

UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE UMA ESTRUTURA
DE CONTENÇÃO**

Amanda Morais de Oliveira

Orientador: Prof. Me. Mikhail Luczynski

Coorientador: Prof. Dr. Rodrigo da Cruz de Araújo

São Luís

2018

Amanda Morais de Oliveira

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE UMA ESTRUTURA
DE CONTENÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso II submetido à
Universidade Federal do Maranhão como parte
dos requisitos necessários para a obtenção do
Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadores:

Prof. Me. Mikhail Luczynski

Prof. Dr. Rodrigo da Cruz de Araújo

São Luís

2018

Ficha gerada por meio do SIGAA/Biblioteca com dados fornecidos pelo(a) autor(a).
Núcleo Integrado de Bibliotecas/UFMA

Oliveira, Amanda Morais de.

Dimensionamento geotécnico e estrutural de uma
estrutura de contenção / Amanda Morais de Oliveira. -
2018.

89 p.

Coorientador(a): Rodrigo da Cruz de Araújo.

Orientador(a): Mikhail Luczynski.

Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do
Maranhão, São Luís, 2018.

1. Análise de estabilidade. 2. Contenção. 3. Cortina
atirantada. I. Araújo, Rodrigo da Cruz de. II.
Luczynski, Mikhail. III. Título.

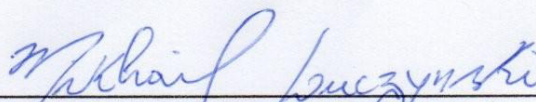
Amanda Morais de Oliveira

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE UMA ESTRUTURA
DE CONTENÇÃO**

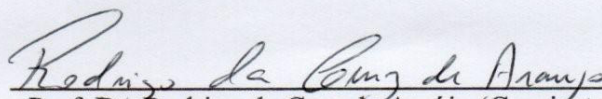
Trabalho de Conclusão de Curso II submetido à
Universidade Federal do Maranhão como parte
dos requisitos necessários para a obtenção do
Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 03/07/18

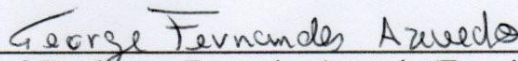
BANCA EXAMINADORA



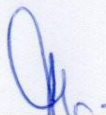
Prof. Me. Mikhail Luczynski (Orientador)
Universidade Federal do Maranhão



Prof. Dr. Rodrigo da Cruz de Araújo (Coorientador)
Universidade Federal do Maranhão



Prof. Dr. George Fernandes Azevedo (Examinador)
Universidade Federal do Maranhão



Prof. Dr. Paulo Cesar de Oliveira Queiroz (Examinador)
Universidade Federal do Maranhão

São Luís

2018

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo realizar o dimensionamento geotécnico e estrutural da contenção do subsolo do Prédio de Engenharias II da Universidade Federal do Maranhão, localizado no Campus Bacanga, São Luís - MA. A região do subsolo a ser contida possui 6 m de altura e 38 m de largura. A partir das investigações geotécnicas executadas por meio de sondagens à percussão foi traçado um perfil estratigráfico estimado do terreno, e através de correlação com o N_{SPT} foi determinado os parâmetros do solo utilizados nos cálculos de pressões atuantes. Devido à altura, adotou-se como solução técnica a cortina atirantada. Para a determinação dos esforços nas ancoragens, utilizou-se o *software* geotécnico GEO5. A partir do dimensionamento dos tirantes foram realizadas as análises de estabilidade interna e externa. Ambas apresentaram fator de segurança satisfatório. Com os dados de momento fletor e dos esforços de cisalhamento obtidos, através do *software* Ftool, a cortina de contenção de concreto armado foi dimensionada conforme a NBR 6118 como laje lisa e verificada a punção.

Palavras- chave: Contenção, Cortina atirantada, análise de estabilidade.

ABSTRACT

The present work had the objective of geotechnical and structural dimensioning of the subsoil containment of the Engineering Building II of the Federal University of Maranhão, located at the Bacanga Campus, São Luís - MA. The subsoil region to be contained is 6 m high and 38 m wide. From the geotechnical investigations carried out by means of drilling to the percussion an estimated stratigraphic profile of the terrain was drawn, and through correlation with the N_{SPT} the soil parameters used in the calculations of the working pressures were determined. Due to the height, it was adopted as technical solution of anchored wall. Geotechnical software GEO5 was used to determine the anchoring efforts. From the dimensioning of the tight, internal and external stability analyzes were performed. Both presented a satisfactory safety factor. With the data of bending moment and the shear stress obtained, through the software Ftool, the curtain of containment of reinforced concrete was dimensioned according to NBR 6118 like flat slab and verified the puncture.

Key words: Containment, anchored wall, stability analysis.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	7
1.1	Objetivos	8
1.1.1	Objetivo geral	8
1.1.2	Objetivos específicos	8
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1	Métodos de análise de estabilidade de taludes	9
2.1.1	Método de Fellenius.....	12
2.1.2	Método de Bishop Simplificado	13
2.2	Teorias de dimensionamento de empuxo de Terra	15
2.2.1	Teoria de Rankine.....	16
2.2.2	Teoria de Coulomb	22
2.3	Estruturas de contenção	26
2.3.1	Muros de arrimo	27
2.3.2	Cortinas de contenção	30
2.3.3	Cortinas atirantadas.....	34
3	METODOLOGIA.....	38
3.1	Investigação geotécnica.....	38
3.1.1	Obtenção dos parâmetros geotécnicos em função do N_{spt}	39
3.2	Dimensionamento de cortinas atirantadas.....	41
3.2.1	Método da base livre.....	43
3.2.2	Método da base Engastada	45
3.2.3	Dimensionamento do paramento de concreto armado.....	49
3.2.4	Software GEO5	50
4	ESTUDO DE CASO	54
4.1	Descrição da obra.....	54
4.1.1	Parâmetros geotécnicos adotados	55

4.1.2	Sobrecarga considerada.....	56
4.2	Dimensionamento geotécnico	57
4.2.1	Dimensionamento dos tirantes	58
4.2.2	Análises de Estabilidade	63
4.3	Dimensionamento estrutural	67
4.3.1	Cálculo armadura longitudinal	71
4.3.2	Verificação do concreto a punção	75
5	CONCLUSÃO.....	78
	REFERÊNCIAS.....	79
	ANEXO A.....	82
	ANEXO B.....	88

1 INTRODUÇÃO

A preocupação em ocupar novos espaços, decorrente do aumento populacional e de fatores como a saturação do tráfego, valorização dos terrenos e a limitação da altura das construções pelas entidades municipais, originou uma necessidade de se ter um melhor aproveitamento do espaço subterrâneo, gerando a necessidade de escavar solos cada vez mais profundos (SILVA, 2011).

A maneira mais simples de suportar uma escavação é através da inclinação dos taludes da escavação sem o uso de qualquer suporte. Porém, em meio urbano, onde o espaço para construção é limitado, exige-se o uso de estruturas de contenção, que permitam taludes verticais e, conseqüentemente, um máximo aproveitamento do espaço (PRADO, 2008).

Somado a isso, a realização de grandes obras de infraestrutura com rodovias, ferrovias, túneis e pontes exige que grandes volumes de cortes e aterros sejam executados, e, como consequência direta, que os cortes sejam contidos (MACHADO e MENDES, 2016).

Em áreas de encostas, a execução de estruturas de contenção para a realização de um empreendimento, mesmo abrangendo uma extensão relativamente pequena, pode significar um ônus financeiro muito significativo, e pode em alguns casos, apresentar custo maior que a edificação a ser construída (LUIZ, 2014).

Diante disto, ressalta-se a importância de sempre se desenvolver um projeto que atenda a segurança necessária ao empreendimento com menores custos envolvidos. Prado (2008) destaca que o dimensionamento de uma estrutura de contenção de terra é uma das áreas da engenharia e construção que exige grande domínio, pois requer uma adequada estimativa das características dos terrenos e das ações circundantes, e uma adequada percepção do funcionamento dos elementos estruturais.

A motivação da realização deste estudo surgiu dos poucos trabalhos relativos a estruturas de contenções na cidade de São Luís encontrados na literatura, juntamente com a importância de se fazer um correto dimensionamento deste tipo de estrutura, que, além do ponto de vista econômico, quando em ruína, pode ocasionar perdas materiais e ainda resultar em perdas de vidas humanas.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Verificar a opção de uma estrutura de contenção mais viável para um determinado caso, elaborando seu dimensionamento geotécnico e estrutural.

1.1.2 Objetivos específicos

- Apresentar uma revisão bibliográfica acerca dos métodos de estabilidade de taludes, tipos de estruturas de contenções e teorias de dimensionamento.
- Levantar informações existentes sobre o local objeto de estudo e a partir delas traçar o perfil estratigráfico estimado e definir os parâmetros geotécnicos do solo.
- Realizar o dimensionamento geotécnico e estrutural da contenção adotada para o caso.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Métodos de análise de estabilidade de taludes

Os métodos de análise de estabilidade de taludes são divididos em duas categorias: métodos determinísticos, nos quais a medida da segurança do talude é feita em termos de um fator de segurança; e métodos probabilísticos, nos quais a medida de segurança é feita em termos da probabilidade ou do risco de ocorrência da ruptura (DUTRA, 2013). No presente trabalho serão abordados apenas os métodos determinísticos, que consistem nos métodos comumente utilizados.

Com base no conhecimento das forças atuantes, determina-se as tensões de cisalhamento induzidas por meio das equações de equilíbrio. A relação entre essa resistência cisalhante disponível (S) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (τ) é definida como coeficiente de segurança, ou seja,

$$FS = \frac{S}{\tau} \quad (1)$$

Em que S , em termo de tensões efetivas é dada por

$$S = c' + \bar{\sigma} \cdot \tan \varphi' \quad (2)$$

Em que

c' é a coesão do solo;

$\bar{\sigma}$ é a tensão normal; e

φ' é o ângulo de atrito interno do solo.

O FS admissível em projeto deve ser maior à medida que se aumenta o grau de incertezas referentes aos parâmetros do solo, custos de recuperação, e perda de vidas humanas.

A NBR 11682 (ABNT, 2009) define os fatores de segurança em função do impacto de potenciais rupturas em relação ao envolvimento de vidas humanas e perdas materiais, apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Fator de segurança em função dos riscos à vida humana e perdas materiais

Danos materiais e ambientais \ Danos à vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: ABNT, 2009, p. 18

As análises determinísticas de estabilidade de talude geralmente são feitas através dos métodos de equilíbrio-limite, que se baseiam na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como um corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em processo de escorregamento (MASSAD, 2010).

Para a análise utilizando os métodos do equilíbrio-limite, segundo Massad (2010), adota-se as seguintes hipóteses:

- A superfície potencial de ruptura é previamente conhecida e ocorre ao longo de uma superfície bem definida;
- A massa de solo se comporta como material rígido-plástico e se encontra em condições iminentes de ruptura generalizada, ou seja, rompe bruscamente sem se deformar;
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura do talude, ou seja, no estado onde a resistência da massa de solo é igual solicitação imposta a ele;
- O fator de segurança, FS, é constante ao longo da superfície potencial de ruptura, ignorando-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

A observação dos escorregamentos na natureza levou as análises a considerar a massa de solo como um todo (Método do Círculo de Atrito), ou subdividida em lamelas ou “fatias” (Método Sueco), ou ainda em cunhas (Método das Cunhas) (MASSAD, 2010).

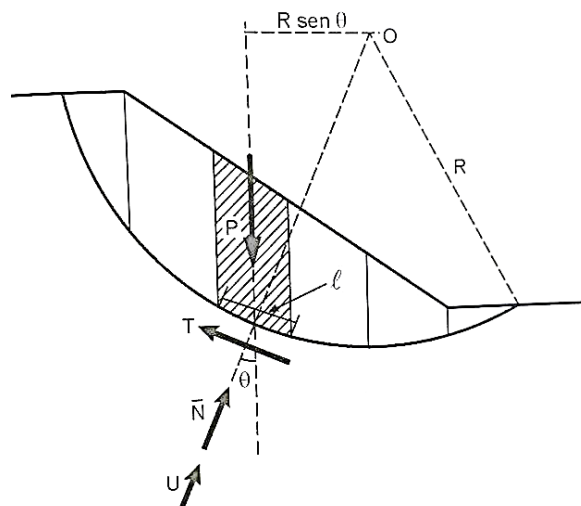
De acordo com Gerscovich (2012), o método Sueco é o mais utilizado em estudos de estabilidade de taludes por ser mais abrangente: permite que o solo seja heterogêneo, que o talude apresente superfície irregular, possibilita incluir a distribuição de poro-pressão e permite que a análise seja realizada após a construção ou a longo prazo.

Para a solução do método Sueco, admite-se que a linha de ruptura seja um arco de circunferência e siga as etapas:

1. O talude é subdividido em fatias, assumindo-se a base da fatia como linear. Nessa subdivisão, deve-se garantir que a base da fatia esteja contida no mesmo material e que o topo da fatia não apresente descontinuidades.
2. Realiza-se o equilíbrio de forças em cada fatia, assumindo que as tensões normais na base da fatia sejam geradas pelo seu peso próprio.
3. Calcula-se o equilíbrio do conjunto por meio das equações de equilíbrio de momento em relação ao centro do círculo, considerando os pesos e as forças tangenciais a base das fatias. O somatório das forças interlamelares é considerado nulo.

Para o cálculo do coeficiente de segurança FS, é feito o equilíbrio dos momentos atuantes e resistentes em relação ao centro do círculo de ruptura (Figura 1).

Figura 1 - Método Sueco



Fonte: MASSAD, 2010, p.65.

Onde

l é o comprimento da base da lamela;

P é o peso próprio da lamela;

T é igual a $\tau.l$ e mede a resistência mobilizada;

\bar{N} é igual a $\bar{\sigma}.l$ e é a força normal efetiva atuante na base da lamela;

U é a força resultante das pressões neutras na base da lamela.

Portanto,

$$\sum (P.R.\text{sen}\theta) = \sum (T.R) \quad (3)$$

Como R é constante, e $T = \frac{1}{FS} (c'l + \bar{N}.tg\varphi')$, obtém-se:

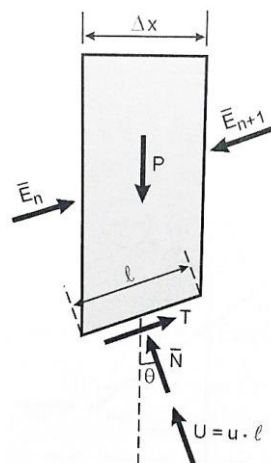
$$FS = \frac{\sum (c'l + \bar{N}.tg\varphi')}{\sum (P.\text{sen}\theta)} \quad (4)$$

Das diversas variantes do Método Sueco, serão abordados apenas os métodos de Fellenius e de Bishop Simplificado que consideram a linha de ruptura como sendo circular e são os métodos mais utilizados na prática (MASSAD, 2010).

2.1.1 Método de Fellenius

No método de Fellenius, o equilíbrio de forças é feito na direção normal à base da lamela (direção do raio do círculo de ruptura). A Figura 2 indica as forças atuantes na lamela de Fellenius.

Figura 2 - Lamela de Fellenius



Fonte: MASSAD, 2010, p.68.

Desta forma,

$$\bar{N} + U = P \cdot \cos \theta \quad (5)$$

Ou

$$\bar{N} = P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta \quad (6)$$

Assim, o fator de segurança é definido como:

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot \ell + (P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta) \cdot \operatorname{tg} \varphi']}{\sum (P \cdot \operatorname{sen} \theta)} \quad (7)$$

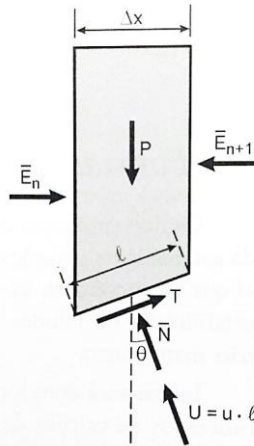
O método de Fellenius pode levar a grandes erros, pois não leva em conta as forças resultantes das pressões neutras, que por serem forças horizontais também apresentam componentes na direção normal à base das lamelas (MASSAD, 2010).

Gerscovich (2012) destaca as seguintes características deste método:

- É conservativo, ou seja, tende a fornecer baixos valores de FS;
- Em círculos muito profundos, e quando os valores de poropressão são elevados, o método tende a fornecer valores pouco confiáveis;
- Nas lamelas localizadas na região estabilizante, onde θ é negativo, \bar{N} torna-se negativo, devendo então ser tomado como nulo.

2.1.2 Método de Bishop Simplificado

No método de Bishop, o equilíbrio de forças em cada fatia é feito na direção vertical conforme indica a Figura 3.

Figura 3 - Lamela de Bishop

Fonte: MASSAD, 2010, p. 69.

Desta forma,

$$(\bar{N} + U) \cdot \cos \theta + T \cdot \text{sen} \theta = P \quad (8)$$

Tendo em vista que $T = \frac{1}{FS} (c' \cdot l + \bar{N} \cdot \text{tg} \varphi')$, tem-se

$$\bar{N} = \frac{P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \text{tg} \theta}{FS}}{\cos \theta + \frac{\text{tg} \varphi' \cdot \text{sen} \theta}{FS}} \quad (9)$$

Portanto, para o método de Bishop Simplificado FS é definido como:

$$FS = \frac{\sum \left[c' \cdot l + \frac{P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \text{tg} \theta}{FS}}{\cos \theta + \frac{\text{tg} \varphi' \cdot \text{sen} \theta}{FS}} \cdot \text{tg} \varphi' \right]}{\sum (P \cdot \text{sen} \theta)} \quad (10)$$

Como \bar{N} é função de FS, o cálculo do fator de segurança é feito de forma iterativa: arbitra-se um valor inicial FS_1 , e da expressão extrai-se um novo valor FS_2 , que é comparado com o inicial. A convergência do processo ocorre quando o valor calculado é igual ao utilizado inicialmente. Em geral, usa-se o FS obtido pelo método de Fellenius como primeira aproximação (GERSCOVICH, 2012).

2.2 Teorias de dimensionamento de empuxo de Terra

Empuxo de terra consiste na ação horizontal produzida por uma maciço de solo sobre a superfície com ele em contato (GERSCOVICH, 2010). É a resultante das tensões provocadas pelo peso próprio do solo e por cargas aplicadas sobre ele, fazendo com que a estrutura em contato com o solo desempenhe papel de contenção para resistir a estes esforços (LUIZ, 2014). Moliterno (1980) resume empuxo de terra como sendo o esforço exercido pela terra contra a estrutura de contenção.

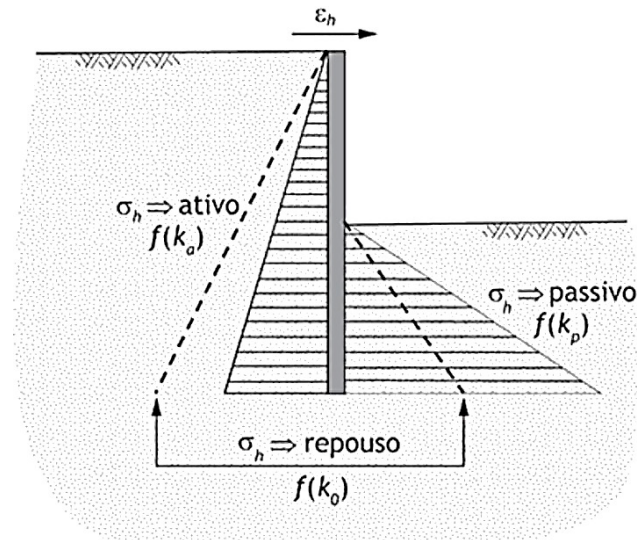
Segundo Luiz (2014), a distribuição de tensões e o conseqüente valor do empuxo dependem da interação solo-estrutura, mais especificamente da magnitude e sentido do deslocamento da estrutura. Sendo assim, o empuxo é classificado em ativo, passivo ou em repouso.

É considerado empuxo ativo (E_A) quando o solo exerce esforço contra a estrutura, empurrando-a. Ao reagir contra esta ação de afastamento da estrutura de contenção, ocorre no solo uma diminuição das tensões horizontais (σ'_h) até o limite plástico, provocando uma resistência ao longo do possível plano de escorregamento (LUIZ, 2014). No empuxo passivo (E_P) a estrutura se desloca contra o solo. O solo é comprimido pela estrutura, sofrendo uma compressão na cunha instável, gerando, assim, ao longo do plano de ruptura, uma reação ao arrastamento denominada resistência ao cisalhamento (BOWLES, 1982, *apud* MOTA, 2008).

Quando não há deslocamentos horizontais, o estado do solo é chamado de estado de repouso. Nesse caso, a relação entre a tensão efetiva horizontal (σ_h) e a tensão efetiva vertical (σ_v) é chamada de coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

A distribuição de tensões horizontais nos estados ativo, passivo e em repouso pode ser observada na Figura 4.

Figura 4 – Empuxo em uma estrutura de contenção



Fonte: Gerscovich *et al.*, 2016.

Os cálculos de empuxo ativo e passivo são usualmente resolvidos pelas teorias de estados limite de ruptura. Este trabalho abordará as teorias de dimensionamento de empuxo de Rankine e Coulomb que se baseiam na teoria de equilíbrio limite, ou seja, consideram que o solo esteja em condição de ruptura, situação de total mobilização da resistência ao cisalhamento do solo.

2.2.1 Teoria de Rankine

A teoria de Rankine, constituída em 1857, para a determinação do empuxo de terra sobre estruturas de contenção fundamenta-se na teoria de equilíbrio plástico, desenvolvida a partir do círculo de Mohr, e considera as seguintes hipóteses:

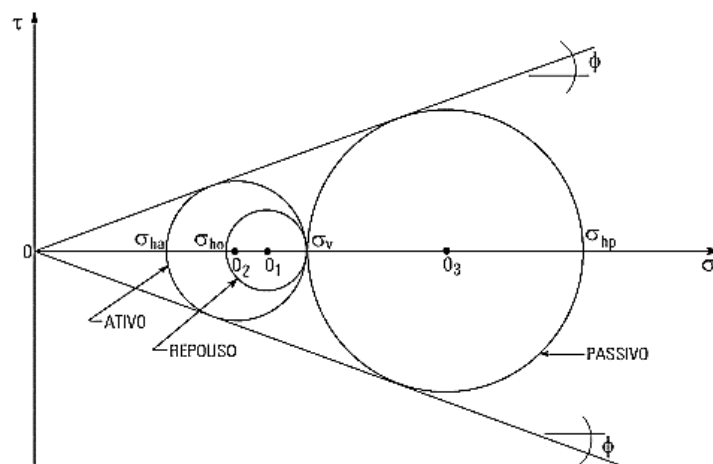
- Solo isotrópico;
- Solo homogêneo;
- Superfície do terreno plana;
- A ruptura ocorre em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação;
- Sem atrito entre o solo e a estrutura, com empuxo paralelo a superfície do terreno;
- A parede da estrutura em contato com o solo é vertical.

A teoria considera que os movimentos da estrutura são suficientes para mobilizar os estados de tensão ativo ou passivo.

Os estados de tensões ativo, passivo ou em repouso do solo podem ser interpretados com apoio do traçado do círculo de Mohr e da envoltória de resistência do material (Figura 5). Mantendo-se constante o valor de σ_v e fazendo variar σ_h desde o seu valor inicial, crescendo ou decrescendo, determina-se as condições limite, ou seja, os valores para os quais o círculo de Mohr tangencie a envoltória de resistência, obtendo-se σ_{hp} e σ_{ha} , respectivamente.

A relação entre σ_{ha} e σ_v é chamada de coeficiente de empuxo ativo (K_a), assim como a relação entre σ_{hp} e σ_v é chamada de coeficiente de empuxo passivo (K_p). Através destes coeficientes pode-se definir os empuxos ativo e passivo.

Figura 5 - Círculos de Mohr correspondentes aos estados de tensão ativo, passivo e em repouso



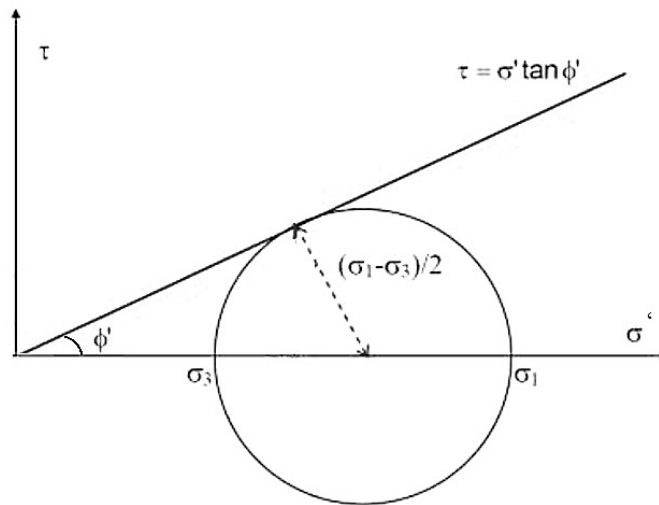
Fonte: VILAR E BUENO, 1980, p. 101.

Do círculo de Mohr, Figura 6, tem-se:

$$\operatorname{sen}\varphi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \sigma_3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (11)$$

Onde σ_1 e σ_3 são as tensões principais e φ é o ângulo de atrito interno do solo.

Figura 6 - Círculo de Mohr em solo não coesivo



Fonte: Adaptado de GERSCOVICH, 2010, p.16.

Para o caso ativo, $\sigma_1 = \sigma'_v$ e $\sigma_3 = \sigma'_{ha}$, portanto

$$\operatorname{sen}\varphi = \frac{\sigma_v - \sigma_{ha}}{\sigma_v + \sigma_{ha}} = \frac{1 - \left(\frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v}\right)}{1 + \left(\frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v}\right)} \quad (12)$$

Como definido anteriormente,

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} \quad (13)$$

Desta forma, temos:

$$\operatorname{sen}\varphi = \frac{1 - K_a}{1 + K_a} \quad (14)$$

Isolando K_a :

$$K_a = \frac{(1 - \operatorname{sen}\varphi)}{(1 + \operatorname{sen}\varphi)} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (15)$$

De forma análoga,

$$K_p = \frac{(1 + \operatorname{sen}\varphi)}{(1 - \operatorname{sen}\varphi)} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (16)$$

Para terreno inclinado, de acordo com Luiz (2014), tem-se

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (17)$$

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (18)$$

Em que β é a inclinação do retroaterro em relação a horizontal.

À vista disso, pode-se concluir que:

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (19)$$

A partir do círculo de Mohr, Figura 6, observa-se que as tensões de ruptura para os estados passivo e ativo podem ser obtidas da seguinte forma:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos\varphi' \quad (20)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen}\varphi' \quad (21)$$

Para solos não coesivos, $\tau = \sigma' \tan\varphi'$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos\varphi = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen}\varphi \right) \tan\varphi \quad (22)$$

Multiplicando por $\cos \varphi$ e simplificando obtém-se

$$\sigma_3 = \sigma_1 \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} \right) \quad (23)$$

Admitindo $\sigma_1 = \sigma'_v$ e $\sigma_3 = \sigma'_{ha}$, tem-se o caso ativo:

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v K_a \quad (24)$$

Admitindo $\sigma_1 = \sigma'_{hp}$ e $\sigma_3 = \sigma'_v$, tem-se o caso passivo:

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v K_p \quad (25)$$

Da mesma forma, para solos coesivos, $\tau = c' + \sigma \tan \varphi$, encontra-se

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (26)$$

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (27)$$

Sendo σ'_v - (tensão efetiva vertical) = $\gamma' z + q$;

Onde

γ' é o peso específico do solo;

z é a profundidade do solo; e

q , caso exista, é a sobrecarga distribuída no terreno arrimado.

c' - coesão efetiva do solo;

K_a - coeficiente de empuxo ativo;

K_p - coeficiente de empuxo passivo.

Em solos coesivos, deve-se considerar a profundidade z_0 que consiste o ponto em que no estado ativo a tensão horizontal se anula (ALBUQUERQUE, 2003), como mostra a Figura 7. Desta forma, acima deste ponto não se faz necessário o uso de contenção (LUIZ, 2014). Além disso, pode haver ocorrência de fendas na superfície até esta profundidade z_0 provocadas por

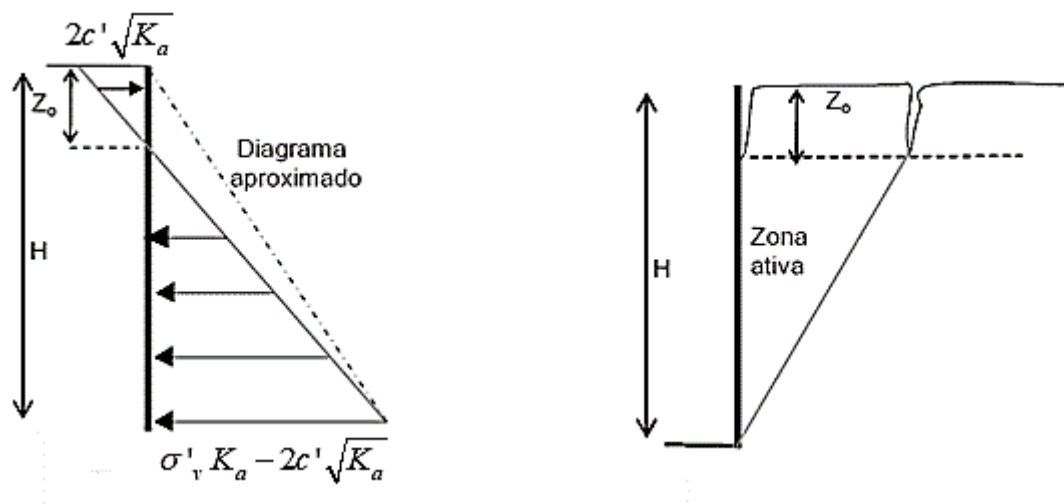
tensões de tração, que, quando preenchidas com água da chuva, fazem aumentar ainda mais o valor do empuxo (BARROS, [20-]). A profundidade z_0 pode ser calculada por:

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a} = 0 \quad (28)$$

$$(\gamma' z_0 + q) K_a - 2c' \sqrt{K_a} = 0 \quad (29)$$

$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma' K_a} - \frac{q}{\gamma'} \quad (30)$$

Figura 7 - distribuição de empuxos ativos ($c \neq 0$)

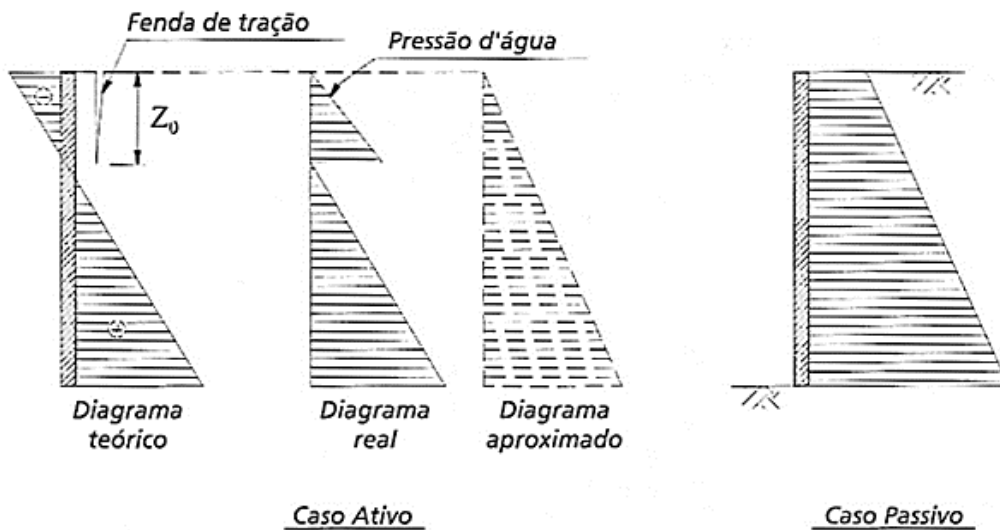


Fonte: GERSCOVICH, 2010, p.18.

Segundo Gerscovich (2010), a região tracionada não deve ser considerada em projeto, o que reduziria a tensão horizontal. Ao contrário, deve-se considerar o possível preenchimento de água por infiltração, que gera um acréscimo de tensão de $\gamma_w z_0$. Nesse caso, Gerscovich (2010) recomenda utilizar o diagrama de tensão aproximado, conforme a Figura 8.

No estado passivo não ocorrem estas tensões de tração (BARROS, [20-]). Assim, não há formação de fendas de tração no estado passivo. A Figura 8 também ilustra a distribuição de tensões para este caso.

Figura 8 - Distribuição de tensões horizontais no estado ativo e passivo em solos coesivos



Fonte: BARROS, [20-], p. 44.

Ao observar a Figura 8 nota-se que, pela teoria de Rankine, as tensões horizontais variam linearmente com a profundidade. Portanto, os valores dos empuxos ativo e passivo de uma estrutura de arrimo são obtidos pela integral da tensão horizontal em função da profundidade, com ponto de aplicação situado a um terço da altura do muro, e a sua direção paralela à superfície do terrapleno (VILAR e BUENO, 1980). Sendo assim, os empuxos ativo e passivo são dados por:

2.2.2 Teoria de Coulomb

A teoria de Coulomb, estabelecida em 1776, considera o deslizamento de uma cunha de superfície plana e analisa o equilíbrio de forças atuantes nesta cunha em termos de forças resultantes. Mesmo fazendo muitas simplificações e sendo 81 anos mais antiga que a teoria de Rankine é mais precisa, pois considera o ângulo de atrito no contato solo-muro.

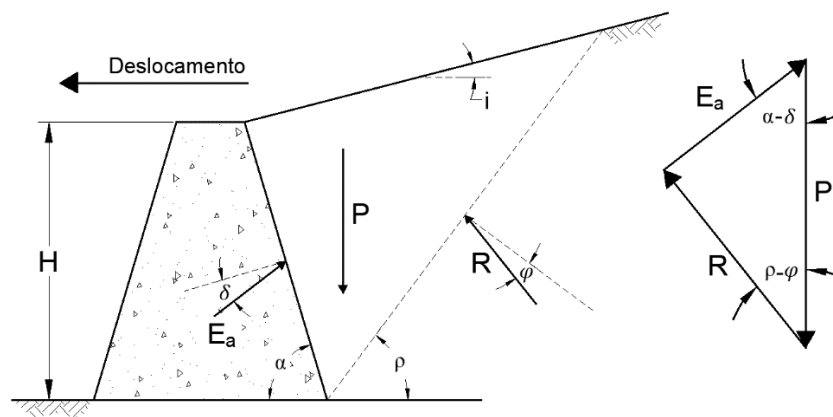
Suas hipóteses são:

- Solo isotrópico;
- Solo homogêneo;
- A superfície da ruptura é plana;
- As forças de atrito são distribuídas uniformemente ao longo da superfície de ruptura;
- A cunha de ruptura é um corpo rígido;
- É conhecida a direção do empuxo, isto é, conhece-se o ângulo de atrito entre o solo e o muro (δ)

Quanto ao valor a ser atribuído a δ , de acordo com Terzaghi, $\frac{1}{2}\varphi \leq \delta \leq \frac{2}{3}\varphi$ (MOTA, 2008).

Para o caso de solo não coesivo, as forças que agem sobre a cunha formada no estado ativo estão mostradas na Figura 9.

Figura 9 - Forças que agem sobre a cunha de solo no estado ativo



Fonte: Adaptado de BARROS, [20-], p. 50.

Sendo

P- Peso próprio;

R- Reação do maciço;

φ - Ângulo de atrito interno do solo;

E_a - Empuxo ativo;

δ - Ângulo de atrito entre o solo e a estrutura de arrimo;

ρ - O ângulo formado entre superfície potencial de ruptura e a horizontal;

α - Ângulo formado entre a face do muro em contato com o solo e a horizontal;

i- Inclinação do terreno.

Em que o peso, segundo Barros ([20-]), é dado por:

$$P = \frac{\gamma H^2}{2 \text{sen}^2 \alpha} \left[\text{sen}(\alpha + \rho) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + i)}{\text{sen}(\rho - i)} \right] \quad (31)$$

O empuxo pode ser determinado através do equilíbrio de forças:

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\rho - \varphi)} = \frac{P}{\text{sen}(\pi - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (32)$$

Portanto:

$$E_a = \frac{P \cdot \text{sen}(\rho - \varphi)}{\text{sen}(\pi - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (33)$$

Como o valor do empuxo varia como a inclinação da cunha de ruptura, tem-se E_a em função de ρ . O valor do empuxo máximo, correspondente a cunha de ruptura crítica, é obtido fazendo

$$\frac{dE_a}{d\rho} = 0 \quad (34)$$

Resultando em:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (35)$$

Onde K_a :

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (36)$$

No estado passivo, devido à inversão no sentido do deslocamento da estrutura, há uma inversão das inclinações das forças R e E_p , como mostrado na Figura 10, e a superfície mais crítica é aquela que leva E_p a um valor mínimo (BARROS, [20-]).

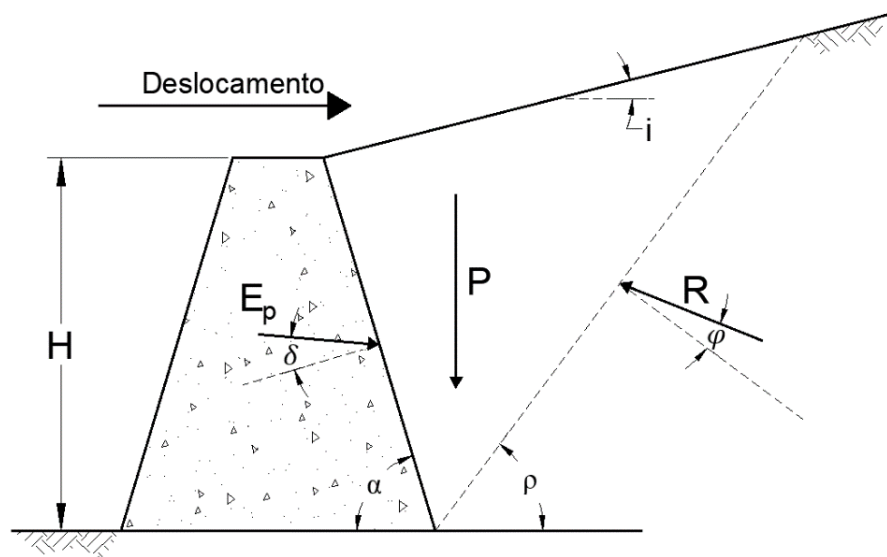
Assim sendo, o Empuxo Passivo é dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (37)$$

Onde K_p :

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + i)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (38)$$

Figura 10 - Forças que agem sobre a cunha de solo no estado passivo

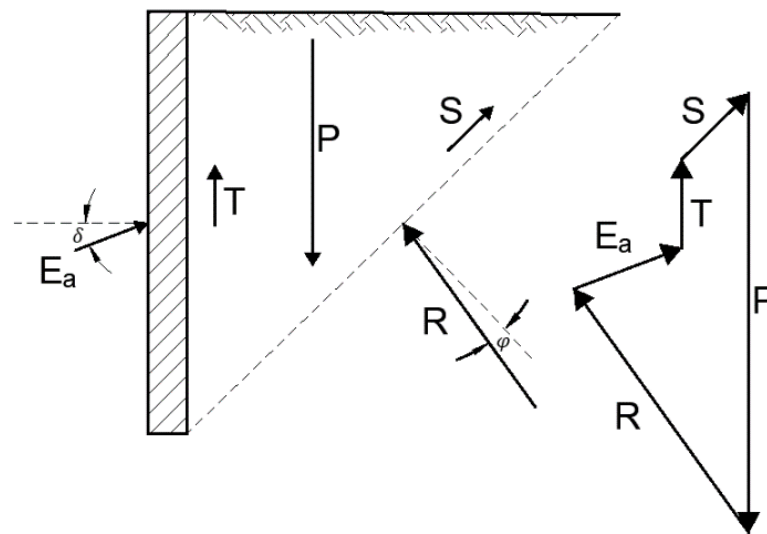


Fonte: Adaptado de BARROS, [20-], p. 52.

A teoria de Coulomb, acima apresentada, refere-se a solos não coesivos, e, diferente da teoria de Rankine, leva em consideração o atrito entre o solo e a estrutura. Desta forma, para o caso em que $\alpha=90^\circ$, $i=\delta=0$, chega-se nas mesmas expressões formuladas por Rankine.

Para solos coesivos, além das forças P e R , devem ser consideradas ainda as forças de coesão (S) ao longo da superfície de deslizamento e a de adesão (T) entre o solo e a estrutura (MOTA, 2008). O problema consiste em determinar o valor de E_a de tal forma que feche o polígono ilustrado na Figura 11, em que P , S e T possuem módulo e direção conhecidos, e R e E_a apenas direção.

Figura 11 - Cunha de empuxo ativo considerando solo coesivo



Fonte: Adaptado de MOTA, 2008, p. 27.

2.3 Estruturas de contenção

Estruturas de contenção ou de arrimo são obras de engenharia construídas com a finalidade de fornecer estabilidade contra a ruptura aos maciços de terra ou rocha, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro, evitando o escorregamento provocado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos (BARROS, [20-]). São utilizadas quando se deseja manter um desnível na superfície do terreno, e as características do solo não permitem que seja executado um talude estável com a inclinação desejada.

Podem ser executadas em caráter temporário ou permanente. No primeiro caso, a estrutura de arrimo é implantada antes da escavação a fim de permitir a construção de uma estrutura enterrada, como exemplo os escoramentos de valas. Já nas estruturas de arrimo de caráter permanente, costuma-se recorrer a escavação do local onde será implantada a estrutura, para facilidade de trabalho, e, após concluída, executa-se o reaterro do espaço livre deixado (VILAR E BUENO, 1980; ALBUQUERQUE, 2003).

Com relação ao tipo de material utilizado, as estruturas de arrimo podem ser classificadas em estruturas rígidas ou estruturas flexíveis. As estruturas rígidas são aquelas que não aceitam nenhum tipo de deformação, como exemplo, os muros de concreto ciclópico. Em contrapartida, as estruturas flexíveis são formadas por materiais deformáveis que absorvem os

esforços devido às movimentações e acomodações da estrutura sem perder a estabilidade, como é o caso dos gabiões (BARROS, [20-]).

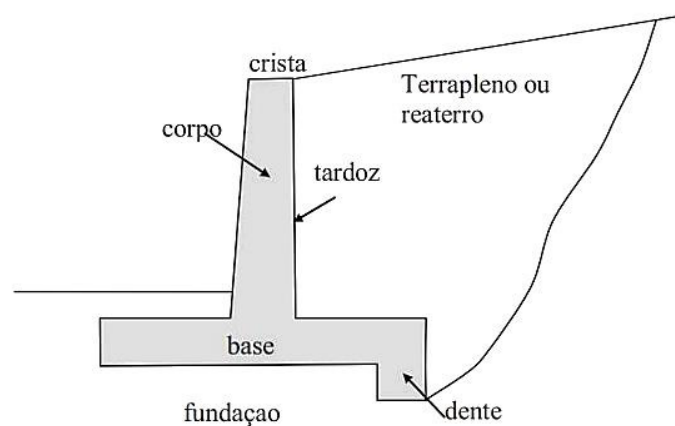
Nos tópicos seguintes serão abordados os tipos de estruturas de contenção mais comuns.

2.3.1 Muros de arrimo

De acordo com Mota (2008), muros de contenção consistem em estruturas corridas de parede vertical ou quase vertical apoiada em uma fundação rasa ou profunda.

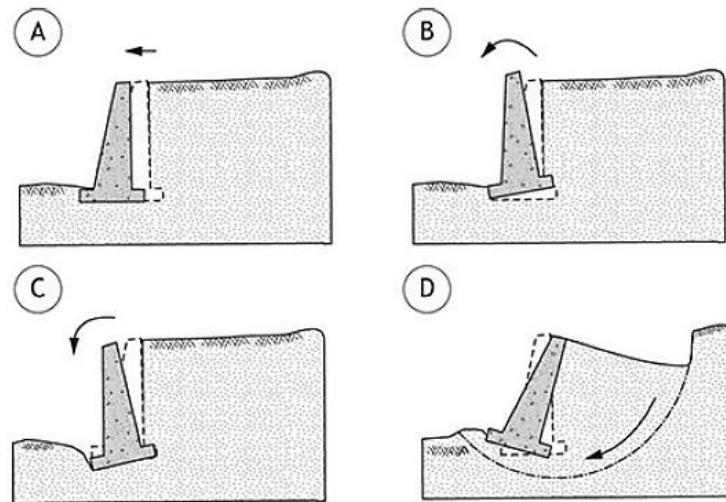
A Figura 12 representa a terminologia utilizada para identificar os componentes de um muro de contenção.

Figura 12 - Terminologia de um muro de contenção



Fonte: Gerscovich, 2010.

Sua geometria é dimensionada para que resista a mecanismos de ruptura como deslizamento da base, tombamento, ruptura do solo de fundação e instabilidade global do talude, resultantes do empuxo do solo (Figura 13). O projeto consiste em assumir um pré-dimensionamento e, em seguida, verificar as condições de estabilidade.

Figura 13 - Estabilidade de muros de arrimo

(A) Deslizamento; (B) Tombamento; (C) Capacidade de carga; (D) estabilidade global
 Fonte: Gerscovich *et al.*, 2016.

Podem ser divididos em dois grupos: o primeiro chamado de muro de peso ou de gravidade que pode ser construído em alvenaria de pedras, concreto ciclópico, gabiões, solo-cimento ou solo reforçado; o segundo são os muros de flexão, que são geralmente em concreto armado e que podem ser com ou sem contraforte (LUIZ, 2014). Nos tópicos seguintes serão abordados os dois grupos mencionados.

2.3.1.1 Muros de Gravidade

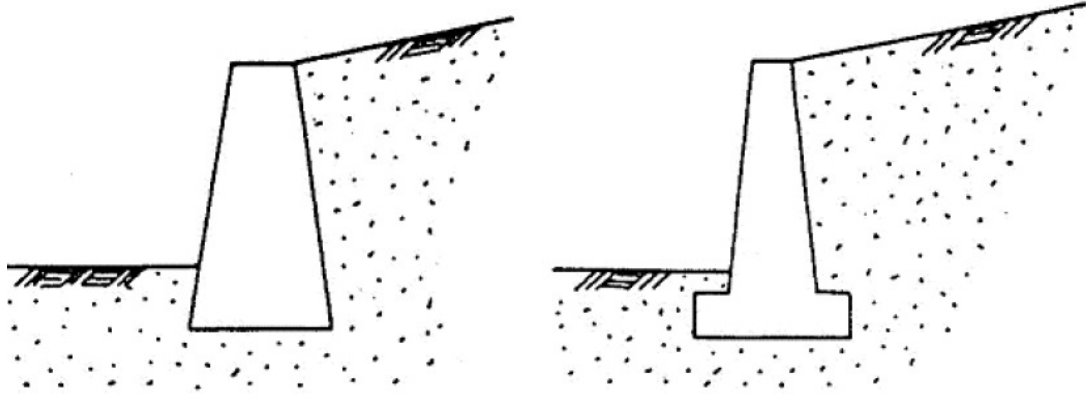
Os muros de gravidade, ou de peso, são estruturas que através do seu peso próprio e dos esforços da base reagem aos empuxos, garantindo estabilidade (LUIZ, 2014). Por serem estruturas de peso elevado, exigem que o terreno de assentamento apresente boa capacidade de carga. Necessitam de espaço para acomodação de sua largura que é, geralmente, cerca de 50% de sua altura (GERSCOVICH, 2010).

Segundo Gerscovich *et al.* (2016), os muros de gravidade são utilizados para conter desníveis pequenos e médios, inferiores acerca de cinco metros. São muito utilizados em projetos de barragens, para a contenção dos aterros junto às estruturas do vertedouro e da tomada d'água (MOTA, 2008).

Quando se deseja reduzir a seção do muro, podem ser utilizados os muros de gravidade aliviados, sendo necessária então a utilização de armação para resistir aos esforços de tração (MOTA, 2008).

Os muros de gravidade e os muros de gravidade aliviado estão representados na Figura 14.

Figura 14 - Muro de gravidade e muro de gravidade aliviado



Fonte: MOTA, 2008, p. 7.

2.3.1.2 Muros de Flexão

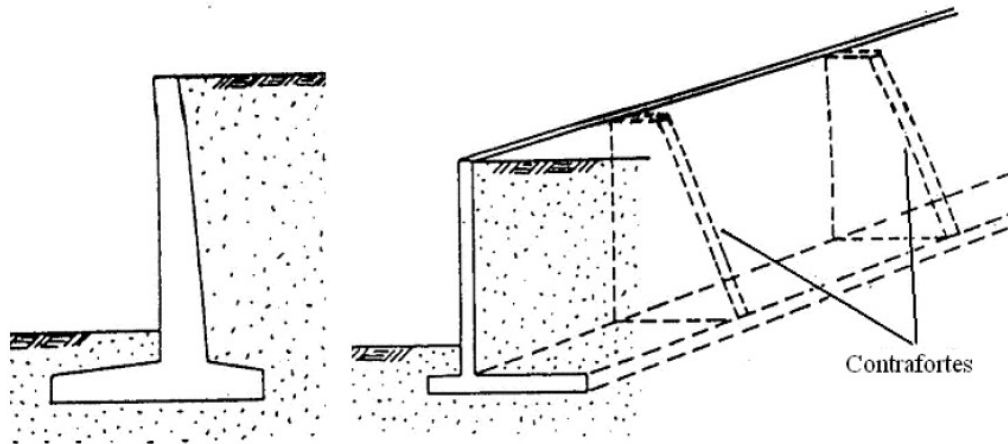
Os muros de flexão são compostos basicamente de duas lajes de concreto (MOTA, 2008). Por serem feitos de concreto armado, os muros de flexão têm a capacidade de resistir aos esforços de flexão provocados pelo empuxo do solo (LUIZ, 2014).

Na maioria dos casos, possui seção transversal em L, porém para grandes alturas pode ser usado T invertido (LUIZ, 2014). Para alturas maiores, podem ser introduzidas paredes de contrafortes para aumentar a rigidez, como visto na Figura 15, o que possibilita um melhor desempenho estrutural diminuindo a espessura do muro (MOTA, 2008).

Comparado com os demais, não é o tipo de muro mais econômico, visto que necessita de um custo adicional devido à dificuldade de compactação do aterro nos encontros das lajes e o acréscimo de tempo para a realização destes serviços e os de preparação de forma, armaduras e concretagem (MOTA, 2008).

Seu custo torna-se elevado para alturas acima de quatro metros devido ao material empregado (GERSCOVICH, 2010).

Figura 15 - Muro de flexão e com contrafortes



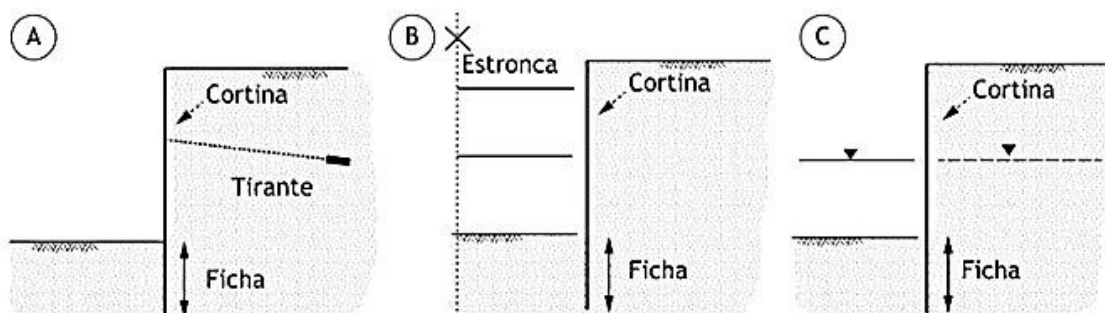
Fonte: MOTA, 2008, p. 7.

2.3.2 Cortinas de contenção

Ao contrário dos muros de arrimo, as cortinas são estruturas de contenção esbeltas, recomendadas quando não se dispõe de área suficiente para abrigar a base do muro e/ou quando se trata de conter desníveis superior a cinco metros (GERSCOVICH *et al*, 2016).

Em alguns casos, o trecho enterrado, denominado ficha, não é suficiente para garantir a estabilidade, devendo-se fazer uso de tirantes ou estroncas (Figura 16).

Figura 16 - Exemplos de cortinas



(A) Atirantada; (B) estroncada; (C) em balanço

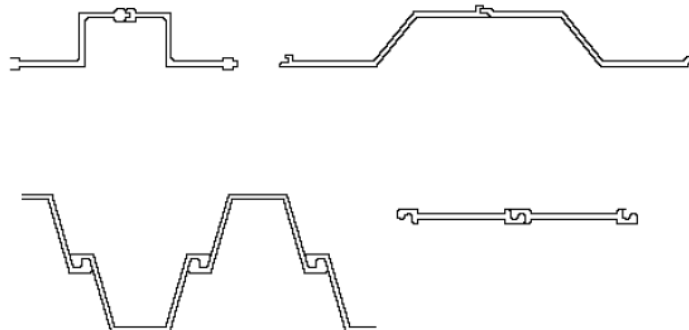
Fonte: Gerscovich *et al*, 2016.

A seguir, serão descritos os tipos mais comuns de cortinas.

2.3.2.1 Cortinas de estaca prancha

Consistem em estacas-pranchas cravadas individualmente, uma ao lado da outra, ao redor da área a ser escavada, e conectadas por engates laterais de modo a formar uma cortina, como pode ser visto na Figura 17 (MOTA, 2008). As estacas podem ser de madeira, concreto ou de aço. As estacas de madeiras são geralmente usadas para escoramentos de valas rasas ou trincheiras em obras provisórias, devido ao reduzido comprimento que apresentam e a pouca resistência a ciclos de umedecimento e secagem (GOMES, [20-]; VILAR E BUENO, 1980). As estacas de concreto apresentam maior resistência comparadas as de madeira, porém os problemas com a cravação tornam seu uso restrito (VILAR E BUENO, 1980). As estacas metálicas, ainda que tenham pequenas espessuras, resistem melhor aos esforços da cravação sem sofrer flambagem, e quando utilizadas de forma definitiva são fabricadas com aço galvanizado a quente, tornando-as resistentes a corrosão e aumentando sua vida útil (MOTA, 2008).

Figura 17 - Perfis de estacas-pranchas



Fonte: GOMES, [20-], p.17.

2.3.2.2 Paredes diafragma

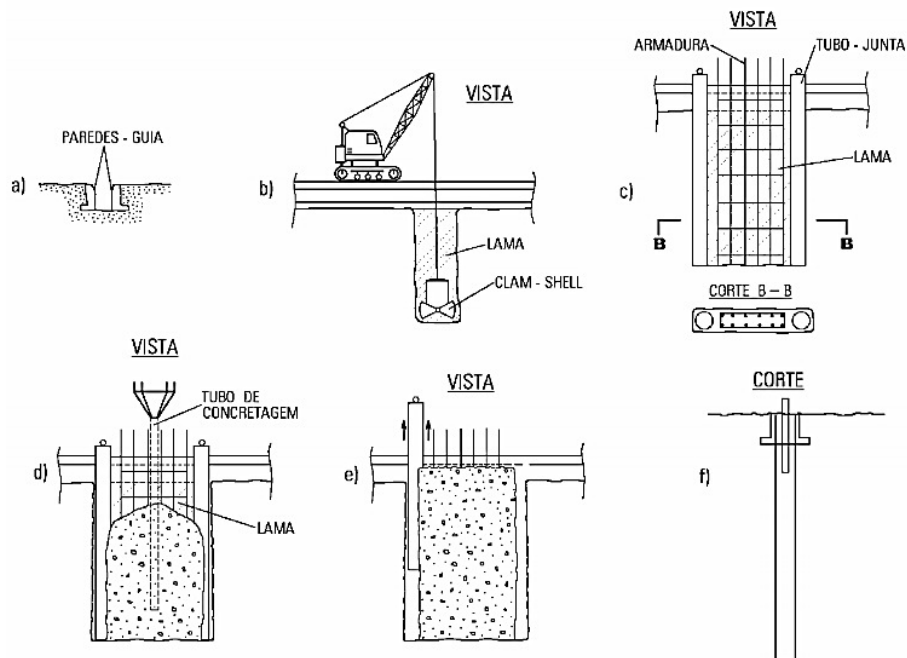
As paredes diafragmas são estruturas contínuas de concreto armado, concretadas em módulos ou painéis retangulares antes do início da escavação (GOMES, [20-]). São utilizadas quando a escavação a ser executada está próxima às construções que não podem sofrer recalques diferenciais excessivos, desta forma, a parede permanece de forma definitiva (MOTA, 2008).

Durante a escavação para a construção dos painéis, feita com caçamba tipo *clam-shell*, a estabilidade do furo é garantida pelo preenchimento com lama bentonítica, que tem função de

equilibrar a pressão exercida pelo solo e pela água, evitando que ocorra desmoronamento (GOMES, [20-]). Após terminada a escavação, coloca-se um tubo de aço na extremidade lateral que permite que ocorra um engate entre o painel em execução e o próximo. Em seguida, posiciona-se a armadura e aplica-se um concreto bastante plástico preenchendo o furo de baixo para cima, expulsando a lama que é recolhida para posteriormente ser reaproveitada (MOTA, 2008).

A Figura 18 esquematiza as diversas fases de construção de uma parede diafragma.

Figura 18- Parede diafragma



a) Execução de paredes guia; b) escavação com auxílio de lama; c) colocação da armadura; d) concretagem submersa; e) retirada de tubos guia; f) seção.

Fonte: VILAR E BUENO, 1980, p. 133.

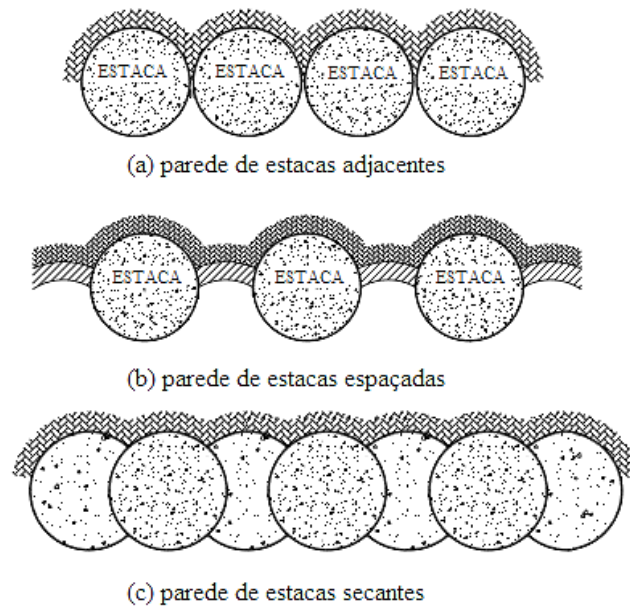
2.3.2.3 Cortina de estacas justapostas

São estruturas compostas por estacas justapostas de concreto, moldadas in situ e escavadas por processo rotativo, utilizando-se revestimento metálico (recuperado à medida em que se procede a concretagem da estaca) ou lama bentonítica (concretagem por meio da substituição contínua da lama pelo concreto) (GOMES, [20-]).

A parede final pode ser composta por estacas adjacentes, espaçadas ou secantes, como pode ser visto na Figura 19. Estacas espaçadas constituem na forma mais viável de execução, em que a distância entre cada estaca é aproximadamente igual ao seu diâmetro (MOTA, 2008). Na

execução de estacas secantes, antes que ocorra o endurecimento do concreto de uma estaca, a sua vizinha é escavada, cortando parte da seção de concreto já executado, garantindo assim, melhor contato entre as estacas (MOTA, 2008).

Figura 19 - Paredes de estacas justapostas (Corte horizontal)



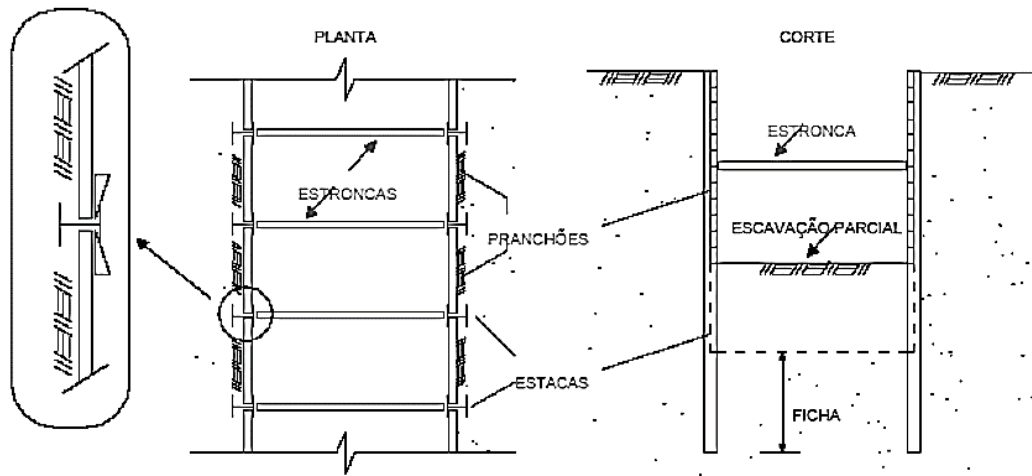
Fonte: Modificado de MEIRELES E MARTINS, 2006, p.12.

2.3.2.4 Cortinas de estacas metálicas com pranchões de madeira

São paredes constituídas de estacas metálicas, geralmente de seção “H”, cravadas com certos espaçamentos nos limites da área a ser escavada, sendo posteriormente introduzidos pranchões de madeira entre elas, que servirão de forma (perdida) para a cortina definitiva de concreto, e, de acordo com o avanço da escavação, dispositivos transversais de escoramento (“estroncas”) (GOMES, [20-]). A Figura 20 apresenta os elementos constituintes desse tipo de contenção.

Os perfis metálicos são utilizados também para suportar as cargas verticais da contenção das vigas construídas em sua extremidade e as da estrutura da cortina de concreto definitiva. A cravação dos perfis metálicos pode causar vibrações elevadas podendo ser instalados com a utilização de pré-furos para minimizar as vibrações e permitir que atravessem as camadas de solo mais resistentes (MOTA, 2008).

Figura 20 - Parede de estaca metálica com pranchões de madeira



Fonte: GOMES, [20-], p. 19.

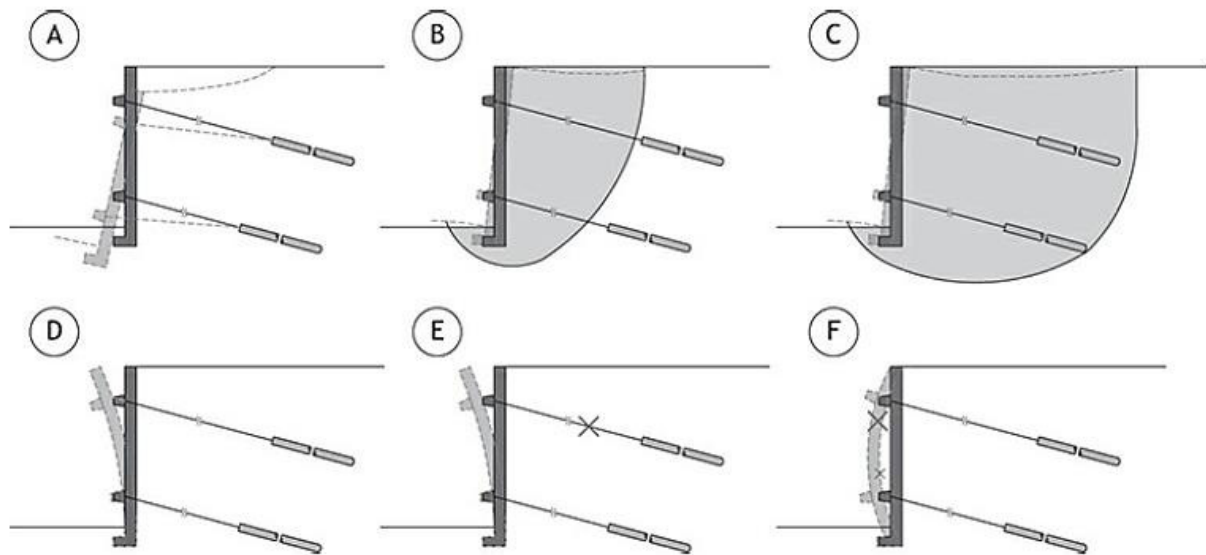
2.3.3 Cortinas atirantadas

Para desníveis elevados, a solução de cortina em balanço já não é mais adequada, uma vez que seriam necessários comprimentos excessivos de ficha para garantir a estabilidade da cortina. Junto a isso, tanto os esforços quanto os deslocamentos da parede, e consequentemente os recalques nas estruturas vizinhas, também seriam elevados. Nesses casos, recomenda-se a adoção de apoios posicionados em um ou mais níveis ao longo do trecho livre da cortina (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

A cortina atirantada consiste em uma estrutura de contenção composta por uma parede de concreto armado e de tirantes ancorados no terreno. O paramento de concreto armado, em geral, é dimensionado como laje lisa. Segundo Turcarelli (2013), para concreto projetado ou cortinas feitas com fôrmas a espessura usual varia entre 15cm a 40cm, enquanto para parede diafragma, por ser escavada com *Clam Shell*, costuma ter espessura entre 30 e 120 cm. Essa espessura é definida em função do punçãoamento e dos momentos ao longo do painel (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

O projeto de cortinas atirantada deve contemplar duas verificações: de estabilidade externa por meio da avaliação do plano de ruptura do talude, e de estabilidade interna por meio da verificação da ruptura da cunha solicitada pelo tirante (TURCARELLI, 2013). Os principais modos de rupturas de cortinas atirantada são apresentados na Figura 21.

Figura 21- Modos de ruptura de uma cortina atirantada



(A) Ruptura de fundação; (B e C) ruptura do talude; (D) deformação excessiva; (E) ruptura dos tirantes; (F) ruptura do painel

Fonte: GeoRio (2014, *apud* GERSCOVICH *et al.*, 2016)

O projeto geotécnico de uma cortina atirantada consiste em determinar: a geometria de cada painel, as cargas que atuarão nos tirantes, a inclinação dos tirantes, o comprimento de cada trecho livre, o comprimento dos trechos ancorados, os espaçamentos entre os tirantes, assim como o tipo de fundação que será adotada para cada painel (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

2.3.3.1 Tirantes

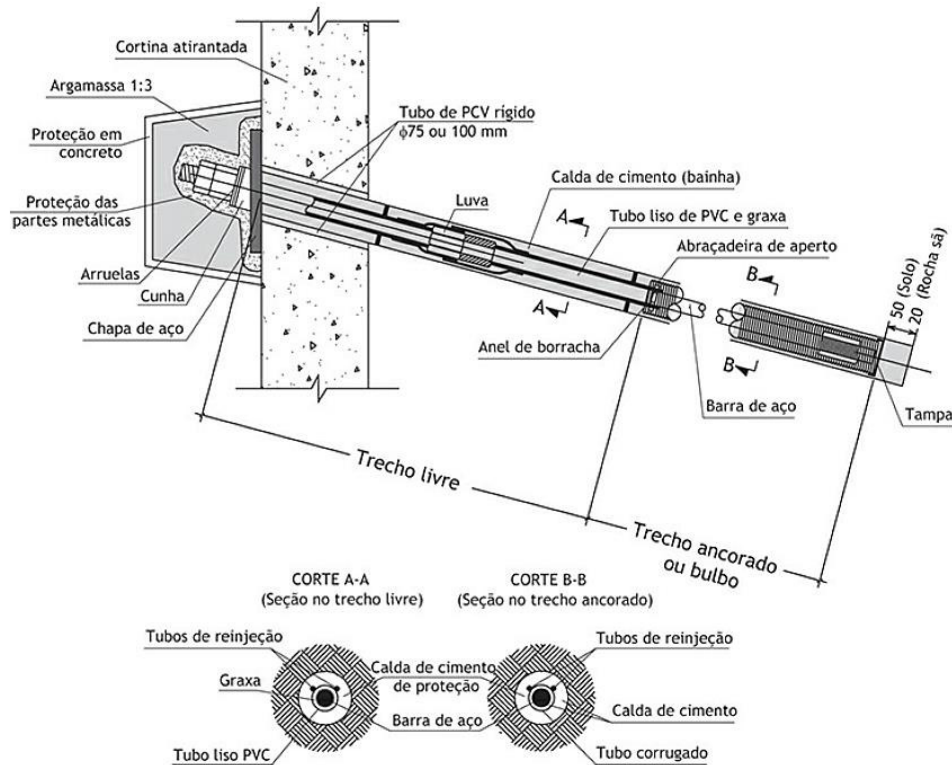
Tirantes consistem em elementos estruturais que trabalham a tração, implantados no terreno por meio de uma perfuração e consolidados no solo por meio de injeções de nata de cimento para posteriormente serem protendidos (JOPPERT, 2007). São tracionados, por macaco hidráulico, até uma carga definida em projeto e fixados na parede de concreto por meio de um sistema de placas e porcas (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

Um tirante é constituído, basicamente, de três partes: cabeça do tirante, trecho livre e trecho ancorado. A cabeça do tirante é a parte que fica externa ao terreno, responsável por transmitir a carga do bulbo de ancoragem para a parede de concreto armado, sendo formada por placa de apoio, cunha de grau e porcas. O trecho livre consiste no trecho entre a cabeça do tirante e o início do bulbo de ancoragem (trecho ancorado), onde não deve existir atrito entre esse trecho e o solo. O trecho ancorado deve suportar toda a carga aplicada no tirante sendo seu

comprimento dimensionado em função da capacidade de carga desejada na ancoragem (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

A Figura 22 ilustra os componentes de um tirante.

Figura 22- Componentes de um tirante



Fonte: Gerscovich *et al.*, 2016.

De acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2006), a carga de trabalho de um tirante é calculada da seguinte forma:

$$\text{Carga de trabalho} = \text{carga máxima de ensaio} / \text{FS}$$

Em que

Carga máxima de ensaio é igual a $0,9 \cdot f_{yk} \cdot A_s$;

f_{yk} é a resistência característica do aço à tração;

A_s é a área da seção transversal útil da barra;

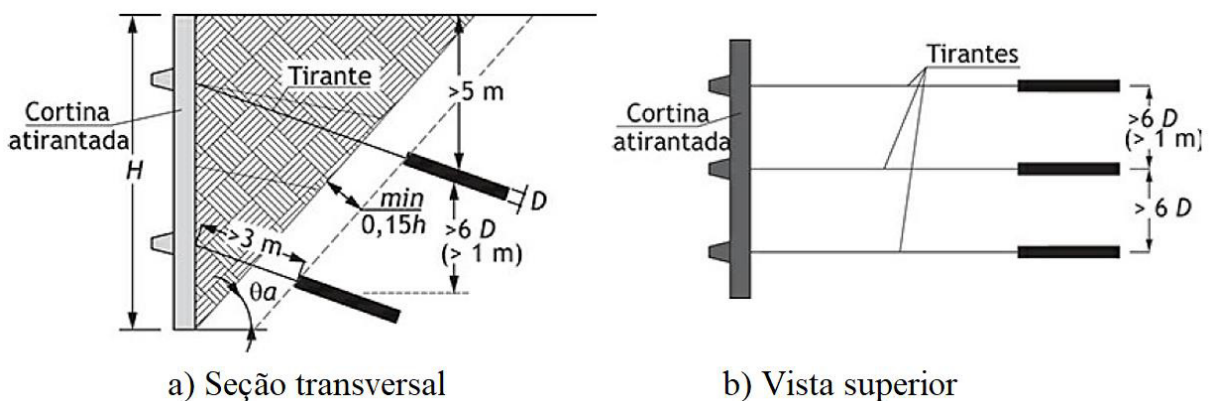
FS é igual a 1,5 para tirantes provisórios e igual a 1,75 para tirantes permanente.

Com relação ao diâmetro do furo para implantação dos tirantes, a NBR 5629 (ABNT, 2006) preconiza que deve ser o suficiente para que o recobrimento do aglutinante sobre o elemento resistente à tração garanta a proteção do mesmo contra corrosão e/ou desagregação.

Quanto aos espaçamentos entre as ancoragens, na literatura se encontram algumas recomendações apresentadas a seguir (Figura 23):

- O espaçamento entre os bulbos deve ser superior a um metro e maior que seis vezes o diâmetro da perfuração (Pinelo, 1980 *apud* Gerscovish, 2006).
- O início do bulbo deve distar pelo menos $0,15H$ da superfície crítica (Pinelo, 1980 *apud* Gerscovish, 2006). A NBR 5629 (ABNT, 2006) preconiza que o bulbo deve distar pelo menos três metros da superfície de início da perfuração.
- De acordo com Pinelo (1980 *apud* Gerscovish, 2006), o recobrimento de terra deve ter pelo menos cinco metros sobre o centro do trecho ancorado. A NBR 5629 (ABNT, 2006) faz a mesma recomendação.

Figura 23- Recomendações para o projeto de cortina atirantada



Fonte: Pinelo, 1980, *apud* Gerscovich *et al.*, 2016.

Quanto ao ângulo de embutimento do tirante, este deve ser superior a 10° , a fim de evitar que a nata de cimento retorne pelo furo, e inferior a 30° , já que para a absorção dos esforços de tração da cortina a componente horizontal deve ser predominante. As inclinações entre 20° e 30° são usadas quando há necessidade de desvio devido a obstáculos ou para garantir embutimento no terreno (TURCARELLI, 2013).

3 METODOLOGIA

3.1 Investigação geotécnica

Para a elaboração de um projeto de contenção, é necessário identificar as camadas do subsolo que possam vir a participar dos estudos de estabilidade, assim como determinar suas características geológicas geotécnicas.

Segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009, p.8), “podem ser utilizados quaisquer tipos de investigação que forneçam elementos confiáveis para a montagem do modelo de análise, tanto sob o ponto de vista geométrico como paramétrico”. A norma exige, ainda, que sejam realizadas sondagens para a caracterização da encosta e a determinação da estratigrafia do terreno.

As investigações geotécnicas têm como objetivo, além de fornecer o reconhecimento da estratigrafia do local, possibilitando a montagem do perfil geotécnico que fará parte das análises de estabilidade, identificar os parâmetros geotécnicos das camadas que constituirão o perfil geotécnico ou orientar na sua definição.

A determinação dos parâmetros geotécnicos pode ser efetuada por meio de ensaios de campo e/ou ensaios de laboratório, como ensaios de cisalhamento direto e triaxial. Gerscovich *et al.* (2016) ressalta que na prática da engenharia esses ensaios são utilizados com menor frequência e que grande parte das estruturas de contenção são projetadas com base em informações obtidas por meio das sondagens a percussão com circulação de água SPT (Standard penetration test).

A determinação de parâmetros de resistência com base na sondagem SPT é realizada por meio de correlações existentes na bibliografia. Schnaid e Odebrech (2012) salientam a necessidade de corrigir a medida N_{spt} , levando em conta a energia de cravação, antes de utilizar uma correlação internacional. Internacionalmente, o padrão de referência é o $N_{spt,60}$, calculado da seguinte forma:

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{energia plicada}}{0,60} \quad (39)$$

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), no Brasil, é comum o uso de sistemas manuais para a liberação da queda do martelo, cuja a energia aplicada varia entre 70% e 80% da energia teórica. Considerando que o acionamento do manual do martelo forneça uma medida de 75% da teórica, o N_{SPT} obtido em uma sondagem realizada segundo às práticas brasileiras, previamente ao uso de uma correlação internacional, deve ser majorado em 25%.

A norma brasileira de fundações, a NBR 6122 (ABNT, 2010), recomenda ainda que seja aplicado um fator de segurança, em função do nível de investigação geotécnica adotado, nos parâmetros geotécnicos empregados no dimensionamento de fundações e obras de contenção, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Fator de segurança de minoração em função da investigação geotécnica

Parâmetro	In situ ^(A)	Laboratório	Correlações ^(B)
Tangente do ângulo de atrito	1,2	1,3	1,4
Coesão (estabilidade e empuxo de terra)	1,3	1,4	1,5
Coesão (capacidade de carga de fundações)	1,4	1,5	1,6

^(A) Ensaios CPT, Palheta (*Vane*, Pressiômetro conforme a NBR 10905).

^(B) Ensaios SPT, Dilatômetro.

Fonte: ABNT, 2010, p.7.

3.1.1 Obtenção dos parâmetros geotécnicos em função do N_{SPT}

São diversas as maneiras de se relacionar o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) com as características do solo. Diversos autores nacionais e internacionais apresentam correlações e métodos semi-empíricos e empíricos que permitem obter os parâmetros geotécnicos do solo em função do N_{SPT} .

Neste trabalho, serão utilizadas as correlações apresentadas por Joppert (2007), apresentadas nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3- Coeficiente de Poisson

Solo	ν
Argila saturada	0,50
Argila não-saturada	0,30
Areia	0,35
Silte	0,30

Fonte: Joppert, 2007, p.100.

Tabela 4 - Parâmetros médios do solo

Tipo de solo	Faixa de N _{SPT}	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (φ)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa/ pouco argilosa	0-4	2000-5000	1,7	1,8	25°	-
	5-8	4000-8000	1,8	1,9	30°	-
	9-18	5000-10000	1,9	2,0	32°	-
	19-41	8000-15000	2,0	2,1	35°	-
	≥41	16000-20000	12,0	2,1	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0-4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5-8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9-18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19-41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0-2	200-500	1,5	1,7	20°	0,75
	3-5	500-1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6-10	1000-2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥10	2000-3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0-2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3-5	100-250	1,8	1,9	23°	1,5
	6-10	250-500	1,9	1,9	24°	2,0
	11-19	500-1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20-30	3000-10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥30	10000-15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0-2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3-5	500-1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6-10	1500-2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11-19	2000-3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥20	3500-5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa/ argila orgânica (quartenário)	0-1	40-100	1,1	1,1	15°	0,5
	2-5	100-150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5-8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9-18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19-41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

Fonte: Joppert, 2007, p.99.

3.2 Dimensionamento de cortinas atirantadas

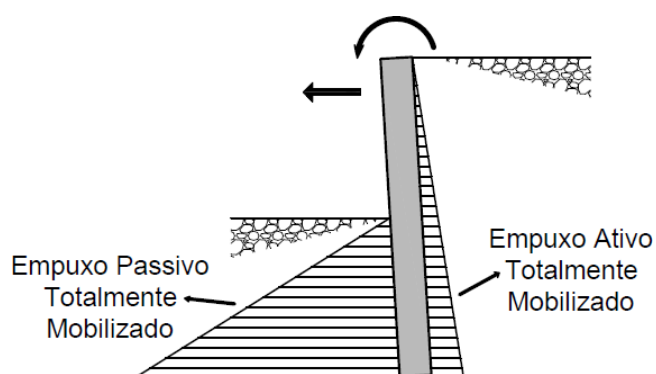
O dimensionamento de cortinas é feito a partir da determinação do comprimento do trecho enterrado da cortina, denominado ficha, necessário para garantir a estabilidade da estrutura de contenção, e das cargas nos apoios, quando for o caso. Dentre os vários métodos de dimensionamento de cortinas ancoradas, será abordado neste trabalho o método clássico que é baseado na teoria de equilíbrio limite.

As principais hipóteses assumidas pelo método são:

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

A Figura 24 ilustra a distribuição de empuxos e os deslocamentos assumidos no cálculo.

Figura 24 - Empuxos e deslocamentos assumidos no cálculo



Fonte: Magalhães, 2015, p.45.

Através das equações de equilíbrio, o método fornece a altura total da estrutura, as cargas nos apoios (tirantes e escoras) e os esforços na estrutura (momento fletor e cortante). Para se obter a solução, são realizadas simplificações de forma a tornar as estruturas de contenção, geralmente hiperestáticas, em uma “viga contínua” isostática.

Os diagramas de forças internas são obtidos do mesmo modo de uma viga isostática, assim, o dimensionamento da cortina pode ser realizado considerando os valores máximos de

momento fletor e a força cisalhante. Com base no valor da força no apoio, as escoras ou ancoragens (tirantes) também são dimensionados.

A distribuição dos empuxos considerada corresponde às condições limites, ou seja, quando a cortina está à beira da ruptura por rotação. As tensões atrás da parede estão com os mínimos valores possíveis (limite ativo), enquanto que as tensões na frente da cortina estão com seus máximos valores possíveis (limite passivo).

Terzaghi (1943) constatou, a partir de seus experimentos em modelos físicos que, em muitos solos, o coeficiente de empuxo lateral *in situ* K_0 está perto do limite ativo, nessas condições, as tensões no solo atrás da cortina caem para os valores mínimos (limite ativo) após um pequeno movimento da parede (Magalhães, 2015). Já em frente à cortina são requeridos movimentos um pouco maiores do que os aceitáveis sob as condições de operacionalidade (estado limite de serviço). Então, para que uma cortina fique suficientemente distante da ruptura, Terzaghi recomenda que parte do empuxo passivo seja desconsiderado (Magalhães, 2015).

Segundo Gerscovich *et al.* (2016), quando não há necessidade de evitar deslocamentos, o empuxo do solo atrás da cortina pode ser calculado com o empuxo ativo, já no caso de existirem construções vizinhas de grande importância, o empuxo do solo costuma ser calculado como empuxo no repouso (K_0). A Tabela 5 apresenta algumas orientações que foram utilizadas em projetos iniciais das escavações para o metrô do Rio de Janeiro em 1970, e que são utilizadas até hoje, na falta de orientação específica.

Tabela 5- Orientações quanto ao uso do coeficiente de empuxo ativo (K_a) e em repouso (K_0)

Coeficiente de empuxo	Deslocamentos permissíveis	Condições
K_a	$>0,002H$	Prédios afastados ou que sofrem pouca influência
$2/3K_a + 1/3K_0$	$<0,002H$	Prédios nas vizinhanças, mas pouco sensíveis aos deslocamentos
$(K_a + K_0)/2$	$<0,002H$	Prédios sensíveis aos deslocamentos
$2/3K_0 + 1/3K_a$	$<0,002H$	Prédios muito sensíveis
K_0	P_{eq}	Prédios importantes

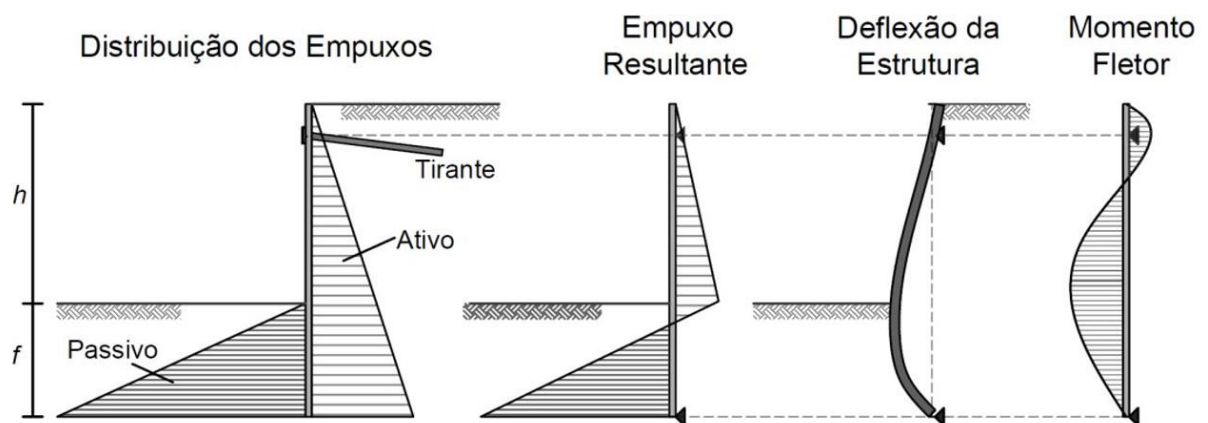
Fonte: Gerscovich *et al.*, 2016.

Existem duas metodologias dentro do método clássico: o método da base livre (Free Earth Support) e o método da base engastada (Fixed Earth Support). Basicamente, a diferença entre essas metodologias é a consideração ou não do “engastamento” na base da estrutura de contenção. Essas teorias foram elaboradas considerando um nível de apoio, porém, para cortinas rígidas (por exemplo, paredes moldadas in loco) os métodos de base livre e base engastada podem ser estendidos a cortinas com vários níveis de apoio (Velloso e Lopes, 1975 *apud* Gerscovich *et al.*, 2016). Para cortinas em balanço, pode-se apenas desconsiderar os apoios (MOTA, 2008).

3.2.1 Método da base livre

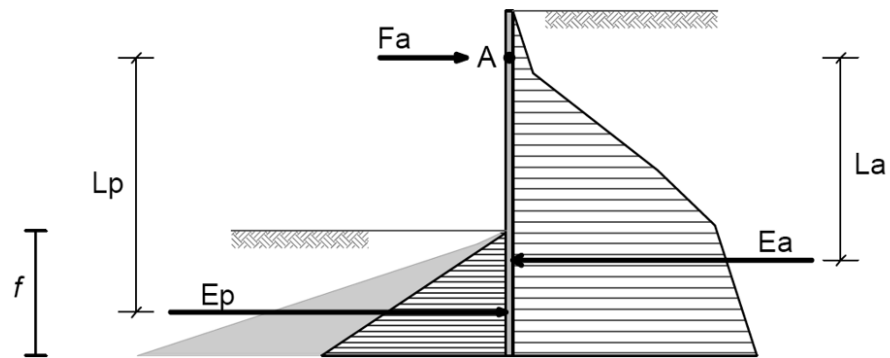
No método da base livre considera-se que a cortina tenha rigidez suficiente para girar em torno do ponto de ancoragem, desenvolvendo tensões passivas na frente da cortina e ativas atrás da cortina (GERSCOVICH *et al.*, 2016). Desta forma, a cortina apresenta distribuição de empuxos e esforços como ilustrado na Figura 25.

Figura 25 – Distribuição de esforços e empuxo para o método da base livre (*Free Earth Support*)



Fonte: Magalhães, 2015, p. 47.

O cálculo da altura da ficha (f) é realizado através da Equação 40 de equilíbrio dos momentos em relação ao ponto de apoio A (Figura 26).

Figura 26- Cálculo da ficha

Fonte: Magalhães, 2015, p. 48.

$$\sum M_A = 0 \Leftrightarrow \sum_{i=1}^N (E_a \cdot L_a - E_p \cdot L_p) = 0 \quad (40)$$

Onde

E_a é a resultante do empuxo ativo;

L_a a distância entre o ponto onde E_a atua e o ponto A;

E_p é a resultante do empuxo passivo;

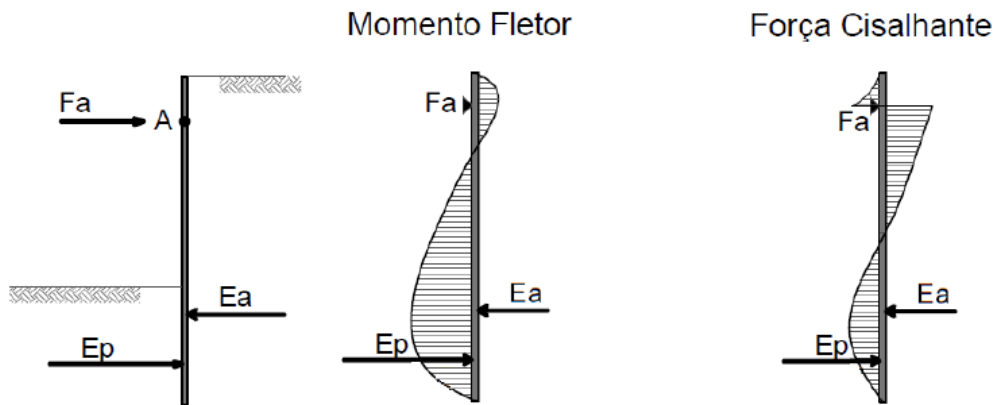
L_p a distância entre o ponto onde E_p atua e o ponto A.

A força no apoio (F_a) é dado pela Equação 41:

$$\sum F_h = 0 \Leftrightarrow F_a = \sum_{i=1}^N (E_a - E_p) \quad (41)$$

Os diagramas de esforços internos são obtidos da mesma forma que em uma viga isostática, como mostra a Figura 27.

Figura 27 - Diagrama de momento fletor e força cisalhante- método base livre



Fonte, Magalhães, 2015, p. 49

3.2.2 Método da base Engastada

No método da base engastada, a ficha é longa o suficiente para prover uma restrição efetiva às deformações e rotação da cortina (GERSCOVICH *et al.*, 2016). Deste modo, apresenta momento negativo na extremidade inferior da cortina, e momento nulo onde a linha elástica ($E(y)$) muda de curvatura, já que no ponto de inflexão, tem-se:

$$\frac{d^2(E(y))}{dy^2} = 0 \quad (42)$$

Sendo

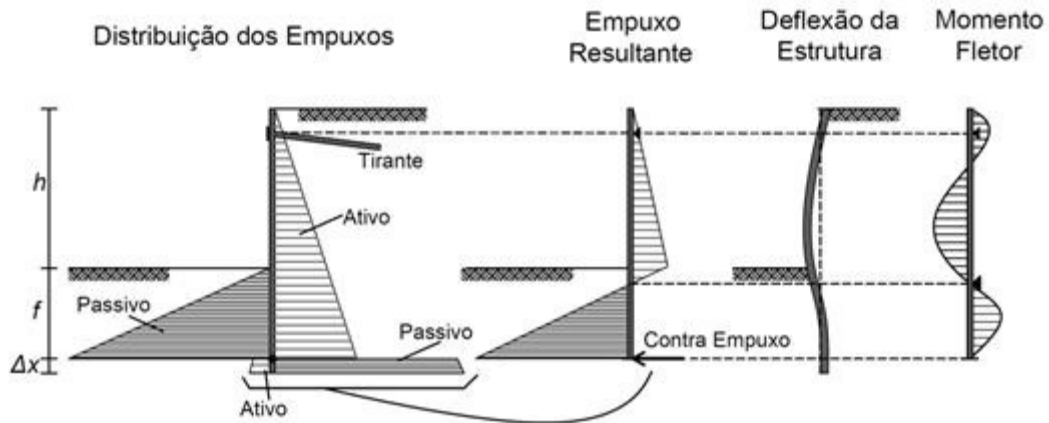
$$\frac{d^2(E(y))}{dy^2} = \frac{-M}{EI} \quad (43)$$

Onde

M é o momento fletor, E é o módulo de elasticidade e I é o momento de inércia.

O método de cálculo abordado será o de viga equivalente desenvolvido por Blum em 1931 que consiste em considerar uma rótula no ponto de inflexão N , onde o momento fletor é nulo e a resultante do empuxo também é nula. (GERSCOVICH *et al.*, 2016). A Figura 28 ilustra a distribuição de empuxos e esforços do método da base engastada.

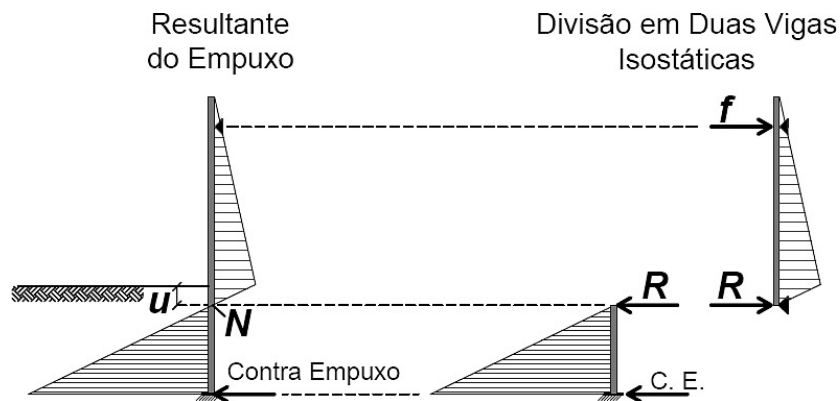
Figura 28 – Distribuição de esforços e empuxo para o método da base engastada (*Fixed Earth Support*).



Fonte, Magalhães, 2015, p. 50.

Assim, ao adotar essa hipótese, é possível que a estrutura hiperestática possa ser simplificada e subdividida em duas vigas isostáticas ligadas pela rótula no ponto de inflexão (Ponto N), como se apresenta na Figura 29.

Figura 29 - Divisão da estrutura hiperestática em duas vigas isostáticas.



Fonte, Magalhães, 2015, p. 50.

Com o objetivo de simplificar o cálculo da profundidade da ficha, Blum propôs que a distribuição de empuxo passivo que atua sobre a parte engastada da cortina (conhecido também como contra-empuxo) deve ser modelada por uma força concentrada, aplicada ao eixo de rotação da cortina (Figura 29), isto é feito para não influenciar no equilíbrio dos momentos (Magalhães, 2015).

A partir dessas considerações, é realizado o cálculo para determinar o ponto onde a resultante do carregamento é zero. A distância entre o nível da escavação e o ponto N é dado pela seguinte equação:

$$u = \frac{E_a}{\gamma \cdot K} \quad (44)$$

Onde:

u : profundidade onde a resultante do empuxo é igual a zero;

E_a : empuxo ativo;

γ : peso específico do solo abaixo da escavação;

K : resultante entre o empuxo ativo e passivo.

A resultante entre o empuxo ativo e passivo é dado por:

$$K = E_M \cdot K_p \cdot \cos \delta_p - K_a \cdot \cos \delta_a \quad (45)$$

Onde:

E_M : porcentagem da área mobilizada do empuxo passivo

K_p : coeficiente de empuxo passivo;

K_a : coeficiente de empuxo ativo;

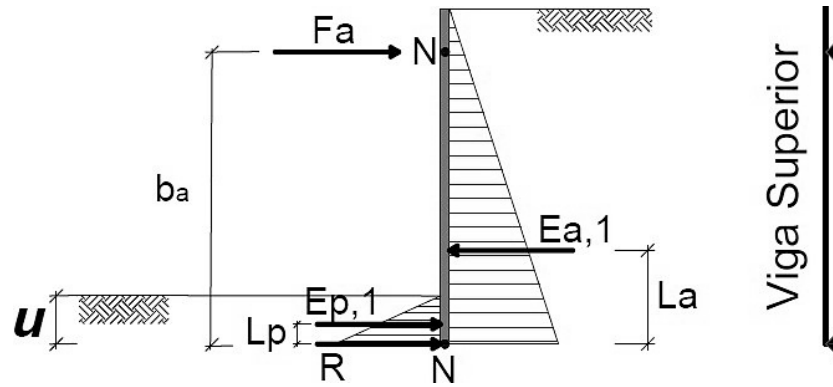
δ_p, δ_a : ângulo de atrito entre o solo e a estrutura, respectivamente, passivo e ativo.

Após a definição do ponto N, a estrutura é dividida em duas vigas isostáticas. A “viga” superior, ilustrada na Figura 30, é analisada para o cálculo da força no apoio (F_a) pela Equação 46 de equilíbrio dos momentos gerados pelo empuxo ativo e passivo em relação ao ponto N. A força fictícia R é encontrada através do equilíbrio das forças horizontais de acordo com a Equação 47:

$$\sum M_N = 0 \Leftrightarrow \sum (E_a^1 \cdot L_a - E_p^1 \cdot L_p - F_a \cdot b_a) = 0 \quad (46)$$

$$\sum F_h = 0 \Leftrightarrow R = \sum (E_a^1 - E_p^1 - F_a) = 0 \quad (47)$$

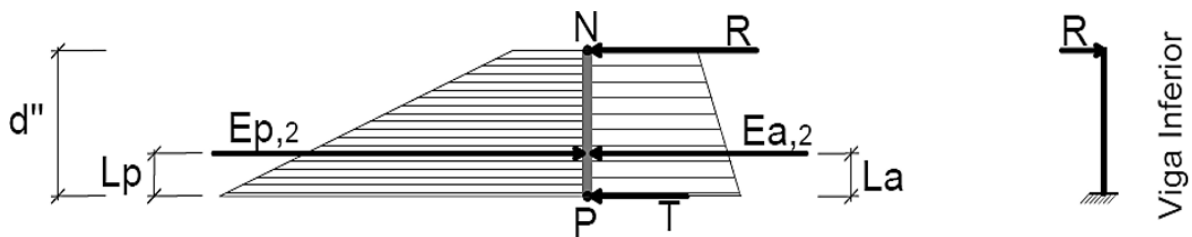
Figura 30 - Cálculo da força no apoio



Fonte: Magalhães, 2015, p. 52.

Analisando a “viga” isostática inferior (Figura 31), o comprimento d'' é obtido pelo equilíbrio dos momentos em relação ao ponto P, como se mostra na Equação 48.

Figura 31 - Cálculo da profundidade enterrada (ficha)



Fonte, Magalhães, 2015, p. 52.

$$\sum M_p = 0 \Leftrightarrow \sum (E_{a,2} \cdot L_a - E_{p,2} \cdot L_p + R \cdot d'') = 0 \tag{48}$$

Após o cálculo do comprimento d'' é possível determinar a profundidade enterrada (ficha) da cortina. A ficha é a soma:

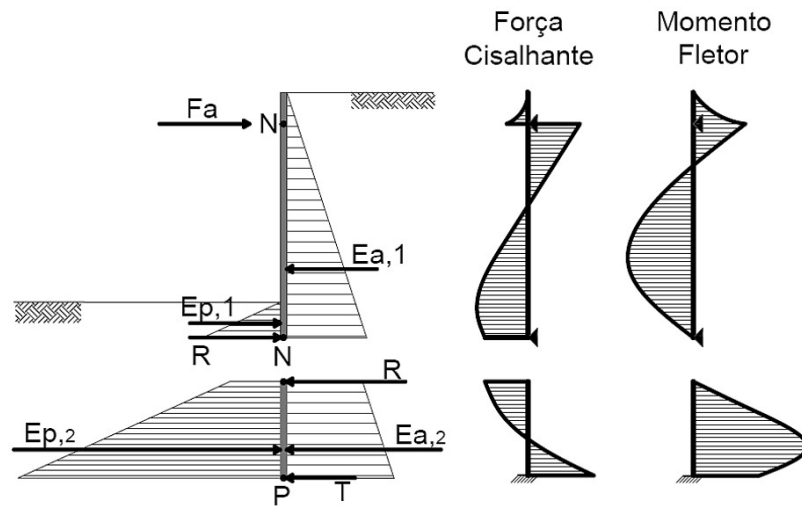
$$f = d'' + u \tag{49}$$

Para garantir o engastamento deve-se ainda aumentar a ficha em 20% ((Magalhães, 2015), logo a altura enterrada de projeto será:

$$f_d = 1,2 * f \tag{50}$$

O cálculo dos diagramas de momento fletor e força cisalhante é realizado utilizando-se a mesma metodologia da teoria das estruturas para uma viga isostática, ilustrados na Figura 32.

Figura 32 - Diagrama de momento fletor e força cisalhante – método base fixa



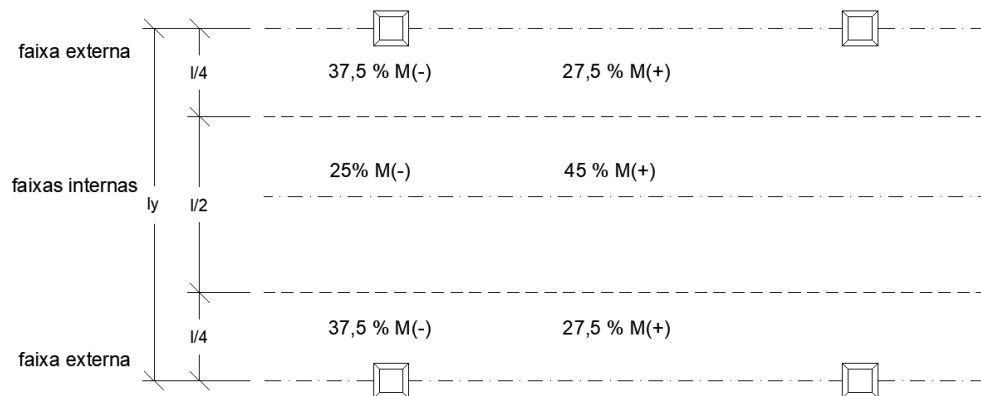
Fonte, Magalhães, 2015, p. 53.

3.2.3 Dimensionamento do paramento de concreto armado

O painel de concreto armado foi dimensionado como laje lisa conforme o modelo de cálculo de pórtico equivalente apresentado na NBR 6118 (ABNT, 2014). Após definir o carregamento, utilizou-se o *software* Ftool para obter os diagramas de esforços internos, e assim realizar a distribuição de momentos segundo faixas internas e externas (Figura 33), segundo os critérios:

- 45% dos Momentos Positivos para as duas faixas internas;
- 27,5% dos Momentos Positivos para cada uma das faixas externas;
- 25% dos Momentos Negativos para as duas faixas internas;
- 37,5 % dos Momentos Negativos para cada uma das faixas externas.

Figura 33 - Distribuição de momentos segundo NBR 6118 (ABNT, 2014)



Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.4 Software GEO5

O *software* comercial GEO5, desenvolvido pela empresa *FINE Engineering Software Ltd.* da República Tcheca, mais precisamente os módulos “Projeto de contenções” e “Verificação de contenções” foi utilizado no presente trabalho.

O módulo “Projeto de contenções” permite que o dimensionamento seja realizado tanto pelo método de base livre como também pelo método da base engastada e as análises são feitas utilizando-se os mesmos cálculos e procedimentos descritos nos itens 3.2.1 e 3.2.2. Já os empuxos (ativo e passivo) considerados no programa estão descritos nos itens abaixo.

O empuxo ativo (E_a) no *software* é calculado pelo método de Coulomb:

$$E_a = \sigma_z \cdot K_a - c' \cdot K_{ac} \quad (51)$$

Onde:

σ_z : tensão vertical;

K_a : coeficiente de empuxo ativo;

c' : coesão efetiva;

K_{ac} : coeficiente de empuxo ativo devido à coesão.

O coeficiente de empuxo ativo (K_a) é dado por:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha - \beta)}}\right)^2} \quad (52)$$

O coeficiente de empuxo ativo devido à coesão é dado por:

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\alpha + \delta)} \quad (53)$$

Onde:

$$K_{ahc} = \frac{\cos \phi' \cdot \cos \beta \cdot \cos[(\delta - \alpha) \cdot (1 + \tan(-\alpha) \cdot \tan \beta)]}{1 + \sin(\phi' + \delta + \alpha - \beta)} \quad (54)$$

Sendo,

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo;

δ : ângulo de atrito solo-estrutura;

β : inclinação do terreno; α : inclinação da estrutura de contenção.

Já o empuxo passivo (E_p) no software é determinado pelo método de Rankine adaptado por Mazindrani e Ganjali (1997):

$$E_p = \sigma_z \cdot K'_p \quad (55)$$

Onde:

σ_z : tensão vertical na profundidade analisada

K'_p : coeficiente de empuxo passivo

O coeficiente de empuxo passivo formulado por Mazindrani e Ganjali é dado pela seguinte Equação:

$$K'_p = \frac{1}{\cos^2 \phi'} \cdot \left[2 + 2 \left(\frac{c'}{\sigma_z} \right) \cdot \cos \phi' \cdot \sin \phi' + \sqrt{4 \cdot (1 - \cos^2 \phi') + 4 \cdot \left(\frac{c'}{\sigma_z} \right)^2 \cdot \cos^2 \phi' + 8 \cdot \left(\frac{c'}{\sigma_z} \right) \cdot \cos \phi' \cdot \sin \phi'} \right] - 1 \quad (56)$$

O módulo “Verificação de contenções” foi utilizado para análises de estabilidade interna e externa. A estabilidade externa no *software* é realizada pelos métodos de equilíbrio limite apresentados no item 2.1.

A estabilidade interna é determinada para cada linha de ancoragem de forma independente. A análise determina uma força de ancoragem, que equilibra o sistema de forças atuantes em uma cunha de ruptura, cuja superfície é formada pelo contorno da contenção, terreno, linha que une a base da estrutura com o bulbo da ancoragem e por uma linha vertical que atravessa o centro do bulbo da ancoragem e do terreno. A análise é executada para um metro de desenvolvimento da estrutura de contenção.

A Figura 34 mostra o esquema para a verificação da *i*ésima camada de ancoragens. A força de equilíbrio para o bloco *ABCD* está a ser determinada. As forças seguintes entram na análise:

E_a - resultante do empuxo ativo na contenção (linha AD)

E_{ai} - resultante do empuxo de terra ativo acima do bulbo da ancoragem verificada (linha BC)

G_i - peso da *i*ésima cunha de solo ABCD. Este valor incorpora a sobrecarga *p*, aplicada na superfície do terreno com inclinação θ_i da superfície de deslizamento AB a ser superior que o valor médio do ângulo de atrito interno nesta superfície; caso a inclinação da superfície de deslizamento AB seja inferior, a sobrecarga no terreno não é considerada

C_i - resultante da coesão do solo na superfície de deslizamento AB

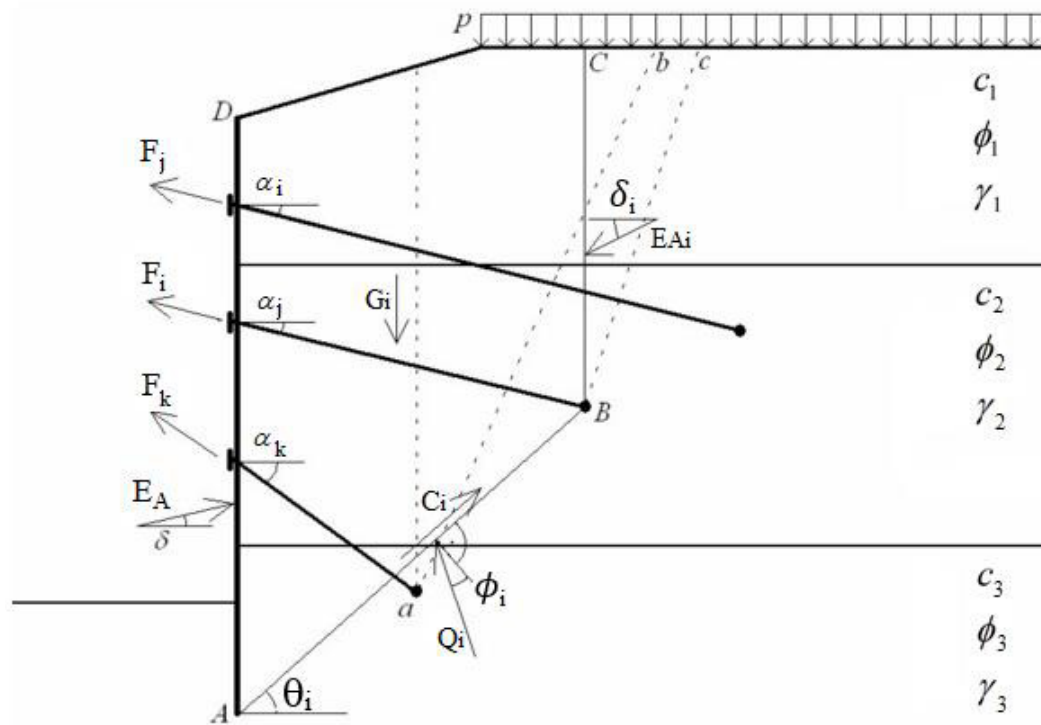
F_j - forças desenvolvidas em outras ancoragens, mas que não são consideradas; apenas as ancoragens mais curtas, comparadas com a *i*ésima, contribuem para a análise de equilíbrio do *i*ésima cunha.

F_k - forças desenvolvidas em outras ancoragens, que são consideradas;

Q_i – reação na superfície de deslizamento AB

F_i – Força na ancoragem analisada, o valor máximo permitido para esta força é o resultado da análise de equilíbrio realizada para a *i*ésima cunha.

Figura 34- Análise de estabilidade interna



Fonte: GEO5

A solução do equilíbrio para uma dada cunha implica definir as equações de equilíbrio para as forças verticais e horizontais. Estas representam um sistema de duas equações, tendo como incógnitas a reação do subsolo Q_i e valor máximo permitido para a força de ancoragem F_i .

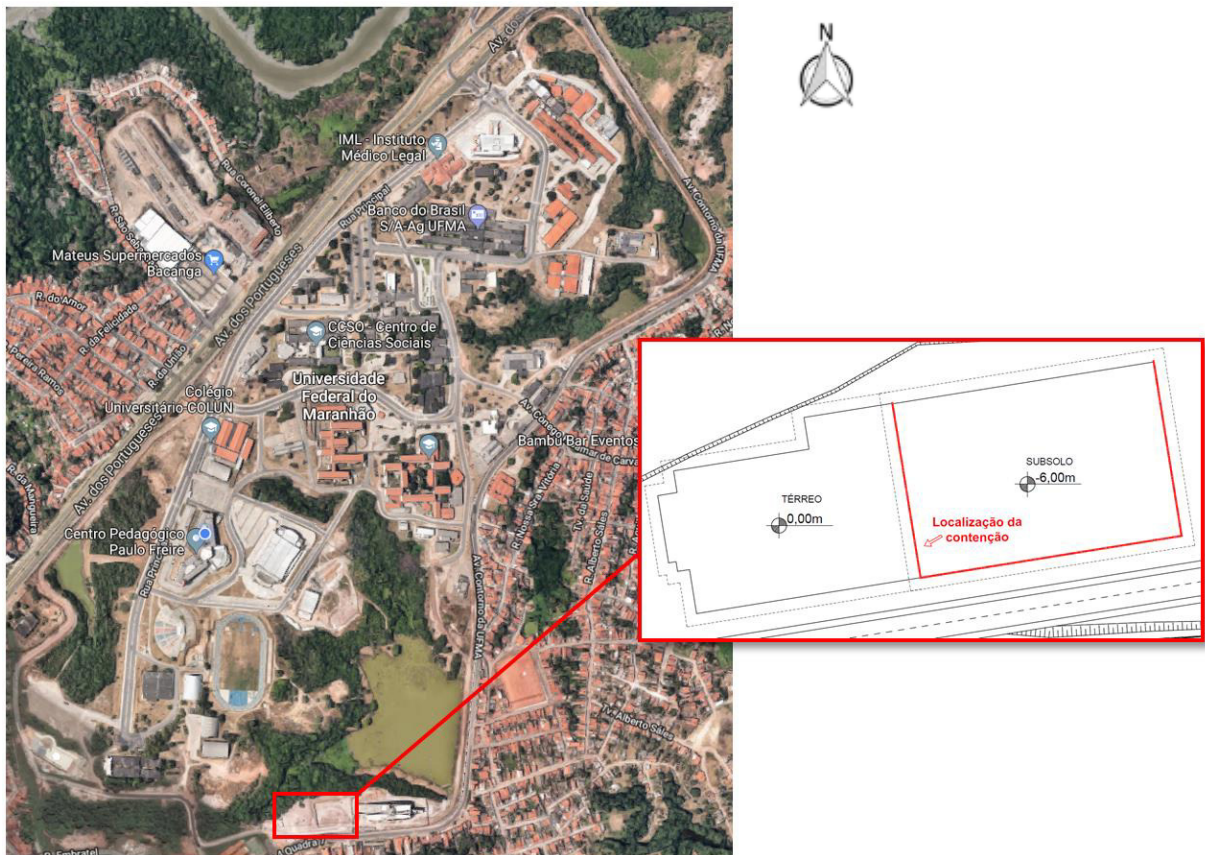
Como resultado, o programa obtém o valor máximo permitido para a força de ancoragem, para cada linha de ancoragens. Estes valores são comparados com os definidos previamente para as ancoragens.

4 ESTUDO DE CASO

4.1 Descrição da obra

O caso analisado trata-se de uma contenção para a implantação do subsolo do Instituto de Engenharia II da Universidade Federal do Maranhão localizado no Campus Bacanga da cidade de São Luís-MA. O esboço em planta do prédio e a localização da contenção está ilustrado na Figura 35.

Figura 35 - Localização do Instituto de Engenharia II dentro da Universidade Federal do Maranhão – Campus Bacanga



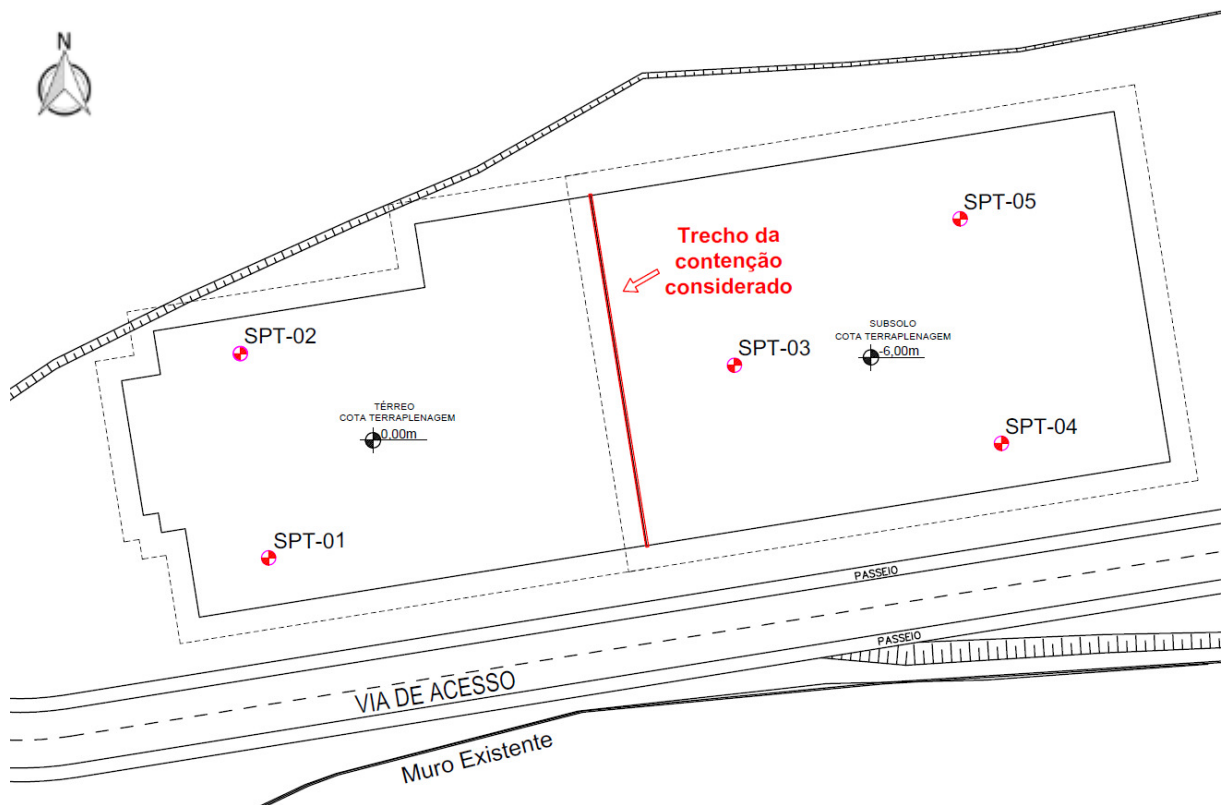
Fonte: Google Earth (acesso em maio de 2018)

Neste trabalho, será considerado para o dimensionamento apenas o trecho da contenção localizado no limite entre o térreo e o subsolo. Este trecho apresenta 38,40 m de comprimento e 6 m de altura.

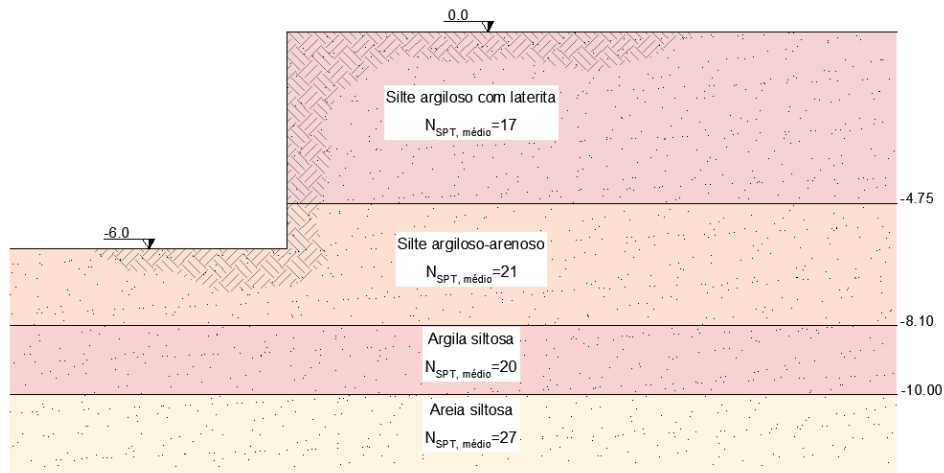
4.1.1 Parâmetros geotécnicos adotados

A empresa responsável pela investigação geotécnica foi a Franco Engenharia. A investigação consistiu de cinco furos de sondagem à percussão (SPT) distribuídos pelo terreno objeto de estudo como indicado na Figura 36. O relatório das sondagens se encontra no anexo A.

Figura 36 - Planta de locação dos furos de sondagem



O perfil do furo SPT-02 (Figura 37) foi adotado para base na análise e dimensionamento, pois se apresentou geotecnicamente mais adverso (menores valores de N_{SPT} médio por camada).

Figura 37 - Perfil estratigráfico adotado

Fonte: Elaborado pelo autor

Com base nas correlações apresentadas por Joppert (2007), e após aplicar os fatores de segurança recomendados pela NBR 6122 (ABNT, 2010), adotou-se os seguintes parâmetros para os solos considerados (Tabela 6):

Tabela 6 - Parâmetros adotados

Solo	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]	E[Mpa]	ν
Silte argiloso com laterita	19	13	19	10	0,30
Silte argilo-arenoso	20	20	20	150	0,30
Argila siltosa	20	27	18	30	0,30
Areia siltosa	20	0	27	105	0,35

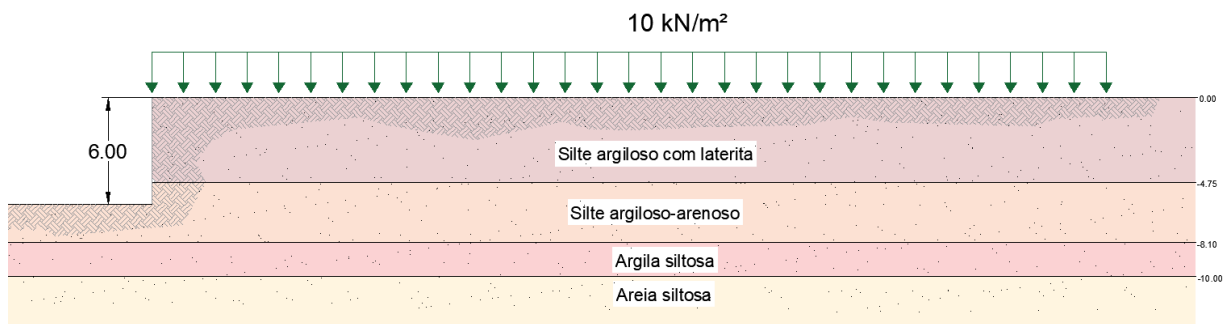
Fonte: Elaborado pelo autor

4.1.2 Sobrecarga considerada

Segundo Gerscovich *et al.* (2016), é comum utilizar uma sobrecarga uniformemente distribuída de 10 kN/m² representando carregamento devido a veículos de rua, construção e maquinário de obra. A autora recomenda ainda, caso exista fundações vizinhas que transmitam as cargas ao maciço de solo no trecho da cortina, a utilização de uma carga vertical distribuída, na faixa correspondente a área construída, de 10 kN/m² para cada pavimento.

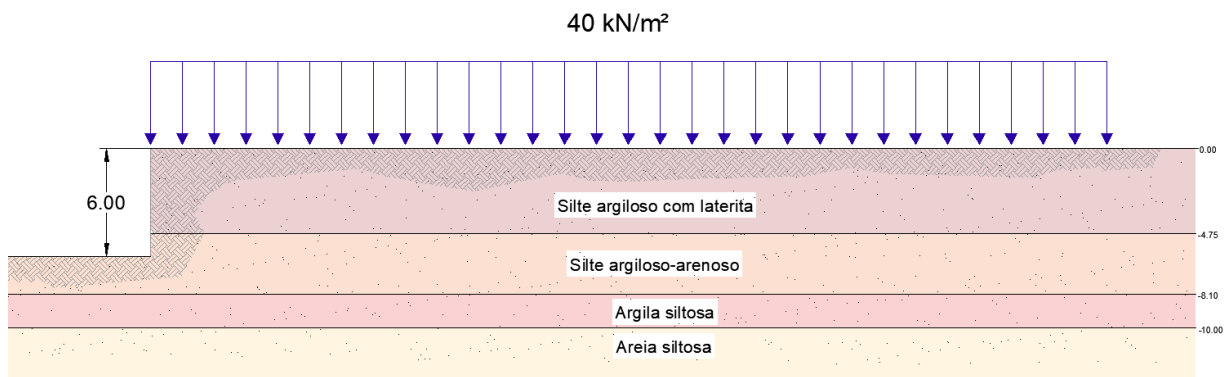
Desta forma, será considerada uma sobrecarga de 10 kN/m² na etapa de execução da primeira linha de ancoragem que ocorrerá durante a fase da obra, e de 40 kN/m² no final da execução da segunda linha de tirantes correspondente aos 4 pavimentos do Instituto de Engenharia II, que representa o carregamento permanente, como mostrado nas Figuras 38 e 39.

Figura 38 - Sobrecarga considerada durante a fase de obra



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 39 - Sobrecarga considerada após o término da obra (permanente)



Fonte: Elaborado pelo autor

4.2 Dimensionamento geotécnico

Devido à grande altura, a possibilidade de utilização de muros de arrimo foi descartada. Uma vez que a contenção se localiza próxima à estrutura do prédio em questão, adotou-se a solução de cortina atirantada, pois, como visto na revisão bibliográfica, esse tipo de contenção apresenta baixos deslocamentos.

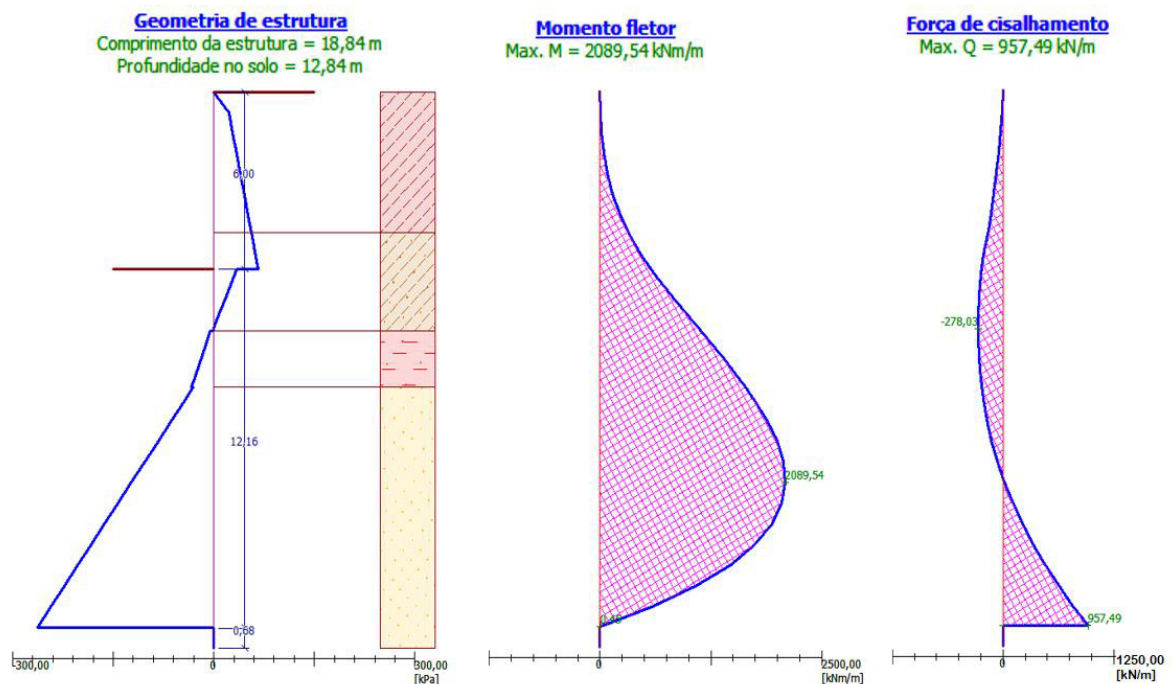
4.2.1 Dimensionamento dos tirantes

Foram consideradas duas fileiras de tirantes, com inclinação de 25° , posicionados a 1,5m e 4,5m a partir do topo da cortina. Tal inclinação foi adotada de forma a garantir que o cobrimento de terra na primeira fileira de tirantes seja superior a 5 m como exigido pela NBR5629 (ABNT, 2006).

As forças necessárias nos tirantes foram calculadas pelo *software* GEO5 – módulo projeto de contenções, utilizando o método da base livre, utilizado para fichas curtas. Foi considerado o empuxo agindo atrás da cortina como empuxo em repouso e o empuxo passivo agindo a frente da cortina calculado pelo método de Coulomb foi minorado em 50%.

Analisando a estrutura, sem o uso de tirantes, para atender a situação permanente ($q=40\text{kN}$) a ficha necessária para estabilizar o talude seria de 12,84 m, e o momento máximo agindo na cortina seria 2089,54 kN.m/m (Figura 40). O que reforça que sem o uso de tirantes essa alternativa seria inviável, tanto pela grande quantidade de concreto demandado, tanto pela armadura necessária devido ao alto valor de momento fletor.

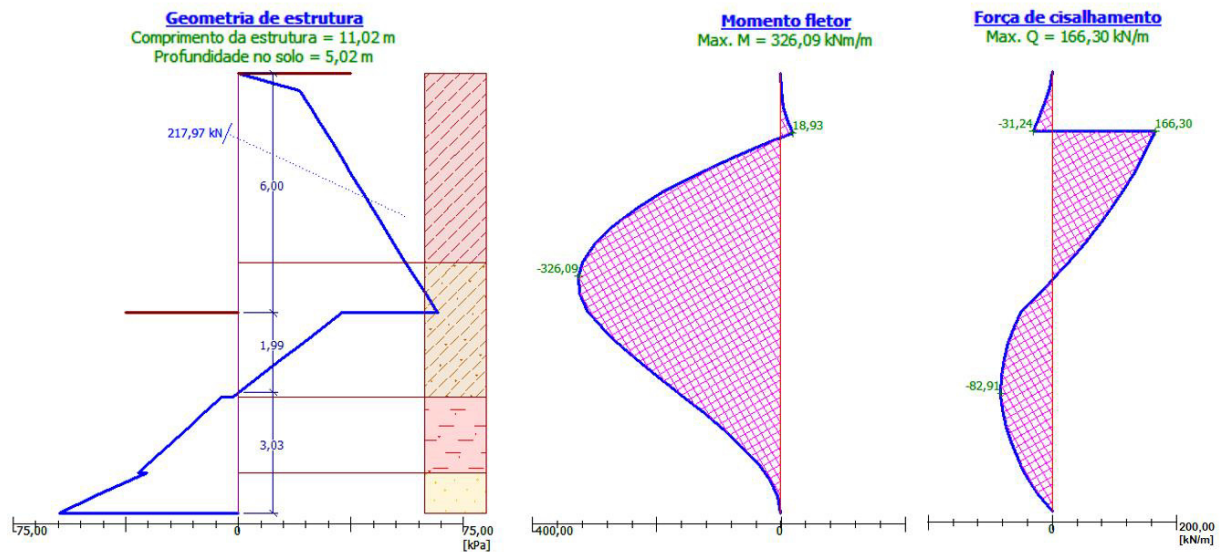
Figura 40 – Comprimento da estrutura (sem os tirantes)



Fonte: GEO5, 2018

Após inserir a primeira linha de ancoragem (T_1) considerando sobrecarga $q=10\text{kN}$ (supondo que será implantada antes do início da execução dos quatro pavimentos) obteve-se esforço na ancoragem de $217,97\text{ kN}$. Observa-se também a diminuição dos esforços sobre a cortina como se pode ver na Figura 41.

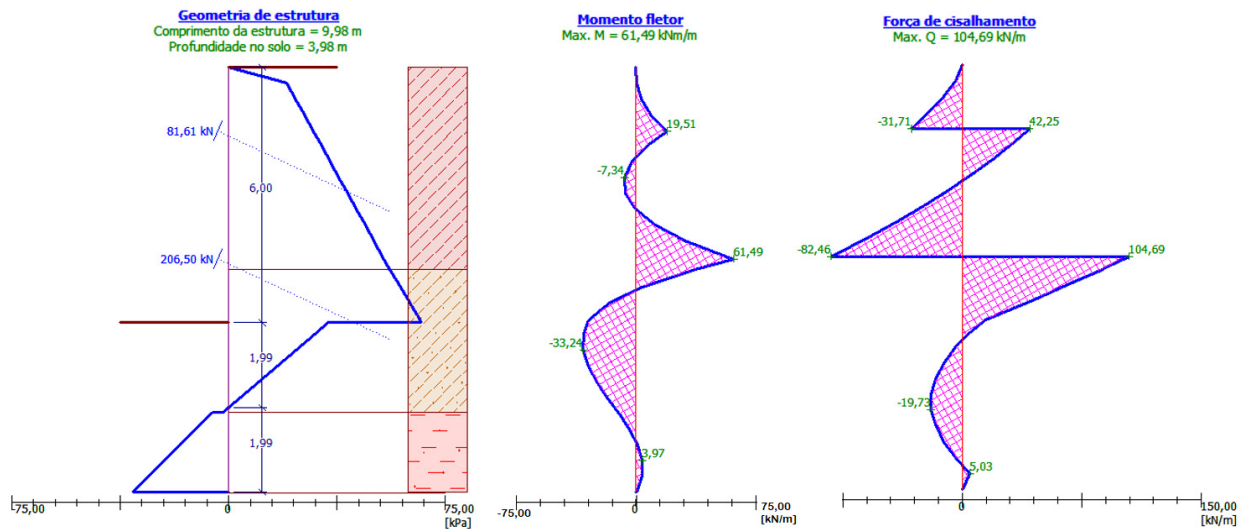
Figura 41- Comprimento da estrutura e carga para a primeira linha de tirantes



Fonte: GEO5, 2018

Ao final da segunda linha de ancoragem (T_2), para a situação referente ao final da obra ($q=40\text{kN}$), o esforço na segunda linha de ancoragem foi de $206,50\text{ kN}$ e o da primeira diminuiu para $81,61\text{kN}$ (Figura 42).

Figura 42 - Comprimento da estrutura e carga para primeira e segunda linha de tirantes



As cargas calculadas pelo GEO5 consistem em forças por metro. Desta forma, os valores fornecidos pelo *software* devem ser multiplicados pela distância horizontal entre os tirantes. Considerando os maiores valores para cada tirante e adotando a distância horizontal entre os tirantes igual a 1,6 m, os resultados foram 348,75 kN ($217,97 \times 1,6$) e 330,4 kN ($206,50 \times 1,6$) para a primeira e segunda linha de tirante, respectivamente. Para o dimensionamento, a carga de trabalho adotada para os tirantes foi de 350kN.

Optou-se por usar um tirante tipo monobarra, e conforme a Tabela 7, para trabalho permanente, deve ser usado o ST 85/105 de 32mm.

Tabela 7 - Características técnicas dos tirantes monobarra

Tipo de aço	Ø (mm)	Designação	Cargas-limite (kN)			
			Ruptura	Teste	Trabalho permanente	Trabalho provisório
ST 42/50	32	Gewi duplo filetado	400	240	170	200
ST 50/55	32	Gewi duplo filetado	440	280	200	240
	15	Gewi duplo filetado	180	105	750	90
ST 85/105	19	Gewi barra lisa	290	170	120	140
	32	Gewi duplo filetado	840	49	350	410

ST x/y:

x- tensão de escoamento em t/mm²y-tensão de ruptura em t/mm²

Carga de trabalho = carga de escoamento x 0,9 /1,75 (NBR 5629)

Fonte: Joppert, 2007, p. 61.

A Fundação GeoRio (2014, *apud* Gerscovich *et al.*, 2016) apresenta algumas indicações de comprimentos do bulbo em função do tipo de solo e da carga de trabalho do tirante, conforme Tabela 8.

Tabela 8 - Comprimentos do bulbo de ancoragem

Carga de trabalho (kN)	Bulbo de ancoragem (m)		
	Tipo de Solo		
	Solo	Rocha alterada	Rocha sã
160	6	5	3
200	7	6	4
350	8	7	5
500	8	7	5

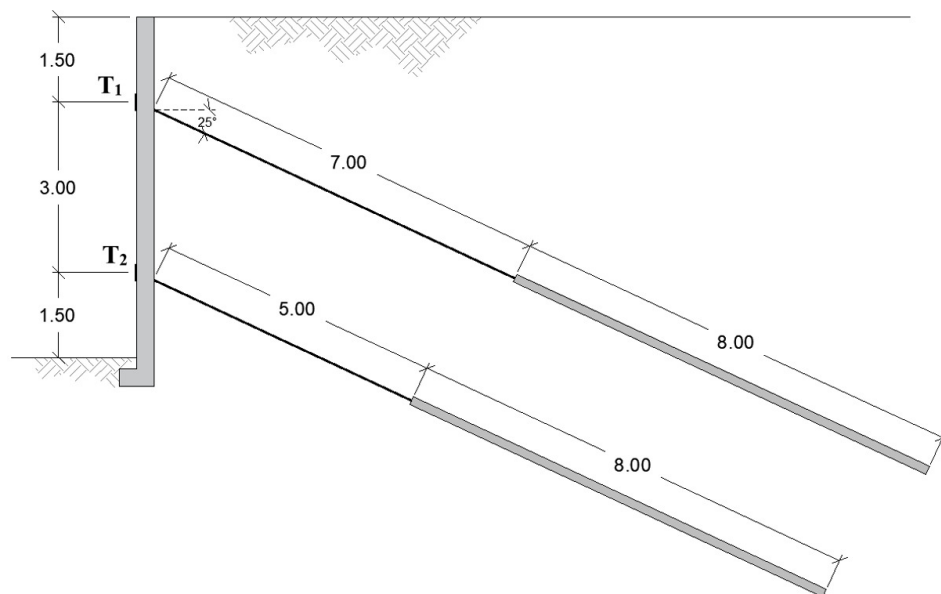
Fonte: GeoRio (2014, *apud* Gerscovich *et al.*, 2016)

Seguindo tais recomendações adotou-se o comprimento de ancoragem de 8 (oito) metros para ambos os tirantes.

Para o comprimento livre, de modo a garantir que as tensões transmitidas ao solo através do bulbo de ancoragem não ocasionem significativos aumentos da pressão de contato sobre a cortina, e que o bulbo esteja além da superfície crítica de deslizamento, foi adotado 7 (sete) metros para a primeira fileira de tirantes e 5 (cinco) metros para a segunda.

Desta forma, o projeto dos tirantes ficou como ilustrado na Figura 43. A Tabela 9 apresenta um resumo das informações dos tirantes.

Figura 43 - Espaçamentos adotados para os tirantes



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 9 – Espaçamentos adotados para os tirantes

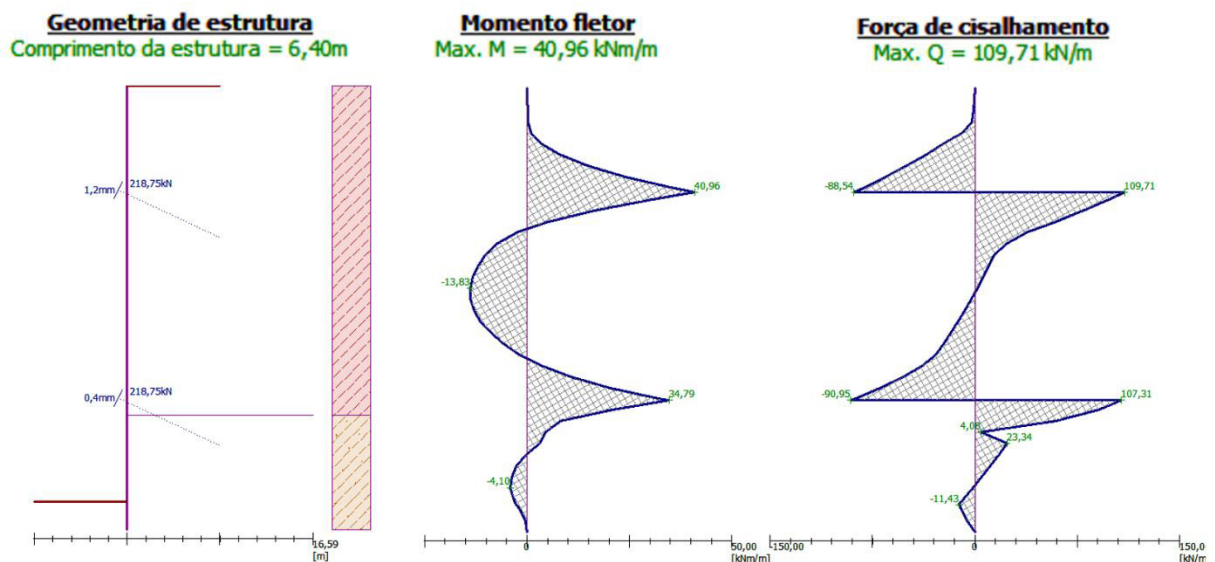
	Ll (m)	La (m)	Ø (mm)	Carga de trabalho (kN)
T₁	7	8	32	350
T₂	5	8	32	350

Fonte: Elaborado pelo autor

4.2.2 Análises de Estabilidade

Com intuito de diminuir os esforços sobre a cortina de concreto, optou-se por diminuir a ficha o máximo possível, de forma que ainda atendesse as condições de estabilidade interna e externa. Isso foi feito com auxílio do módulo “Verificação de contenção” do *software* GEO5, através de tentativa e erro. A Figura 44 apresenta o comprimento mínimo necessário encontrado pelo *software* (6,40m), assim como os diagramas de momento fletor e força cisalhante. A força no tirante utilizada nas análises foi de 218,75kN (350 /1,6), uma vez que o software considera força por metro, sendo o espaçamento entre as ancoragens igual 1,6m.

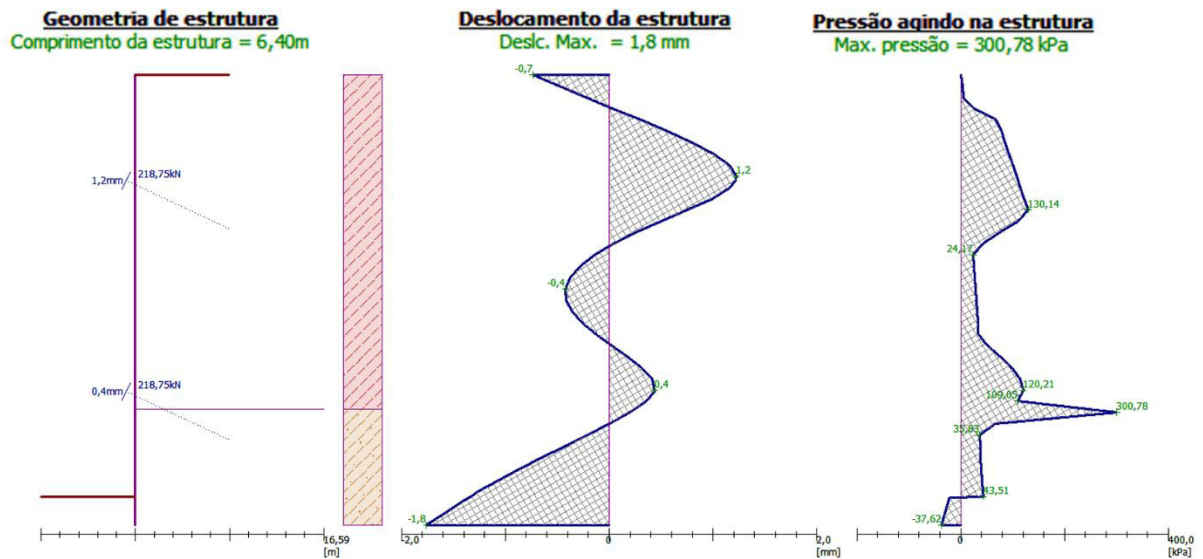
Figura 44- Comprimento mínimo da ficha e esforços internos na cortina



Fonte: GEO5, 2018

Nessa mesma análise, ainda foram obtidos os deslocamentos e a distribuição de tensões agindo sobre a cortina (Figura 45). Observa-se que o diagrama de distribuição de empuxos não apresenta mais o formato triangular adotado nas teorias clássicas (Rankine e Coulomb), isso se deve ao fato da cortina não apresentar mais o padrão de deslocamentos que satisfaça as hipóteses adotadas por essas teorias.

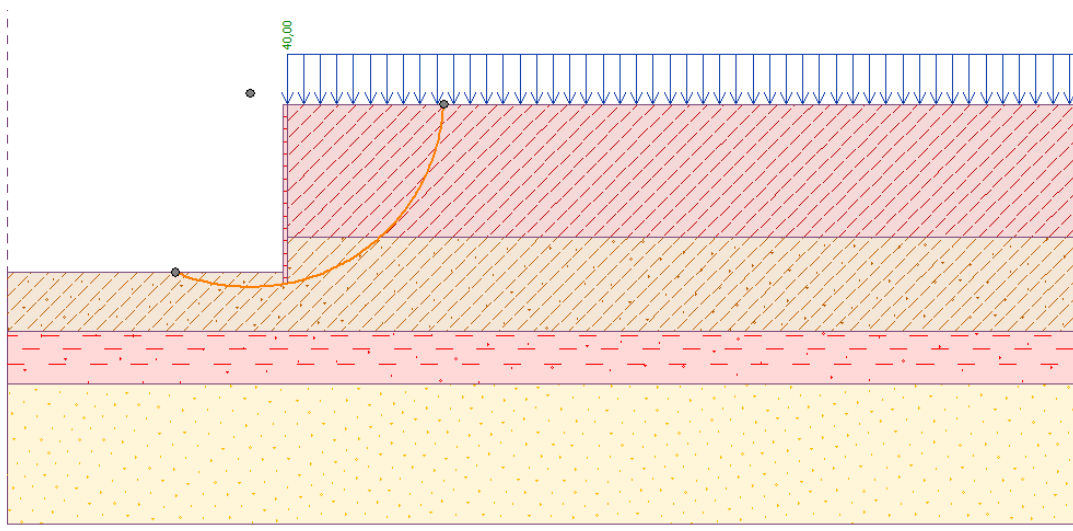
Figura 45 - Deslocamentos e a distribuição de tensões agindo na cortina



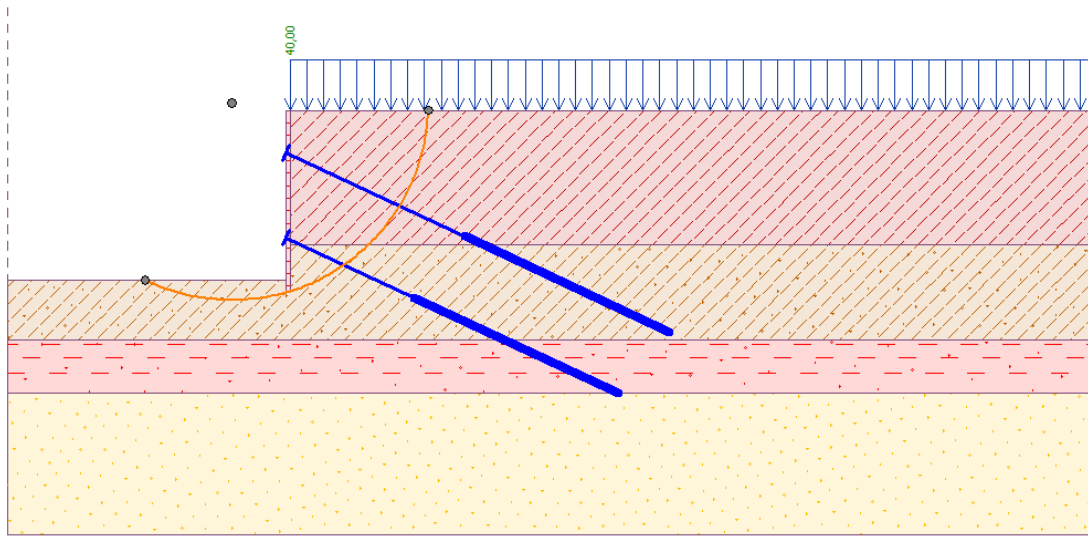
Fonte: GEO5, 2018

Foram realizadas duas análises de estabilidade externa no *software* utilizando o método de Bishop. A primeira sem a consideração dos tirantes apresentou fator de segurança $FS= 1,25$, inferior a 1,5 permitido pela norma (Figura 46). Foi possível observar, também, que os bulbos de ancoragem se encontram além da superfície crítica, sendo, desta forma, o valor do comprimento livre adotado suficiente. Na segunda análise, com a introdução das forças de protensão dos tirantes (350 kN), o fator de segurança obtido foi $FS=1,8$ ($>1,5$) (Figura 47). Nas duas análises foi utilizada a sobrecarga de 40kN. A Tabela 10 apresenta os resultados detalhados fornecidos pelo *software*.

Figura46– Superfície de deslizamento crítica (sem os tirantes)



Fonte: GEO5, 2018

Figura 47- Superfície de deslizamento crítica (com os tirantes)

Fonte: GEO5, 2018

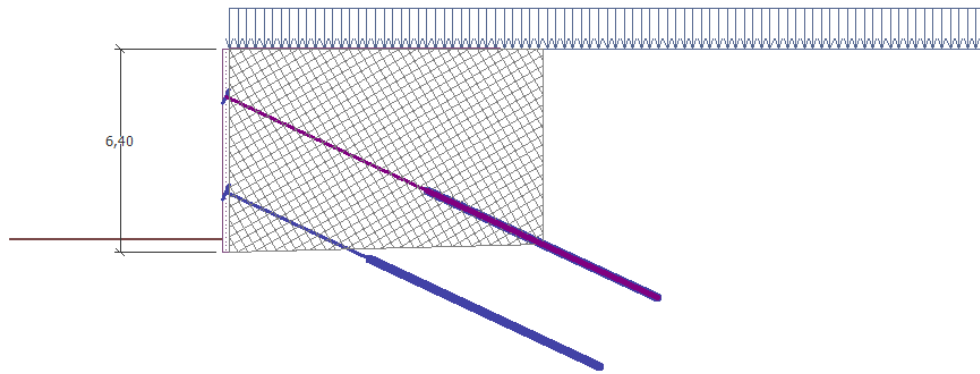
Tabela 10 - Verificação da estabilidade externa (Bishop)

	Sem os tirantes	Com os tirantes
Soma das forças ativas (kN/m)	394,91	381,92
Soma das formas passivas (kN/m)	491,89	688,47
Momento de deslizamento (kN.m/m)	2736,71	2662,00
Momento de resistência (kN.m/m)	3408,81	4798,65
Fator de Segurança	1,25	1,80

Fonte: Elaborado pelo autor

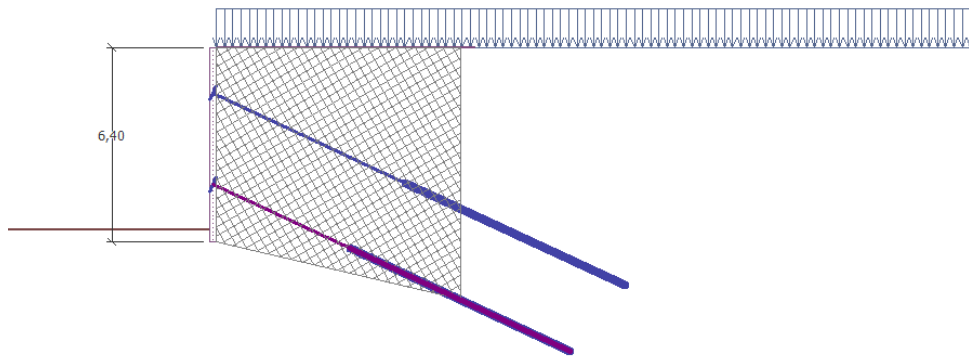
As cunhas analisadas para a estabilidade interna da primeira e segunda linha de tirantes podem ser visualizadas nas Figuras 48 e 49. A Tabela 11 apresenta os resultados computados pelo *software*.

Figura 48- Cunha para análise de estabilidade interna da primeira linha de tirantes



Fonte: GEO5, 2018

Figura 49- Cunha para análise de estabilidade interna da segunda linha de tirantes



Fonte: GEO5, 2018

Tabela 11- Resultados da análise de estabilidade interna das ancoragens

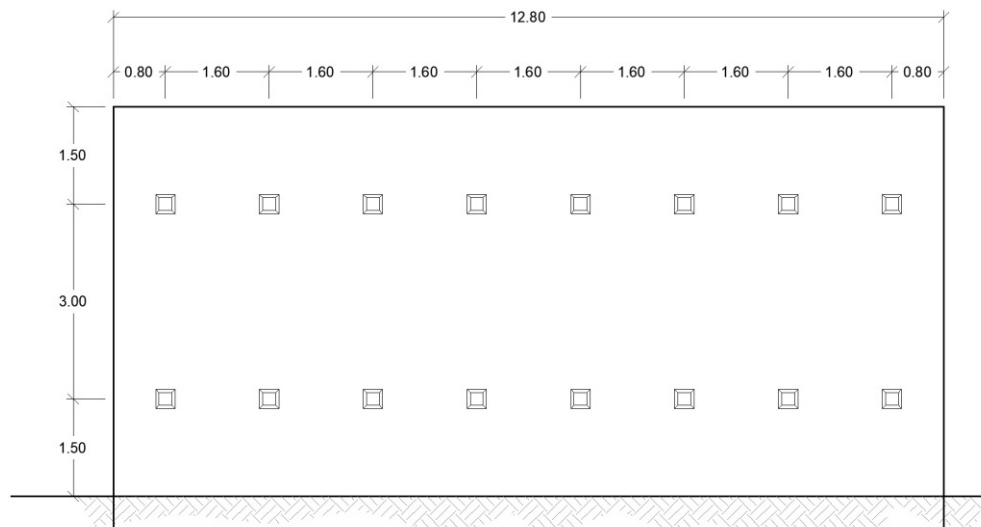
	Primeira linha	Segunda linha
Força na ancoragem	218,75	218,75
Máxima força permitida na ancoragem	514,25	944,22
Fator de segurança	2,35	4,32

Fonte: Elaborado pelo autor

4.3 Dimensionamento estrutural

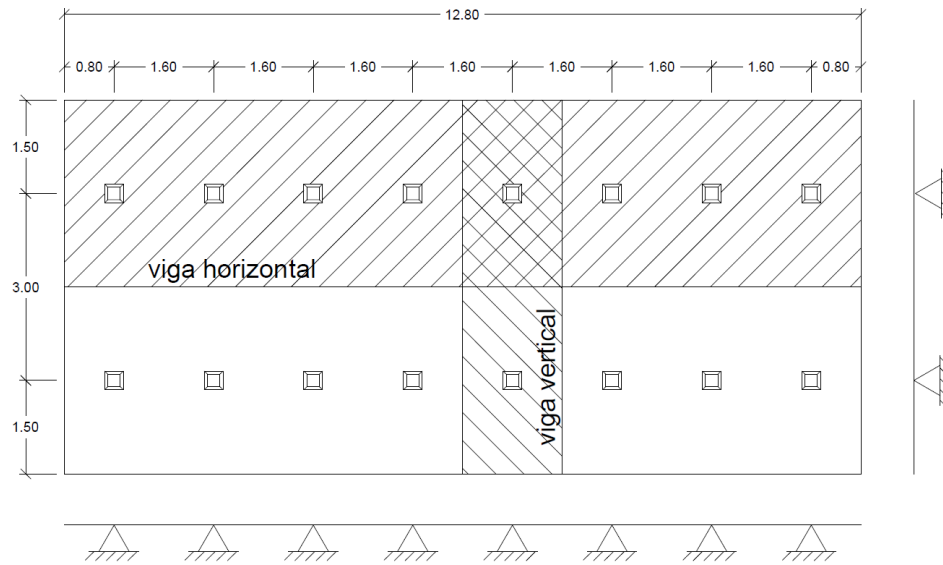
Para o dimensionamento estrutural, o comprimento total da contenção de 38,40m foi dividido em três painéis tipo com 12,80m cada, ilustrado na Figura 50.

Figura 50 - Painel tipo adotado



Fonte: Elaborado pelo autor

O painel foi dividido em faixas delimitadas pelo semi-eixo da distância entre eixos dos tirantes tanto na vertical como na horizontal, conforme Figura 51. Essas faixas serão calculadas como vigas, onde os tirantes representarão apoios que restringem deslocamentos nas direções horizontal e vertical, porém permite rotação no ponto de apoio (apoio de 2º gênero). O dimensionamento dos esforços foi realizado pelo processo elástico aproximado conforme apresentado na NBR 6118, item 14.7.8 (ABNT, 2014) para lajes lisas com cargas dispostas em filas ortogonais e vãos pouco diferentes.

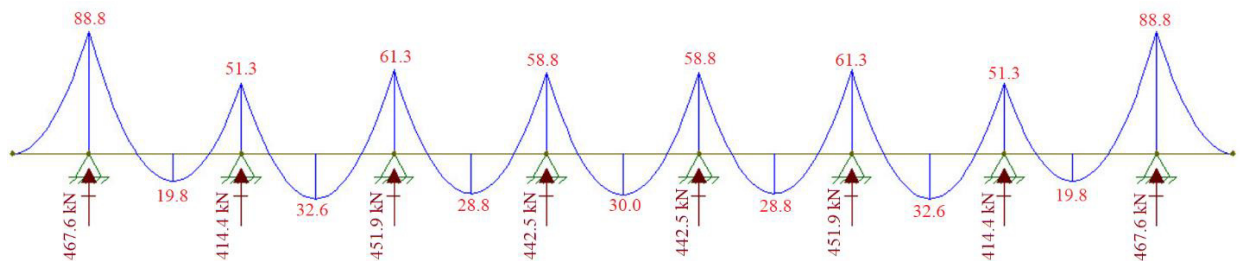
Figura 51- Vigas horizontais e verticais

Fonte: Elaborado pelo autor

Para o cálculo dos momentos atuantes na cortina foi considerado um carregamento uniforme atuante por toda a área de superfície proporcional as forças atuando na laje, multiplicado por um fator de majoração de carga $\gamma_c = 1,4$ obtido da seguinte forma:

$$Q = \frac{1,4 \times 16 \times 350 \times \cos(25^\circ)}{12,80 \times 6} = 92,52 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (57)$$

Para a viga horizontal, multiplicou-se o carregamento pela distância vertical entre os tirantes, resultando em $q = 277,56 \text{ kN/m}$ ($92,52 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m}$). A Figura 52 apresenta o diagrama de momento fletor para a viga horizontal.

Figura 52 - Momentos fletores em kN.m atuantes na viga horizontal

Fonte: FTOOL

Os momentos fletores máximos na direção horizontal são:

$$M_{h(+)}_{MÁX} = 32,6 \text{ kN.m} \qquad M_{h(-)}_{MÁX} = 88,8 \text{ kN.m}$$

Distribuindo esses momentos por faixas, de acordo com os percentuais recomendados pela norma temos os momentos por metro:

Faixa externa (0,75 m):

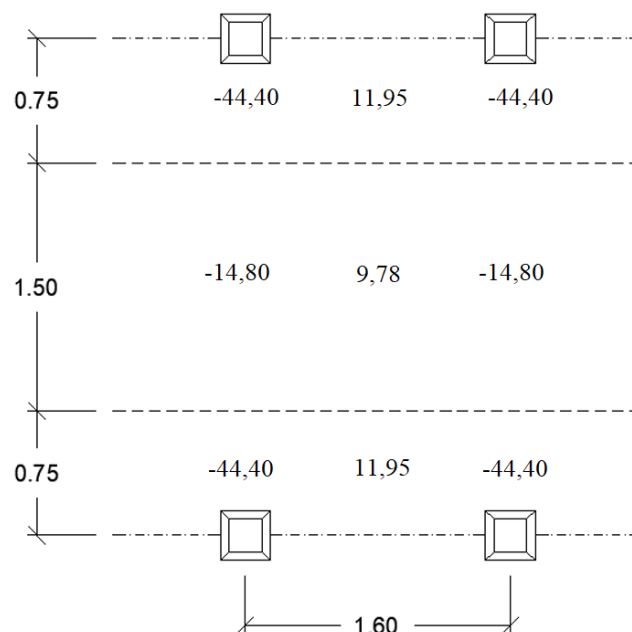
- 27,5% $M(+)/0,75 = 0,275 \cdot 32,6/0,75 = 11,95 \text{ kN.m/m}$
- 37,5% $M(-)/0,75 = 0,375 \cdot (-88,8)/0,75 = -44,40 \text{ kN.m/m}$

Faixas internas (1,5 m):

- 45% $M(+)/1,5 = 0,45 \cdot 32,6/1,5 = 9,78 \text{ kN.m/m}$
- 25% $M(-)/1,5 = 0,25 \cdot (-88,8)/1,5 = -14,80 \text{ kN.m/m}$

Portanto, para a direção horizontal, ocorre a distribuição de momentos em kNm/m como mostra a Figura 53.

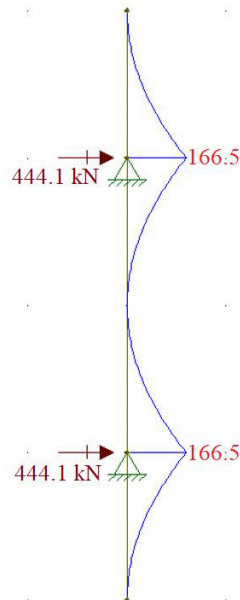
Figura 53 - Momentos fletores em kN.m/m atuantes nas faixas horizontais



Fonte: Elaborado pelo autor

Para a viga vertical, multiplicou-se o carregamento pela distância horizontal entre os tirantes, resultando em $q=148,03 \text{ kN/m}$ ($92,52 \text{ kN/m}^2 \times 1,6 \text{ m}$). A Figura 54 apresenta o diagrama de momento fletor para a viga vertical.

Figura 54 - Momentos fletores em kN.m atuantes na viga vertical



Fonte: FTOOL

Os momentos fletores máximos na direção horizontal são:

$$M_h(+)_MÁX = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_h(-)_MÁX = 166,5 \text{ kN.m}$$

Distribuindo esses momentos por faixas, de acordo com os percentuais recomendados pela norma, temos os momentos por metro:

Faixa externa (0,4 m):

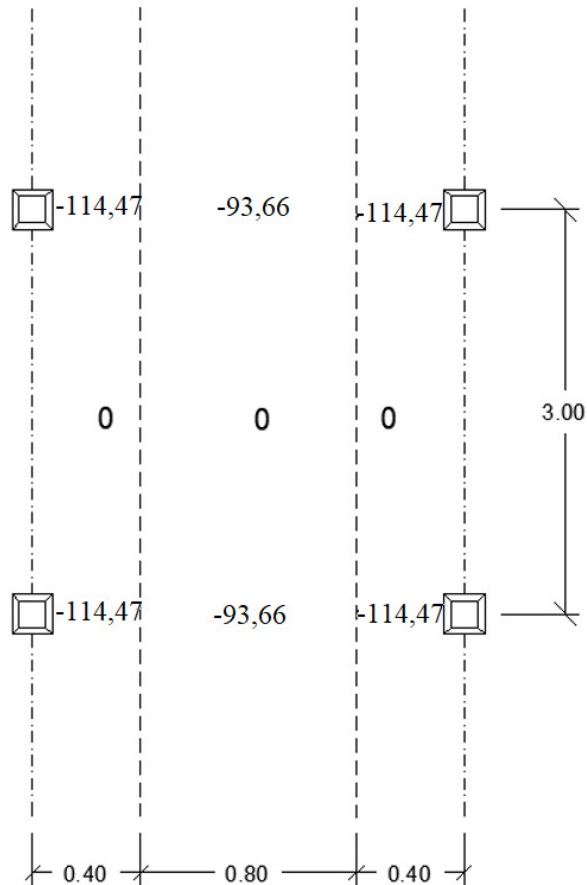
- 27,5% $M(+)/0,4 = 0 \text{ kN.m/m}$
- 37,5% $M(-)/0,4 = 0,275 \cdot (-166,5)/0,4 = -114,47 \text{ kN.m/m}$

Faixas internas (0,8 m):

- 45% $M(+)/0,8 = 0 \text{ kN.m/m}$
- 25% $M(-)/0,8 = 0,45 \cdot (-166,5)/0,8 = -93,66 \text{ kN.m/m}$

Portanto, para a direção vertical, ocorre a distribuição de momentos em kNm/m ilustrados na Figura 55.

Figura 55 - Momentos fletores em kNm/m atuantes nas faixas verticais



Fonte: Elaborado pelo autor

4.3.1 Cálculo armadura longitudinal

O dimensionamento das armaduras da cortina foi feito de forma a resistir aos momentos fletores e ao efeito da punção entre a cortina e a placa de ancoragem do tirante. As áreas das armaduras resistentes à flexão foram calculadas para a faixa de um metro segundo NBR 6118 (ABNT, 2014).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando uma classe de agressividade ambiental IV, o cobrimento nominal mínimo para uma laje é de 4,5 cm (Quadro 1). O cobrimento adotado foi de 5 cm para laje com de espessura 15 cm.

Quadro 1 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para o concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que são revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desenhado, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm

Fonte: ABNT, 2014, p.20

De acordo com o Quadro 2 da NBR 6118, o concreto utilizado na cortina deverá ter $f_{ck} = 40$ MPa.

Quadro 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT, 2014, p.18

Para concreto C 40, a NBR 6118 (ABNT, 2014) através do Quadro 3, determina que a taxa de armadura mínima seja $\rho_{\min} = 0,179\%$.

Quadro 3 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de ρ_{\min}^a ($A_{s,\min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

Fonte: ABNT, 2014, p.130

Desta forma, foram calculadas as áreas de aço através das Equações 58 e 59, apresentadas abaixo. A Tabela 12 apresenta as áreas de aço calculadas. No anexo B encontra-se um esboço do detalhamento da armação do painel de concreto armado.

Posição da linha neutra (Carvalho; Figueiredo, 2014):

$$x = \frac{0,68.d \pm \sqrt{(0,68.d)^2 - 4.0,272 \left(\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}} \right)}}{0,544} \quad (58)$$

Área de aço (Carvalho; Figueiredo, 2014):

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4.x)} \quad (59)$$

Dados considerados:

- Largura das vigas $b_w=100$ cm
- Espessura do painel $h=20$ cm
- Resistência característica do concreto a compressão $f_{ck}=4$ kN/cm²
- Resistência característica do aço a tração $f_{yk}=50$ kN/cm²
- Altura útil $d=15$ cm
- Resistência de cálculo do concreto a compressão $f_{cd}=2,86$ kN/cm²
- Resistência de cálculo do aço a tração $f_{yd}=43,48$ kN/cm²

Tabela 12- Área de aço para armadura longitudinal

Viga	Faixa	Armadura	Md (kN.cm/m)	x (cm)	xlim (cm)	As (cm²/m)- Calculado	As,min(cm²/m)	As(cm²/m) - Adotado
Horizontal	Externa	Positiva	1195	0,415	6,75	1,85	3,58	3,58
		Negativa	4440	1,591	6,75	7,11	3,58	7,11
	Interna	Positiva	978	0,339	6,75	1,51	3,58	3,58
		Negativa	1480	0,515	6,75	2,30	3,58	3,58
Vertical	Externa	Positiva	0	0,00	6,75	0,00	3,58	3,58
		Negativa	11447	4,46	6,75	19,92	3,58	19,92
	Interna	Positiva	0	0,00	6,75	0,00	3,58	3,58
		Negativa	9366	3,55	6,75	15,86	3,58	15,86

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.2 Verificação do concreto a punção

Considerando o critério da NBR-6118 (ABNT, 2014), não podemos ter pilares com seções inferiores a 20 centímetros. Desta forma, como nos cálculos, estamos considerando os tirantes representando pilares, vamos adotar a placa de ancoragem com as dimensões de 0,30x0,30m. Ainda de acordo com a NBR6118 (ABNT, 2014), o modelo de cálculo para o dimensionamento das lajes à punção corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno da força concentrada.

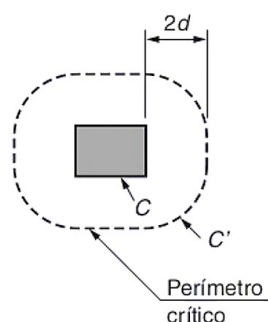
- Verificação na superfície crítica de contorno C da força concentrada. Consiste em verificar indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto através da tensão de cisalhamento.

- Verificação na superfície crítica de contorno C' da força concentrada. C' representa o entorno da força concentrada distante $2d$ (d - altura útil da laje) da sua face. Verifica-se a capacidade de ligação à punção, associada a resistência à tração diagonal. Também é feita através de uma tensão de cisalhamento no entorno C'.

- Verificação na superfície crítica de contorno C'' da força concentrada. Apenas deve ser verificada quando for necessária armadura transversal.

Segundo a recomendação da NBR 6118 – item 19.5, as vistas da geometria para a verificação à punção para o caso em questão podem ser representadas pela Figura 56.

Figura 56 - Vista frontal da geometria utilizada na verificação à punção do concreto (em mm)



Fonte: ABNT, 2014, p.161.

Onde:

- C é a superfície crítica de contorno do pilar ou da carga concentrada;
- C' é a superfície crítica de contorno afastado $2d$ do pilar ou da carga concentrada;
- d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico.

Diante disso, a altura útil considerada foi igual a 15 cm, considerando um cobrimento de 5 cm para a armadura de flexão.

A tensão de cisalhamento solicitante de cálculo devido ao efeito do puncionamento em uma das placas de ancoragem pode ser escrita:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} \quad (60)$$

Onde:

- τ_{sd} é a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo no contorno crítico considerado;
- F_{sd} é a força ou a reação concentrada de cálculo;
- u é o perímetro do contorno crítico considerado.

O esforço ortogonal à placa gerado por um tirante com carga de trabalho de 350kN e inclinação de 25° com a horizontal é = $1,4 \times 350\text{kN} \times \cos(25^\circ) = 444,09 \text{ kN}$.

4.3.2.1 Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C

Segundo a NBR 6118, essa verificação pode ser feita da seguinte forma:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (61)$$

Onde:

- f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão (40 MPa);
- f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão (em MPa);
- $\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$

O perímetro u para a superfície crítica C é $u = 4.0,3 = 1,2\text{m}$.

Dessa forma:

$$\frac{444,09}{1,2 \cdot 0,15} \leq 0,27 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) \cdot \frac{40 \cdot 10^3}{1,4} \quad (62)$$

$$2467,17 \frac{kN}{m^2} \leq 6480,00 \frac{kN}{m^2} \quad (63)$$

Como $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$, não haverá ruptura por compressão diagonal do concreto nesta região.

4.3.2.2 Verificação da tensão resistente na superfície crítica C':

Segundo a NBR 6118, essa verificação pode ser feita da seguinte forma, considerando casos em que não se faça necessária a armadura de punção:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (64)$$

Onde:

- τ_{Rd1} é a tensão resistente na superfície crítica C' (em MPa);
- ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente. Foi considerada a taxa de armadura igual a taxa de armadura mínima de 0,179%.
- O perímetro u para a superfície crítica C' é $u = (4 \cdot 0,3) + 2\pi(2 \cdot 0,1) = 2,46m$

Dessa forma:

$$\frac{444,09}{2,46 \cdot 0,1} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{0,1}}\right) (0,179 \cdot 40)^{1/3} \cdot 10^3 \quad (65)$$

$$1805,24 \frac{kN}{m^2} \leq \tau_{Rd1} = 3794,04 \frac{kN}{m^2} \quad (66)$$

Como $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1}$, não haverá ruptura por compressão diagonal do concreto nesta região.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho apresenta uma solução de contenção para um talude de corte executado para a implantação de um subsolo. Após um estudo preliminar dos tipos de contenção, foi escolhido cortina atirantada como solução tecnicamente viável.

A força de ancoragem, encontrada pelo *software* GEO5 pelo método de base livre, foi de 350kN. Para atender a esta carga de trabalho, adotando tirante tipo manobarra com tensão de escoamento de 85t/mm², o diâmetro solicitado foi de 32mm.

Quanto as análises de verificação de estabilidade realizadas, o fator de segurança encontrado para estabilidade global foi de 1,80, e para estabilidade interna o fator de segurança decisivo foi de 2,35, ambos acima de 1,5 exigido pela NBR 11682 (ABNT, 2009)

Durante o dimensionamento estrutural da cortina, realizado para esforços de flexão e punção conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), a espessura da cortina de concreto armado adotado foi de 20 cm.

Neste trabalho, pretendeu-se descrever todos os passos que conduziram à adoção da solução apresentada. Desta forma, foi possível fazer uma análise mais aprofundada dos métodos que conduzem ao dimensionamento deste tipo de estruturas, tanto do ponto de vista geotécnico como estrutural.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Paulo. *Fundações e Obras de Terra*. Sorocaba: Faculdade de Engenharia de Sorocaba, 2003.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. Rio de Janeiro: 2014.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122 – Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro: 2010.

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5929 – Execução de tirantes ancorados no terreno*. Rio de Janeiro: 2006.

BARROS, Pérsio Leister de Almeida. *Obras de Contenção: Manual técnico*. Jundiaí, São Paulo: Maccaferri do Brasil, [20-], 2019 p.

DUTRA, Vinícius Araújo de Souza. *Projeto de estabilização de taludes e estruturas de contenção englobando dimensionamento geotécnico e estrutural*. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, 2013, 83 p.

FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de; CARVALHO, Roberto Chust. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. 4ª Edição. Edusfcar, 2014.

FTOOL. Programa de análise de estrutura bidimensional. Versão Educacional 3.01.

GEO5. Programa geotécnico. Versão Demo 2018.40.

GERSCOVICH, Denise; DANZIGER, Bernadete Ragoni; SARAMAGO, Robson. *Contenção: teoria e aplicações em obra*. São Paulo: Oficina de textos, 2016.

GERSCOVICH, Denise M. S. *Estabilidade de Taludes*. São Paulo: Oficina de Textos, 2012, 166 p.

GERSCOVICH, Denise M. S. *Empuxos de terra*. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações, 2010.

GOMES, Romero César. *Estruturas de Contenção*. [20-], 48 slides.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. *Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução*. São Paulo: PINI, 2007.

LUIZ, Bruna Julianelli. *Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto*. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, 2014. (Trabalho de Conclusão de Curso)

MACHADO, Alexandre Xavier; MENDES, Luiz Carlos. *Influência ao longo do tempo de sobrecargas adicionais devido a novas construções informais sobre obras de contenção de encostas em cortina ancorada em comunidades na cidade do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro: IX Congresso Brasileiro de Pontes e estruturas, 2016.

MAGALHÃES, Marcelo de Souza. *Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos*. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica, Departamento de Engenharia civil, 2015. (Dissertação de mestrado)

MASSAD, Façal. *Obras de Terra: curso básico de Geotecnia*. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 216 p.

MEIRELES, Alfredo Bessa; MARTINS, João Guerra. *Fundações e contenção lateral de solos: Execução de Cortinas de Estacas*. 1ª edição/2006.

MOLITERNO, Antônio. *Caderno de Muros de Arrimo*. São Paulo: Edgard Blücher, 1980.

MOTA, Rodrigo Junqueira. *Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO*. Brasília: Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2008, 128p. (Dissertação de Mestrado)

PRADO, Nuno Miguel de Pinho. *Projecto da estrutura de suporte de uma escavação para um grande edifício no porto*. Porto (Portugal): Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. (Dissertação de Mestrado)

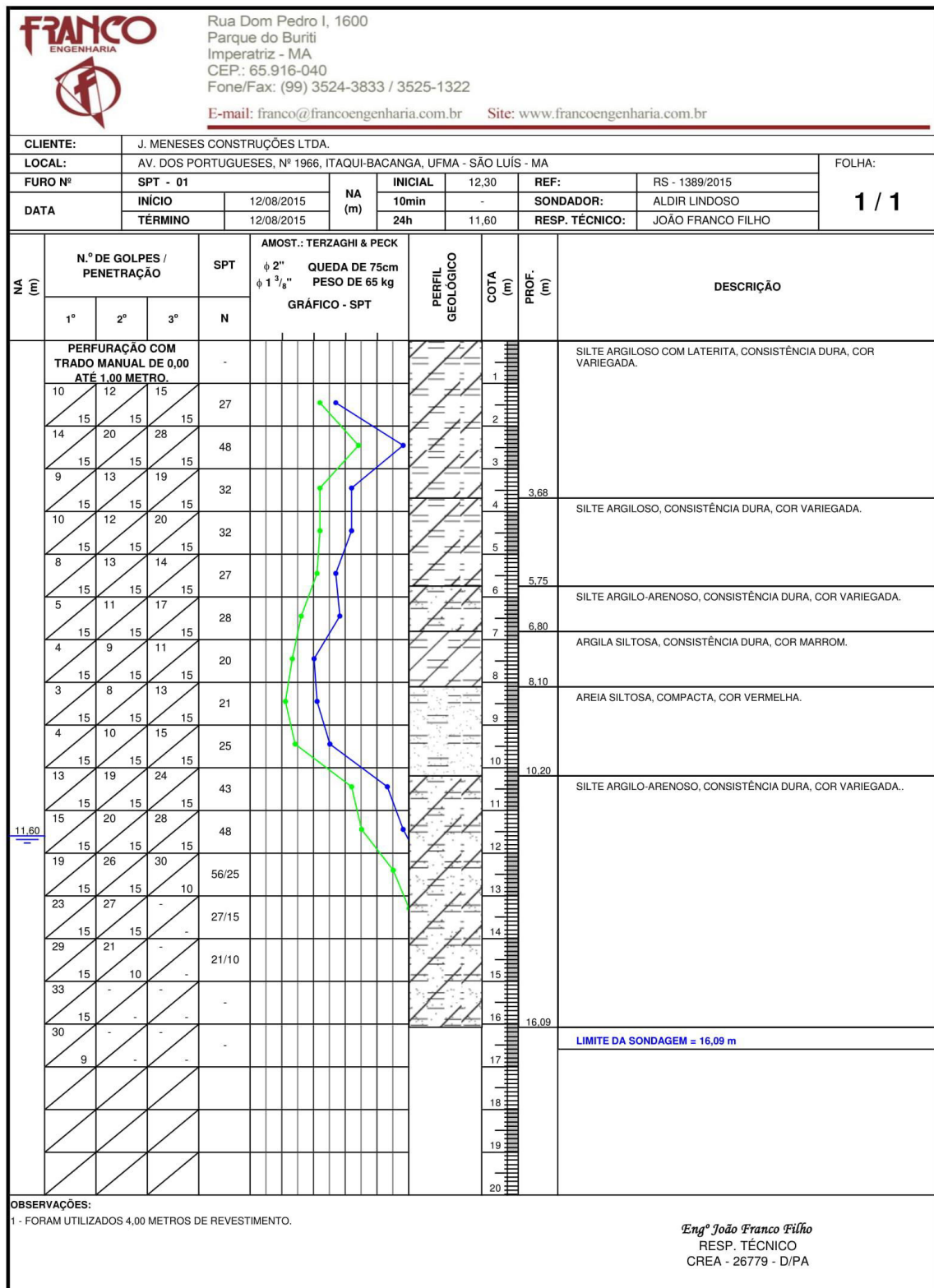
SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. *Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharias de fundações*. 2ª Edição. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

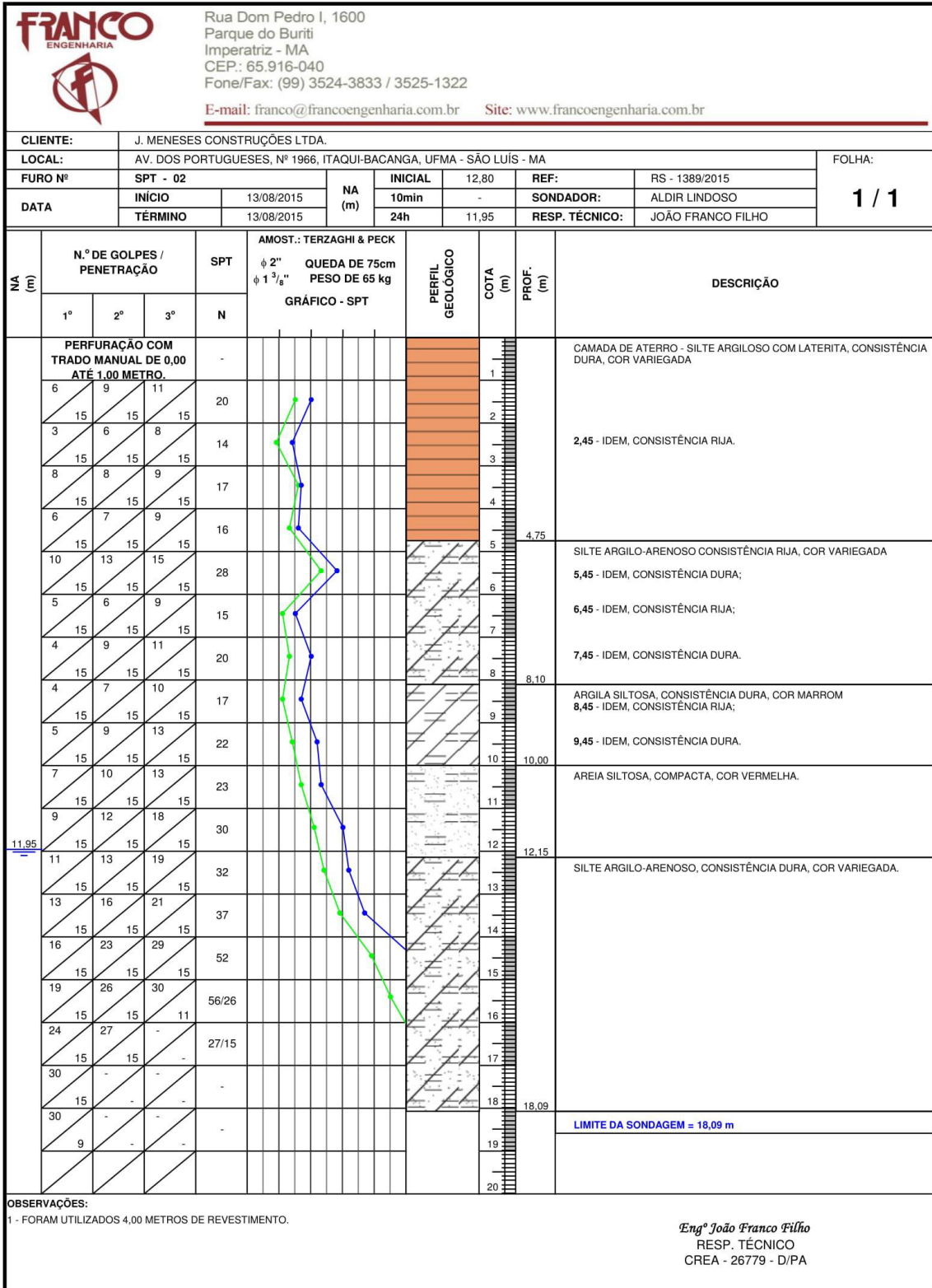
SILVA, João Paulo Moreira. *Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes*. Porto (Portugal): Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011. (Dissertação de Mestrado)

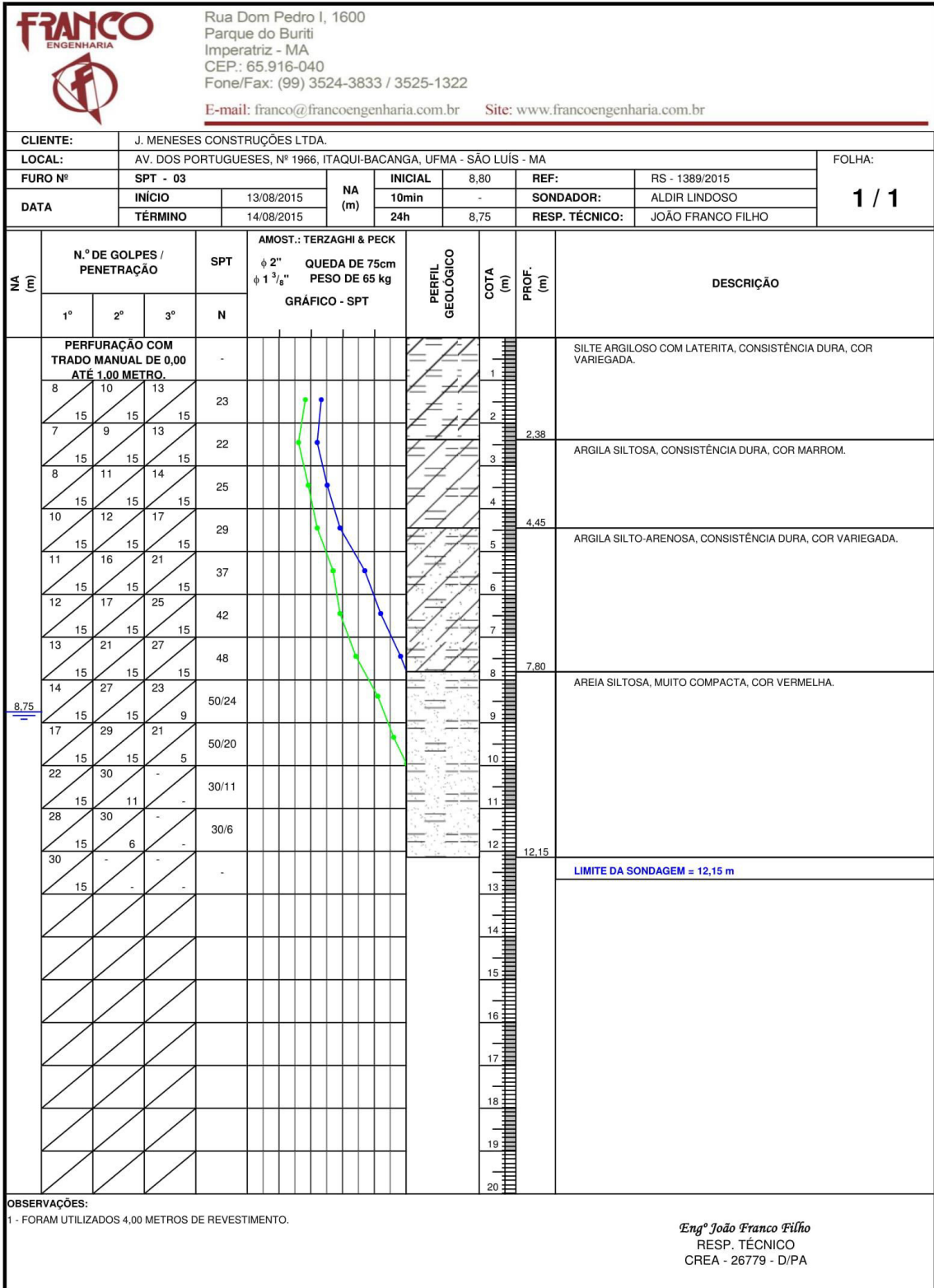
TURCARELLI, Tomaz. *Aspectos de projeto, execução e comportamento de cortinas atirantadas*. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, 2013. (Trabalho de Conclusão de Curso)

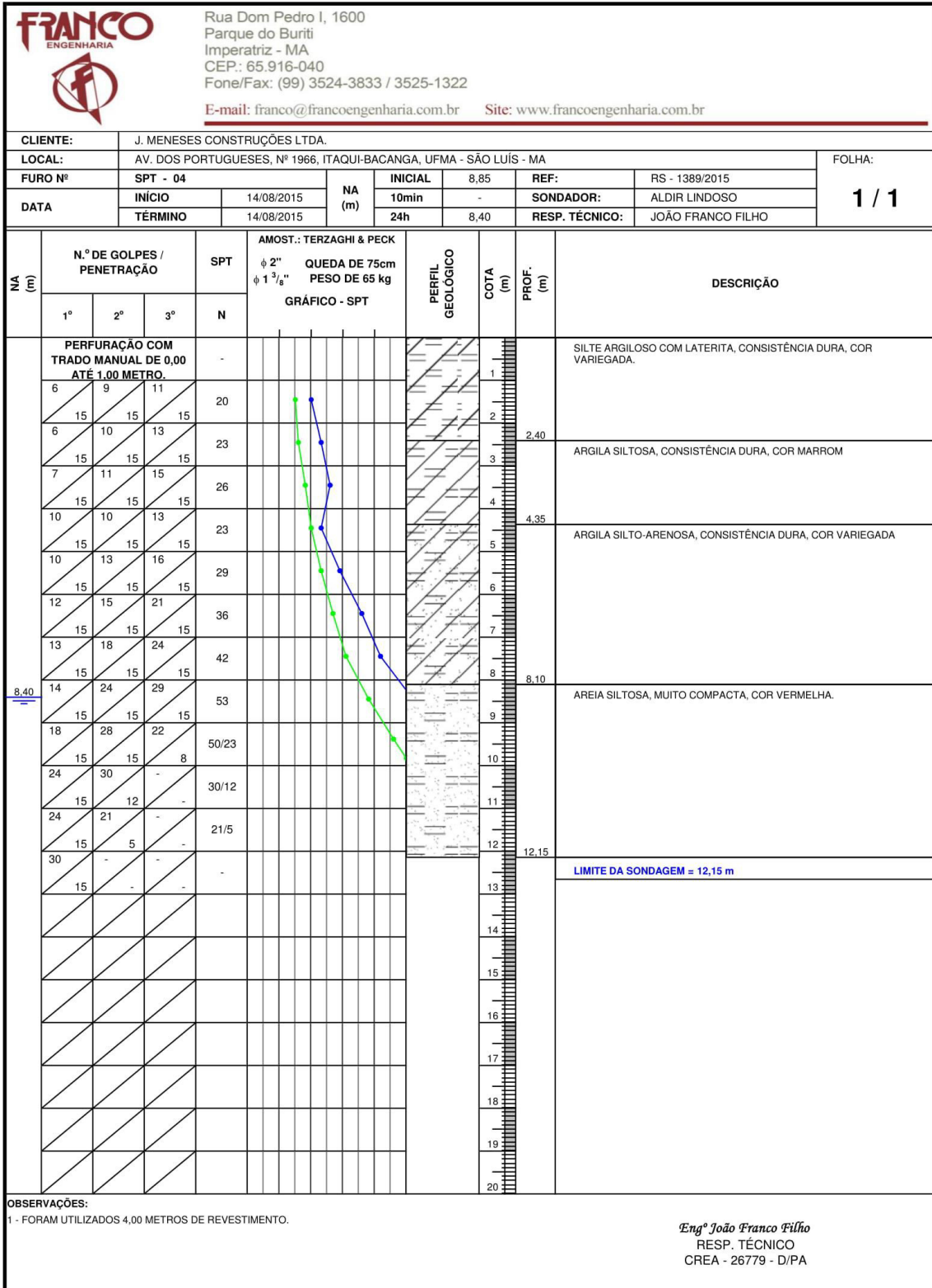
VILAR, Orencio Monje; BUENO, Benedito de Souza. *Mecânica dos Solos Volume II*. Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, 1980.

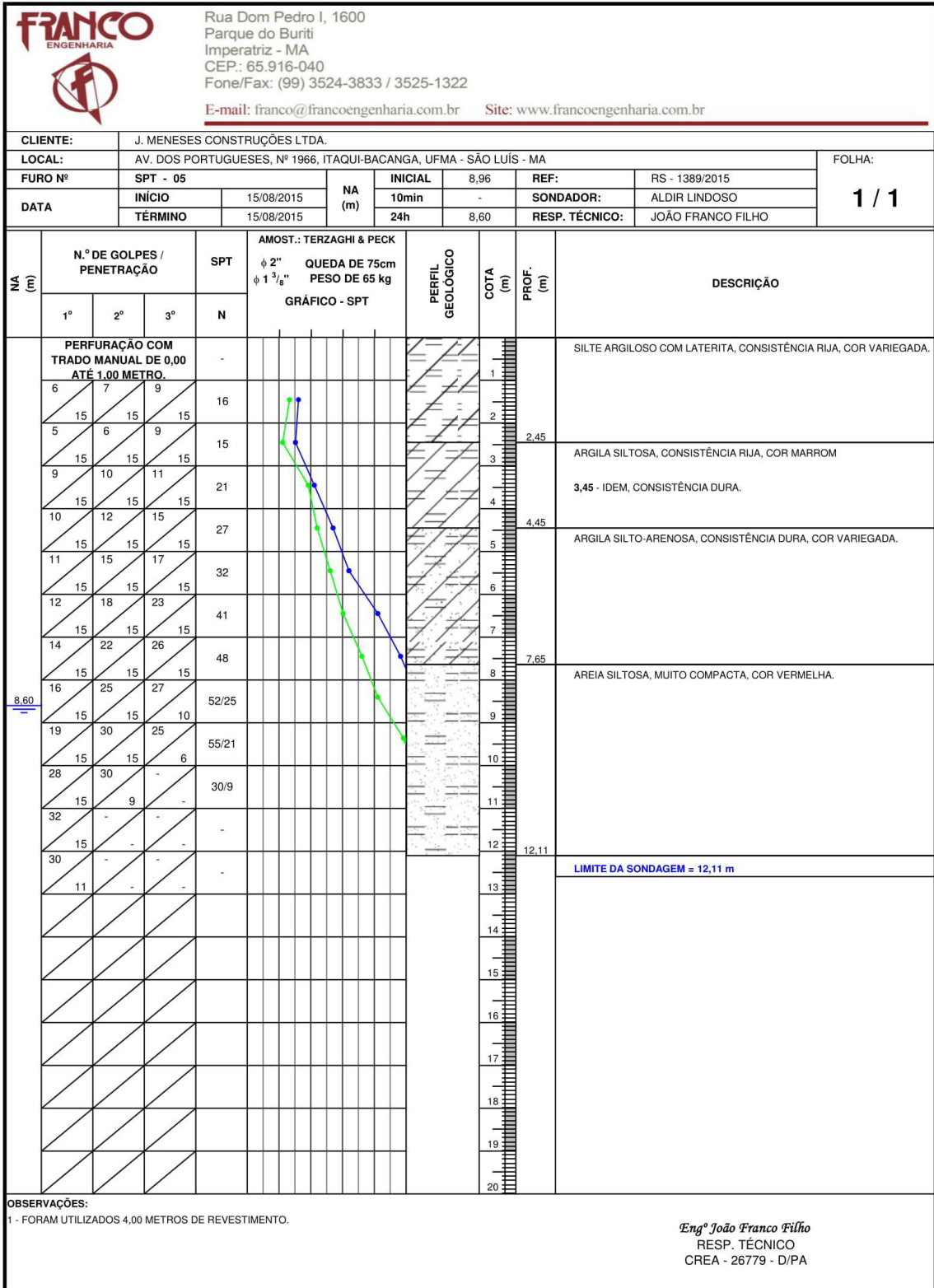
ANEXO A
(Relatórios de sondagem)







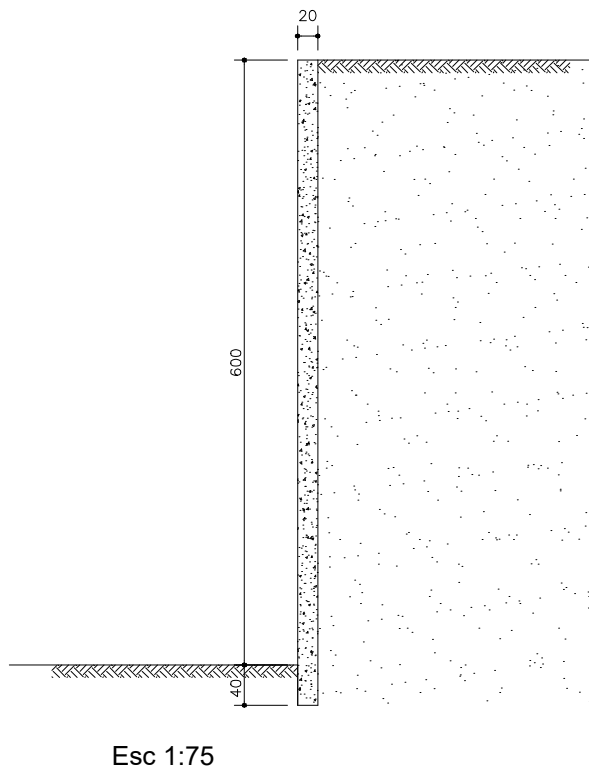




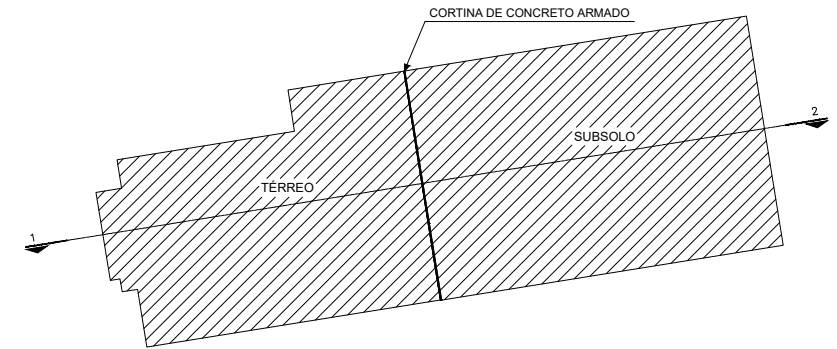
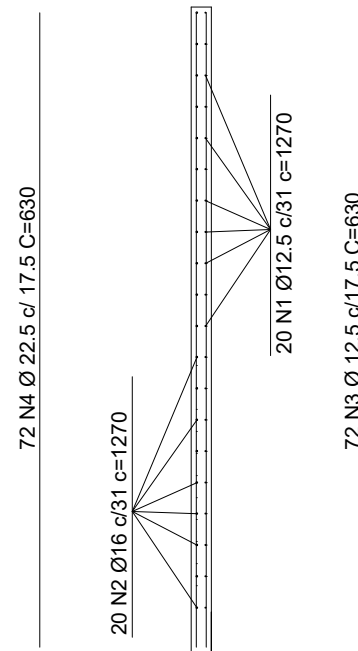
ANEXO B

(Esboço do detalhamento do painel de concreto armado)

Corte 1-2



Painel (x 12,80m)



QUADRO DE FERROS			
Posição	Bit.Ø (mm)	Quant.	Comp. unitário (cm)
1	12.5	20	1270
2	16	20	1270
3	12.5	72	630
4	22.5	72	630



UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO- ENGENHARIA CIVIL

Detalhamento do painel de concreto armado

Amanda Morais de Oliveira

Escala indicada