94,53	0,64	60,32
<b>Somatório dos momentos em <math>R_B</math> (kNm/m)</b>		0,000000000022169	
<b>y - x (m)</b>		<b>1,914</b>	

Fonte: Da autora (2019).

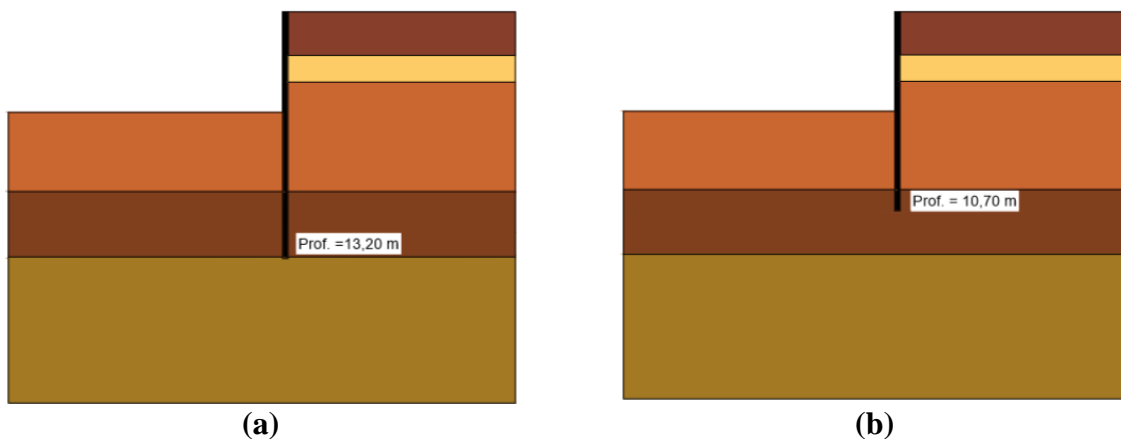
Quadro 10 – Cálculo da ficha e comprimento total das estacas para condição 2.

<b>y (m)</b>	4,334	<b>D (m)</b>	<b>5,20</b>
<b>Comprimento total da cortina (m)</b>		<b>Comprimento adotado (m)</b>	
10,70		10,70	

Fonte: Da autora (2019).

A Figura 20 apresenta os desenhos esquemáticos das cortinas dimensionadas para os dois casos.

Figura 20 – Cortinas dimensionadas nas metodologias 1 (a) e 2 (b).

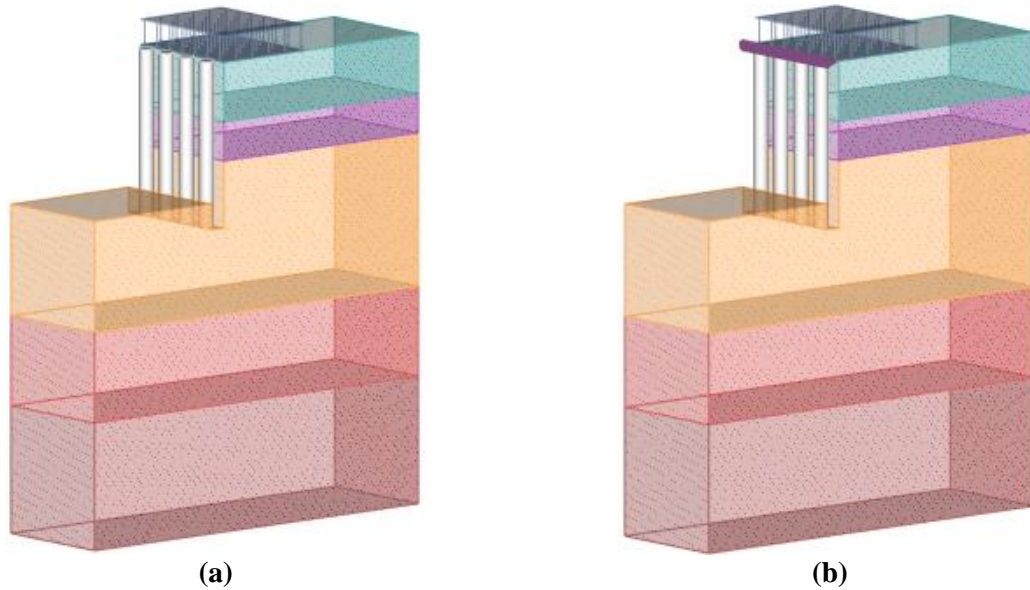


Fonte: Da autora (2019).

#### 4.1.2. Métodos computacionais

A Figura 21 apresenta uma vista 3D para o padrão de configuração dos solos, sobrecarga e apoios utilizados no Geo5 para as duas metodologias de dimensionamento computacional.

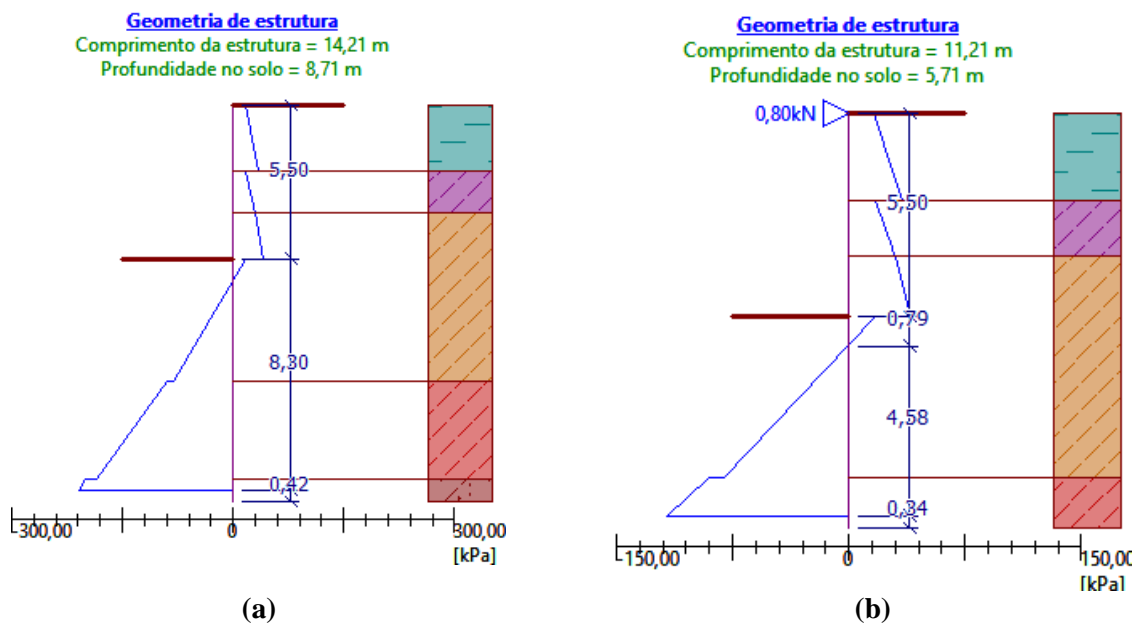
Figura 21 – Modelo tridimensional modelado no *software* Geo5 para as condições de dimensionamento 3 sem apoio (a) e 4 com apoio (b).



Fonte: Da autora (2019).

A seguir estão representadas as geometrias obtidas para as cortinas dimensionadas com estacas de diâmetro igual a 40 cm (Figura 22), 50 cm (Figura 23) e 60 cm (Figura 24).

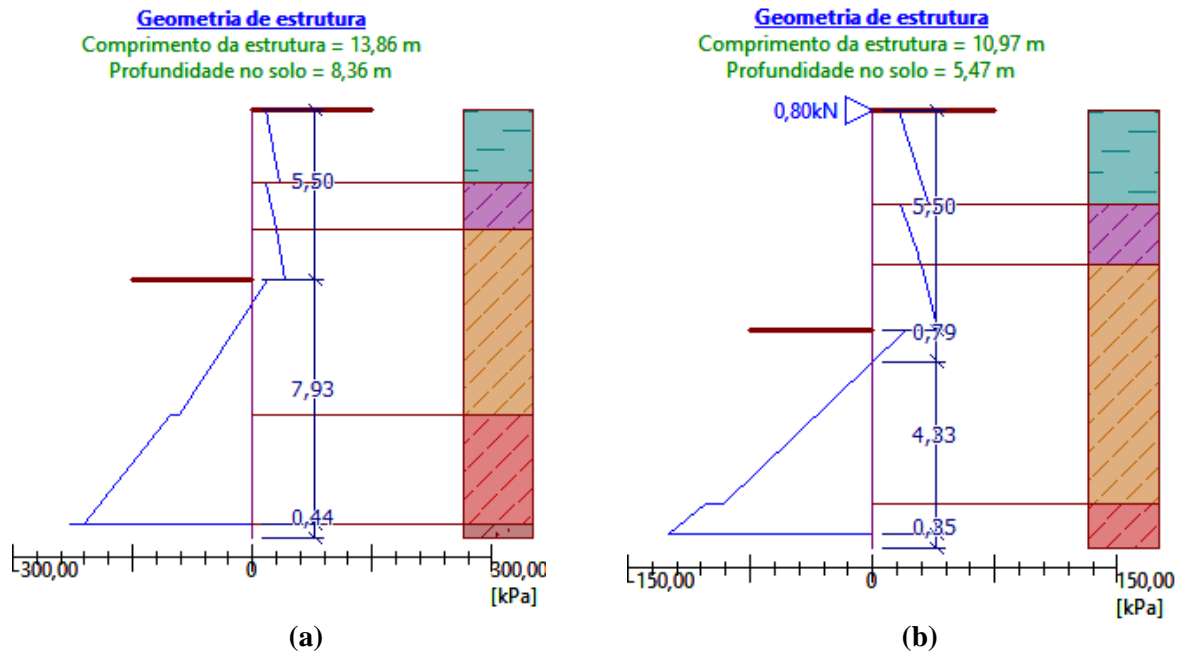
Figura 22 - Geometria da estrutura dimensionada para os casos 3 (a) e 4 (b) com estaca de diâmetro igual a 40 cm.



Fonte: Da autora (2019).

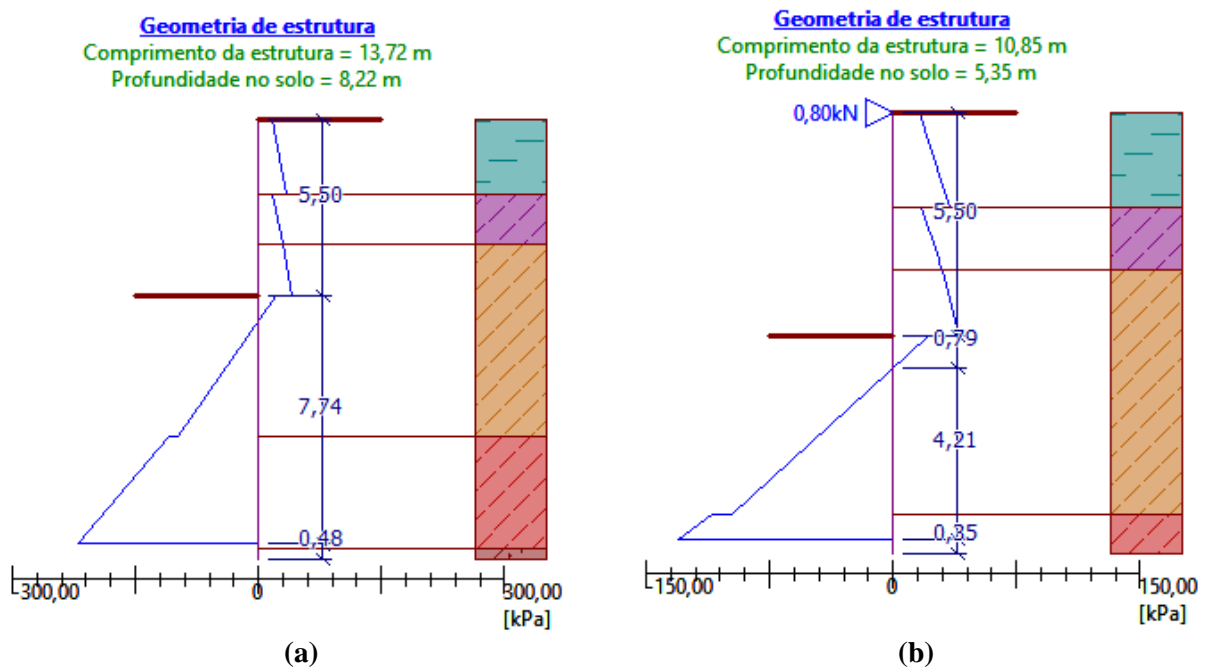


Figura 23 - Geometria da estrutura dimensionada para os casos 3 (a) e 4 (b) com estaca de diâmetro igual a 50 cm.



Fonte: Da autora (2019).

Figura 24 - Geometria da estrutura dimensionada para os casos 3 (a) e 4 (b) com estaca de diâmetro igual a 60 cm.



Fonte: Da autora (2019).

Observa-se que as contenções dimensionadas na condição 3, sem o apoio no topo da escavação, possuem aproximadamente de 14 m de profundidade, assim como na condição 1 do método analítico. Isso ocorre, porque foi adotada a mesma ponderação para os empuxos

passivos de solo. A pequena diferença encontrada entre os comprimentos de ficha se deve a consideração da interação solo-estrutura realizada pelo *software*. Ainda assim, a semelhança obtida para as duas metodologias permite uma validação do dimensionamento analítico utilizado para as mesmas condições.

Para a condição de dimensionamento 4, em que é simulado um apoio de primeiro gênero no topo da escavação, o comprimento obtido para a cortina é de aproximadamente 11 m, com variações relativas ao diâmetro adotado para as estacas. Esse comprimento se assemelha ao obtido para o caso analítico 2, porém não foram realizadas verificações suficientes para ser comprovada alguma relação entre as metodologias.

É notável que as metodologias 2 e 4 apresentam uma redução considerável no comprimento da cortina, o que pode gerar uma redução no custo final da obra. Esta redução ocorre na metodologia 2, devido a um melhor equilíbrio entre as tensões ativas e passivas do solo. No método 4, esta redução advém de uma maior segurança construtiva ocasionada do travamento no topo da estrutura de contenção.

#### 4.2. Avaliação das tensões e deformações

Para avaliação das deformações no programa Plaxis, foram considerados os comprimentos de 11 e 14 metros de estaca, resumindo as geometrias obtidas para as estacas nas condições 1 e 3 e 2 e 4, respectivamente. Como se trata de uma análise paramétrica, a contenção foi modelada no programa utilizando para fins de comparação a seção de 40 cm de diâmetro e para a qual foram calculados os valores das rigidezes axial e a flexão conforme demonstrados na Tabela 8. As análises no programa foram realizadas considerando os diâmetros de 50 e 60 cm, contudo não apresentou variação no padrão de deslocamentos e por isso não foi demonstrada.

Tabela 8 – Parâmetros para cortina de concreto armado.

<b>Material</b>	<b>D (m)</b>	<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>E (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>EA (kN/m)</b>	<b>EI (kNm<sup>2</sup>/m)</b>
Concreto	0,40	0,001257	0,2	2,5.10	3141592654	31415000

Fonte: Da autora (2019).

Foi realizado o cálculo da força axial atuante sobre a contenção devido aos carregamentos da primeira laje do edifício (TABELA 9).

Tabela 9 – Determinação da carga axial sobre a estaca.

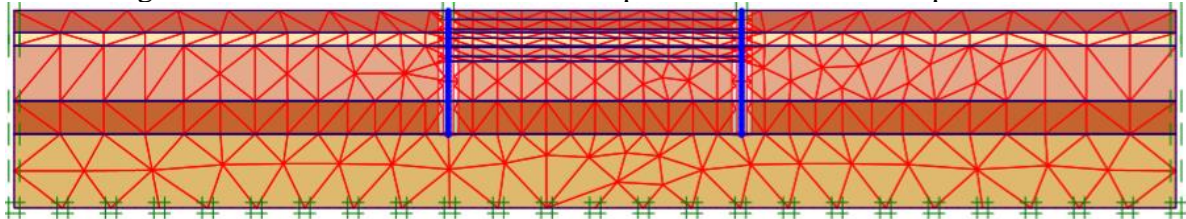
Área de influência (m <sup>2</sup> )	26,21	Espessura da laje (m)	0,50
$\gamma$ concreto armado (kN/m <sup>3</sup> )	25,00	$Q$ hospitalais (kN/m <sup>2</sup> )	3,00
$N_k$ (kN/m)	169,29	$N_k$ para 1 estaca (kN)	203,15
<b><math>N_d</math> (kN/m)</b>	237,01	<b><math>N_d</math> para 1 estaca (kN)</b>	284,41

Fonte: Da autora (2019).

Como o espaçamento entre eixos das estacas foi fixado, não há alteração no carregamento axial atuante nas diferentes condições de dimensionamento.

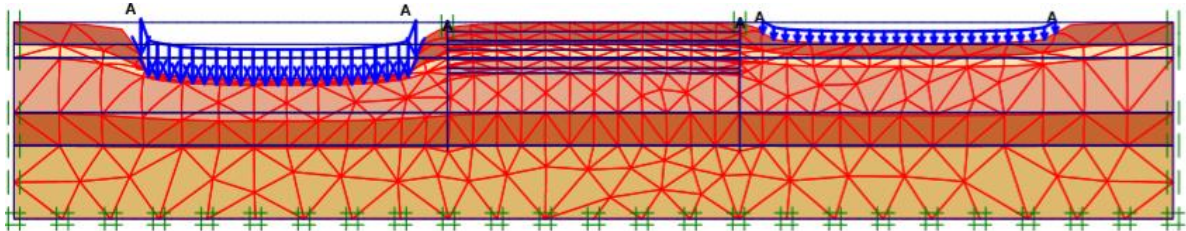
A malha de elementos finitos gerada pelo Plaxis para a cortina de 14 m está ilustrada na Figura 25. As malhas deformadas, ampliadas em 50 vezes para fins de visualização, são apresentadas nas Figuras 26, 27 e 28 para as fases inicial com aplicação da sobrecarga, fase final da escavação e simulação do carregamento da laje, respectivamente.

Figura 25 – Malha de elementos finitos para cortina de 14 m de profundidade.



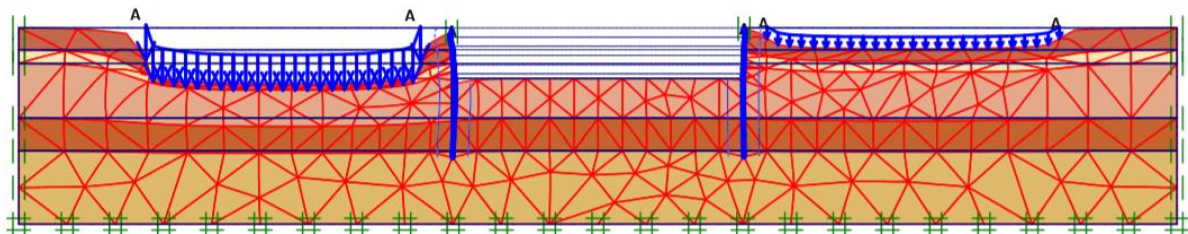
Fonte: Da autora (2019).

Figura 26 – Malha deformada para a fase de aplicação da sobrecarga.



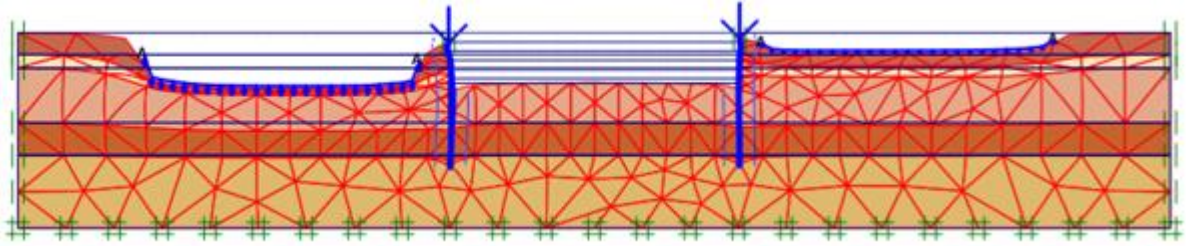
Fonte: Da autora (2019).

Figura 27 -Malha deformada para a fase final de escavação.



Fonte: Da autora (2019).

Figura 28 - Malha deformada para condição final de escavação e simulação do carregamento da laje.



Fonte: Da autora (2019).

A Tabela 10 apresenta os máximos deslocamentos obtidos para as principais fases de projeto.

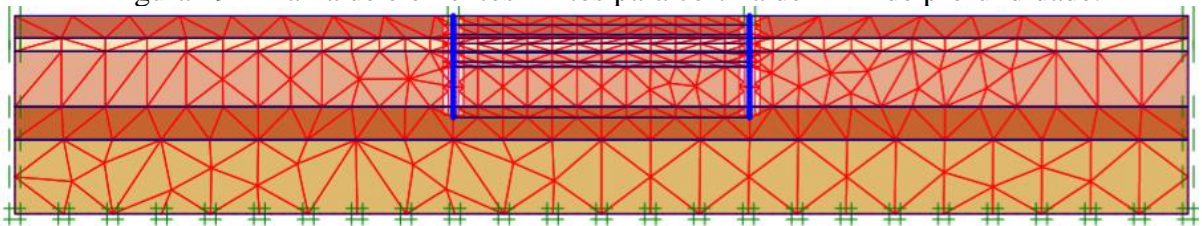
Tabela 10 – Deslocamentos máximos para cortina com profundidade igual a 14 m.

<b>Cortina de 14m</b>			
Fases	Deslocamentos máximos (mm)		
	total	vertical	horizontal
Inicial	135,97	135,97	30,45
Fim da escavação	135,97	135,97	30,83
Após carregamento axial	136,15	136,17	30,94

Fonte: Da autora (2019).

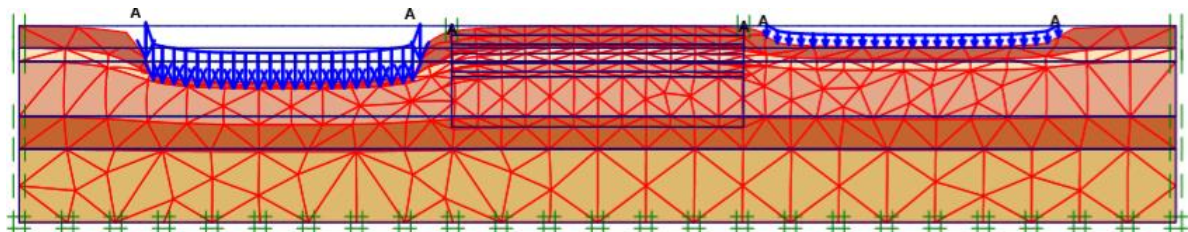
A malha de elementos finitos gerada pelo Plaxis para a cortina de 11 m está ilustrada na Figura 29. As malhas deformadas, ampliadas em 50 vezes para fins de visualização, são apresentadas nas Figuras 30,31 e 32 para as fases inicial com aplicação da sobrecarga, final da escavação e simulação do carregamento da laje, respectivamente.

Figura 29 - Malha de elementos finitos para cortina de 11 m de profundidade.



Fonte: Da autora (2019).

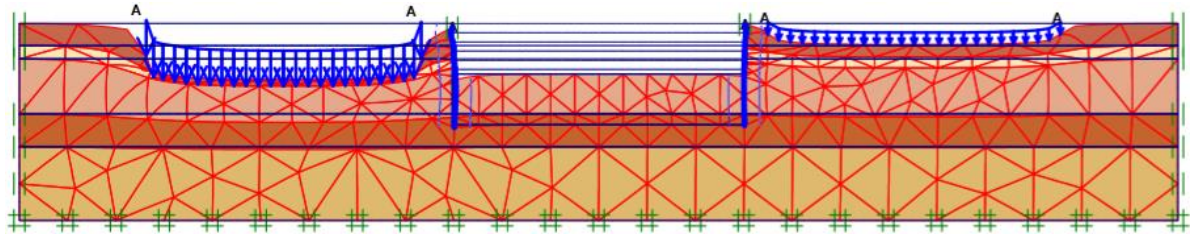
Figura 30 - Malha deformada para a fase de aplicação da sobrecarga.



Fonte: Da autora (2019).

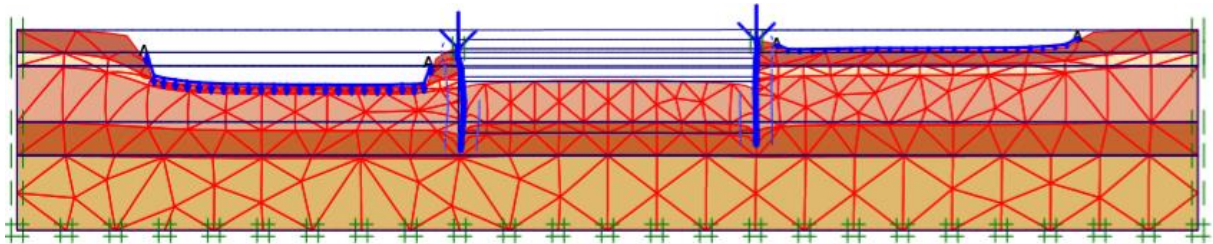


Figura 31 - Malha deformada para a fase final de escavação.



Fonte: Da autora (2019).

Figura 32 - Malha deformada para a fase final de escavação com simulação do carregamento da laje.



Fonte: Da autora (2019).

Os deslocamentos máximos para as principais fases de execução da contenção são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Deslocamentos obtidos no Plaxis para cortina de 11 m.

Fases	Cortina de 11 m		
	Deslocamentos máximos (mm)		
	total	vertical	horizontal
Inicial	135,97	135,97	30,51
Fim da escavação	135,97	135,97	30,83
Após carregamento axial	136,72	136,72	30,95

Fonte: Da autora (2019).

Os resultados obtidos para as demais etapas de cálculo não estão demonstrados porque apresentaram pequenas variações de deslocamentos, sendo da ordem de 0,1 mm.

Apesar de não poder tomar os valores observados para os deslocamentos como reais, eles podem ser utilizados para fins de comparação da movimentação gerada no solo pela execução da obra. Foi possível perceber que os máximos deslocamentos obtidos para a direção vertical foram relativos ao trecho de aplicação das sobrecargas laterais. Este deslocamento, conquanto, teve uma variação da ordem de 0,1 mm analisando-se as condições inicial e final. Dessa forma, é possível concluir que a escavação não tem influência sobre os recalques das construções vizinhas, garantindo sua estabilidade quando executadas as cortinas de contenção dimensionadas.

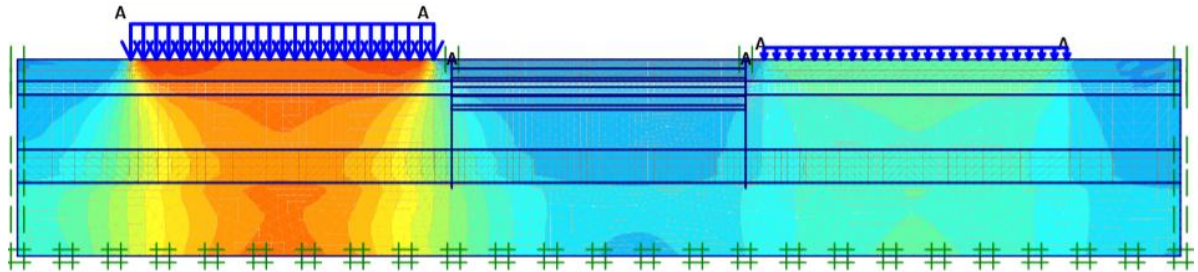
Em relação aos deslocamentos horizontais, percebe-se pela malha deformada que estes também são maiores nos trechos de aplicação de sobrecarga e ainda que a cortina de

contenção apresenta uma tendência de deformação na direção deste carregamento devido a sua elevada intensidade. Também, a variação nestes deslocamentos é da ordem de  $10^{-4}$  m para as duas condições avaliadas.

O método dos elementos finitos também foi utilizado para um estudo das tensões efetivas do solo. Foi adotado o intervalo de 10 a -40 kN/m<sup>2</sup> para a representação das tensões efetivas no maciço de solo.

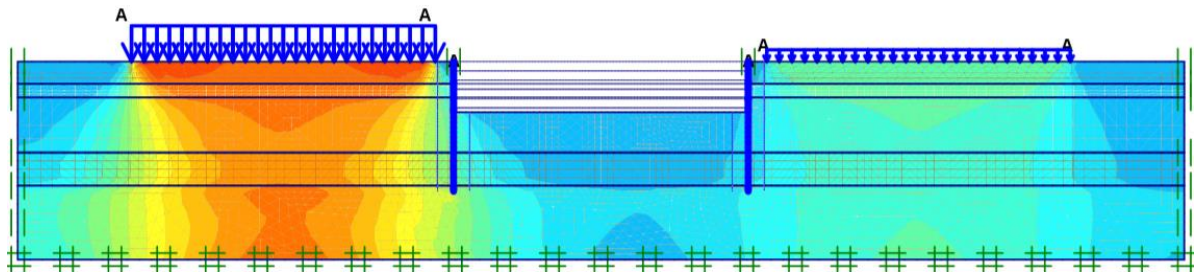
As Figuras 33, 34 e 35 apresentam os resultados gerados pelo Plaxis para as distribuições de tensões nas três principais fases de projeto para a cortina de 14 m, correspondente aos casos 1 e 3.

Figura 33 – Tensões efetivas na fase inicial com aplicação da sobrecarga para caso 1 e 3.



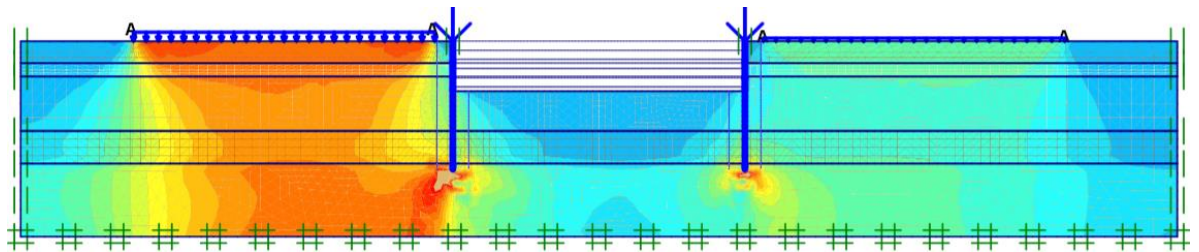
Fonte: Da autora (2019).

Figura 34 - Tensões efetivas na fase final de escavação para casos 1 e 3.



Fonte: Da autora (2019).

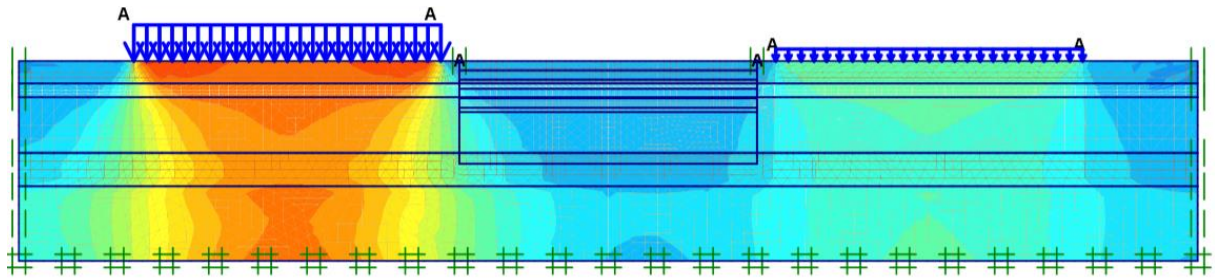
Figura 35 - Tensões efetivas na fase final de escavação após carregamento axial da laje para casos 1 e 3.



Fonte: Da autora (2019).

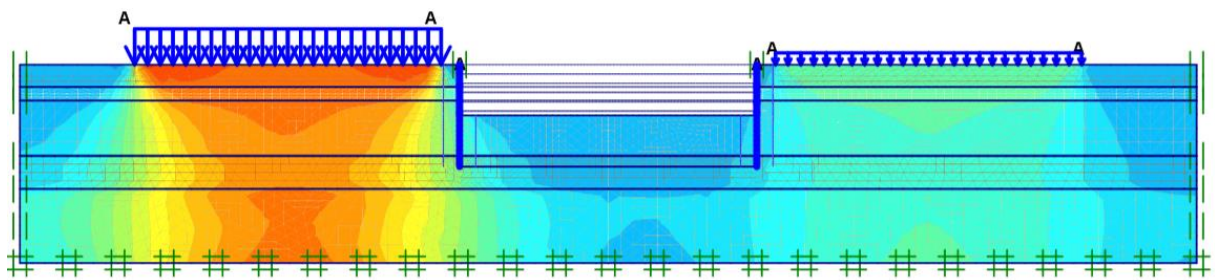
As Figuras 36, 37 e 38 apresentam os resultados gerados pelo Plaxis para as distribuições de tensões nas três principais fases de projeto para a cortina de 11 m, correspondente aos casos 2 e 4.

Figura 36 - Tensões efetivas na fase inicial com aplicação da sobrecarga para casos 2 e 4.



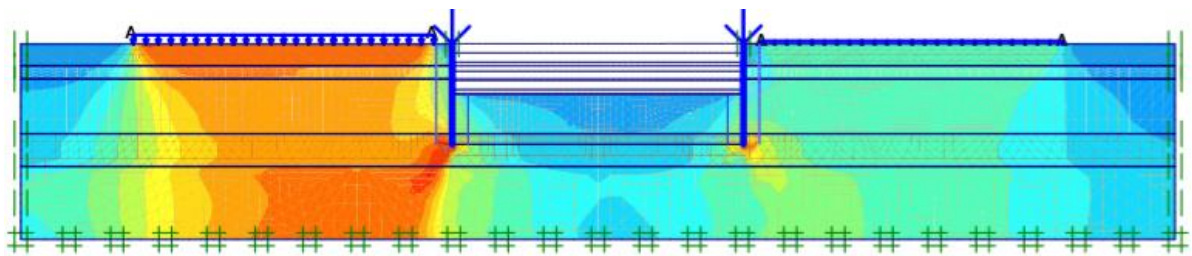
Fonte: Da autora (2019).

Figura 37 - Tensões efetivas na fase final de escavação para casos 1 e 3.



Fonte: Da autora (2019).

Figura 38 - Tensões efetivas na fase final de escavação após carregamento axial da laje para casos 2 e 4.



Fonte: Da autora (2019).

Os resultados obtidos para os dois casos, permitem visualizar as tensões de maior intensidade nas regiões solicitadas por construções vizinhas, ressaltando a importância da avaliação das condições de contorno para projetos de escavação. Os trechos em azul escuro, representam as regiões solicitadas de maneira ascendente para a qual deve ser verificada a possibilidade de levantamento do solo. Além disso, essas distribuições podem ser utilizadas como complementares em estudos de locação para a fundação de edifícios, pois demonstra a dissipação dos bulbos das edificações vizinhas.

Além disso, é possível verificar a concentração de uma tensão de maior intensidade no solo sob a base da contenção depois de inserido o carregamento axial da laje. Com isso, pode-se comprovar a eficiência da estrutura quanto a transmissão dos esforços de compressão para as camadas de solo mais profundas e resistentes, podendo ser utilizadas como elementos auxiliares aos pilares e fundações.



Uma vez que as duas cortinas dimensionadas não apresentaram grandes variações quanto ao padrão de deslocamento do solo e distribuição de tensões com os parâmetros adotados, admitiu-se que as ambas podem ser utilizadas no projeto para a contenção. Deve-se, portanto, avaliar a viabilidade técnica e econômica de cada alternativa.

### 4.3. Dimensionamento estrutural

As possíveis armaduras longitudinais foram avaliadas para as quatro metodologias de cálculo de tensões e dimensionamento e para as três seções de estaca com o intuito de analisar a viabilidade econômica e técnica de execução.

Os esforços característicos e de cálculo para cada condição de dimensionamento e as possíveis armaduras longitudinais obtidas no *software* Oblíqua para as seções de 40, 50 e 60 cm são demonstrados na Tabela 12. Os diagramas utilizados para a determinação dos esforços sobre a cortina estão contidos no Apêndice B.

Tabela 12 - Cálculo da armadura longitudinal.

Determinação do empuxo	Dimensionamento	Seção (m)	$M_{k, \text{máx}}$ (kNm/m)	$M_{d, \text{máx}}$ (kNm)	$N_{k, \text{máx}}$ (kN)	$N_{d, \text{máx}}$ (kN)	Armadura longitudinal
Teoria de Rankine	1	0,40	834,90	1408,27	203,15	284,41	
		0,50	834,90	1408,27	203,15	284,41	Inviável
		0,60	834,90	1408,27	203,15	284,41	
	2	0,40	344,50	581,08	203,15	284,41	Inviável
		0,50	344,50	581,08	203,15	284,41	Inviável
		0,60	344,50	581,08	203,15	284,41	10 Ø 32 mm
Teoria de Coulomb	3	0,40	901,13	1519,98	203,15	284,41	
		0,50	881,63	1487,09	203,15	284,41	Inviável
		0,60	870,80	1468,82	203,15	284,41	
	4	0,40	139,37	235,08	203,15	284,41	12 Ø 25 mm
		0,50	134,55	226,95	203,15	284,41	12 Ø 20 mm ou 8 Ø 25 mm
		0,60	134,68	227,17	203,15	284,41	10 Ø 20 mm ou 8 Ø 25 mm

Fonte: Da autora (2019).

Analisando-se os resultados obtidos, é possível perceber que, apesar da redução dos empuxos passivos nas condições 1 e 3, o maior comprimento de ficha gera momentos fletores elevados que inviabilizam a utilização de estacas com diâmetro de até 60 cm.

Para a condição de dimensionamento 2, devido ao menor comprimento de ficha da cortina e uma melhor compensação das solicitações pela majoração dos empuxos ativos, é



possível obter uma alternativa viável dentre as condições propostas. Contudo, a condição 4 é a que apresenta uma maior variedade de possibilidades, para as quais foram determinadas armaduras longitudinais com seções usualmente utilizadas. Isso ocorre devido a uma redução considerável dos momentos fletores proveniente da inserção da restrição ao deslocamento horizontal no topo da cortina.

É importante notar que as tensões horizontais de solo são fator crucial para o dimensionamento de uma estrutura de contenção, uma vez que são decisivas para avaliação de sua viabilidade. Neste contexto, é notável a redução gerada nos esforços de flexão sobre a cortina quando é considerado o seu travamento superior. Assim, percebe-se a grande importância de se avaliar os elementos estruturais de forma conjunta, avaliando as interações entre eles.

Também, ressalta-se que as propriedades do solo foram determinadas a partir de correlações com  $N_{SPT}$ , para fins de didáticos de dimensionamento de estruturas de contenção. Contudo, a situação ideal para a concepção de projetos é a realização de ensaios de laboratório para a determinação destes parâmetros, para que se obtenha uma estimativa mais aproximada do comportamento real da estrutura e do maciço de solo. A mesma consideração vale para a escolha da metodologia de cálculo a ser utilizada, que deve ser escolhida com base em estudos preliminares para a obra.

Para as seções consideradas inviáveis, foi verificada se a alteração na classe de resistência do concreto teria influência sobre o dimensionamento das estacas. Porém, não se observou variações consideráveis, uma vez que o concreto não possui boa resistência aos esforços de tração. Já o carregamento axial de compressão se mostrou favorável ao dimensionamento, diminuindo a influência dos esforços de flexão sobre as estacas e reforçando a necessidade de avaliar a interação dos demais elementos incorporados a estrutura.

Obtidas as possíveis seções, as áreas de aço obtidas no dimensionamento foram verificadas por meio das condições normativas para as áreas de aço mínimas e máximas relativas ao diâmetro da seção apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Áreas de aço limites em função do diâmetro da estaca.

<b>D (cm)</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>60</b>
$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	1256,64	1963,50	2827,43
$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,98	0,98	0,98
$A_{s,max}$ (cm <sup>2</sup> )	100,53	157,08	226,19

Fonte: Da autora (2019).

A verificação quanto a área de aço e a relação área de concreto/aço para avaliação econômica de cada solução está apresentada na Tabela 14.

Tabela 14 – Verificação quanto as áreas de aço limites e relação área de concreto/ aço para estacas dimensionadas.

Dimensionamento	D (m)	$\varnothing_l$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Verificação das $A_s$ mín e máx	Relação concreto/aço
2	60	10 Ø 32 mm	96,51	Atende às especificações	29,30
	40	12 Ø 25 mm	58,90	Atende às especificações	21,33
4	50	12 Ø 20 mm	37,70	Atende às especificações	52,08
		8 Ø 25 mm	39,27	Atende às especificações	50,00
	60	10 Ø 20 mm	31,42	Atende às especificações	90,00
		8 Ø 25 mm	39,27	Atende às especificações	72,00

Fonte: Da autora (2019).

Dentre as opções, apresentam-se como mais econômicas aquelas que possuem um maior consumo de concreto em relação ao aço. Portanto, foi selecionada para a estrutura de contenção, a estaca dimensionada na metodologia 4, com armadura longitudinal composta por 10 barras de 20 mm.

As verificações para a armadura transversal da estrutura selecionada estão apresentadas na Tabela 15 e o cálculo da armadura Tabela 16.

Tabela 15 – Cálculo da armadura transversal.

Propriedades			
Concreto		Aço	
$f_{ck}$ (Mpa)	20	$f_{yk}$ (MPa)	500
$f_{cd}$ (Mpa)	14,29	$f_{yd}$ (MPa)	434,78
Esforços solicitantes			
$V_s$ (kN)	161,232,0	$V_{sd}$ (kN)	225,72
Geometria		Parâmetros	
d (cm)	60	$d_{ef}$ (cm)	56
c (cm)	3	$\alpha$	0,92
Verificação quanto a diagonal comprimida			
$V_{Rd2}$ (kN)	874,02	Análise	Ok
Verificação quanto a diagonal tracionada			
$V_c$	326,66	$V_w$	0,00
$V_{Rd3}$ (kN)	326,66	Análise	Ok

Fonte: Da autora (2019).

Tabela 16 - Cálculo da armadura transversal

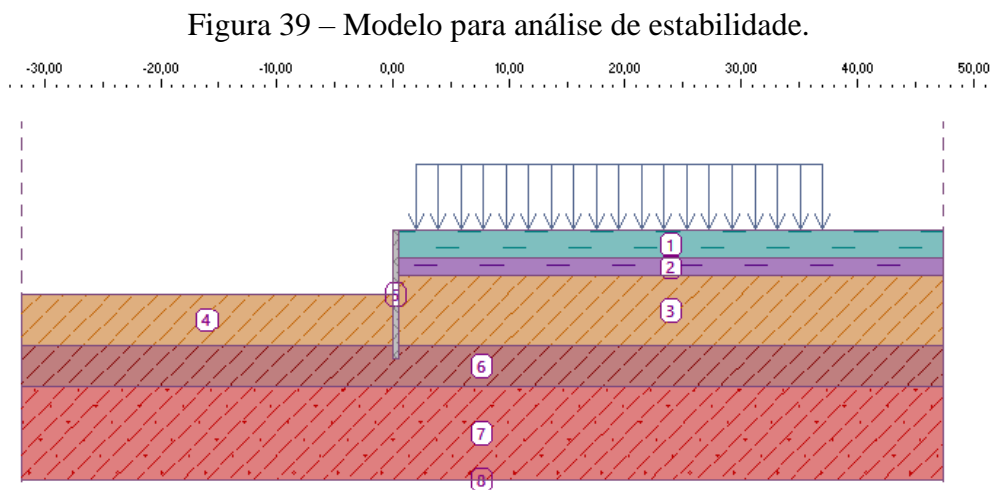
$\rho_{min}$	0,000884	$A_{sw,min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	4,95
$\varnothing$ (mm)	8,00	n° de estribos/m	9,85
s	0,102	S adotado (cm)	10

Fonte: Da autora (2019).

Observou-se que a armadura transversal dimensionada apresenta diâmetro de 8 mm e um espaçamento de 10 cm. Em estruturas usuais, é comum a utilização de estribos com menor diâmetro, porém a estrutura em questão sofre com elevados esforços cortantes e demanda de uma maior taxa de armação. Além disso, a armadura longitudinal é composta por barras de 20 mm e a utilização de estribos com maior seção garante que não haja flambagem das barras dispostas na direção longitudinal.

#### 4.4. Verificação da estabilidade

A modelagem realizada no módulo Estabilidade de Taludes do programa Geo5 para verificação da cortina de estacas selecionada, com profundidade de 11 m, está representada na Figura 39.



Fonte: Da autora (2019).

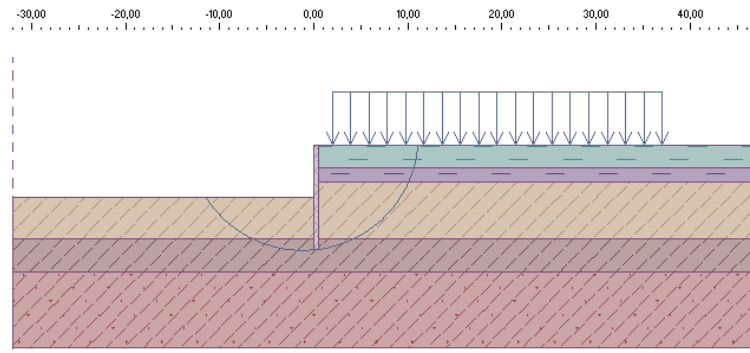
O resultado das análises de estabilidade se encontra na Tabela 17 e as Figura 40, Figura 41, Figura 42 e Figura 43 demonstram as superfícies críticas de ruptura para os métodos de Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern-Price, respectivamente.

Tabela 17 - Verificação da estabilidade do talude.

Método	Soma de forças ativas (kN/m)	Soma de forças passivas (kN/m)	Momento de deslizamento (kNm/m)	Momento resistente (kNm/m)	Fator de segurança	Estabilidade do talude
Fellenius / Petterson	822,71	1700,62	10078,15	20832,60	2,07	VERIFICADA
Bishop	945,40	2418,95	14710,46	37638,83	2,56	VERIFICADA
Janbu	-	-	-	-	2,57	VERIFICADA
Morgenstern-Price	-	-	-	-	2,57	VERIFICADA

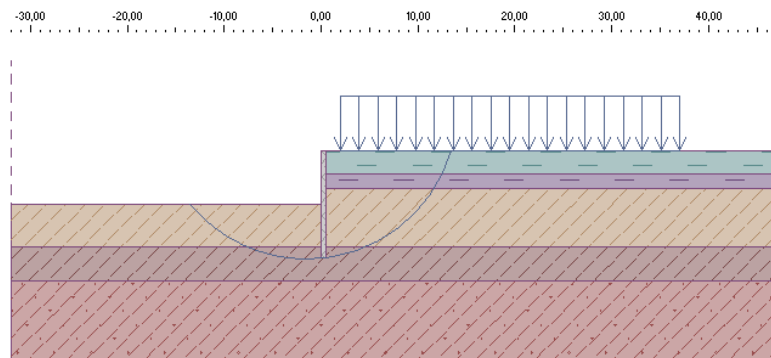
Fonte: Da autora (2019).

Figura 40 – Superfície de ruptura crítica pelo método de Fellenius / Petterson.



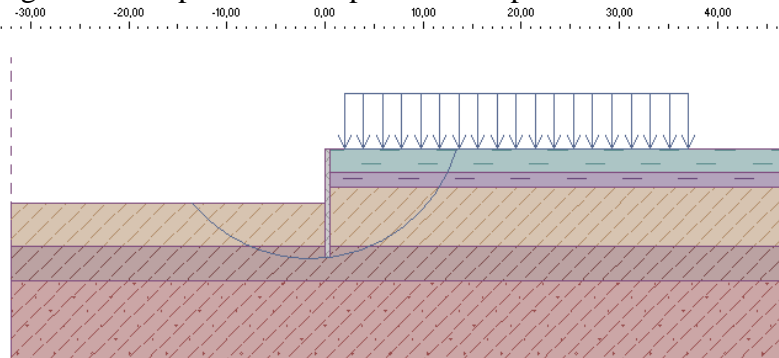
Fonte: Da autora (2019).

Figura 41 - Superfície de ruptura crítica pelo método de Bishop.



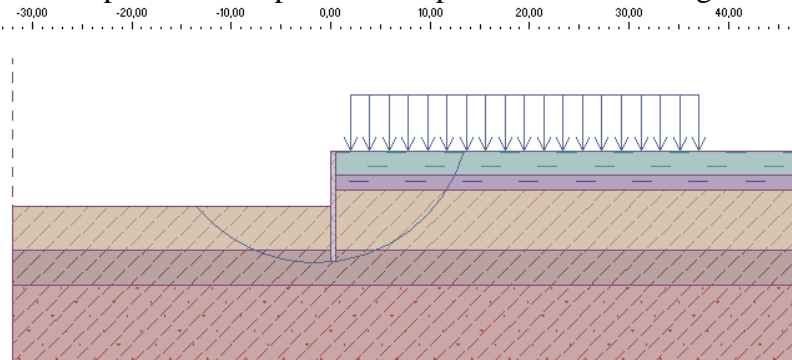
Fonte: Da autora (2019).

Figura 42 - Superfície de ruptura crítica pelo método de Janbu.



Fonte: Da autora (2019).

Figura 43 - Superfície de ruptura crítica pelo método de Morgenstern-Price.



Fonte: Da autora (2019).

A partir das verificações, julgou-se que a estrutura dimensionada atende aos critérios de estabilidade global normativos e pode ser utilizada no projeto.

#### 4.5. Detalhamento do projeto

Por fim, o detalhamento do projeto se encontra no Apêndice C e a Tabela 18 apresenta o orçamento para a execução da estrutura de contenção por cortina de estacas espaçadas segundo banco SINAPI com atualizações recentes de custos das composições para o estado de Minas Gerais.

Tabela 18 - Planilha de custos da obra.

Código	Banco	Data	Descrição	Und	Quant.	Valor unit	Total
90887	SINAPI	Out/19	Estaca escavada mecanicamente, sem fluido estabilizante, com 60 cm de diâmetro, acima de 9 m até 15 m de comprimento, concreto lançado por caminhão betoneira (exclusive mobilização e desmobilização). Af_02/2015	m	1144,00	R\$ 119,86	R\$ 137119,84
100347	SINAPI	Set/19	Armação de cortina de contenção em concreto armado, com aço ca-50 de 20 mm - montagem. Af_07/2019	kg	28371,20	R\$ 5,34	R\$ 151502,21
92793	SINAPI	Set/19	Corte e dobra de aço ca-50, diâmetro de 8,0 mm, utilizado em estruturas diversas, exceto lajes. Af_12/2015	kg	7907,90	R\$ 6,40	R\$ 50610,56
89949	SINAPI	Out/19	Escavação vertical a céu aberto, incluindo carga, descarga e transporte, em solo de 1ª categoria com escavadeira hidráulica (caçamba: 1,2 m³ / 155 hp), frota de 8 caminhões basculantes de 18 m³, DMT de 6 km e velocidade média 22 km/h. AF_12/2013	m³	5456,00	R\$ 14,27	R\$ 77857,12
<b>VALOR TOTAL</b>						<b>R\$ 417089,73</b>	

Fonte: Da autora (2019).

Através da planilha é possível verificar que os custos com armação e sua montagem representam 48,5% do valor total da obra, sendo fator de grande importância a se considerar na concepção estrutural do projeto. As atividades de escavação e concretagem das estacas, bem como equipamentos, mão de obra e materiais necessários representaram 32,8 % do custo total da obra, seguidos pela escavação e transporte de solo que representaram 18,7% do valor final.

## 5. CONCLUSÃO

A partir deste trabalho, obteve-se uma estrutura de contenção por estacas escavadas do tipo espaçadas com profundidade de 11 m e seção transversal de 60 cm com alto grau de segurança quanto a estabilidade. A armação obtida para a estrutura, de 10 barras de 20 mm na direção longitudinal e estribos de 8 mm com 10 cm de espaçamento, representou 48,5% do custo total obtido para a obra de R\$ 417089,73, que inclui materiais, mão de obra e equipamentos.

Foi possível compreender os mecanismos de distribuição de tensões em um maciço de solo e o seu comportamento quando na presença de obras de construção e escavação. O entendimento destas distribuições é de fundamental importância para projeto de obras civis, especialmente àquelas de contenção, uma vez que o projeto deverá ser concebido de forma que simule a condição de estabilidade natural do terreno existente antes da escavação.

Neste contexto, percebe-se a necessidade da realização de um bom programa de investigação de solo, com ensaios laboratoriais e de campo para que se obtenha um subsídio para elaboração de um projeto mais seguro. Tendo em vista, as inúmeras teorias para determinação das tensões e deslocamentos, é importante que seja selecionada a metodologia mais adequada. Como observado, alterações no método de cálculo ou em seus fatores de segurança podem inviabilizar a execução de uma estrutura de contenção. Diante disto, ressalta-se que as teorias clássicas para determinação dos esforços horizontais resultaram em estruturas com dimensões relativamente grandes, possivelmente superestimadas devido ao grau de incertezas relacionado ao método e a estimativa de seus parâmetros.

No projeto pode-se confirmar a importância de se verificar o comportamento dos elementos estruturais como um todo e não individualmente, uma vez que influem diretamente sobre a estrutura dimensionada. Assim, conclui-se que a utilização da cortina de estacas como uma estrutura complementar para absorção dos carregamentos axiais de compressão se mostra como uma alternativa interessante para economia de uma obra, uma vez que estes esforços normais contribuem para a redução da flexão sobre a estaca, reduzindo sua área de aço, além de possibilitar uma redução nas solicitações dos pilares e fundações. Também, ressalta-se que programas comerciais são de imprescindível utilização em projetos reais, por possibilitarem análises mais precisas e fiéis às situações encontradas em campo.

Por fim, conclui-se que para obras com grande profundidade de escavação devem ser executadas estruturas que proporcionem o seu travamento, como vigas de solidarização, para uma redução das solicitações sobre a estrutura e uma consequente economia da obra.

### **5.1. Propostas para trabalhos futuros**

São apresentadas como propostas para estudos futuros a este trabalho: comparação de outras teorias para o cálculo dos empuxos de solo; análise tridimensional que permita a avaliação dos reais deslocamentos da estrutura e seu efeito nas extremidades; dimensionamento da viga de travamento; avaliação da interferência da sobrecarga atuante camadas inferiores do solo; avaliação da estrutura quando adicionados vários níveis de apoio; análise da estabilidade de fundo da escavação.



## REFERÊNCIAS

- A2 ENGENHARIA E ARQUITETURA. Projetos arquitetônicos e relatórios de sondagem. Lavras, 2019.
- ANTUNES, R. B. **Dimensionamento de cortina de estacas justapostas para execução de subsolo de edifício comercial.** Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2007. 50 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR. 11682:** Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro, 2009. 39 p.
- \_\_\_\_\_. **NBR. 6118:** Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 256 p.
- \_\_\_\_\_. **NBR. 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019. 6 p.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7250:** Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982. 3 p.
- \_\_\_\_\_. **NBR 8036:** Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983. 3 p.
- BERNARDI, M. P. **Cortina atirantada:** o caso da obra de um subsolo em Florianópolis. Porto Alegre, 2015. 130 p.
- BLUM, H. **Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken.** Berlim, Wilhelm Ernest und Sohn, 1931.
- BRINKGREVE, R. B. J. et al. **PLAXIS 2D Reference manual.** Delft University of Technology and PLAXIS bv The Netherlands, 2011. 192 p.
- BRINKGREVE, R. B. J. **Plaxis V.8.** Delft University of Technology and PLAXIS bv The Netherlands.
- BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção.** Grupo Gen-LTC, 2000. 341 p.
- CORNFIELD, G. M. **Sheet pile structures.** Foundation Engineering Handbook, HF Winterkorn and HY Fang, ed., 1st ed., Van Nostrand Reinhold Co., New York, NY, 1975.
- EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H. **Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls.** Geotextiles and Geomembranes, v. 40, 2013.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção:** Empuxos de Terra. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes.** 2 Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 165 p.

GERSCOVICH, D.; SARAMAGO, R.; DANZIGER, B. R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. 2 Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 240 p.

HACHICH, W., et al. **Fundações: teoria e prática**, 2. Ed., São Paulo, 1998. 759p.  
INFINITY COMUNICAÇÃO E MARKETING. **Geo5**. <<http://geo5.com.br/>> Acesso em: 22 de outubro. 2019.

JÚNIOR, A. P. W., et al. **Tensões devido a cargas externas: Propagação e distribuição**. Notas de aula (Bacharelado em ciência tecnologia) Universidade Federal Rural do Semiárido, 2017.

MAGALHÃES, M. de S. **Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos**. Dissertação (Mestrado) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2015.

MARANGON, M. **Empuxos de Terra**. Juiz de Fora, 2018.

MARINO, M. A.; SCHEER, S.; DE OLIVEIRA, M. F. F.; ZANDONÁ, C. A. W. Programa de Solicitações Normais em Concreto Armado. Normal 1.3: Flexão Composta Normal. Oblíqua 1.0: Flexão Composta Oblíqua (qualquer seção). Universidade Federal do Paraná, UFPR. 05/2001.

MATOS, A. dos S. **Aplicação do Método de Escavação Sequencial a Cortinas de Estacas e Betão Projectado**. Porto, 2010. 141 p.

MEIRELES, A. B.; MARTINS, J. G. **Fundações e Contenção Lateral de Solos: Execução de Cortinas de Estacas**, 1. Ed. 2006.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO, A. J. **Obras de contenção: Tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 497-515.

SANTOS, L. H. S. **Implementação computacional de um código para análise e dimensionamento d cortina de estacas de concreto armado**. Lavras, 2019. 46 p.  
SISES/TQS. **Manual teórico**. São Paulo, 2011. 160 p.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. de. A. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, v. 7, 1996. p. 227-264.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. John Wiley and Sons, New York, 1943. 510 p.

ZUCCHI, E. C. **Análise numérica de deslocamentos horizontais em cortina de estaca secante**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2018. 98 p.

## APÊNDICE A – Determinação dos empuxos

Determinação dos empuxos para a condição 1

<b>Camada 1</b>			
Material	Aterro argiloso		
Cota inicial (m)	0,00	Cota final (m)	2,34
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	2,34	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	60,00
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		17,59
	$\sigma_{A,f}$		36,46
<b>Empuxos resultantes</b>			
$E_{A,1}$ - Sobrecarga (kN/m)	41,17	Cota de atuação (m)	1,17
$E_{A,1}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	22,08		1,56
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	0,00	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	0,00
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		0,00
	$\sigma_{P,f}$		0,00
<b>Empuxos resultantes</b>			
$E_{P,1}$ - Sobrecarga (kN/m)	0,00	Cota de atuação (m)	0,00
$E_{P,1}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	0,00		0,00

<b>Camada 2</b>			
Material	Argila arenosa		
Cota inicial (m)	2,34	Cota final (m)	3,87
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	1,53	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	95,10
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		18,62
	$\sigma_{A,f}$		31,37
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,2}$ - Sobrecarga (kN/m)	28,49	Cota de atuação (m)	3,11
$E_{A,2}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	9,76		3,36
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	0,00	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	0,00
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		0,00
	$\sigma_{P,f}$		0,00
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,2}$ - Sobrecarga (kN/m)	0,00	Cota de atuação (m)	0,00
$E_{P,2}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	0,00		2,34

<b>Camada 3.1</b>			
Material	Silte argiloso		
Cota inicial (m)	3,87	Cota final (m)	5,50
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	1,63	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	121,11
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		32,46
	$\sigma_{A,f}$		43,86
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,3.1}$ - Sobrecarga (kN/m)	52,91	Cota de atuação (m)	4,69
$E_{A,3.1}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	9,29		4,96
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	0,00	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	0,00
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		0,00
	$\sigma_{P,f}$		0,00
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,3.1}$ - Sobrecarga (kN/m)	0,00	Cota de atuação (m)	0,00
$E_{P,3.1}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	0,00		0,00

<b>Camada 3.2 - Abaixo do nível de escavação</b>			
Material	Silte argiloso		
Cota inicial (m)	5,50	Cota final (m)	9,87
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	4,37	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	152,08
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		43,86
	$\sigma_{A,f}$		74,44
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,3.2}$ - Sobrecarga (kN/m)	191,68	Cota de atuação (m)	7,69
$E_{A,3.2}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	66,80		8,41
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	4,37	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	0,00
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		0,00
	$\sigma_{P,f}$		129,22
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,3.2}$ - Sobrecarga (kN/m)	0,00	Cota de atuação (m)	7,69
$E_{P,3.2}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	282,35		8,41

<b>Camada 4</b>			
Material	Silte argiloso		
Cota inicial (m)	9,87	Cota final (m)	13,40
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	3,53	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	235,11
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		71,32
	$\sigma_{A,f}$		97,56
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,4}$ - Sobrecarga (kN/m)	251,75	Cota de atuação (m)	11,64
$E_{A,4}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	46,31		12,22
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	3,53	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	83,03
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		134,10
	$\sigma_{P,f}$		238,82
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,4}$ - Sobrecarga (kN/m)	473,37	Cota de atuação (m)	11,64
$E_{P,4}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	184,83		12,22

<b>Camada 5</b>			
Material	Silte arenoso		
Cota inicial (m)	13,40	Cota final (m)	21,40
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	8,00	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	309,24
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		97,31
	$\sigma_{A,f}$		145,31
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,5}$ - Sobrecarga (kN/m)	778,45	Cota de atuação (m)	17,40
$E_{A,5}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	192,00		18,73
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	8,00	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	157,16
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		244,40
	$\sigma_{P,f}$		460,40
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,5}$ - Sobrecarga (kN/m)	1955,20	Cota de atuação (m)	17,40
$E_{P,5}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	864,00		18,73

Determinação dos empuxos para a condição 2

<b>Camada 1</b>			
Material	Aterro argiloso		
Cota inicial (m)	0,00	Cota final (m)	2,34
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	2,34	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	60,00
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		25,23
	$\sigma_{A,f}$		49,78
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,1}$ - Sobrecarga (kN/m)	59,04	Cota de atuação (m)	1,17
$E_{A,1}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	28,72		1,56
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	0,00	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	0,00
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		0,00
	$\sigma_{P,f}$		0,00
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,1}$ - Sobrecarga (kN/m)	0,00	Cota de atuação (m)	0,00
$E_{P,1}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	0,00		0,00

<b>Camada 2</b>			
Material	Argila arenosa		
Cota inicial (m)	2,34	Cota final (m)	3,87
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	1,53	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	95,10
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		30,13
	$\sigma_{A,f}$		47,24
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,2}$ - Sobrecarga (kN/m)	46,10	Cota de atuação (m)	3,11
$E_{A,2}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	13,09		3,36
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	0,00	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	0,00
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		0,00
	$\sigma_{P,f}$		0,00
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,2}$ - Sobrecarga (kN/m)	0,00	Cota de atuação (m)	0,00
$E_{P,2}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	0,00		0,00

<b>Camada 3.1 - Acima do nível de escavação</b>			
Material	Silte argiloso		
Cota inicial (m)	3,87	Cota final (m)	5,50
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	1,63	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	121,11
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		50,51
	$\sigma_{A,f}$		67,18
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,3.1}$ - Sobrecarga	82,34	Cota de atuação (m)	4,69
$E_{A,3.1}$ - Peso próprio da camada	13,59		4,96
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	0,00	Sobrecarga (kN/m)	0,00
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		0,00
	$\sigma_{P,f}$		0,00
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,3.1}$ - Sobrecarga (kN/m)	0,00	Cota de atuação (m)	0,00
$E_{P,3.1}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	0,00		0,00

<b>Camada 3.2 - Abaixo do nível de escavação</b>			
Material	Silte argiloso		
Cota inicial (m)	5,50	Cota final (m)	9,87
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	4,37	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	152,08
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		67,18
	$\sigma_{A,f}$		111,88
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,3.2}$ - Sobrecarga (kN/m)	293,59	Cota de atuação (m)	7,69
$E_{A,3.2}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	97,65		8,41
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	4,37	Sobrecarga (kN/m)	0,00
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		0,00
	$\sigma_{P,f}$		258,45
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,3.2}$ - Sobrecarga (kN/m)	0,00	Cota de atuação (m)	7,69
$E_{P,3.2}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	564,71		8,41



<b>Camada 4</b>			
Material	Silte argiloso		
Cota inicial (m)	9,87	Cota final (m)	13,40
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	3,53	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	235,11
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		108,46
	$\sigma_{A,f}$		147,22
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,4}$ - Sobrecarga (kN/m)	382,88	Cota de atuação (m)	11,64
$E_{A,4}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	68,41		12,22
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	3,53	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	83,03
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		268,20
	$\sigma_{P,f}$		477,63
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,4}$ - Sobrecarga (kN/m)	946,74	Cota de atuação (m)	11,64
$E_{P,4}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	369,65		12,22

<b>Camada 5</b>			
Material	Silte arenoso		
Cota inicial (m)	13,40	Cota final (m)	21,40
<b>Parcela ativa</b>			
Espessura da camada (m)	8,00	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	309,24
Tensões horizontais ativas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{A,i}$		147,55
	$\sigma_{A,f}$		219,55
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{A,5}$ - Sobrecarga (kN/m)	1180,39	Cota de atuação (m)	17,40
$E_{A,5}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	288,00		18,73
<b>Parcela passiva</b>			
Espessura da camada (m)	8,00	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	157,16
Tensões horizontais passivas (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{P,i}$		488,80
	$\sigma_{P,f}$		920,80
<b>Empuxos resultantes (kN/m)</b>			
$E_{P,5}$ - Sobrecarga (kN/m)	3910,40	Cota de atuação (m)	17,40
$E_{P,5}$ - Peso próprio da camada (kN/m)	1728,00		18,73



## APÊNDICE B – Diagramas de esforços

Diagrama de esforços cortantes (a) e momentos fletores (b) para a condição de dimensionamento 1

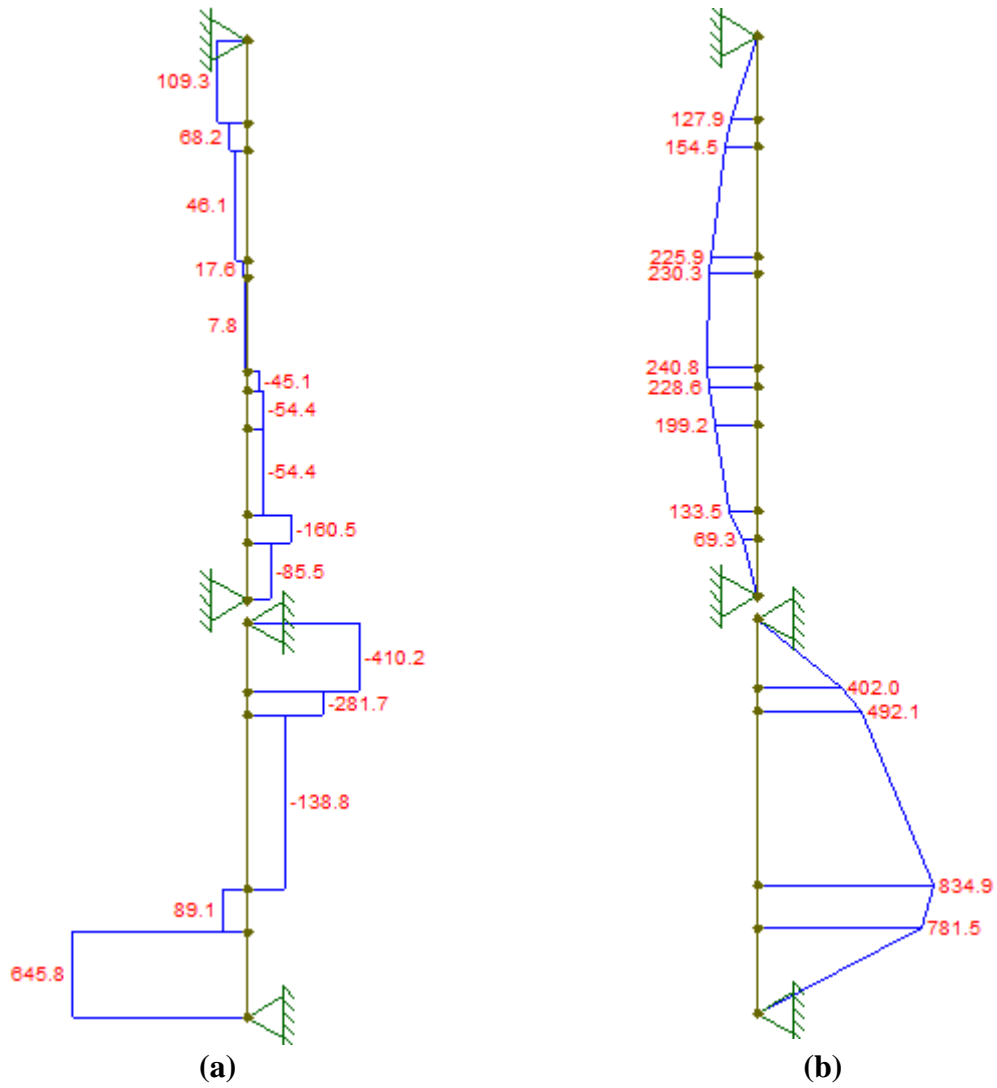
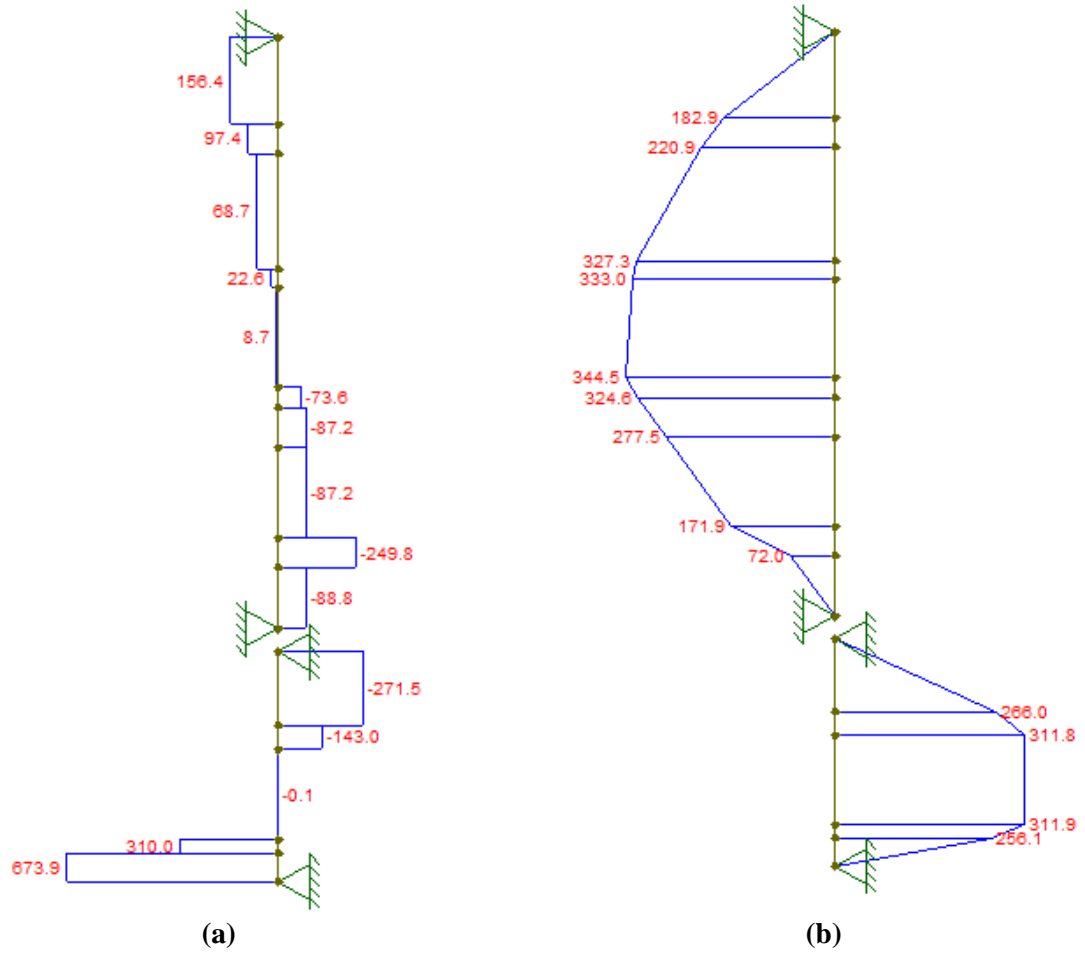


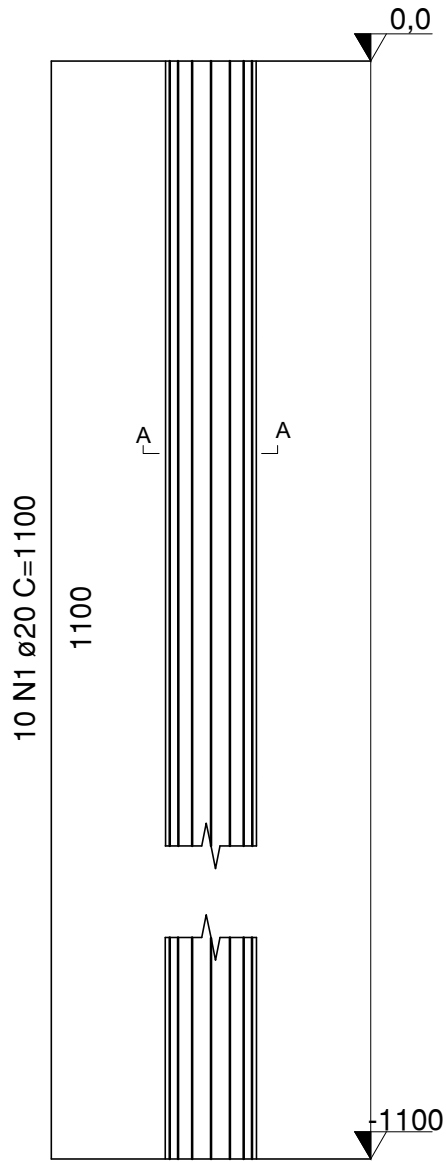
Diagrama de esforços cortantes (a) e momentos fletores (b) para a condição de dimensionamento 2



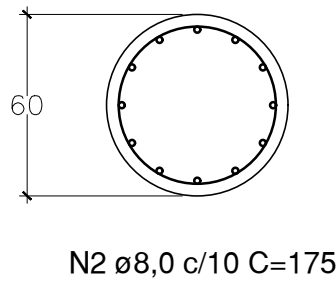
## **APÊNDICE C – Detalhamento**

# Detalhe das estacas

SEÇÃO LONGITUDINAL  
ESC 1:50



SEÇÃO A - A  
ESC 1:25



UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS

DISCIPLINA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ORIENTADOR: Me. Eduardo Souza Candido

ASSUNTO: Detalhe das estacas

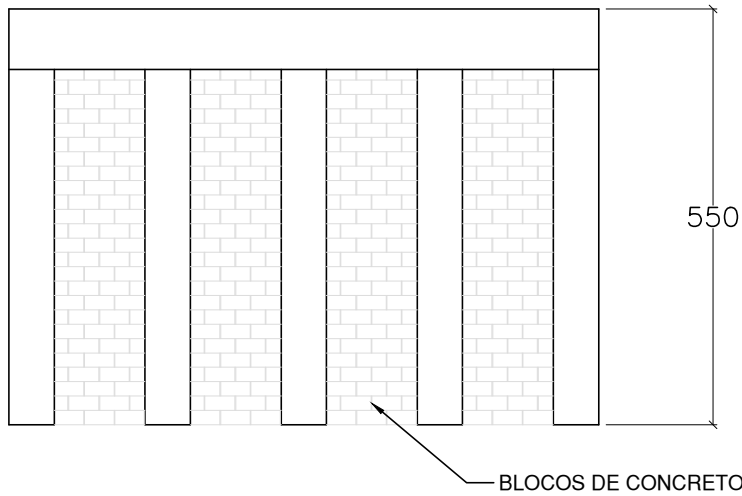
ESCALA: Indicada

FOLHA: 2/2

AUTORA: Vanessa Marques Santana

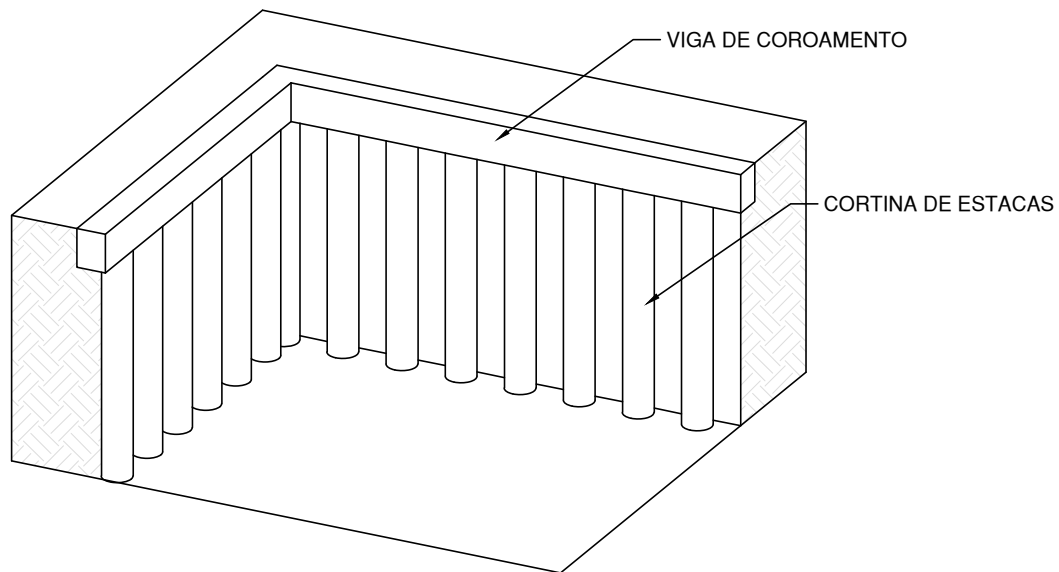
# Vista frontal

ESC 1:100



# Vista isométrica

SEM ESCALA



UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS

DISCIPLINA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ORIENTADOR: Me. Eduardo Souza Candido

ASSUNTO: Vistas frontal e isométrica

ESCALA: Indicada

FOLHA: 1/2

AUTORA: Vanessa Marques Santana

## ANEXO A – Relatórios de sondagem.

### Sondagem 01.

<b>SPT 01</b>				
Cota (m)	9,65	Martelo: 65 kg / Queda: 75 cm		
NA (m)	Prof. (m)	Nspt	Prof. da camada (m)	Classificação do material
Não encontrado	1	6	1,80	Argila arenosa, média de cor variada. (Vermelho)
	2	2	3,20	Argila arenosa, média de cor variada. (Vermelho)
	3	3		
	4	7	4,50	Silte argiloso, mole a médio de cor variada (Vermelho, branco variegado amarelo)
	5	17	5,80	Silte argiloso, médio a rígido de cor variada. (Vermelho, branco, variegado amarelo)
	6	19	6,80	Silte argiloso, rígido de cor variada. (Vermelho, branco, variegado amarelo)
	7	22	8,50	Silte argiloso, rígido a duro de cor variada. (Vermelho, branco, variegado amarelo)
	8	24		
	9	26	16,45	Silte argiloso, duro de cor variada. (Vermelho, branco variegado amarelo)
	10	33		
	11	27		
	12	33		
	13	38		
	14	46		
	15	48		
	16	55		
<b>Limite do furo (m)</b>			<b>16,45</b>	

Fonte: Adaptado de A2 Arquitetura e Engenharia (2018).

### Sondagem 02 (continua).

<b>SPT 02</b>				
Cota (m)	10,20	Martelo: 65 kg / Queda: 75 cm		
NA (m)	Prof. (m)	Nspt	Prof. da camada (m)	Classificação do material
Não encontrado	1	3	1,6	Camada de aterro
	2	4	3,3	Argila arenosa, mole de cor variada (Vermelho)
	3	5		
	4	9	4,2	Silte argiloso, mole a médio de cor variada (Vermelho, branco variegado amarelo)
	5	11	5,5	Silte argiloso, médio a rígido de cor variada. (Vermelho, branco, variegado amarelo)
	6	18	6,8	Silte argiloso, rígido de cor variada. (Vermelho, branco, variegado amarelo)
	7	26	10,2	Silte argiloso, rígido a duro de cor variada (Vermelho, branco variegado amarelo)
	8	22		
	9	23		
	10	31		
	11	22	18,4	Silte argiloso, duro de cor variada. (Vermelho, branco variegado amarelo)
	12	20		

	13	30	
	14	31	
	15	39	
	16	46	
	17	49	
	18	50	
<b>Limite do furo (m)</b>			<b>18,40</b>

Fonte: Adaptado de A2 Arquitetura e Engenharia (2018).

Sondagem 03.

<b>SPT 03</b>				
<b>Cota (m)</b>	9,80	Martelo: 65 kg / Queda: 75 cm		
<b>NA (m)</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>Nspt</b>	<b>Prof. da camada (m)</b>	<b>Classificação do material</b>
Não encontrado	1	6	1,5	Camada de aterro
	2	6	4,2	Argila arenosa, média de cor variada. (Vermelho)
	3	6		
	4	8		
	5	10	5,8	Silte argiloso c/ pedregulhos finos , médio de cor variada. (Vermelho com branco)
	6	18	7,3	Silte argiloso, médio a rígido de cor variada. (Vermelho com branco)
	7	17		
	8	14	11,5	Silte argiloso, rígido de cor variada. (Amarelo, vermelho variegado branco)
	9	18		
	10	19		
	11	16	13,2	Silte argiloso, rígido a duro de cor variada. (Vermelho com branco)
	12	20		
	13	22		
	14	26	15,4	Silte argiloso, duro de cor variada. (Vermelho com branco)
	15	23		
	16	32	17,8	Sile arenoso, compacto de cor variada. (Vermelho com branco)
	17	37		
	18	39	19,4	Silte arenoso, compacto a muito compcato de cor variada. (Vermelho com branco)
	19	46		
	20	48	21,4	Silte arenoso, muito compcato de cor variada. (Vermelho com branco)
	21	40/10		
<b>Limite do furo (m)</b>			<b>21,40</b>	

Fonte: Adaptado de A2 Arquitetura e Engenharia (2018).

Sondagem 04.

<b>SPT 04</b>				
<b>Cota (m)</b>	9,40	Martelo: 65 kg / Queda: 75 cm		
<b>NA (m)</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>Nspt</b>	<b>Prof. da camada (m)</b>	<b>Classificação do material</b>
Não encontrado	1	3	2,50	Camada de aterro
	2	7		
	3	10	3,80	Argila arenosa, média de cor variada. (Vermelho)
	4	8	5,30	Silte argiloso, com pedregulhos finos, médio de cor variada. (Amarelo com vermelho)
	5	8		
	6	9	7,20	Silte argiloso, médio a rígido de cor variada. (Amarelo com vermelho)
	7	15		
	8	14	9,60	Silte argiloso, rígido de cor variada. (Vermelho com branco)
	9	19		
	10	20	11,40	Silte argiloso, rígido a duro de cor variada. (Vermelho com branco)
	11	21		
	12	24	13,20	Silte argiloso, duro de cor variada. (Vermelho com branco)
	13	25		
	14	28	15,80	Silte arenoso, compacto de cor variada. (Vermelho com branco)
	15	33		
	16	38	17,40	Silte arenoso, compacto a muito compacto de cor variada. (Vermelho com branco)
	17	46		
	18	50	19,45	Silte arenoso, muito compacto de cor variada. (Vermelho com branco)
	19	55		
<b>Limite do furo (m)</b>			<b>19,45</b>	

Fonte: Adaptado de A2 Arquitetura e Engenharia (2018).