

ESTUDO DE CASO DO SISTEMA DE CONTENÇÃO DE UMA ESTAÇÃO DO METRÔ

Emanuel Soares de Oliveira Pinelli – emanuelpinelli@gmail.com

Felipe Pereira da Silva – felipe.fe.l@hotmail.com

Lucas de Sales Pereira – lucas.lsp6@gmail.com

Marlon Peixoto Pereira – marlonp.peixoto@gmail.com

Alberto Alonso Lazaro (Orientador) – alberto.alonso@mackenzie.br

RESUMO

O presente trabalho teve por objetivo elaborar uma retroanálise referente a um sistema de contenção de uma das obras da estação Vila Sônia. O estudo foi baseado em uma memória de cálculo disponibilizada pela Companhia do Metropolitano de São Paulo, com foco na análise de dois elementos em específico: paredes diafragma e tirantes. Através do material utilizado na revisão da literatura, foi possível entender o procedimento como um todo de ambos processos mencionados, desde a finalidade até a funcionalidade e o método executivo. Já com as informações disponibilizadas dentro da memória de cálculo, se viabilizou a caracterização dos softwares utilizados, a determinação dos parâmetros de solo, que foram modelados utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, o cálculo dos empuxos ativos e passivos atuantes na parede e montagem de um modelo para processamento utilizando o Ftool. Deste modelo, com análises numéricas bidimensionais, foram estabelecidas as reações solicitadas nos tirantes e nos nós do trecho enterrado da parede, apresentando o dimensionamento das estruturas de contenção e a análise do comportamento tensão-deformação. Levando em consideração os dados disponibilizados pela companhia, e as premissas adotadas para escolha dos parâmetros do solo que foram utilizados dentro do Ftool, foi viável a representação de um modelo do qual foi obtido uma conclusão satisfatória, com um fator de segurança acima do estabelecido em norma.

Palavras-chave: Paredes diafragma. Tirantes. Retroanálise. Sistema de contenção. Construção civil.

CASE STUDY OF THE CONTAINMENT SYSTEM OF A SUBWAY STATION

ABSTRACT

The present study was aimed at elaborating a retro-analysis referring to a containment system of one of the construction sites of the Vila Sônia station. The data collected was based on a memorandum of understanding provided by the Companhia do Metropolitano de São Paulo, focusing on the analysis of two specific elements: diaphragm walls and tie rods. Through the material used in the literature

review, it was possible to understand the procedure as a whole, from the purpose to the functionality and the method of execution. By utilizing the information available within the memorandum, it was possible to characterize the software used in the original project, determine the soil parameters, which were modeled using the Mohr-Coulomb constitutive model, the calculation of active and passive thrusts acting on the wall and the assembly of a model for processing using the Ftool software. From the data extracted with the software, by method of two-dimensional numerical analysis, the reactions were established in the ties and nodes of the buried section of the wall, presenting the proportions of the containment structures, and analysis of the stress-strain behavior. Taking into account the data provided by the company, and the assumptions adopted on the soil parameters that were used within the Ftool, it was possible to represent a model from which a satisfactory conclusion was reached, with a safety factor above the standard established.

Keywords: Diaphragm walls. Tie rods. Retro-analysis. Containment system. Construction.

1 INTRODUÇÃO

No desenvolvimento das cidades atuais o meio de transporte subterrâneo representa papel fundamental na concretização de uma cidade moderna. A cidade de São Paulo não obstante a esse desenvolvimento, e com a construção de sua rede de metrô, se utiliza inúmeras vezes de estruturas de contenção como a apresentada nesta pesquisa na realização de suas obras subterrâneas.

Estas estruturas são frequentemente realizadas em zonas urbanizadas, portanto deve-se atentar aos efeitos em edifícios vizinhos à implantação. No entanto, o mais importante é a interação geotécnica entre solo e a contenção escolhida, que tem como objetivo suportar os empuxos de terra ocasionados pela grande movimentação de terra dessas obras ou por sobrecargas ocasionais. A necessidade de executar as contenções, ou ao menos de limitar a escavação por taludes, é evidente: a segurança (JOPPERT JUNIOR, 2007).

Nos centros urbanos uma prática usual é a implantação de paredes diafragma associadas a tirantes. A parede consiste na execução de painéis de concreto armado ou não, de uma mistura de cimento, bentonita e água (*coulis*), de profundidade e espessuras variáveis formando uma cortina (CUNHA, 2009).

O objetivo deste trabalho é apresentar a memória de cálculo de uma obra de contenção para uma estação do metrô da cidade de São Paulo, com foco na análise de parede diafragma e tirantes, destacando os aspectos inovadores adotados no projeto.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 PAREDE DIAFRAGMA

O escoramento do solo é composto em uma forma geral por elementos como paredes, longarinas, estroncas e tirantes de acordo com Ranzini e Negro Jr. (1998, p.505), destes citados alguns

podem ser suprimidos dependendo do método adotado. Segundo Ranzini e Negro Jr. (1998, p.508) o conceito básico de qualquer escoramento é que ele deve, “tanto quanto possível, suprir o confinamento dado pelo próprio solo antes da escavação isto é, deve ser capaz de impedir deslocamentos laterais além dos que ocorrem inevitavelmente, no intervalo de tempo que decorre entre a escavação e a instalação do escoramento”. Por esse motivo pode-se dizer que existem duas leis que regem a execução de um escoramento: primeiro deve-se executá-lo da forma mais rápida possível, visto que os deslocamentos laterais evoluem com o tempo, e em segundo lugar, deve-se evitar qualquer espaço entre o maciço escorado e a parede do escoramento, fazendo com que o solo a montante do escoramento mantenha suas características naturais.

De acordo com Marzionna *et al* (1998, p. 573) a concepção da parede-diafragma foi elaborada no ano de 1938 em Milão, Itália, por C. Veder e Marconi e “consiste na execução de painéis de concreto armado ou não, de uma mistura de cimento, bentonita e água (*coulis*), de profundidade e espessuras variáveis formando uma cortina”. A parede-diafragma foi introduzida no Brasil na década de 50 e desde então vem sendo amplamente utilizada, pois a sua chegada revolucionou a Engenharia de Fundações, já que este método de escoramento pode ser utilizado em qualquer tipo de solo, abaixo ou acima do nível do lençol freático, com segurança e economia, além de não produzir vibrações e não alterar o terreno adjacente, o que permite por exemplo fazer escavações profundas junto a edificações existentes. Em associação aos tirantes as paredes-diafragmas ganham mais opções de utilização e ganham muito na segurança, sendo amplamente utilizada no Brasil.

A parede diafragma escavada é estabilizada com lama bentonítica ou polimérica, e é utilizada em situações em que a escavação de uma obra intercepta um lençol freático e/ou materiais arenosos. O seu objetivo é impedir que o fluxo de água entre na obra, eliminando a necessidade de rebaixamento do lençol freático nas regiões anexas à escavação e também melhorando a estabilidade dos solos presentes no interior da obra (JOPPERT JUNIOR, 2007).

A execução de uma parede-diafragma é praticamente igual, independentemente do tipo utilizado como será visto a seguir, e consiste na seguinte sequência de acordo com Marzionna *et al* (1998, p. 573):

- a) Execução da mureta-guia, que servirá para definir o perímetro da obra e guia para a ferramenta de escavação *clam-shell*;
- b) Escavação com simultâneo preenchimento com lama bentonítica até a profundidade do projeto;
- c) Colocação da chapa-junta. As juntas entre painéis são “juntas secas” do tipo macho/fêmea, que são colocados na extremidade dos painéis antes da concretagem;
- d) Colocação da armadura;

- e) Concretagem submersa. O concreto é lançado no fundo da escavação através dos tubos de concretagem chamados de tremonha. À medida que o concreto sobe, o tubo tremonha, que deve ter sua extremidade sempre imersa no concreto, vai também sendo levantado;
- f) Retirada da chapa-junta, que deverá acontecer assim que se iniciar a pega do concreto.

Para a realização da escavação a ferramenta *clam-shell* é utilizada e gera uma abertura de cavas retangulares de espessura variável entre 30 cm e 120 cm e largura de 2,50 m a 3,20 m (JOPPERT JUNIOR, 2007), ela possui duas conchas ou mandíbulas na extremidade inferior que se fecham para escavar, por acionamento hidráulico ou mecânico, suspensa por cabos de aço ou acopladas a barras “*Kelly*” (ABEF, 2012).

Juntamente com a escavação há o preenchimento simultâneo da vala com lama bentonítica, ou polimérica, que tem a função de estabilizar o terreno evitando que o solo se desloque e feche a vala. Esta lama é mais densa que a água e possui uma propriedade conhecida como tixotropia, quando parada ela se comporta como um gel e quando movimentada se comporta como um líquido, que forma ao longo das paredes da escavação uma película impermeabilizante chamada de *cake*.

2.2 TIRANTES

2.2.1 Conceito

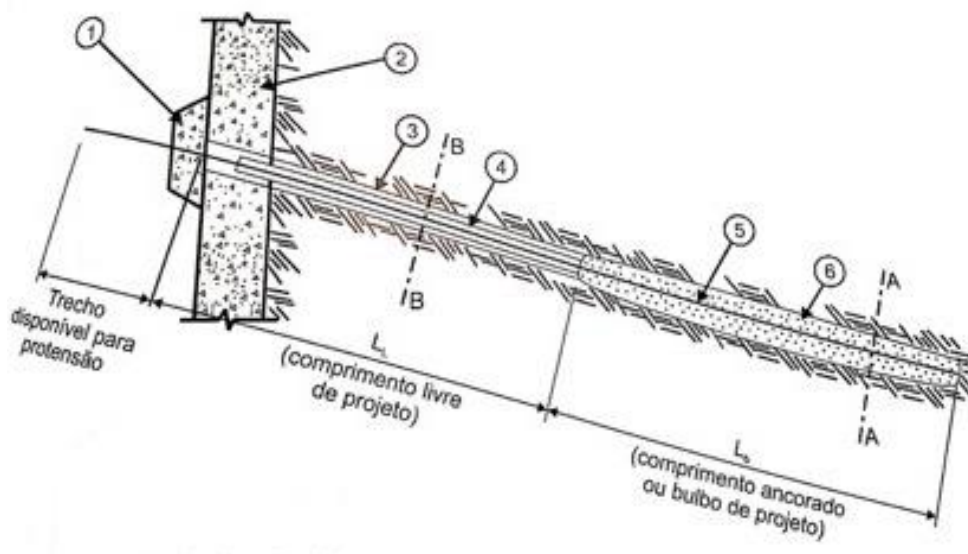
Os tirantes são elementos estruturais que na sua concepção são calculados e dimensionados para trabalharem à tração. Através de perfuração no terreno que eles são implantados, por meio de injeções de nata de cimento são consolidados para que finalmente se possa fazer a protensão.

São amplamente utilizados em obras de contenções, graças a sua capacidade de absorção dos esforços horizontais vindos do empuxo do solo, mas também podem ser utilizados na vertical como lajes de supressão, onde absorvem esforços de empuxo hidrostático em obras submersas.

2.2.2 Definições

Serão aplicadas as definições encontradas na NBR 5629 (ABNT, 2006), verificadas na Figura 1, exemplificando as partes constituintes dos tirantes.

Figura 1 – Características básicas de alguns tipos de tirantes



1 - Cabeça do tirante; 2 - Estrutura de reação; 3 - Perfuração do terreno; 4 - Bainha coletiva; 5 - Aço, fibra, etc; 6 - Bulbo de ancoragem.

Fonte: (ABEF, 2012)

2.2.3 Tipos de tirantes

Os tirantes em sua grande maioria são compostos de aço, em forma de fios, cordoalhas, barras maciças e tubos metálicos vazados, dentre os principais podem ser mencionados: tirantes de monobarra; tirantes de fios e cordoalhas; tirantes tubulares auto injetáveis.

Para a instalação do tirante é necessária a execução de um furo; desta forma se torna possível a inserção do elemento estrutural no solo.

Quanto à perfuração do solo há três diferentes maneiras de executá-lo:

- Equipamento manual;
- Equipamento mecânico (com auxílio de água ou ar comprimido);
- simultaneamente à instalação do elemento estrutural (tirantes auto injetáveis).

2.2.4 Tratamento nos tirantes

Independentemente do tipo de tirante utilizado, antes da explicação sobre a metodologia executiva, é importante ressaltar que o início da instalação se dá por um tratamento prévio contra corrosão em função da agressividade do meio a ser instalado, atendendo as especificações da Norma NBR-5629 e passando por um processo de limpeza prévia do aço para se tirar possíveis oxidações e também uma pintura de proteção anticorrosiva.

A agressividade e o tipo de tirante (provisório ou permanente), por si acabam influenciando a classe de tratamento de proteção executada, sendo essas classes divididas em três categorias.

2.2.5 Metodologia executiva

A execução de tirantes com injeção posterior pode ser dividida e listada em seis etapas: Montagem; Perfuração; Instalação e injeção da bainha; Injeção do Bulbo; Protensão; Preparo da cabeça de proteção.

A montagem é feita de acordo com o projeto no que se refere a composição (quantidade de fios ou cordoalhas), comprimento livre, trecho ancorado e proteção contra corrosão.

Nesta fase da obra, já se iniciaram as escavações da vala, conforme Figura 2 a esquerda, com isso para se manter a estabilidade da escavação e conforme previsto em projeto serão instalados tirantes, em diversas linhas, com altura pré-determinadas em projeto, então toda vez que uma altura dessa é alcançada, como na Figura 2 a direita, se iniciam a seguinte sequência executiva:

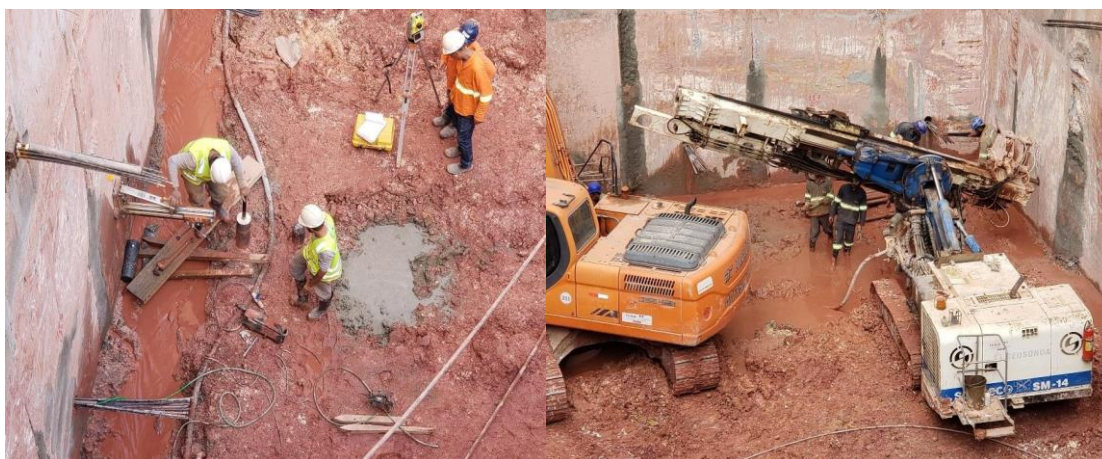
Figura 2 – Etapas de escavação da vala e perfuração das paredes diafragmas



Fonte: Autores.

A perfuração do solo, e da parede diafragma, no diâmetro e comprimento definido pelo projetista geotécnico, deverá ser feita com auxílio de equipamento manual (serra copo), mecânico (perfuratriz) e com circulação de água, devido à resistência e estabilidade de onde está se realizando o furo, conforme a Figura 3 a seguir:

Figura 3 – Perfuração com equipamento manual e mecânico



Fonte: Autores.

Após execução dos furos é feita a introdução do tirante e posterior preenchimento com nata de cimento mais água, entre o fator 0,55 e 0,50 na relação água-cimento. Se deve cobrir as cordoalhas, no trecho livre, executando a bainha, evitando que o aço adira a nata, para que seja feita a posterior protensão.

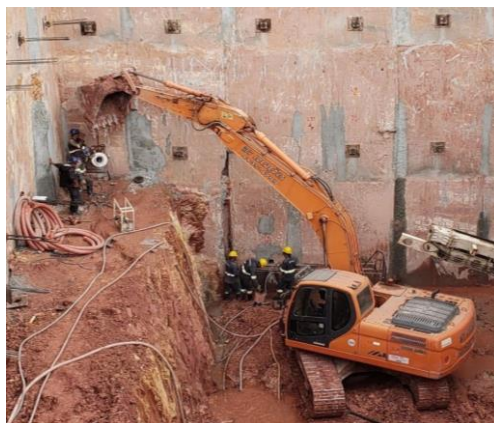
Após a execução da bainha e do trecho livre, é feita sob pressão a injeção de nata de cimento por meio de mangueira e um bico de injeção, esses com perfurações laterais, que deve ser posicionado em cada válvula manchete, que são espaçadas geralmente a 50 centímetros.

A quantidade de cimento para cada manchete geralmente adotada é a de meio saco de cimento por manchete, por fase de injeção, e pressão mínimas de 20 kg/cm² e máxima de abertura das manchetes de 60 kg/cm².

O executor e o consultor geotécnico são capazes de determinar a quantidade de injeções necessárias, e quando foram atendidas as especificações de projeto.

A protensão, como na Figura 4, é feita sete dias após a última fase de injeção, em casos de cimento comum, ou quatro dias caso seja utilizado cimento de Alta Resistência Inicial (ARI).

Figura 4 – Protensão do tirante



Fonte: Autores.

2.2.6 Ensaios

Há uma série de ensaios a serem executados, com especificações dentro também da Norma NBR 5629 (ABNT, 2006): Protensão: ensaio no qual é verificada a capacidade de carga de cada tirante, aplicando forças de longa duração; Qualificação: ensaio realizado para verificar se o tipo de tirante é adequado ao solo empregado; Recebimento: ensaio para controle da capacidade de carga de todos os tirantes da obra.

Após os ensaios então é permitida a ancoragem, com placas de aço inclinadas, em caráter definitivo do tirante e preparação do bloco de proteção da cabeça do tirante, onde se injeta nata de cimento por um tubo até que ele extravase pelo segundo, assim há menor chance de falha, como vazios, na concretagem.

3 METODOLOGIA

O presente estudo tem como intuito apresentar um memorial de cálculo de um sistema de contenção, sendo paredes diafragma e tirantes inseridos no meio urbano.

Através do material utilizado na revisão de literatura foi possível entender o procedimento como um todo, dos dois processos mencionados, desde a finalidade até o método executivo de ambos.

O memorial apresentado neste trabalho foi baseado em estudos, projetos e memoriais de cálculo de um sistema de contenção para uma estação do metrô.

Nos memoriais de cálculo disponibilizados pelo Metrô (Metrô, 2012), desenvolvidos pela Bureau e utilizados pelo grupo, havia estudos de caracterização do solo, profundidade do lençol freático, dados esses que serviram para especificar as condicionantes.

Para o dimensionamento das estruturas de contenção e análise do comportamento tensão-deformação, foram realizadas análises numéricas bidimensionais através do programa Ftool, os solos foram modelados utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.

No memorial de cálculo utilizado como base, o dimensionamento cujo sistema de contenção são paredes-diafragma contidas por tirantes pré-tensionados e revestimento secundário, foram realizadas análises numéricas bidimensionais de meio contínuo utilizando-se o método dos elementos finitos implementado no programa Plaxis.

O dimensionamento da armação dos elementos estruturais foi baseado nos esforços resultantes das análises numéricas.

O Ftool foi adotado nessa situação por ser um software gratuito e educacional, que foi utilizado durante a graduação para análise estrutural. Com ele pôde-se fazer um protótipo simplificado da parede sob as ações de diferentes cargas ativas e passivas.

O Plaxis foi adotado pelo Metrô por ser um software de elementos finitos voltado ao caráter geotécnico da questão, assim como estabilidade e fluxo de água. Os procedimentos de entrada permitem que os seus recursos de saída forneçam uma apresentação detalhada dos resultados computacionais. Mas ele não é o único nesse ramo, havendo uma lista de outros softwares, que procuram um diferencial para se sobressaírem, como o GEO5 (GEO5, 2019) que tem grande força no país nesse ramo, contando com diversos programas em inúmeras áreas, como estabilidade de taludes, muros, estacas, sapatas e também contenções.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOFTWARES

Ao se estudar o projeto de contenção desta estação de metrô, pôde-se observar que foi utilizada de muita tecnologia e inovação para garantir-se um projeto com alto grau de segurança. Em projetos de grandes dimensões, devem-se analisar muitas variáveis, dos diferentes tipos de solos, aos meios

urbanos onde está localizada a obra, e observar as alternativas para que se possa encontrar a melhor solução. Para que isso seja possível é necessária a utilização de algumas ferramentas para auxiliar os engenheiros a tomarem as decisões corretas, dentre estas ferramentas existem os softwares, que estão cada vez mais presentes na concepção de projetos

Nos projetos de estações de metrô com grande movimentação de terra e grandes obras de contenção, existem alguns softwares que auxiliam no estudo da interação entre o solo natural e as futuras construções, entre as várias opções, vale destacar os seguintes softwares, que foram utilizados no projeto do sistema de contenção da estação de metrô ou em nosso estudo, são eles: Plaxis, Slide, GEO5 e Ftool.

4.1.1 Plaxis

A Plaxis é atualmente a líder mundial no mercado de softwares voltados a engenharia geotécnica, oferecendo os seus produtos a mais de 100 países.

No Plaxis 3D é possível fazer análises tridimensionais de deformação e estabilidade em engenharia e mecânica de rochas, através de métodos finitos. É possível criar um ambiente semelhante ao do projeto, podendo simular a abertura de túneis, escavações, aterros, fundações, mineração entre outros (PLAXIS, 2019).

4.1.2 Slide

O software Rocscience Slide é o mais abrangente e completo para análise de estabilidade de encostas. Pode-se analisar elementos finitos, águas subterrâneas e infiltração, levantamentos rápidos com sensibilidade são feitos com análises probabilísticas e projetos de apoio. São aceitos todos os tipos de solos, rochas, encostas, aterros, barragens de terra e muros de contenção, e através dos desenhos CAD é possível criar e editar modelos complexos com facilidade (ROCSCIENCE, 2020).

4.1.3 Geo5

O GEO5 é um pacote de programas que fornece a solução para a maioria dos problemas geotécnicos. Análise de estabilidade de taludes, rochas e muros de solo reforçado, fundações rasas, tuneis e poços, escavações e contenções, estudos geológicos e geotécnicos, muros e gabiões, assentamentos e sondagem do solo. O grande diferencial é a comparação de duas soluções independentes e como cada programa resolve um determinado problema, a aparência intuitiva e prática, tornando-os de fácil utilização (GEO5, 2019).

4.1.4 Ftool

O software Ftool foi desenvolvido na década de 90 por estudantes e professores da PUC-Rio, sendo um software gratuito e educacional, para análise estrutural e de pórticos planos. O seu principal

objetivo é a prototipagem simples e eficiente de estruturas diversas permitindo aos estudantes verificar os comportamentos das diferentes estruturas sob a ação das mais variadas cargas.

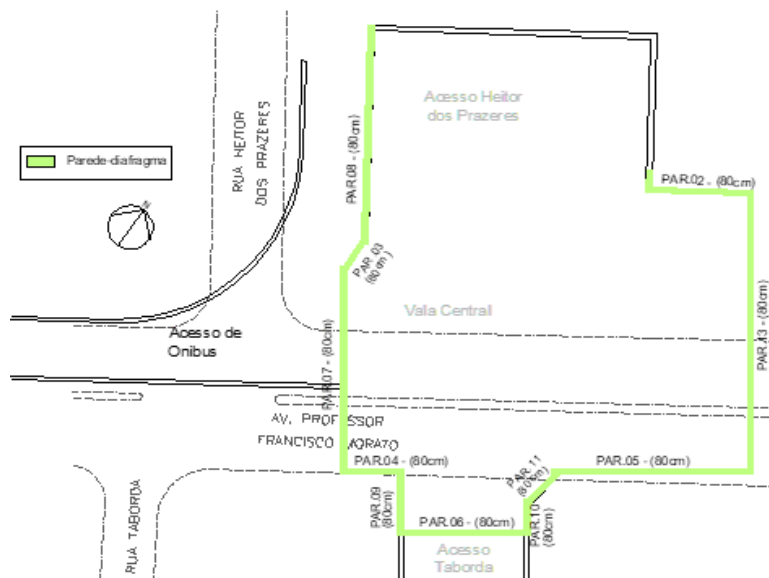
O Ftool é capaz de fazer desde análises com resultados simples até diagramas de esforços internos e deformadas, podendo mostrar as linhas de influência em qualquer ponto da estrutura, além das envoltórias de diferentes trens-tipo (FTOOL, 2020).

4.2 DIMENSIONAMENTO DAS CARGAS DOS TIRANTES COM A UTILIZAÇÃO DO FTOOL

4.2.1 Situação da obra

Foi realizada uma simulação numérica pelo Ftool de uma parede diafragma com os parâmetros de acordo com a composição do terreno. Na Figura 5 a seguir está apresentada a locação das paredes diafragmas em estudo.

Figura 5 – Locação das paredes diafragmas em estudo.

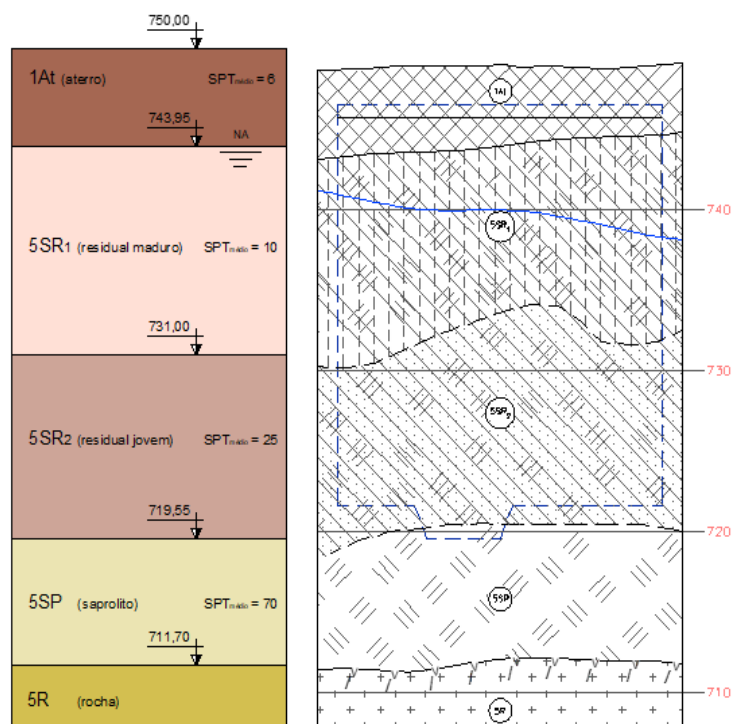


Fonte: Metrô (2012)

4.2.2 Geologia Local

Segundo relatório do Metrô, após estudo de todo traçado da linha 4, próximo especificamente da Estação Vila Sônia as sondagens apresentaram as seguintes principais unidades litológicas, aterro, embasamento cristalino, solo residual maduro (5SR1), solo residual jovem (5SR2), saprólito (5SP), rocha gnáissica (5R), conforme especificado na Figura 6 abaixo.

Figura 6 – Seção de projeto comparada ao perfil simplificado do maciço



Fonte: Metrô (2012)

Depois do conhecimento de todas as camadas foram adotados os seguintes parâmetros do solo e parâmetros elásticos do solo apresentados nas Tabela 1 e Tabela 2 a seguir:

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos adotados no dimensionamento.

Unidade Litológica	Solo	SPT	Y (kN/m ³)	Ei Mpa	c' (kPa)	Fi°	Ko	K (cm/s)
1At	SArg e ArgSilt	6	18	25	10	25	0,58	1,0E-04
5SR1	SArg	10	19	60	42	25	1,8	1,0E-05
5SR2	SArg	25	20,5	100	37	26	1,8	1,0E-05
5SP	SAren	70	21	140	54	30	1,8	1,0E-04
5R	Rocha	-	27	2000	200	40	1,8	1,0E-03

Fonte: Metrô (2012)

Tabela 2 – Parâmetros elásticos dos solos do trecho enterrado.

Unidade litológica	Classificação	Kh1 kN/m ³	m kN/m ⁴
5SR2	Solo residual jovem Silte arenoso	23200	2000
5SP	Saprólito Solo heterogêneo silto-arenoso	29000	3000

Fonte: Velloso e Lopes (1996)

4.2.3 Formulário

Para o desenvolvimento referente às cargas ativas e passivas foram utilizadas as seguintes fórmulas:

$$\sigma_v = q + \sum Y_i \times \Delta z_i \quad (1)$$

$$\sigma_{h.a} = \sigma_v \cdot K_a - c \cdot 2 \cdot K_a^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

$$E_a = \sigma_{h.a} \cdot L \quad (3)$$

$$\sigma_{h.p} = \sigma_v \cdot K_a + c \cdot 2 \cdot K_p^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

$$K_p = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \quad (5)$$

$$K_a = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \quad (6)$$

$$\sigma_{h.p.r} = \frac{\sigma_{h.p}}{1,5} \quad (7)$$

$$E_p = \sigma_{h.p.r} \cdot L \quad (8)$$

$$K_h = K_{h_1} + m \cdot z \quad (9)$$

$$K_{mola} = K_h \cdot S \quad (10)$$

Sendo:

$\sigma_v =$ Tensão vertical efetiva $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$

$q =$ sobrecarga (kN/m^2)

$Y_i =$ Peso específico do solo na camada $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$

$\Delta z_i =$ Espessura do solo na camada (m)

$\sigma_{h.a} =$ tensão horizontal efetiva no estado ativo (kN/m^2)

$K_a =$ Coeficiente de empuxo no estado ativo

$E_a =$ Empuxo ativo na lamela $\left(\frac{kN}{m}\right)$

$L =$ Largura da lamela

$\sigma_{h.p} =$ Tensão Horizontal efetiva no estado passivo (kN/m^2)

$\sigma_{h.p,r} =$ Tensão horizontal reduzida no estado passivo (kN/m^2)

$E_p =$ Empuxo passivo reduzido na lamela $\left(\frac{kN}{m}\right)$

$K_h = \text{Coeficiente de recalque horizontal } \left(\frac{kN}{m^3}\right)$

$K_{h_1} = \text{Coeficiente de recalque da fração argilosa } \left(\frac{kN}{m^3}\right)$

$m = \text{Módulo de proporcionalidade do coeficiente de recalque horizontal da fração arenosa } \left(\frac{kN}{m^3}\right)$

$z = \text{Profundidade do ponto analisado (m)}$

$S = \text{Área representada pelo nó no ponto analisado (m}^2\text{)}$

$K_{mola} = \text{Coeficiente de mola (kN/m)}$

4.2.4 Especificações: parede diafragma e tirantes

As paredes do trecho apresentado têm as seguintes dimensões e características:

- Espessura: 0,80 m
- Resistência: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidade: $E = 26,1 \text{ GPa}$

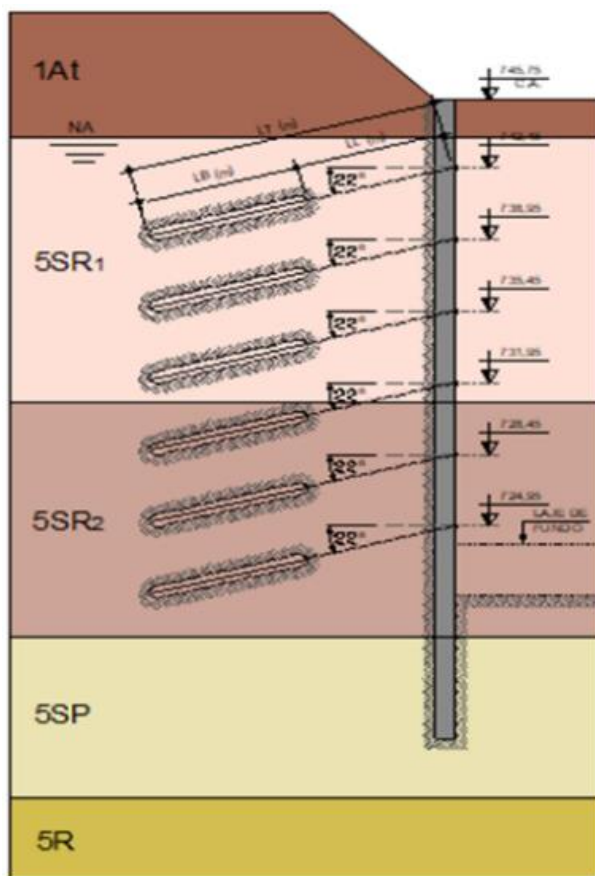
E a partir dos dados levantados anteriormente, foi estimada e calculada uma cortina de tirantes para resistir ao empuxo ativo do solo, composto de 6 linhas em níveis pré-estabelecidos espaçados lateralmente em torno de 2,5 metros, e espaçados em altura por volta de 3,5 metros. As informações dos parâmetros dos tirantes estão apresentadas na Tabela 3, a seguir. A figura 7 apresenta um corte esquemático da parede.

Tabela 3 – Parâmetros dos tirantes.

Nível	Cota	Carga (kN)	nº cabos	A (mm ²)	E (GPa)	EA (kN)
1	742,45	600	6	592	197,50	116,9 E+03
2	738,95	800	8	790	197,50	156,0 E+03
3	735,45	1000	10	987	197,50	194,9 E+03
4	731,95	1000	10	987	197,50	194,9 E+03
5	727,45	1000	10	987	197,50	194,9 E+03
6	724,95	800	8	790	197,50	156,0 E+03

Fonte: Metrô (2012)

Figura 7 – Corte esquemático das paredes-diafragma 04, 05, 07 e 13 (C.A. 745,75).

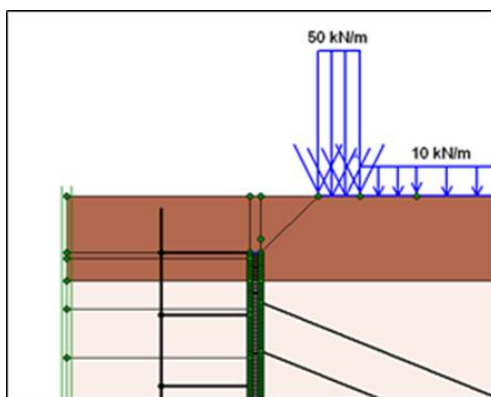


Fonte: Metrô (2012)

4.2.5 Sobrecarga

Seguindo às especificações da norma NC-03 do próprio Metrô-SP, próximo a contenção é simulado a presença de veículos ou do próprio maquinário de escavação, sendo assim há uma sobrecarga distribuída de 50 kN/m de 3 metros de comprimento e no restante uma sobrecarga geral de 10 kN/m uniformemente distribuída. A seguir uma representação das cargas mencionadas anteriormente (Figura 8).

Figura 8 – Sobrecarga de superfície aplicada ao modelo numérico.



Fonte: Metrô (2012)

4.2.6 Empuxos ativos e passivos

Com tudo estabelecido e todas as informações disponíveis, foi possível a confecção de uma tabela resumo de todos os empuxos ativos e passivos, utilizando as fórmulas de tensão horizontal efetiva no estado ativo e empuxo ativo foi possível chegar à Tabela 4, com os resultados do estado ativo nas diferentes cotas de transição dos solos:

Tabela 4 – Estado ativo por lamela.

Estado ativo por lamela			
Considerando a largura horizontal de 2,50 m			
Cota m	Profundidade m	Tensão horizontal kN/m²	Empuxo ativo Ea kN/m
745,35	0,00	-5,4	-13,6
743,95	1,40	4,8	12,0
743,95	1,40	-36,0	-90,0
731,00	14,35	63,9	159,7
731,00	14,35	66,7	166,8
719,55	25,80	158,4	395,9
719,55	25,80	112,3	280,8
714,46	30,89	147,9	369,8

Fonte: Autores

E utilizando as fórmulas de tensão horizontal, tensão horizontal reduzida e de empuxo passivo, com a redução de 1,5 como fator de segurança, foram obtidos os valores do estado passivo das lamelas, apresentados na Tabela 5:

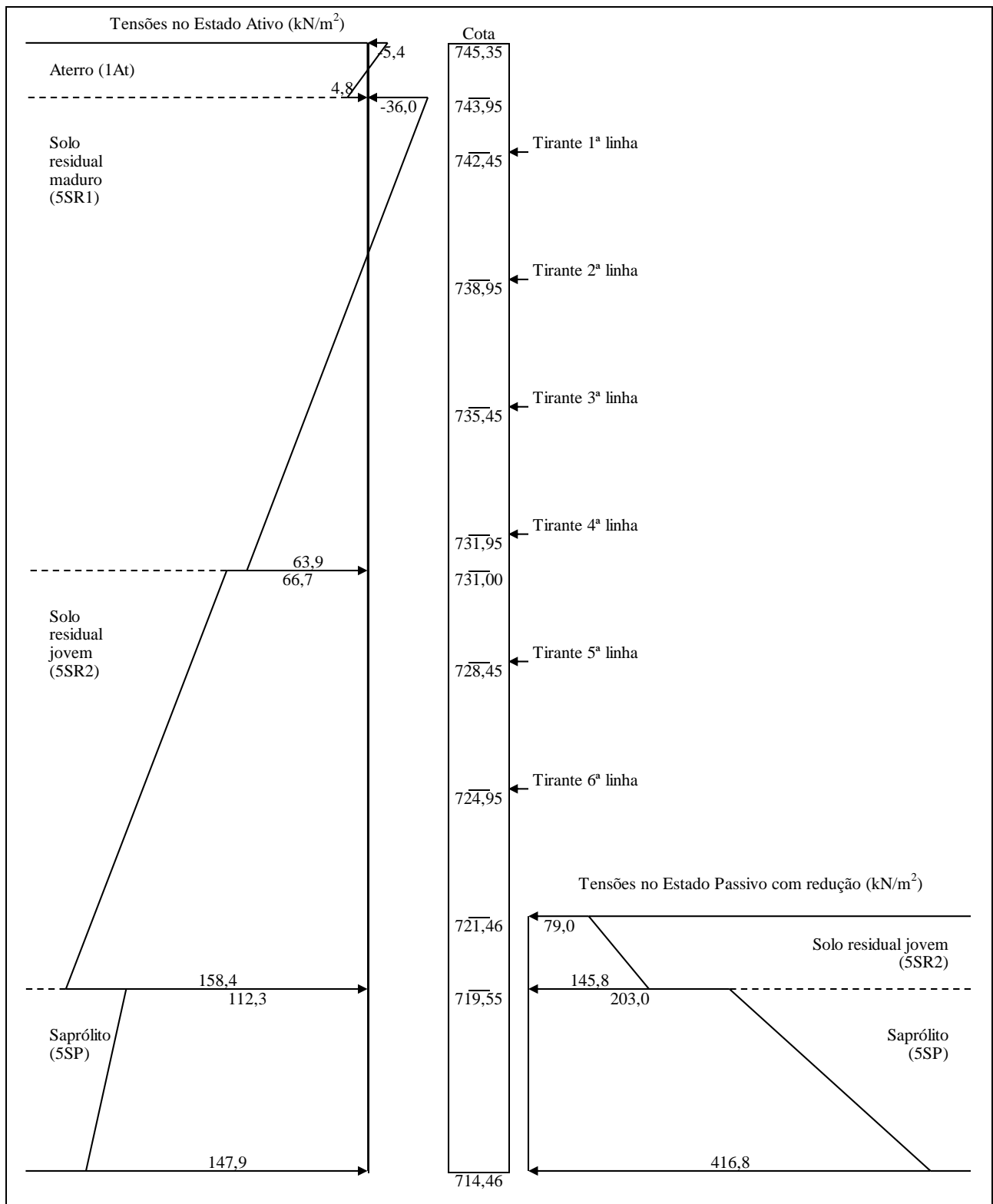
Tabela 5 – Estado passivo por lamela.

Estado passivo com redução de 1,5 (fator de segurança) por lamela				
Considerando a largura horizontal de 2,50 m				
Cota m	Profundidade m	Tensão horizontal kN/m²	Tensão horizontal reduzida kN/m²	Empuxo passivo Ep kN/m
721,46	0,00	118,4	78,9	197,4
719,55	1,91	218,7	145,8	364,5
719,55	1,91	304,5	203,0	507,5
714,46	7,00	625,2	416,8	1042,0

Fonte: Autores

Com elas foi possível também formular a Tabela 6 com o resumo dos carregamentos para o Ftool que permitisse a simulação, assim como foi possível a formulação de um diagrama de empuxos (Figura 9):

Figura 9 – Diagrama de tensões no Estado Ativo e no Estado Passivo com redução na Parede Diafragma com Tirantes Protendidos.



Fonte: Autores

4.2.7 Tabela para carregamento do Ftool

Com os dados organizados também foi possível chegar a uma tabela resumo para facilitar a estruturação do modelo dentro do Ftool:

Tabela 6 – Tabela para carregamento do Ftool

Tabela para carregamento do Ftool						
Ponto notável	Cota m	Y m	Empuxo ativo Ea kN/m	Kmola kN/m	Empuxo passivo Ep kN	Reações Ftool kN
Topo	745,35	23,89	0,0			
Ea = 0	745,19	23,73	0,0			
At1	743,95	22,49	12,0			
5SR1	743,95	22,49	0,0			
Tir 1ª Linha	742,45	20,99	0,0			8,1
Ea = 0	739,29	17,83	0,0			
Tir 2ª Linha	738,95	17,49	6,5			39,3
Tir 3ª Linha	735,45	13,99	74,0			222,1
Tir 4ª Linha	731,95	10,49	141,4			634,9
5SR1	731,00	9,54	159,7			
5SR2	731,00	9,54	166,8			
Tir 5ª Linha	728,45	6,99	217,8			262,7
Tir 6ª Linha	724,95	3,49	287,8			2005,5
Início da Ficha	721,46	0,00	357,7			
Nó	720,96	-0,50	367,7	60500	241,1	244,0
Nó	719,96	-1,50	387,7	65500	328,6	288,1
5SR2	719,55	-1,91	395,9			
5SP	719,55	-1,91	280,8			
Nó	718,96	-2,50	291,1	76925	569,5	342,9
Nó	717,96	-3,50	308,6	84425	674,5	364,9
Nó	716,96	-4,50	326,1	91925	779,5	375,8
Nó	715,96	-5,50	343,6	99425	884,5	379,5
Nó	714,96	-6,50	361,1	106925	989,5	378,6
Fim da cortina	714,46	-7,00	369,8			

Fonte: Autores

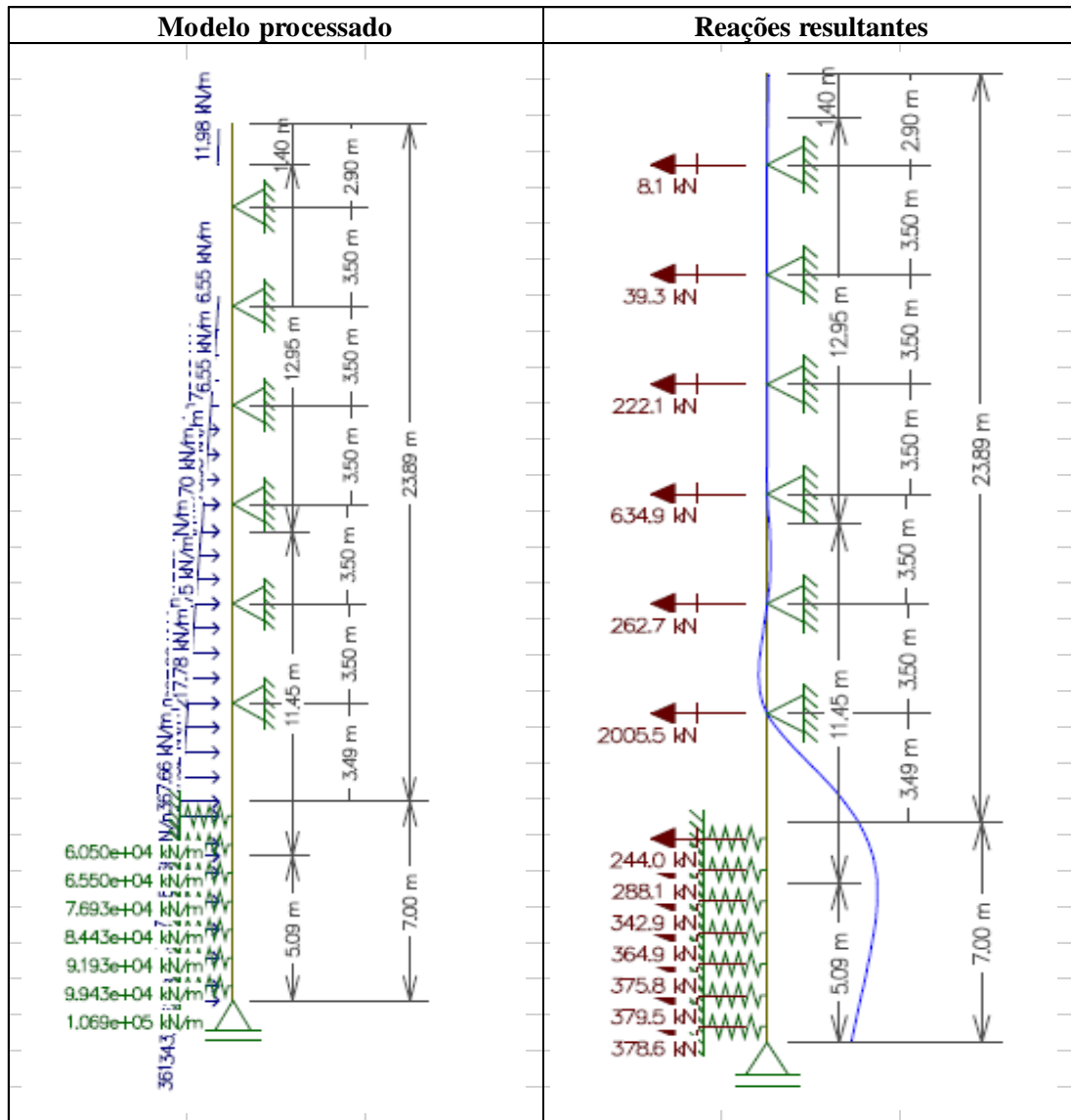
Além disso também foi feita uma discretização do trecho enterrado em 7 zonas de influência com altura de 1,0 metro, onde foi posicionado em cada centro dessa zona de influência um nó.

Na sequência houve a determinação do coeficiente de mola, para os nós desse trecho enterrado, com os parâmetros elásticos dos solos.

4.2.8 Resultados

Após a inserção dos dados do modelo, e depois do seu processamento, foram obtidas as seguintes reações resultantes nos tirantes e nos nós do trecho enterrado da parede. Os diagramas do modelo processado e das reações resultantes estão na Figura 10.

Figura 10 – Diagrama do modelo processado pelo Ftool e das reações resultantes.



Fonte: Autores

Terminada a modelação é possível iniciar as comparações dos empuxos e reações, para ver se são atendidas as necessidades com um fator de segurança favorável, a primeira delas é se fazendo as somatórias de esforços na lamela, para verificar se os tirantes o suportam, na Tabela 7 estão representados os esforços resultantes do empuxo ativo, e na Tabela 8 está representada a somatória dos empuxos passivos:

Tabela 7 – Resultantes do empuxo ativo na lamela

Resultantes do empuxo ativo na lamela					
Cota m	Tensão horizontal no estado ativo kN/m²	Altura da camada H m	Empuxo ativo Ea kN/m	Largura da lamela L m	Empuxo ativo na lamela Ea kN
745,19 At1 743,95	0,0 4,8	1,2	3,0	2,50	7,4
739,29 5SR1 731,00	0,0 63,9	8,3	264,9	2,50	662,2
731,00 5SR2 719,55	66,7 158,4	11,5	525,0	2,50	1312,5
719,55 5SP 714,46	112,3 147,9	5,1	90,6	2,50	226,5
Soma dos empuxos ativos na lamela					2208,6

Fonte: Autores

Tabela 8 – Resultantes do empuxo passivo na lamela

Resultantes do empuxo passivo na lamela					
Cota m	Tensão horizontal reduzida no estado passivo kN/m²	Altura da camada H m	Empuxo passivo Ep kN/m	Largura da lamela L m	Empuxo passivo na lamela Ep kN
721,46 5SR2 719,55	79,0 145,8	1,9	63,8	2,50	159,5
719,55 5SP 714,46	203,0 416,8	5,1	544,1	2,50	1360,3
Soma dos empuxos passivos na lamela					1519,8

Fonte: Autores

Fazendo a somatória tem-se uma soma de esforços positivas na lamela, sendo E_a a soma dos esforços ativos na lamela e E_p a soma dos esforços passivos na lamela, tem-se que a reação dos tirantes na lamela é:

$$R = E_a - E_p = 688,8 \text{ kN}$$

E no projeto tem-se uma soma de cargas na lamela de 4821,4 kN, ficando muito acima do que o exigido no Ftool, sendo uma situação favorável para execução da cortina. A segunda delas é sobre

o trecho de empuxos passivos, onde pode-se comparar o empuxo passivo em cada nó com as reações solicitadas pelo modelo do Ftool (Tabela 9):

Tabela 9 – Comparação entre os empuxos passivos reduzidos calculados e as reações solicitados pelo Ftool

Comparação entre os empuxos passivos reduzidos calculados e as reações solicitadas pelo Ftool				
Profundidade do nó m	Empuxo passivo reduzido calculado kN/m	Zona de influência de cada nó m	Empuxo passivo em cada nó $E_{pn} = E_p \cdot l$ kN	Reações solicitadas pelo Ftool kN
0,00	197,4			
0,50	241,1	1,00	241,1	244,0
1,50	328,6	1,00	328,6	288,1
1,91	364,5			
1,91	507,5			
2,50	569,5	1,00	569,5	342,9
3,50	674,5	1,00	674,5	364,9
4,50	779,5	1,00	779,5	375,8
5,50	884,5	1,00	884,5	379,5
6,50	989,5	1,00	989,5	378,6
7,00	1042,0			
Soma dos empuxos			4467,2	2373,8

Fonte: Autores

É possível afirmar que o trecho tem um fator de segurança aproximado de 1,88, sendo assim, bem favorável, além do trecho enterrado, é possível analisar a carga horizontal dos tirantes em projeto, e a sua reação solicitada pelo Ftool (Tabela 10):

Tabela 10 – Verificação do fator de segurança

Verificação do fator de segurança nas cargas dos tirantes Considerando a largura horizontal de 2,50 m					
Posição do tirante	Cota m	Inclinação (°)	Carga de trabalho kN	Carga horizontal dos tirantes kN	Reação solicitada pelo Ftool kN
1ª Linha	742,45	22	600	556,3	8,1
2ª Linha	738,95	22	800	741,7	39,3
3ª Linha	735,45	22	1000	927,2	222,1
4ª Linha	731,95	22	1000	927,2	634,9
5ª Linha	728,45	22	1000	927,2	262,7
6ª Linha	724,95	22	800	741,7	2005,5
Soma das cargas dos tirantes na lamela				4821,4	3172,6

Fonte: Autores

Assim é possível calcular o fator de segurança dividindo a soma das cargas em projeto, pela soma das reações no Ftool, chegando num valor de 1,52, acima dos 1,50 sendo favorável.

Por fim com os parâmetros disponíveis e a modelação feita no Ftool, foi possível aferir que em toda sua extensão tem-se um fator de segurança acima dos 1,50, sendo assim favorável e possível à sua execução.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O modelo de parede diafragma com cortina de tirantes, montado e processado utilizando o aplicativo Ftool, apresentou resultados satisfatórios, atingindo um fator de segurança de 1,52, resultado maior que 1,5 que é utilizado como fator de segurança mínimo. Apesar da utilização de uma ferramenta estudantil e métodos de cálculo simplificados, foi possível obter resultados positivos e compatíveis, nas devidas proporções, aos resultados apresentados na memória de cálculo do Metrô. Esses resultados apenas corroboram a excelência e segurança do projeto que foi elaborado pelo Metrô, onde mesmo com todas as simplificações utilizadas durante o estudo realizado no trabalho, os resultados obtidos ainda se mostraram a favor da segurança.

REFERÊNCIAS

ABEF (Brasil). Associação Brasileira de Empresas e Engenharia e Geotecnia. **Manual de Execução de Fundações e Geotecnia**. Práticas Recomendadas. São Paulo: Pini, 2012. 500 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006. 32 p.

CONSÓRCIO BUREAU; ENERCONSULT; ARCADIS. **METRÔ - ESTAÇÃO VILA SÔNIA - VALA CENTRAL**: MEMÓRIA DE CÁLCULO DO SISTEMA DE CONTENÇÃO. [S. l.: s. n.], 2012.

CUNHA, João Nuno Vilaverde e. **PROJECTO DE CONTENÇÃO, ESCAVAÇÃO E ESTRUTURAS DE UMA ESTAÇÃO DE METRO**. 2009. 166 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, Universidade do Porto, Porto, 2010. Disponível em: <<http://www.fe.up.pt>>. Acesso em: 09 out. 2019.

Ftool - INSTITUTO TECGRAF/PUC-RIO. **Ftool**. Elaborado por PUC RJ. Disponível em: <https://www.ftool.com.br/Ftool/site/about>. Acesso em: 11 jun. 2020.

GEO5. **Verificação de Contensões**. Disponível em: <<https://www.finesoftware.com.br/software-para-geotecnia/verificacao-de-contencoes/>>. Acesso em: 19 nov. 2019.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios**: Qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo: Pini, 2007. 220 p.

MARZIONNA, Jaime Domingos et al. Concepção de obras de contenção: Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: ABMS / ABEF (São Paulo) (Ed.). **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 15, p. 573-574.

PLAXIS. **Geotechnical Finite Element Analysis Software**. Disponível em: <<https://www.bentley.com/en/products/brands/plaxis>>. Acesso em: 20 nov. 2019.

ROCSCIENCE INC. **SLIDE**. Elaborado por Rocscience. Disponível em: <https://www.rocscience.com>. Acesso em: 11 jun. 2020.

RANZINI, Stelvio M. T.; NEGRO JUNIOR, Arsênio. **Obras de contenção: tipos, métodos construtivos e dificuldades executivas: Estruturas de contenção**. In: ABMS / ABEF (São Paulo) (Ed.). **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 13, p. 505-508.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco Resende. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996. 281p.