Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

PEF3512 – Trabalho de Formatura em Projeto Estrutural e Geotécnico II

CONTENÇÕES DE ESCAVAÇÕES EM REGIÕES URBANAS: AVALIAÇÃO DE SOLUÇÕES PARA DRENAGEM

Grupo:

Nomes	N° USP
Davi Boracini Prates	9351850
Paulo Henrique Omena de Freitas	9350911
Ye da som Park	8503030

Orientador:

Prof. Dr. Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira

São Paulo, dezembro de 2019

AGRADECIMENTOS

Os autores do presente trabalho agradecem:

- Ao professor Dr. Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira, que nos orientou neste trabalho, por sua paciência e disponibilidade;
- À Maffei Engenharia, pela gentileza de fornecer todos os dados necessários, discussões e dicas, em especial ao Dr. Carlos Eduardo Moreira Maffei e Eng. Rodolfo Andrêo Simoni;
- Aos ATO Luiz Felipe Saes e Eng. Bruno Marcos Gonçalves Scodeler, por auxiliar o grupo durante a visita no Boulevard Matarazzo;
- Aos engenheiros Urandy Maschio e Marcelo Chiode, por acompanharem e fornecerem informações necessárias para o grupo sobre o Edifício Garagem do Aeroporto de Congonhas;
- Aos funcionários do Hall tecnológico pelo suporte na execução do ensaio, especialmente ao Juca e ao Rui e à Dra. Renata Monte pelo fornecimento do traço e auxílio na execução do concreto.
- Às famílias de todos os integrantes do grupo, pelo carinho e apoio de sempre.

RESUMO

No presente trabalho serão estudadas contenções de obras enterradas, em especial no que diz respeito à aplicação de técnicas de drenagem que propiciem economia estrutural.

Primeiramente serão conceituadas as técnicas para controle da água, e as possíveis restrições de uso dessas, em seguida são mostrados casos em que alterações no regime hídrico, por causas variadas, levaram a ocorrência de acidentes e suas possíveis causas e remediações.

Parte-se para aplicação das teorias de percolação, em que se pretende estimar vazões para que se possa quantificar a viabilidade técnico-econômica da drenagem, essas teorias serão então confrontadas com os resultados dos programas que utilizam o método dos elementos finitos.

Serão apresentados três casos em que a utilização da técnica leva a economia estrutural significativa sem detrimento da utilidade destas obras, são elas: Cidade Matarazzo, Edifício garagem do aeroporto de Congonhas e Linha 2 da Companhia do Metropolitano de São Paulo.

Foram levantadas questões quanto à eficiência dessas a longo prazo, essas foram postas à prova com a visita técnica no Edifício garagem do aeroporto de Congonhas, o método de execução também foi avaliado em uma visita à Cidade Matarazzo. Assim sendo, foi possível observar todos os aspectos da adoção da técnica, bem como avaliar os aspectos teóricos que carecem de embasamento, sendo uma aplicação muito voltada à prática da execução.

Ainda na linha da avaliação econômica, foi estudado com maior profundidade o caso das contenções da Cidade Matarazzo, com foco na questão estrutural, no que diz respeito às seções circulares de concreto armado e ao detalhamento da armação. O uso de armaduras de grande bitola nessas obras fomentou a realização de um ensaio para verificar questões de aderência e de fissuração que levariam a problemas dos estádios limites últimos e de utilização.

Foram elaborados dois modelos para que fosse possível determinar as diferenças nos elementos estruturais nas situações em que são projetadas estruturas para combater os empuxos de água e em que se aplica a drenagem. Ainda no caso do Edifício garagem foram estudadas as lajes de subpressão que seriam necessárias caso não houvesse drenagem.

Por fim, após apresentado o estado da arte, espera-se complementar lacunas do conhecimento de modo a possibilitar a elaboração de projetos de estruturas eficientes para obras enterradas abaixo do nível freático.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO 7
2. OBJETIVOS E METODOLOGIA 10
3. CONTROLE DE ÁGUA EM ESCAVAÇÕES 11
3.1. Generalidades 11
3.2. Definições e aplicação 12
3.3. Sistemas para rebaixamento do nível de água 13
3.3.1. Bombeamento direto 13
3.3.2. Ponteiras Filtrantes (*well-points*) 13
3.3.3. Poços profundos 15
3.3.3.1. Injetores e Ejetores 15
3.3.3.2. Bombas submersas 16
3.4. Restrições de Uso 17
3.4.1. Condicionantes geotécnicos 18
3.4.2. Prejuízos e Riscos 19
3.4.3. Casos de Acidentes 21
3.5. Bombeamento e aproveitamento de água 24
3.6. Estimativa de Vazão 26
3.6.1. Aplicação do Método Analítico 27
3.6.2. Aplicação do Método dos Elementos Finitos 28
3.7. Distância de Influência 30
4. ESTUDOS DE CASO 31
4.1. Caso 1: Cidade Matarazzo 31
4.1.1. Descrição do empreendimento 31
4.1.2. Técnicas Utilizadas e resultados 34
4.1.3. Visita a Obra 35
4.2. Caso 2: Edifício Garagem Congonhas (CCC-EDG) 41
4.2.1. Descrição do empreendimento 41
4.2.2. Técnicas Utilizadas e resultados 43
4.2.3. Visita a Obra 46
4.3. Caso 3: Linha 2 Metrô 54
4.3.1. Descrição do empreendimento 54
4.3.2. Técnicas Utilizadas e resultados 55
5. DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÕES 60
5.1. Tipos de contenções 60
5.1.1. Conceituação 60
5.1.2. Elementos de contenção e suas particularidades 61
5.1.2.1. Parede diafragma 61
5.1.2.2. Estaca Prancha 62
5.1.2.3. Perfil metálico e pranchão ou pré-moldado 62
5.1.2.4. Paramentos com estacões ou tubulões 62
5.1.2.5. Cortinas de Estacas raiz e microestacas 63
5.2. Capacidade resistente de seção circular 64
5.2.1. Resistência à flexão composta 64
5.2.2. Resistência a esforços cortantes 71
5.2.3. Estados limites de serviço (ELS) 72
5.2.3.1. Momento de fissuração 72
5.2.3.2. Estádio I 73
5.2.3.3. Estádio II 74
5.2.3.4. Estado-limite de deformação 75

5.2.3.5. Estado-limite de fissuração 76
5.3. Aderência de barras de grande diâmetro 77
5.3.1. Análise da NBR 7477/1982 e outros aspectos relevantes 77
5.3.2. Resultados e discussões dos ensaios 84
5.4. Estudo de caso 1 – Cidade matarazzo 90
5.4.1. Perfil geotécnico e parâmetros adotados 90
5.4.2. Modelo 2D – Caso drenado 93
5.4.3. Modelo 2D – Caso não drenado 113
5.4.3.1. Empuxos 113
5.4.3.2. Determinação da ficha 114
5.4.3.3. Resultados do modelo 117
5.4.3.4. Dimensionamento e verificações 120
5.4.4. Determinação da vazão bombeada 125
5.4.5. Estimativa da distância de influência 128
5.5. Estudo de caso 2 – edifício garagem do aeroporto de Congonhas 129
5.5.1. Caso sem drenagem 130
5.5.2. Caso com drenagem 132
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS 135
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 137

1. INTRODUÇÃO

Processos de urbanização acelerados levaram a uma rápida verticalização da cidade de São Paulo de modo que, atualmente, restrições impostas pelo plano diretor do município sobre construções levam ao uso de subsolos para as mais diversas finalidades. Além disso, limitações espaciais devidas em especial à execução de grandes edifícios em terrenos restritos levam a escavações cada vez mais profundas para execução de subsolos em obras de edificações, rodoviárias, de metrô, entre outras.

Devido a profundidade de muitas dessas escavações, juntamente com a presença de nível de lençol freático elevado, o projeto de estruturas de contenção se torna ainda mais desafiador. Para esses casos, técnicas de drenagem e rebaixamento do lençol freático podem vir a ser soluções de engenharia vantajosas.

Entre as maiores obras de rebaixamento no Brasil, cita-se a Casa de Força da barragem do Rio Curuá-Uma, no estado do Pará, com área de 15.000 m^2 e que compreendeu 6 níveis de estágios de ponteiras para produzir o rebaixamento de 20 metros do nível de água. Nessa obra, foram utilizadas 900 ponteiras, 2000 metros de tubos coletores, 10 bombas de rebaixamento e 4 de recalques. No estado de Minas Gerais, mineradoras conseguem rebaixamentos superiores a 50 metros com conjuntos de poços. Segundo Garcia (2002), algumas cidades brasileiras, em função da exploração de suas águas minerais, participam ativamente do processo de rebaixamento do lençol freático

Mundialmente, cita-se o rebaixamento do lençol freático em 8 metros na cidade do México, devido a altas taxas de bombeamento que tiveram início no final dos anos trinta, e o rebaixamento do lençol freático em Veneza de até 15 metros, o que acabou provocando recalques nas construções (Garcia, 2002).

Distinguem-se dois tipos de rebaixamento: o temporário, realizado apenas durante o período de execução da obra, que tem como principal objetivo impedir a percolação de água emergente em taludes ou em fundos de escavações e permitir que os funcionários trabalhem “a seco”; e o permanente, mantido a longo prazo, com o objetivo de evitar o carreamento hidráulico do solo, o que aumenta a estabilidade de taludes e reduz a carga lateral em estruturas de escoramento e contenção. No presente trabalho, serão abordados ambos os tipos. O estudo abrange obrigatoriamente conhecimentos gerais de geotecnia e de estrutura, incluindo a interação entre as duas.

Apesar da ampla prática dos dois tipos de rebaixamento, o controle de água no solo ainda é marcado por um alto grau de incerteza, sendo muitas vezes implementado sem o devido

embasamento teórico. O coeficiente de permeabilidade do solo, por exemplo, fator que exerce influência direta na vazão, varia em uma faixa muito ampla de valores. A determinação experimental do parâmetro é problemática, quando em muitas circunstâncias se conhece no máximo sua ordem de grandeza. O controle de água em subsolos ainda é uma técnica muito incerta.

O presente Trabalho de Formatura tem o objetivo de estudar a técnica de drenagem de águas de subsolo e suas implicações no projeto de obras enterradas. As possíveis soluções de contenção serão divididas neste trabalho entre soluções drenadas e não drenadas. Procurar-se-á levar em conta fatores geológicos, como a composição dos solos e nível do lençol freático, fatores construtivos, com relação a tempo de execução e tecnologias empregadas, fatores econômicos e também sociais, com relação a interferências com as vizinhanças e ambientais pela possibilidade de o lençol freático ou solo se apresentar contaminado.

A avaliação da melhor solução de contenção deve ser pautada pelos diversos fatores citados, bem como se deve levar em consideração a qualidade final da obra e seu custo a longo prazo devido a possíveis impactos negativos da solução adotada e o domínio da técnica a ser utilizada pela equipe de execução de forma a não ocorrer imprevistos nem possíveis patologias devido à falta de conhecimento desta aplicação.

Principalmente quando se considera um ambiente urbano, os impactos negativos têm uma relevância fundamental devido às suas potenciais consequências desastrosas, como: o afundamentos de terreno, de jardins, de espelho d'água, de pavimentos de rua e abertura de crateras, além de recalques diferenciais no prédio, que causam o aparecimento de trincas em vidros de janelas, paredes e muros de divisa, inclinação de edifícios, destacamento de azulejos e placas de revestimento de pisos, mau funcionamento de janelas e portas, vazamento de água, etc. São citados dois casos que ilustram possíveis efeitos danosos do rebaixamento: o Caso Cajamar em 1986, quando uma série de residências caíram; e o tombamento de casas no bairro de Moema na cidade de São Paulo.

Para o estudo destas estruturas de contenção serão apresentadas as principais teorias envolvidas e as formas de tratamento das soluções, uma modelagem das condições de drenagem será proposta com uso de um programa de elementos finitos buscando avaliar a efetividade desta como solução, bem como levar em consideração a redução dos esforços nas contenções que é outro fator a ser avaliado teoricamente. Paralelamente serão estudados aspectos do detalhamento dessas estruturas, que fomentam a execução de um ensaio com barras de grande bitola.

Como possível conclusão, espera-se avaliar a efetividade da redução dos esforços sobre a contenção, executar o cálculo de uma estrutura de contenção avaliando as várias etapas da obra, bem como avaliar a capacidade resistente dessas contenções, suas formas de cálculo e segurança, que é outro tópico a ser explorado com relação a abordagem teórica.

2. OBJETIVOS E METODOLOGIA

O objetivo geral deste trabalho é investigar os fatores condicionantes na tomada de decisão quanto ao uso de técnicas de drenagem em obras enterradas abaixo do nível freático, avaliando sua viabilidade com base em estudos teóricos e aplicações em casos reais.

Como objetivos específicos, relacionam-se:

- Estudar aspectos da análise estrutural dos sistemas usuais de contenção empregados em obras enterradas;
- Estudar métodos para determinação da capacidade resistente de seções transversais e aspectos de detalhamento correntemente empregadas nas estruturas de contenções;
- Efetuar comparação entre métodos analíticos e numéricos para análise de fluxo em problemas de contenção visando estimar vazões, quantificar pressões e discutir a viabilidade do uso de métodos de drenagem

Como métodos utilizados para o desenvolvimento deste trabalho, sempre embasados em bibliografia técnica e científica, têm-se o uso de modelagem numérica por meio de programas de elementos finitos para avaliação de percolação, cálculo dos esforços nas estruturas de contenção, bem como a comparação com valores analíticos.

Outra abordagem é a verificação da capacidade resistente de concreto armado, para as principais seções utilizadas em estruturas de contenções, visando seu entendimento. Além disso, um ensaio com barras de grande bitola é realizado a fim de verificar questões do detalhamento de aço em contenções. Ao longo do trabalho, são contemplados estudos de caso para o melhor entendimento de como estes fatores são levados em conta em projetos de engenharia.

Por fim, espera-se reunir todas as conclusões a respeito das restrições de uso e impactos ambientais associados à drenagem, de sua economia estrutural, da quantificação de vazão do sistema e dos estudos de resistência do concreto, e, desse modo, complementar lacunas do conhecimento de modo a possibilitar a elaboração de projetos de estruturas eficientes para obras enterradas abaixo do nível freático.

3. CONTROLE DE ÁGUA EM ESCAVAÇÕES

3.1. Generalidades

O interior da Terra, composto de diferentes rochas, funciona como um vasto reservatório subterrâneo para a acumulação e circulação das águas que nele se infiltram. As rochas que formam o subsolo da Terra raramente são totalmente sólidas e maciças. Elas contêm numerosos vazios (poros e fraturas) denominados também de interstícios, que variam dentro de uma larga faixa de dimensões e formas, dando origem aos aquíferos. (IRITANI e EZAKI, 2008)

Esses interstícios têm tamanhos variados e podem atingir dimensões de uma caverna em algumas rochas. Entretanto, o que ocorre na maioria das rochas é que os interstícios apresentam dimensões muito pequenas, e, usualmente, são interligados entre si, o que permite o deslocamento das águas infiltradas. (IRITANI e EZAKI, 2008)

Dependendo da forma como a água subterrânea fica aprisionada no interior do solo, os aquíferos são classificados em três tipos.

- **Lençóis freáticos:** O volume de água retido entre a camada impermeável e a linha freática é denominado lençol freático. Nos locais onde a camada impermeável cruza com a superfície do terreno, surgem as nascentes. Portanto, o lençol freático é o principal responsável pela origem e manutenção das nascentes. Em determinadas situações, esse tipo de lençol poderá ser abastecido apenas com a água que infiltra na bacia a que pertence ou por águas que infiltraram na bacia vizinha.

- **Lençóis empoleirados:** Em alguns locais, pode ocorrer que, entre a superfície do solo e a camada impermeável, exista outra camada impermeável intermediária, que impede parcialmente ou totalmente a percolação da água até a camada impermeável.

- **Lençóis artesianos:** Quando a água está confinada entre uma camada profunda e uma outra situada em plano inferior, caracteriza-se um lençol artesiano. Portanto, existem situações em que a água no interior do solo não existe somente acima da camada impermeável, mas também poderá ser encontrada no interior ou abaixo da mesma, que é onde estão localizados os maiores lençóis de água subterrânea, chamados de artesianos.

Problemas relativos às águas subterrâneas são encontrados em diversas obras de Engenharia. A ação e a influência dessas águas têm causado numerosos imprevistos e acidentes, sendo os casos mais comuns verificados em cortes de estradas, escavações de valas e canais, fundações para barragens, pontes, edifícios etc. A adoção de um método de controle da água

subterrânea gera grandes vantagens em obras com escavações abaixo do nível freático. Citam-se as principais delas:

- Interceptar o fluxo de água que emerge nos taludes ou fundo de escavações. A água prejudica os processos construtivos e pode ser fator impeditivo ou de considerável aumento de custos de uma construção enterrada.
- Auxiliar na estabilidade de taludes e evitar o carreamento hidráulico do solo deste talude e do fundo de escavação.
- Reduzir pressões de água em estruturas de escoramento e contenção.
- Melhorar as condições de escavação e reaterro, já que escavações submersas são sempre mais lentas e dispendiosas.
- Eliminar ou reduzir a necessidade do emprego de ar comprimido em túneis.
- Permitir manter virtualmente inalteradas as condições de suporte do terreno subjacentemente ao apoio da estrutura a ser construída.

Os principais métodos atualmente empregados para controle de água subterrânea são:

- Bombeamento;
- Rebaixamento;
- Congelamento;
- Eletrosmose;
- Tratamento com jet grouting;
- Ar comprimido;
- Etc.

Entre eles, os mais comumente utilizados são bombeamento e rebaixamento.

3.2. Definições e aplicação

A princípio, identifica-se a diferença entre o uso de dois termos relevantes:

Entende-se por *rebaixamento* o ato de rebaixar o nível de água do lençol freático por um período temporário, geralmente somente durante a execução da obra, com o principal objetivo de proporcionar condições de trabalho “a seco”.

Entende-se por *drenagem* o ato de controlar o fluxo e o nível de água com o objetivo de proporcionar segurança permanente para as obras.

Como, dentro do escopo deste trabalho, será apenas estudada a técnica de se rebaixar o nível do lençol freático original, serão referidos os termos *rebaixamento temporário* e *rebaixamento permanente*.

3.3. Sistemas para rebaixamento do nível de água

3.3.1. Bombeamento direto

O bombeamento direto, também denominado de “esgotamento de vala” é considerado a técnica mais simples. O sistema consiste em coletar água em valas executadas no fundo da escavação, ligadas a um ou mais poços onde a água é acumulada e posteriormente retirada através de bombas, dos mais diversos tipos e potências. A escolha do bombeamento é feita com base na experiência ou em cálculos de hidráulica.

Urbano (2007) afirma que este tipo de bombeamento pode se tornar inadequado quando a escavação for realizada utilizando cortinas impermeáveis e ocorrerem gradientes hidráulicos altos. Tais condições podem ocasionar ruptura de fundo da escavação e, como consequência, um acidente de trabalho ou atraso na execução. Quanto ao bombeamento, é sempre recomendável observar se há o carreamento de partículas de solo na água de saída das bombas, pois este fenômeno pode gerar recalques em estruturas vizinhas ou em sistemas de infraestrutura urbana (água, esgoto, telefone). Caso o carreamento de solo seja observado, deve-se melhorar o sistema de captação d’água pela utilização de filtros ou pela execução de drenos sub-horizontais profundos.

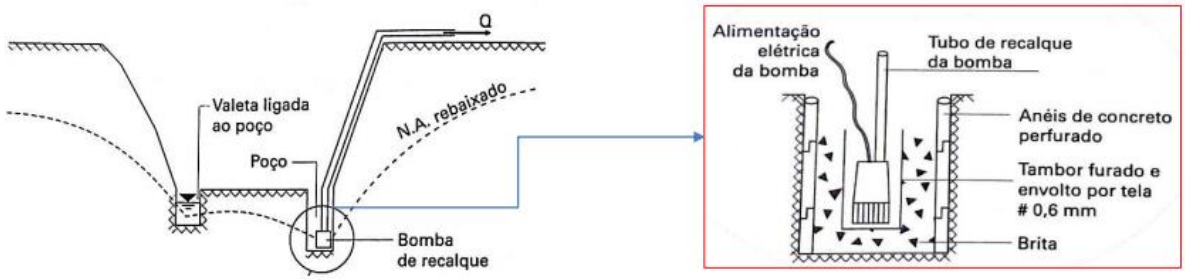


Figura 1 – Bombeamento direto na drenagem de uma escavação
Fonte: Urbano (1999)

3.3.2. Ponteiras Filtrantes (*well-points*)

O sistema é caracterizado pela implantação de um tubo coletor de 4” de diâmetro dotado de tomadas d’água ao longo do perímetro da área a rebaixar. As tomadas d’água são conectadas a ponteiras filtrantes, ou *well-points*, constituídas geralmente por tubos de PVC de 1 ¼” ou 1 ½” de diâmetro, terminados por uma peça de cano de cobre perfurado de 1 metro de comprimento (a ponteira propriamente dita), envolto por uma rede de telas de cobre de malhas adequadas.

A ligação das ponteiras com o tubo principal é realizada através de mangueiras com um sistema de registro. O registro controla a vazão de modo a manter o trecho filtrante sempre submerso, o que evita a entrada de ar, como também impede o fluxo de modo a permitir realizar

trocas e manutenções sem a necessidade de interromper todo o sistema. O sistema ainda é composto por conjunto de recalque.

As ponteiras filtrantes são instaladas em furos previamente executados com tubos de aço e circulação de água, de modo análogo ao processo de perfuração com lavagem nas sondagens à percussão (SPT). O espaçamento entre elas não deve ser inferior a 15 vezes o diâmetro de tubo, de maneira a reduzir suficientemente a influência de uns sobre os outros, sendo geralmente feito o espaçamento de 1 a 3 metros. O espaçamento pode ser reduzido com o auxílio de um T (Figura 2).

Quando não se estiver usando todas as tomadas d'água, elas devem ser vedadas para evitar a entrada de ar no sistema. Como a água é retirada do solo utilizando-se vácuo, a vedação deve ser a mais eficiente possível para impedir a queda de eficiência do sistema. Na prática, é impossível obter-se condições de vácuo absoluto, e por isso o rebaixamento máximo obtido é da ordem de 5 metros. Geralmente as ponteiras tem 6 metros de comprimento total, e 4 a 5 metros de comprimento efetivo. Os metros restantes são utilizados nos sistemas de registro e filtrante. Desse modo, para rebaixamentos mais profundos, deve-se utilizar vários estágios de ponteiras, ou rebaixar com poços profundos (Figura 3).

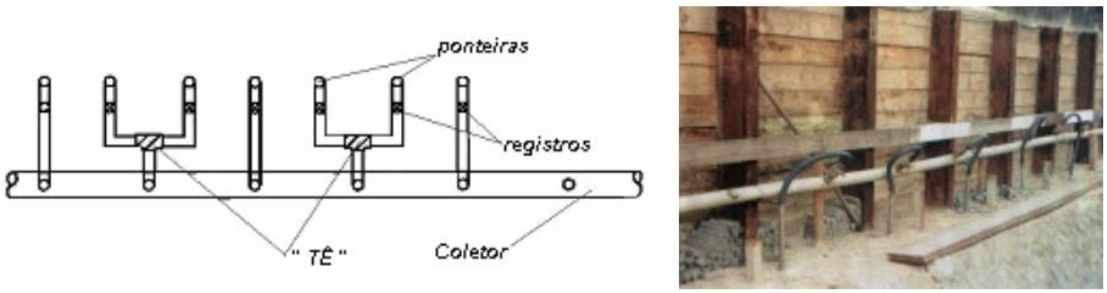


Figura 2 – Disposição das ponteiras no sistema de rebaixamento
Fonte: Urbano (1999)

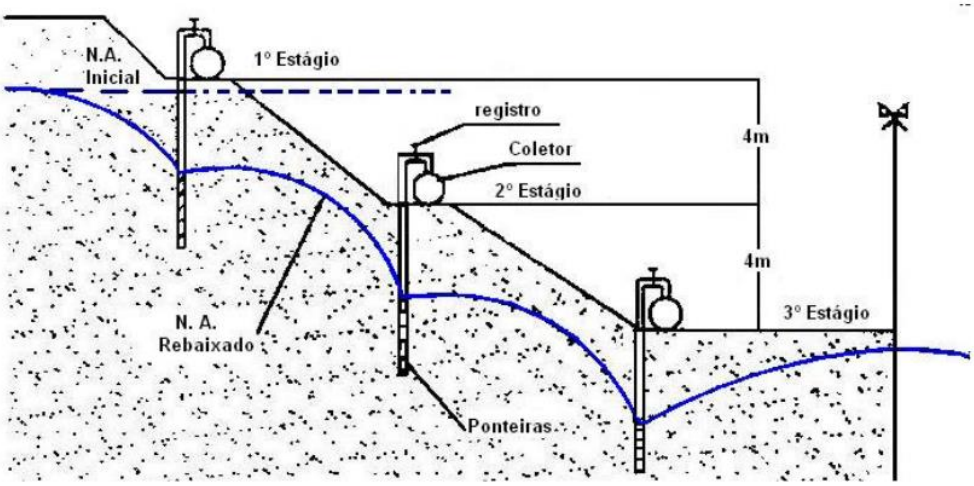


Figura 3 – Rebaixamento com três estágios de ponteiras
Fonte: Urbano (1999)

3.3.3. Poços profundos

Esse sistema foi desenvolvido para rebaixamentos mais profundos, geralmente maiores que 5 metros de profundidade, quando não se deseja utilizar mais de um estágio de ponteiras. Existem dois tipos de rebaixamentos com poços profundos: com a utilização de injetores e com a utilização de bombas submersas.

3.3.3.1. Injetores e Ejetores

Neste sistema de rebaixamento, são executados poços com 25 a 30 cm de diâmetro e profundidades de até 40 metros, no interior dos quais se instalam os injetores. O espaçamento entre esses poços pode variar de 4 a 8 metros.

O sistema funciona como um circuito semifechado em que a água é injetada por uma bomba centrífuga através de uma tubulação horizontal (tubo distribuidor geral) que possui saídas onde se ligam os tubos de injeção que conduzem a água sob alta pressão (7 a 10 atm), até o injetor, instalado no fundo do poço. A água injetada atravessa o bico do injetor e é acrescida pela água que é aspirada do solo subindo por outro tubo (de retorno) com diâmetro ligeiramente superior ao de injeção, até a superfície. Os tubos de retorno estão acoplados a outra tubulação (coletor geral) que conduz a água até uma caixa de água (Figura 4).

As pressões de retorno da água são da ordem de grandeza de 10% das pressões de injeção e o nível de água na caixa é mantido constante, sendo o excesso (aquele que foi aspirado do solo e o que se perde no sistema) conduzido para fora da obra. A água remanescente é utilizada pela bomba centrífuga, em um processo semifechado.

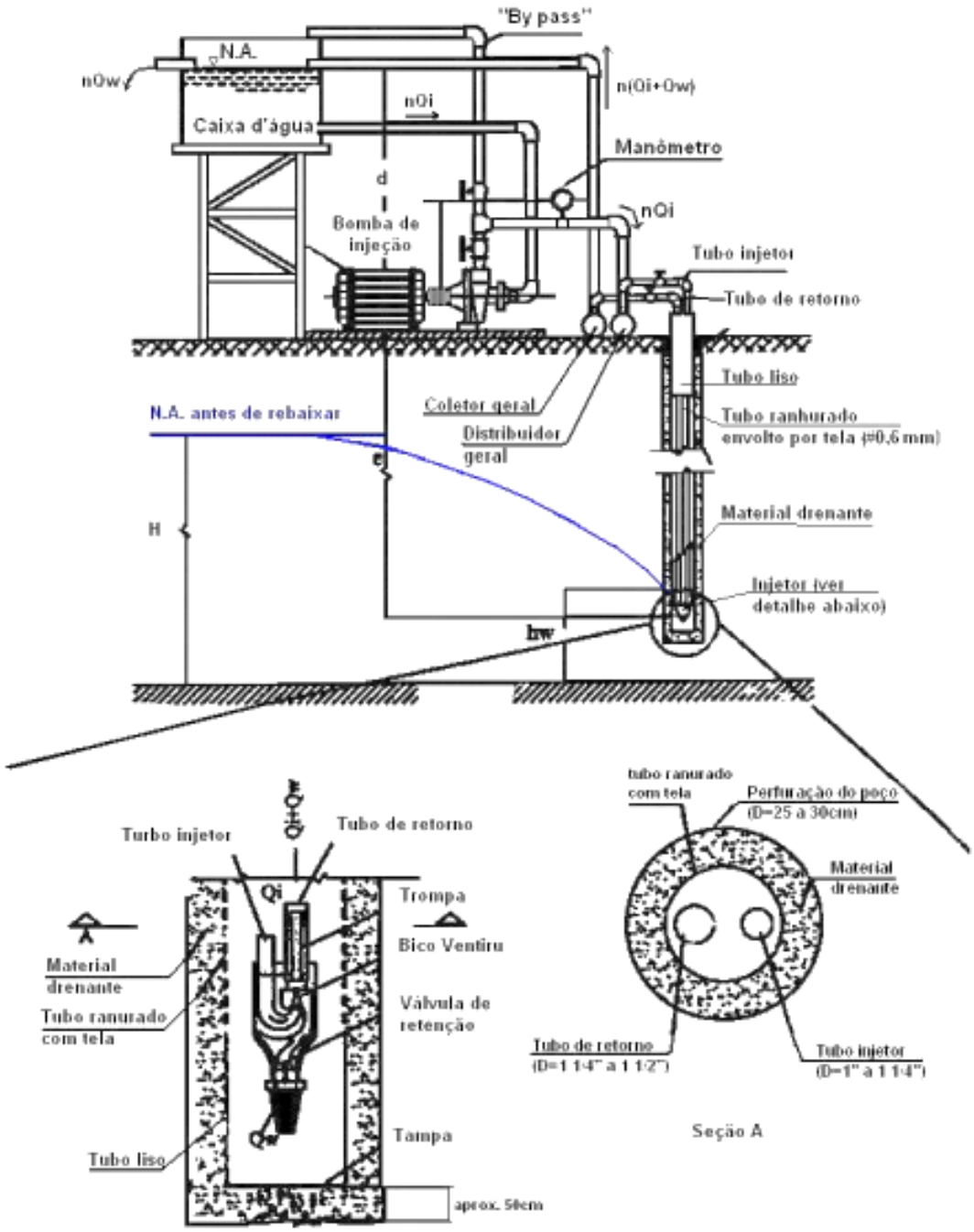


Figura 4 – Sistema de rebaixamento com injetores
Fonte: Urbano (1999)

3.3.3.2. Bombas submersas

Este sistema de rebaixamento é empregado nos mesmos casos de injetores, porém quando se necessita maiores vazões por poço ou maiores profundidades. Neste caso, recalca-se a água por meio de bombas submersíveis no interior de um tubo ranhurado envolvido com tela de nylon. O acionamento e desligamento da bomba em cada poço é feito automaticamente por eletrodos ligados ao seu motor e que são acionados pelo contato com a água.

Todas as bombas utilizadas no rebaixamento são ligadas a um painel de controle elétrico que deve conter, além dos dispositivos normais de operação (sistema de controle dos eletrodos, de fornecimento de energia e de proteção do motor elétrico), dispositivos especiais de controle e desempenho das bombas (voltímetro, amperímetro, etc.), que permitam detectar, de maneira rápida, problemas em qualquer bomba, visto que as mesmas são equipamentos de custo relativamente elevado (Figura 5).

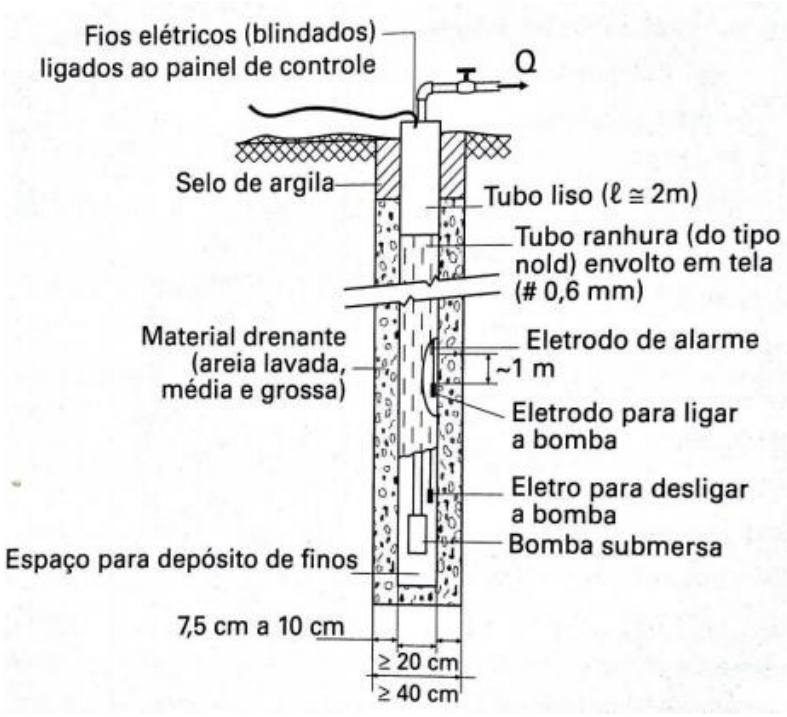


Figura 5 – Esquema de um poço profundo com bomba
Fonte: Urbano (1999)

3.4. Restrições de Uso

Em certas condições, o processo de drenagem pode acarretar efeitos indesejados que são perigosas para o projeto em construção, para outras propriedades adjacentes ou para o meio ambiente. É importante identificar essas condições durante a fase de planejamento, para que as providências possam ser tomadas para controlar qualquer dano potencial. Se o problema surge inesperadamente após a construção ter começado, os custos aumentarão, assim como o projeto vai ser adiado. Powers (1985) apresenta procedimentos para identificar e avaliar os problemas de resultados indesejados, e os métodos para se lidar com eles.

A drenagem imprópria, tais como um bombeamento (ou *pumping)* aberto sob condições erradas, pode causar danos na estrutura a ser construída ou às adjacentes. Os princípios de métodos de controle de água subterrânea — tais como pré-drenagem, ponteiras — podem ser aplicadas para prevenir tais ocorrências.

O assentamento do solo pode ocasionalmente ser um problema. O rebaixamento do lençol freático aumenta a tensão efetiva de um solo. O aumento de tensão é normalmente modesto e a maioria de solos não se afetam significativamente. Entretanto, se existem solos compressíveis na vizinhança, tais como turfa, silte orgânico, argila mole, o assentamento pode ocorrer e pode causar um dano significativo ou não dependendo de diversos fatores, como tais: a espessura e as características de consolidação de depósito compressivo, a profundidade rebaixada e a duração de bombeamento, as fundações de estruturas na zona afetada e o tipo de construção.

Os pilares de madeira não-tratadas ou estruturas de madeira abaixo de lençol freático podem ficar danificados se o processo de drenagem os expõe ao oxigênio.

O fornecimento de água subterrânea na vizinhança pode ficar afetado, devido à redução temporária de produção de poços de fornecimento, devido à invasão de água salgada ou expansão de pluma contaminante.

O equilíbrio ecológico delicado de *zonas úmidas* pode ser afetado por drenagem, particularmente se o bombeamento continua por um período extenso. As árvores ou outras plantações em *parques urbanos* podem ficar afetadas.

O despejo de drenagem pode às vezes conter substâncias que necessitam de tratamento prévio a liberação na superfície do meio ambiente. As substâncias naturais incluem sulfato de hidrogênio e metano. Os contaminantes frequentemente encontrados criados pelo homem incluem orgânicos voláteis, produtos petroquímicos, resíduos ácidos, e esgoto sanitário.

Quando problemas como os relatados acima são identificados, sua potencial gravidade deve ser avaliada e procedimentos, planejados para lidar com eles. Pode ser necessário controlar a água sem drenagem, usando um dos métodos de exclusão. Às vezes é economicamente viável aceitar danos de prédios, causados por rebaixamento e repará-los. A substituição temporária de fornecimento de água pode ser provida por usuários de drenagem. A recarga artificial pode ser empregada para restringir a zona de influência de bombeamento (Powers, 1981, 1985).

As principais condições restritivas necessárias para verificação estão mais detalhadas nos subitens a seguir:

3.4.1. Condicionantes geotécnicos

Uma das restrições do uso da drenagem de águas subterrâneas ou de rebaixamento do lençol freático são as características geotécnicas. Na maior parte dos casos, pode-se adotar a técnica apenas em casos de solos argilosos médios a rijos saturados. O principal motivo por essa restrição é porque, em solo arenoso, a permeabilidade é tão alta que a vazão necessária

para o seu rebaixamento (ou o alívio de tensão sobre a contenção) seria altíssima, tornando-a muito custosa.

Além disso, quando da ocorrência de solos moles, o adensamento pelo acréscimo das tensões efetivas é significativo, levando a recalques excessivos que podem afetar grandes extensões, como é a situação da Baixada Santista, por exemplo, onde esse nível está sob a camada de areia, apresentando de oito a dez metros de espessura. Claro que este efeito ocorre a longo prazo, em que alterações no uso e ocupação do solo podem modificar drasticamente as tensões que nele atuam e acentuar estes problemas. Nesse caso, o rebaixamento que afeta o nível d'água da vizinhança pode provocar afundamentos em vias públicas, tubulações e edificações apoiadas sobre o solo mole.

Outro fator que poderá prejudicar a adoção da técnica é a potabilidade da água subterrânea, já que casos de contaminação do solo podem inviabilizar o uso de drenagem.

3.4.2. Prejuízos e Riscos

Em determinadas circunstâncias, o rebaixamento do lençol freático pode provocar uma série de danos à vizinhança e situações de prejuízo. Entre os problemas mais comuns, estão: trincas nas paredes e muros de divisa, afundamentos de pisos, emperramentos de portas e janelas, danos em revestimentos e em tubulações, afundamentos nas calçadas e no asfalto, colapso da estrutura etc.

Um caso que merece destaque é o da Cidade do México. Segundo Whately (2010), a Cidade do México é um caso extremo, onde ocorre camadas de argila mole com espessuras de até 50 metros. A exploração excessiva dos aquíferos tem provocado o afundamento da cidade à razão de 8 a 12 centímetros por ano. Cerca de 2/3 do suprimento de água da cidade provém desse aquífero. Em algumas áreas, nos últimos 100 anos, o centro urbano sofreu recalque de até oito metros. Isso ocorre devido ao fato de que a captação de água está sendo realizada em uma velocidade de 30% a 65% maior do que sua capacidade de recarga.

Já em São Paulo, a presença de solos moles acontece, principalmente, nas várzeas dos rios Pinheiros, Tietê e Tamanduateí, com espessuras de até cinco metros. Alguns registros de impactos significativos na vizinhança estão assinalados na Figura 6, sendo que os mais comuns estão nas regiões próximas do rio Pinheiros.

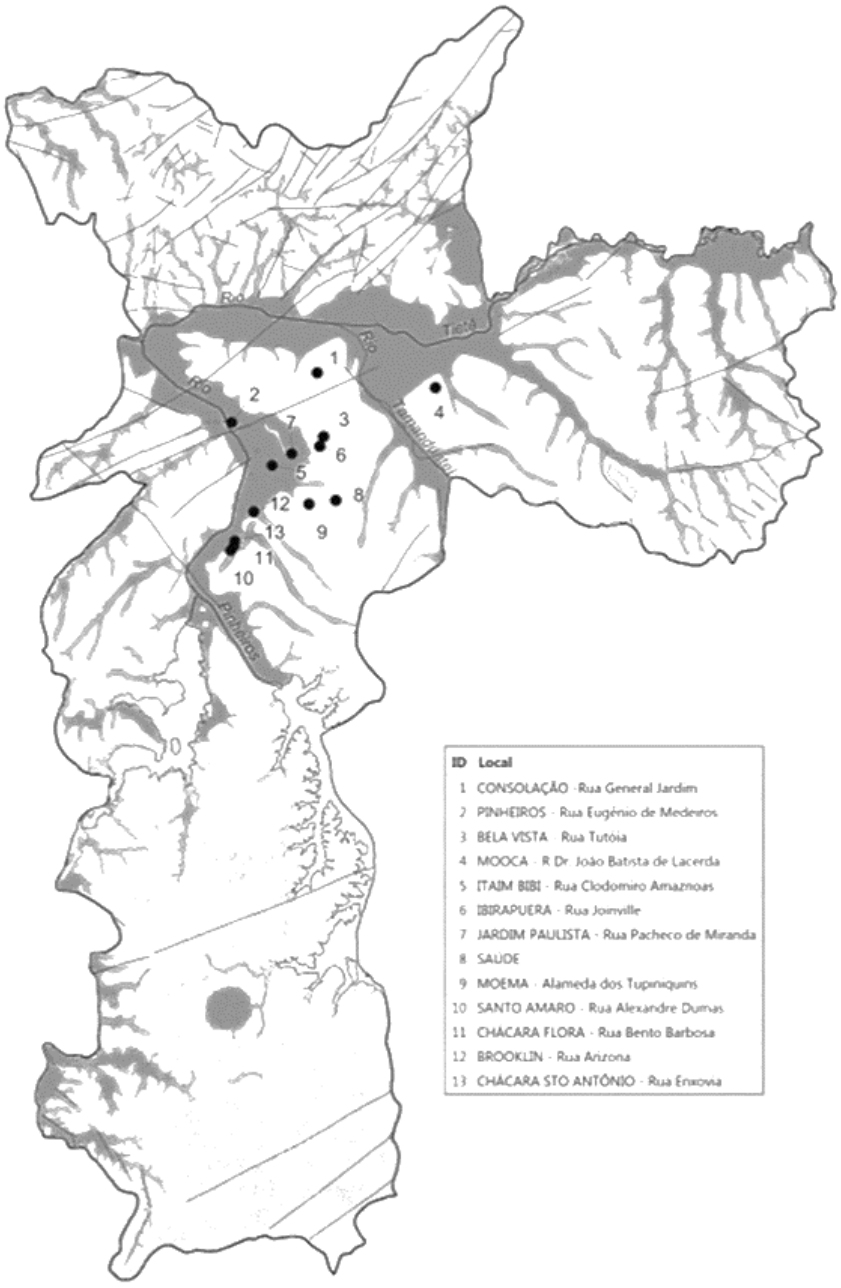


Figura 6 – Município de São Paulo: ocorrência de solos moles (em cinza escuro) e alguns locais com registro de impactos na vizinhança (pontos escuros) em razão de rebaixamento do lençol freático
Fonte: Elaborado a partir do mapa de Relevo e Geologia - Município de São Paulo, 2002 [Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano – SMDU]

O aprofundamento do nível d'água em certas regiões é resultado da impermeabilização da superfície e do rebaixamento permanente do nível d´água em áreas com concentração de edifícios com operação de bombeamento após sua conclusão.

Recentemente, um caso em São Paulo que ilustra os principais danos resultantes por rebaixamento de nível d'água ocorreu no Campus Butantã de Universidade de São Paulo, relacionado à crise hídrica no estado de São Paulo em 2014 a 2016.

Acredita-se que devido à crise, ocorreu um rebaixamento de nível d'água da região do Butantã que resultou em danos diversos na universidade. Essas consequências variaram desde trincas nos pisos e paredes até entortamento de batentes nas janelas e portas de edifícios, causando dificuldades no dia-a-dia de alunos, professores e funcionários.

3.4.3. Casos de Acidentes

O caso Cajamar em 1986

A cidade de Cajamar está localizada no setor noroeste da região metropolitana da Grande São Paulo (Figura 7).

Figura 7 – Localização de Cajamar
Fonte: Google maps

Em 1986, apareceu uma cratera de 50 metros de diâmetro e 13 metros de profundidade que engoliu oito casas na cidade de Cajamar, conhecida como o Buraco de Cajamar.

O noticiário no dia 15 de fevereiro de 2018 do "Diário de Cajamar" relata que:

> *"O Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) detectou na época que o afundamento ocorreu porque havia cavernas no subsolo da cidade, além de uma camada de rocha calcária. Influenciaram também na formação do buraco a retirada de água do subsolo pela Companhia de Saneamento Básico de São Paulo (Sabesp) e por uma fábrica de bebidas, além de detonações realizadas por uma pedreira próxima ao local, informa o laudo que o geólogo Fernando Luiz Prandini fez na época".*

Posteriormente, foi notificado que uma fábrica de bebidas havia se instalado alguns meses antes e toda a água utilizada no processo industrial provinha de poços freáticos furados nas dependências da fábrica. Acredita-se ser possível que a retirada de água subterrânea tenha provocado um rebaixamento do lençol freático que, por sua vez, provocou o desmoronamento

do teto de algumas cavernas e, como consequência, o solo de algumas casas cedeu provocando o afundamento das casas.

Fotos da ocorrência estão apresentadas a seguir:

Figura 8 – Buraco de Cajamar – 1986
Fonte: Diário Cajamarense

Figura 9 – Buraco de Cajamar – 1986
Fonte: Diário Cajamarense

Tombamento de casas no bairro de Moema na cidade de São Paulo

De 1997 a 2007, 3179 prédios residenciais e comerciais foram construídos em São Paulo, segundo a Sempla (Secretaria Municipal de Planejamento). O líder foi o Itaim Bibi, na zona oeste, onde, nos últimos dez anos, o lençol freático ficou 4 m mais baixo, afirmou Milton Golombek, diretor da Abeg (Associação Brasileira de Empresas de Projetos e Consultoria em Engenharia Geotécnica), durante a sua entrevista realizada pela Folha de S.Paulo em 2018.

A diminuição também foi percebida por ele em Moema e na Vila Mariana (ambos na zona sul), segundo e terceiro colocados em lançamentos imobiliários nos últimos dez anos. Para construir prédios em áreas onde o lençol freático está mais próximo da superfície, as construtoras precisam drenar a água. E muitos prédios continuam bombeando essa água para a rua, mesmo depois de o imóvel estar pronto, para evitar que o subsolo, onde ficam as garagens, inunde.

SEXTA-FEIRA, 14 DE NOVEMBRO DE 2008 cotidiano C9

FOLHA DE S.PAULO

Choque/Folha Imagem

Caminhão de lixo que caiu dentro de um buraco aberto num cruzamento em Moema (zona sul)

Figura 10 – Afundamento de rua no bairro de Moema
Fonte: Folha de S. Paulo

SEXTA-FEIRA, 14 DE NOVEMBRO DE 2008 cotidiano C9

FOLHA DE S.PAULO

Luiz Carlos Murauskas/Folha Imagem

NO MEIO DO CAMINHO TINHA UMA CRATERA

ete horas depois do acidente, guincho resgata caminhão de lixo que afundara no asfalto em oema (zona sul de SP); segundo a prefeitura, o buraco foi causado por excesso de chuvas Pág. C9

Figura 11 – Afundamento de rua no bairro de Moema
Fonte: Folha de S. Paulo

Antes de começar a fundação das obras, as construtoras têm que analisar a profundidade da água. De acordo com Folha de S.Paulo, foi em uma dessas medições que Golombek, diretor da Consultrix, uma das maiores empresas nacionais na área de projeto de fundações, notou que na rua Tabapuã, no Itaim Bibi, o lençol estava mais profundo do que há dez anos, quando executou outra obra no local na primeira década de 2000.

As possíveis consequências disso no edifício foram um muro rachado e um pequeno afundamento na entrada da garagem, que já havia sido reformada pelo mesmo motivo há um ano. O asfalto da frente do prédio também foi refeito havia três meses e já estava empoçando água em alguns pontos devido a buracos.

Nas ruas Tumiaru, Joinville e Curitiba e na travessa Ponder, em maio de 2007, casas apresentaram rachaduras e fissuras; algumas foram interditadas. Na época, três prédios de luxo estavam sendo construídos. Hoje, as casas passam por reformas, pagas pelas construtoras.

O sindicato disse que a empresa estava irregular ao tirar água em excesso. O promotor preparou ação contra prefeitura por falta de controle, pela qual a prefeitura diz que estuda limitar o bombeamento, apesar de que ainda não houve formulação da legislação sobre o assunto.

Segundo Ferreira (2011), a drenagem do subsolo deixou de ser necessária no Edifício Grand Palais na Alameda dos Anapurus 620 após a construção de dois edifícios adjacentes com subsolos mais profundos (Av. Moema 425 e Av. Chibaras 516), indicando uma clara diminuição do nível d'água. O mesmo ocorreu com o Edifício Maria Francisca na Av. Jacutinga 446, construído no início da década de 80, com dois subsolos, que, após a construção de um edifício na Rua Gaivota 745, teve o lençol freático rebaixado de modo que suas bombas passaram a funcionar por tempo reduzido.

3.5. Bombeamento e aproveitamento de água

Depois que a obra de rebaixamento é concluída, o bombeamento pode se tornar permanente durante toda a vida útil da edificação. Nesse caso, uma solução economicamente viável é a de aproveitar a água bombeada para outros usos. Ao invés de lançar a água diretamente na sarjeta, por exemplo, pode-se utilizá-la para irrigação de jardins ou lavagem de pisos. Entretanto, o nível de contaminação dessa água pode inviabilizar seu uso, tornando o tratamento economicamente inviável.

De qualquer modo, qualquer obra deve ter ciência do nível de qualidade da água que está sendo drenada, sendo necessária a identificação do nível de toxicidade da água para, em seguida, caso necessário, determinar o método de tratamento mais adequado. Já o

aproveitamento dessa água para consumo humano representa uma questão ainda mais complexa, pois para essa finalidade, precisaria de um sofisticado sistema de filtragem.

A respeito da contaminação da água do lençol freático, são inúmeras as substâncias tóxicas produzidas em diversos processos industriais, nas atividades humanas e na agricultura. Diariamente a sociedade gera uma quantidade enorme de resíduos tóxicos, a partir de produtos consumidos e descartados de forma irresponsável, como por exemplo, lâmpadas, pilhas, medicamentos, inseticidas, tintas, produtos de limpeza, combustíveis, equipamentos eletrônicos, dentre outros, sendo que na grande maioria das vezes, esses produtos serão depositados em lixões a céu aberto, sem os devidos cuidados. (CETESB, 2007)

No Brasil, segundo a Agência Nacional das Águas, a falta de saneamento na zona urbana vem acarretando elevadas concentrações de N-nitrato na água subterrânea, que pode ocasionar cianose caso ingerida em altas concentrações, além de bactérias patogênicas e vírus. O N-nitrato é também um indicador mundialmente utilizado como referência da contaminação das águas subterrâneas. As principais fontes de contaminação de nitrato provêm da aplicação de fertilizantes nitrogenados, fossas negras, vazamentos das redes coletoras de esgoto e contaminação na zona de captação de poços. (CETESB, 2007)

Um dos contaminantes comumente encontrados nos aquíferos são os microrganismos patogênicos derivados dos efluentes domésticos descartados em fossas negras ou que vazam de redes coletoras. Outro contaminante encontrado é o chorume gerado na decomposição do lixo depositado em lixões e aterros. Entre as substâncias perigosas contaminantes, os solventes e metais pesados requerem um cuidado maior, em função da dificuldade de tratamento, e custos muito elevados. (CETESB, 2007)

Tendo isso em vista, obras que drenam águas subterrâneas devem identificar as áreas com potencial de contaminação, avaliando e detalhando todos os cenários existentes. Uma equipe capacitada deve realizar um diagnóstico ambiental, que terá importância nas etapas de gerenciamento das áreas contaminadas. Para avaliar os riscos toxicológicos e os riscos à saúde humana associados a essas áreas, devem ser adotadas metodologias estabelecidas por entidades normatizadoras reconhecidas internacionalmente como a ASTM, Health Canada, ANZECC, UK, entre outras.

A Hidroplan, empresa pioneira no país em hidrogeologia de contaminação e meio ambiente subterrâneo, define quatro fases para a avaliação do risco de ocorrência de danos à saúde e ao meio ambiente. Após a identificação de um agente causador de um determinado efeito (Passo 1), a análise dose-resposta (Passo 2) determina a relação entre a dose ou

quantidade do agente e a resposta biológica usando dados de testes toxicológicos experimentais e epidemiológicos. A avaliação da exposição (Passo 3) analisa a magnitude e a duração da exposição ao agente e as diferentes rotas de ingresso no organismo. Por fim, a caracterização do risco (Passo 4) examina a associação entre uma dose e a probabilidade da ocorrência do efeito adverso através do uso de modelos matemáticos.

Dentre essas metodologias, a Hidroplan detalha as atividades a serem executadas:

- Identificação do problema e do perigo
- Formulação de modelos de exposição
- Caracterização e análise da exposição e da toxicidade
- Quantificação dos efeitos potencialmente danosos à saúde humana e ao ecossistema
- Caracterização e análise do risco toxicológico e ambiental
- Determinação de metas de remediação e do potencial de recuperação do meio ambiente
- Planejamento e implementação de medidas de controle de exposição
- Eliminação e redução dos riscos à níveis aceitáveis
- Gerenciamento de riscos ambientais e toxicológicos
- Comunicação do risco
- Análise de incertezas

3.6. Estimativa de Vazão

O cálculo de vazão de água que deve ser extraída do subsolo, juntamente com o tempo de operação do sistema de rebaixamento, são essenciais para a realização de um projeto adequado do sistema. A determinação de dimensões do espaçamento e penetração de poços ou ponteiras, assim como a dimensão e a capacidade dos tubos coletores e das bombas dependem diretamente da vazão de água. Não somente isso, como a vazão pode ser um fator determinante na tomada de decisão de realizar a drenagem.

A vazão necessária para produzir o rebaixamento do nível freático desejado pode ser estimada por soluções matemáticas, que são determinadas para diversas situações idealizadas (isotropia, homogeneidade, fluxo 2D, condições de contorno simples), ou por soluções aproximadas obtidas por métodos numéricos como o método dos elementos finitos.

Afirma-se que os resultados obtidos por qualquer um dos métodos devem ser encarados como um pré-dimensionamento e posteriormente ajustados com a chegada de dados obtidos em campo após o início da operação do sistema. Além disso, ambas as soluções são estimadas assumindo fluxo permanente. Na prática, a vazão de início do rebaixamento, até se atingir fluxo

permanente, seria superior àquela obtida como solução dos métodos, aproximadamente em 10% (Urbano, 2009) e o sistema de rebaixamento deve ser projetado de acordo.

3.6.1. Aplicação do Método Analítico

A vazão necessária para produzir o rebaixamento do lençol freático é calculada por equações relacionadas com a perda de carga hidráulica e da circulação da água através dos vazios de um maciço de terra. A equação básica que governa o fluxo de água através de um maciço em regime lamelar corresponde à Lei de Darcy, dada por:

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

Em que a vazão é diretamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade k, ao gradiente hidráulico i, e à área transversal A na qual ocorre o fluxo de água.

A hipótese de Dupuit admite que o gradiente hidráulico é constante e igual à inclinação da superfície de água no ponto, o que pode ser escrito como i = dh/dy. Além disso, Dupuit também considera que o fluxo é apenas horizontal, desprezando-se a componente vertical da velocidade. O erro na adoção da hipótese é tanto maior quanto mais inclinada for a linha freática.

Para uma linha de poços suficientemente próximos e paralelos ao canal, esta pode ser substituída por uma vala contínua com eixo perpendicular ao plano do papel, distinguindo-se duas situações típicas: o fluxo confinado e o fluxo não confinado, significando que o aquífero, ou seja, o meio no qual se processa a percolação principal em análise, pode se encontrar confinado ou não, entre dois meios supostos impermeáveis. Analogamente, tais situações podem ser aplicadas para um fluxo tridimensional com um eixo central de simetria, correspondente ao caso de poços isolados, não suficientemente próximos.

Para os casos de poços suficientemente próximos, a vazão é obtida por unidade de comprimento x do sistema, após a estabilização do fluxo. As alturas H, do nível d'água original, e h_e, nível d'água rebaixado, são dados em relação à camada impermeável inferior. O comprimento L refere-se à distância de influência do rebaixamento sobre o lençol freático.

Para fluxo gravitacional (não-confinado), considera-se uma escavação que penetra totalmente em uma camada permeável, homogênea e isotrópica, contendo um lençol freático horizontal, limitada na base por um estrato impermeável horizontal:

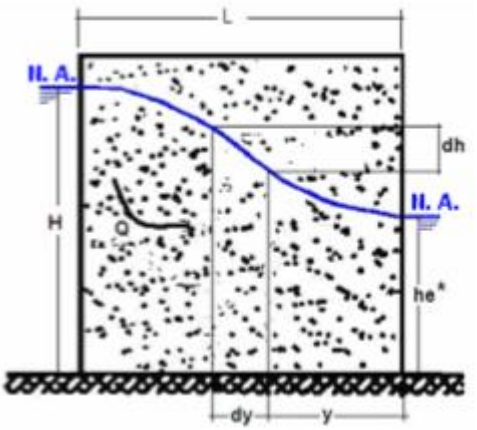


Figura 12 – Fluxo não confinado em uma única camada permeável, homogênea e isotrópica
Fonte: Urbano 2009

Na condição de equilíbrio, a equação para a vazão Q por unidade de comprimento x do sistema pode ser desenvolvida da seguinte forma:

$$A = hx$$

resulta em

$$Q = khx\,\frac{dh}{dy}$$

$$hdh = \frac{Q\,dy}{kx}$$

integrando-se

$$\int_{h_e}^{H} hdh = \int_{0}^{L} \frac{Q}{kx}\,dy$$

$$\frac{(H^2 - h_e^2)}{2} = \frac{QL}{kx}$$

$$Q = \frac{kx}{2L}\,(H^2 - h_e^2)$$

3.6.2. Aplicação do Método dos Elementos Finitos

De maneira simplificada, entende-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) como um procedimento numérico para determinar soluções aproximadas de problemas de valores sobre o contorno de equações diferenciais. O MEF subdivide o domínio de um problema em partes menores, denominadas elementos finitos. Um exemplo dessa subdivisão, ou criação de uma malha, está ilustrada na Figura 13.

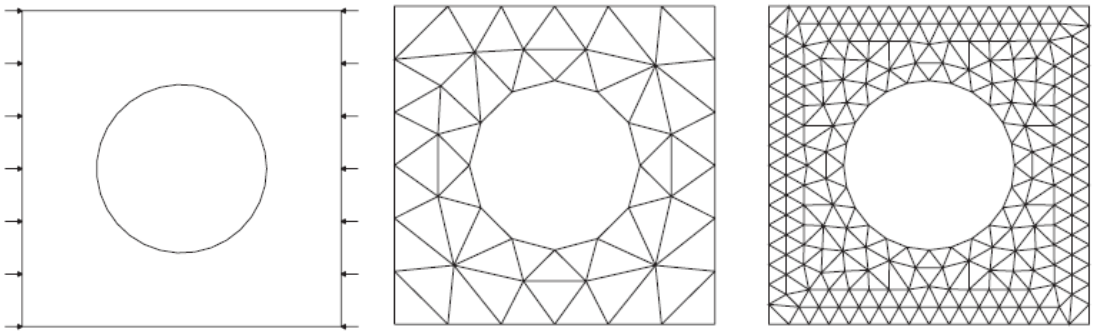


Figura 13 – Geometria, carregamento e malha de elementos finitos de chapa quadrada com abertura circular
Fonte: *A First Course in Finite Elements* - Jacob Fish, Ted Belytschko - JohnWiley & Sons

O cálculo de MEF é extenso e necessita do uso de programas computacionais, até porque o cálculo analítico restringe o número de nós e o resultado provavelmente se torna insuficiente em função da precisão requerida. No presente trabalho, foi utilizado o programa *Phase²*, que, por meio da aplicação do MEF, produz resultados para análise de percolação em uma determinada contenção ou seção de terreno.

No *software Phase²*, adotou-se o método de cálculo Gaussiano. Esse método possibilita a visualização da rede de fluxo de água em uma seção típica de contenção dadas três informações básicas: as características geométricas de seção, as características geológicas e de condições de contorno de nível de água. Um passo a passo resumido do processo de modelagem em *Phase²* está descrito a seguir:

Em primeiro lugar, é preciso definir Excavation Boundaries, desenhando dentro do Phase², ou importando de um arquivo .dxf. As camadas de materiais também devem ser definidas.

O segundo passo é discretizar a seção em malhas com número definido de nós, através da ferramenta meshing. O número de nós deverá ser escolhido conforme a necessidade do projeto, lembrando-se de que quanto maior o número de nós, mais refinado é seu modelo e, portanto, o resultado de simulação mais se aproximará da realidade, a custo de um consumo computacional mais elevado.

O terceiro passo, após *discretize* e *mesh*, é definir as propriedades do material. Para casos de análise de tensão ou carga, são necessários os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, para o caso de realizar apenas a análise de fluxo, basta definir o coeficiente de permeabilidade específico de cada material (k).

O último passo é a definição das condições de contorno, como, por exemplo, restrições de deslocamentos nos apoios e condições hidráulicas conhecidas, basta realizar o cálculo numérico com o programa.

3.7. Distância de Influência

A utilização da equação apresentada para o cálculo de vazão assume que se conheça a distância de influência L do rebaixamento sobre o lençol freático. Além disso, é de grande importância que o projetista do sistema de drenagem tenha uma estimativa desse valor, a fim de avaliara e evitar interferências indesejadas nas obras vizinhas.

A distância pode ser estimada a partir de uma equação empírica proposta por Sichardt (1927):

$$L = 3000\ (H - h)\sqrt{k}$$

Onde:

- L – Distância de influência em metros
- H – Altura do aquífero em metros
- H – Altura do nível d´água em metros
- K – Coeficiente de permeabilidade dado em m/s.

4. ESTUDOS DE CASO

Nesta seção serão introduzidos os casos estudados pelo grupo no presente trabalho. Cada um deles utiliza soluções de drenagem para obter uma redução dos esforços estruturais e, portanto, uma economia no custo de obra.

4.1. Caso 1: Cidade Matarazzo

4.1.1. Descrição do empreendimento

O empreendimento Cidade Matarazzo localiza-se na Alameda Rio Claro, 190 - Bela Vista, São Paulo, indicado na Figura 14.

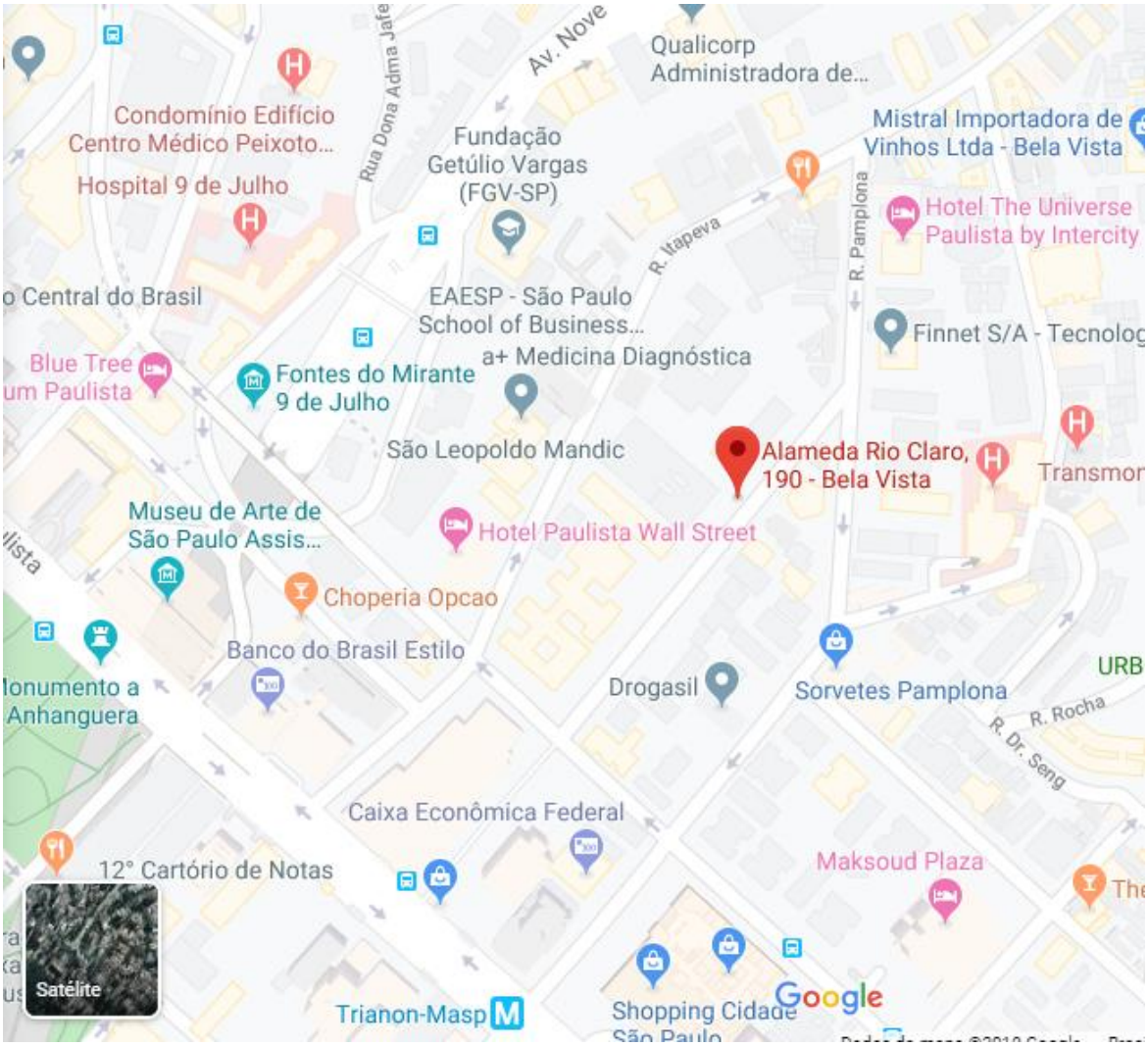


Figura 14 – Localização de empreendimento Cidade Matarazzo
Fonte: Google Maps

O empreendimento tem um uso comercial e possui área total de aproximadamente 8 437 m², ilustrada na Figura 15:

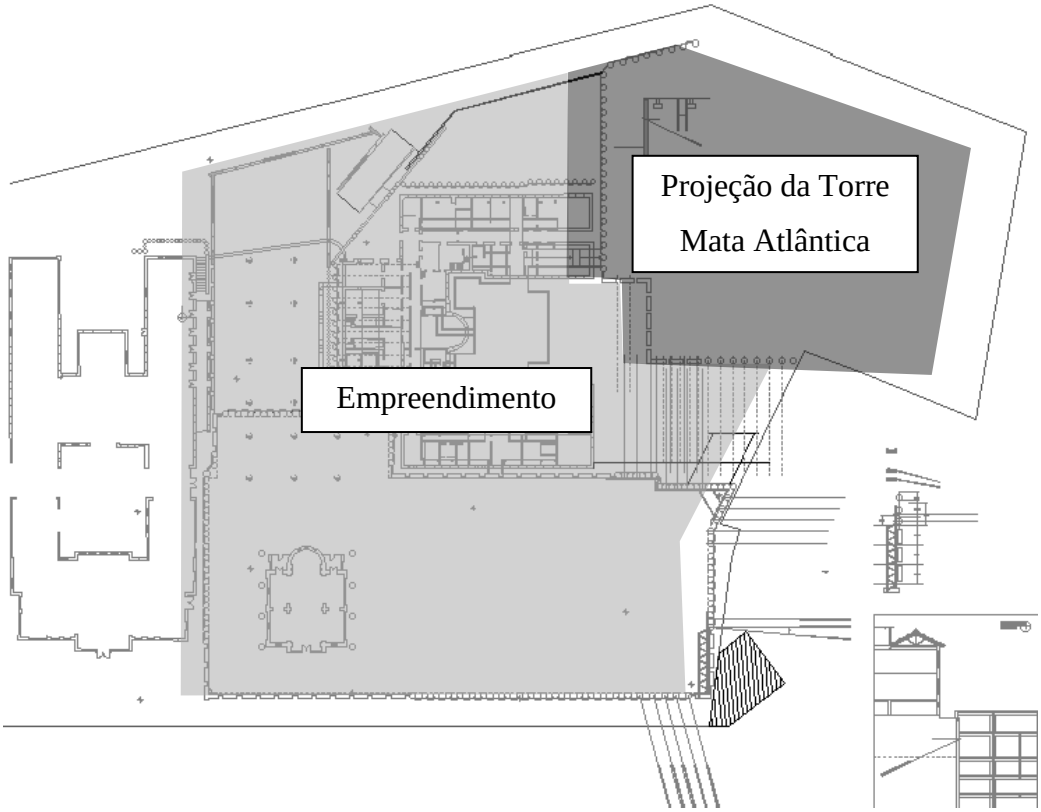


Figura 15 – Planta geral de empreendimento
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

Adicionalmente, existe uma torre de uso comercial (Figura 16), com uma área de aproximadamente 2.500 m². Nesta torre, a contenção está sendo monitorada (BRP's e inclinômetros). Os dados obtidos por meio de instrumentações na torre de controle indicam que o empreendimento se encontra estável.

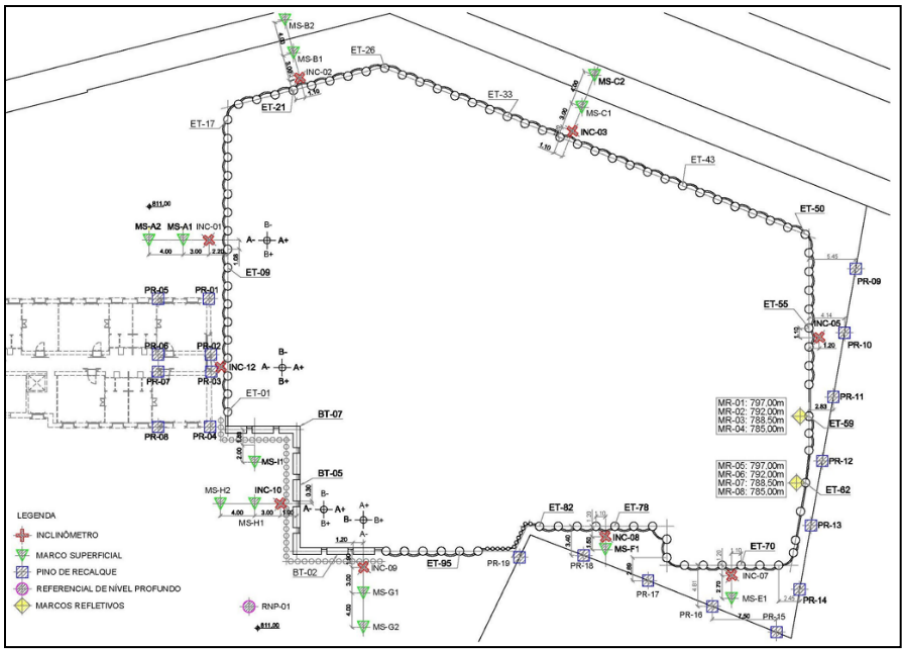


Figura 16 – Contenções na projeção da torre mata atlântica – controle visual (BRP's e inclinômetros)
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

A profundidade do empreendimento varia, como se pode observar nas elevações de fachadas na Figura 18. Isso e outros fatores fizeram com que várias soluções de contenção fossem adotadas, tais como parede diafragma, arco de concreto projetado, em combinação com diversos tipos de fundação, como estacões, sapatas e tubulões. A profundidade na região da torre é em torno de 27,4 m, com o nível de água em uma cota aproximada de 789,00 m.

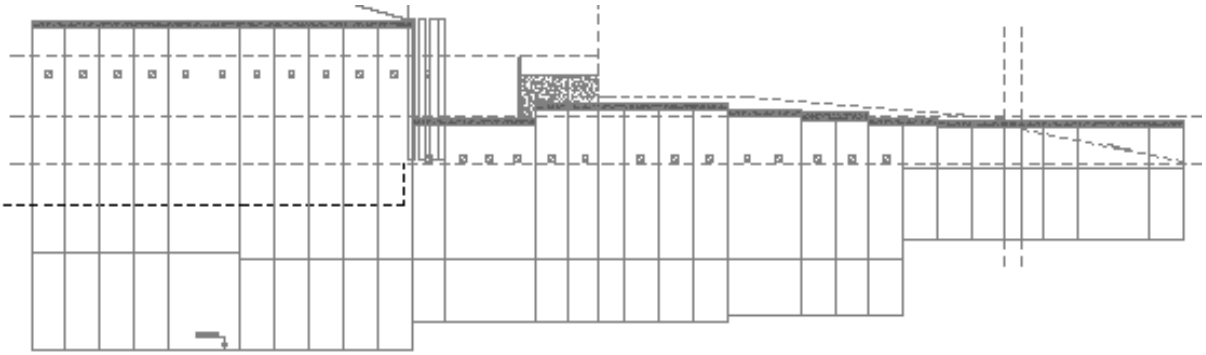


Figura 17 – Elevações das fachadas
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

As sondagens mostram a ocorrência de argila siltosa média a dura em grande parte da escavação (em até 23 m de profundidade), o que favorece o uso de drenagem. As características do perfil geotécnico na obra serão descritas em maior detalhe no item 5.4.1 do trabalho.

Em sua totalidade, o empreendimento compreende um mercado orgânico, uma capela, um espaço comercial, casas de artesãos e casa da criatividade, uma capela, um edifício corporativo, uma torre e um hotel, como apresentado na Figura 18:

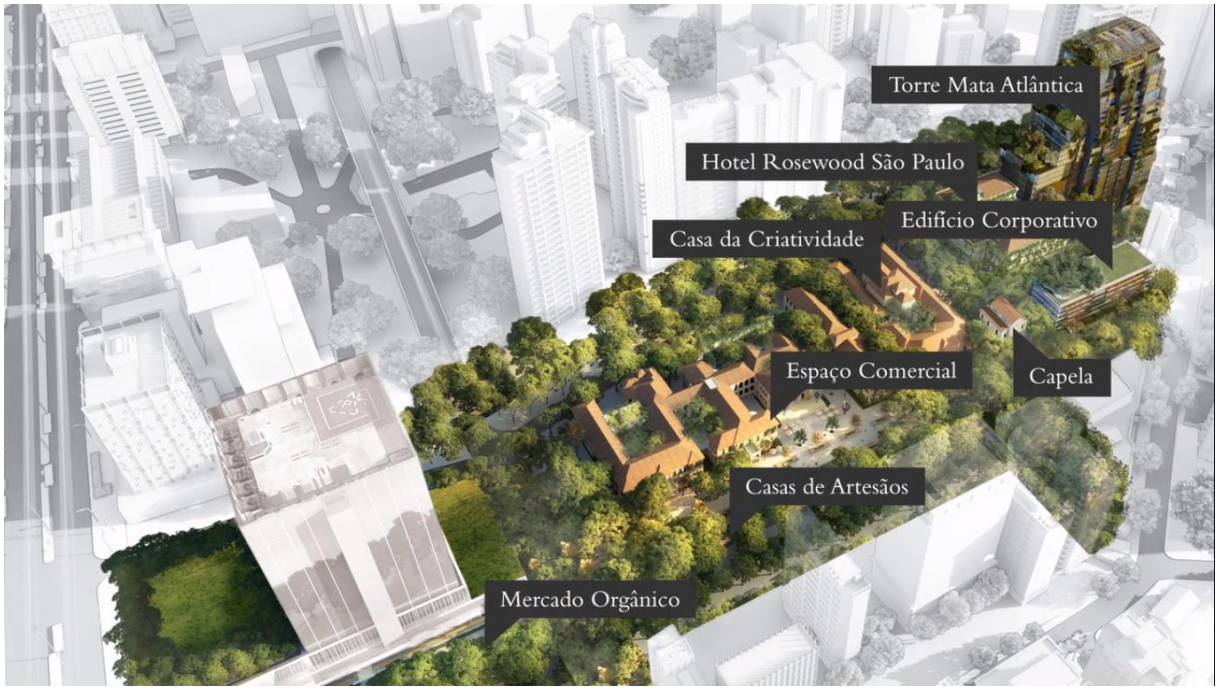


Figura 18 – Visão geral do empreendimento
Fonte: https://www.cidadematarazzo.com.br/, acessado em 25/08/2019

4.1.2. Técnicas Utilizadas e resultados

Um dos tipos de contenção escolhida na torre de controle foi de estacões com seções circulares em arcos de concreto projetado. A seção típica dela está ilustrada na Figura 19, um detalhe típico do arco está ilustrado na Figura 20.

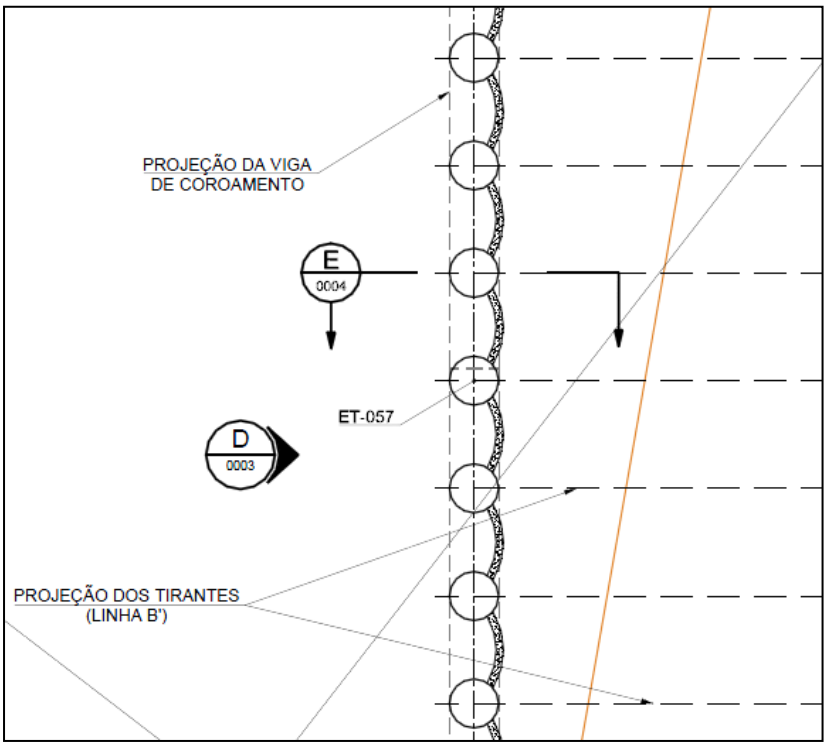


Figura 19 – Projeção da viga de coroamento (1,0 m de diâmetro, espaçados 2,1 m cada)
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

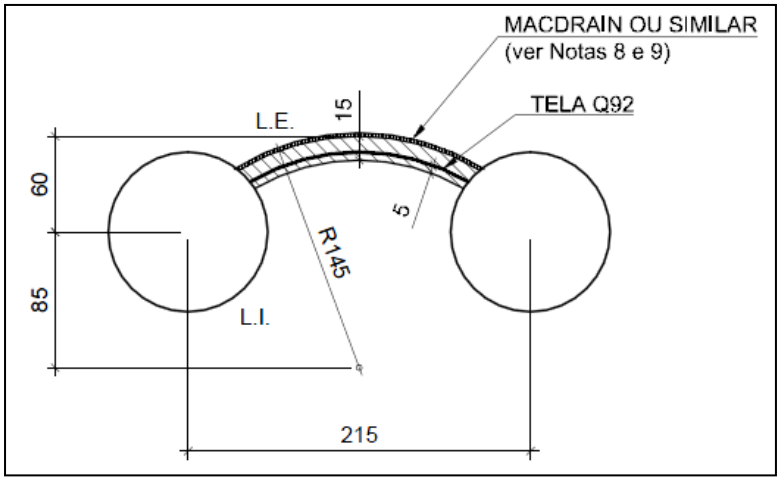


Figura 20 – Seção típica de contenção
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

Há trechos em que foi utilizada parede diafragma, como pode ser vista na Figura 21.

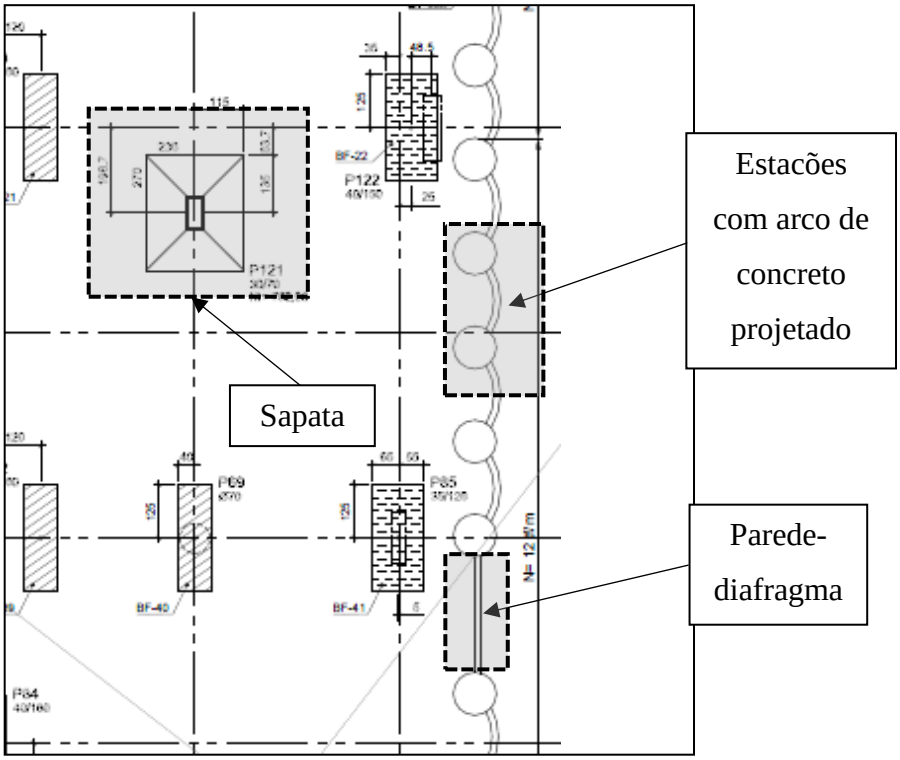


Figura 21 – Detalhe de projeto de fundação na torre
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

A drenagem é realizada por meio de manta geotêxtil, que se insere entre o solo e o arco de concreto projetado, aliviando a pressão neutra que atua na contenção.

4.1.3. Visita a Obra

No dia 20 de setembro de 2019, o grupo visitou a obra Boulevard Matarazzo acompanhado pelo ATO Luiz Felipe Saes e Eng. Msc. Bruno Marcos Gonçalves Scodeler que participaram do empreendimento. A visita teve o objetivo de compreender melhor as peculiaridades do projeto, com ênfase no sistema de drenagem em sua fase de execução e em locais já concluídos.

A Figura 22 representa o desenho que se encontra afixado numa parede da edificação existente e permite ter uma visão geral da obra.

Figura 22 – Foto da planta geral do empreendimento

Na primeira parte da visita, o grupo esteve em uma área de subsolo cuja contenção é mista, composta por tubulões e parede diafragma, ambos atirantados. O local encontrava-se na fase preparatória para a execução da vedação vertical, por isso era possível visualizar blocos de concreto a serem utilizados (Figura 23).

Figura 23 – Foto dos blocos de concreto para vedação vertical

Para esse tipo de contenção (parede diafragma atirantada), devido ao método construtivo, a adoção de técnica de drenagem é inviável já que não é possível instalar mantas drenantes. Além disso, a profundidade de escavação abaixo do nível d'água é suficiente para tornar a drenagem com finalidade de redução de esforços desinteressante. Portanto, a drenagem foi realizada apenas na laje de fundo.

Em seguida fomos para outra região da obra em que o tipo de contenção é mista e de ficha descontínua, composta por estacões ou tubulões com arco de concreto projetado e também contínua com parede diafragma. A profundidade da escavação é superior a 30 m, e, nesse caso, o rebaixamento do nível d'água foi implementado, levando a uma redução significativa nos esforços. A seguir, apresenta-se uma foto ilustrativa de contenção em arco de concreto projetado (Figura 24).

Figura 24 – Detalhe do estacão com arco de concreto projetado

Nesse local, a drenagem foi realizada tanto na contenção quanto na laje de fundo, por meio do uso de uma manta geotêxtil (conhecida por MacDrain®) na contenção e lastros de britas em contato com o solo. A água subterrânea captada pela manta será conduzida por condutos até locais que existam poços de água. Posteriormente, ela será bombeada. A seguir, está um croqui esquemático explicando o sistema de captação de água subterrânea com MacDrain® (Figura 25).

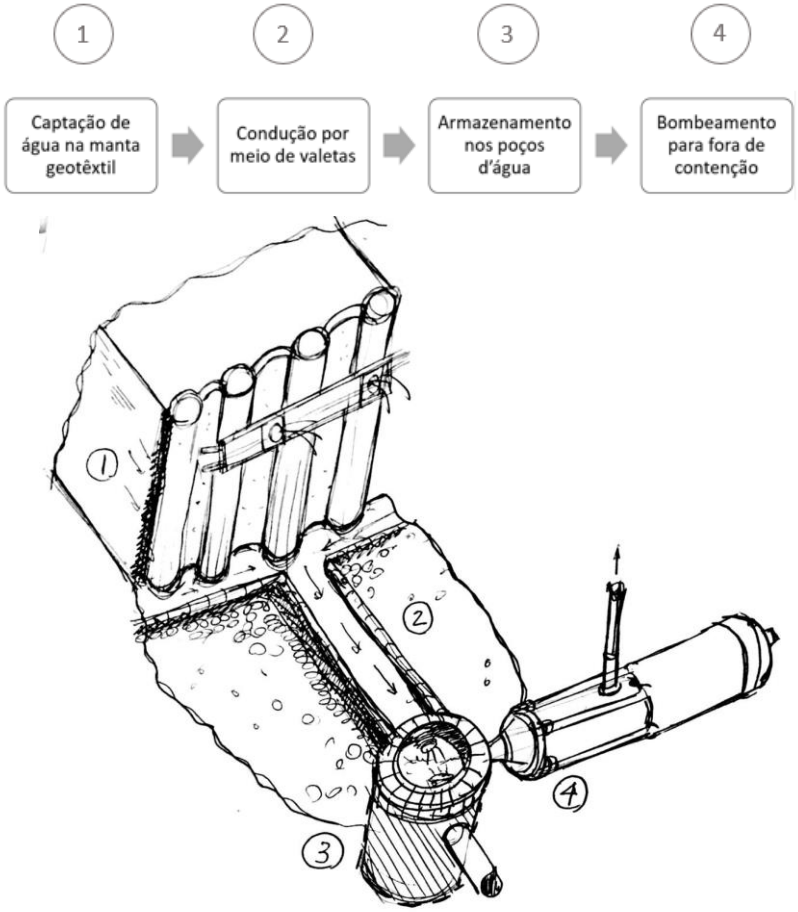


Figura 25 – Croqui esquemático do sistema de captação de águas subterrâneas

Durante a visita, a água subterrânea estava armazenada nos poços d'água localizados em pontos dispersos no fundo de escavação. As bombas para levá-la ao nível térreo ainda não estavam presentes na hora da visita. Isso não era um problema já que a quantidade de água existente no momento da visita não era significativa, o solo estava aparentemente seco. As fotos a seguir mostram o lastro de brita (Figura 26 e Figura 28), as valetas (Figura 27) e os poços para inspeção da água (Figura 29 e Figura 30), além de algumas peculiaridades encontrados na obra.

Figura 26 –Brita adicionada no fundo de escavação para dar suporte à laje de fundo

Figura 27 – Valeta de drenagem com lastro de brita

Figura 28 – Lastro de brita e água subterrânea no fundo da escavação

Figura 29 – Caminho de valetas até poço de inspeção da água

Figura 30 – Poço com água subterrânea

Um ponto peculiar que chamou a atenção foi o gotejamento de água na cabeça dos tirantes provisórios (Figura 31 e Figura 32). Observa-se que isso alivia a pressão neutra na contenção, embora de um modo não planejado.

Figura 31 – Foto das cabeças de tirantes provisórios com saídas de água (faixa esbranquiçada)

Figura 32 – Foto das cabeças de tirantes provisórios com saídas de água (faixa esbranquiçada)

A foto do grupo na obra está a seguir:

Figura 33 – Grupo no interior do empreendimento

4.2. Caso 2: Edifício Garagem Congonhas (CCC-EDG)

4.2.1. Descrição do empreendimento

O Edifício Garagem de Congonhas é composto de seis pavimentos, sendo cinco de estacionamento - dos quais três são subterrâneos – e o pavimento da cobertura, que abriga praça ajardinada de utilização pública. De arrojada arquitetura, o empreendimento totaliza área construída superior a 60.000m² e capacidade de 2.500 vagas de estacionamento para os usuários do Aeroporto.

Além do edifício principal, fazem parte do empreendimento todas as estruturas necessárias para o apoio (tais como subestações de energia, reservatório de água com capacidade de 1.800 m³ e edifício anexo) e para o acesso ao edifício principal (como poços de

escadas e elevadores, passarela de pedestres conectada ao terminal aéreo e viaduto de veículos, de aproximadamente 90m de extensão, para a circulação do tráfego no entorno do Aeroporto).

A obra finalizada está mostrada na Figura 34 e sua planta na Figura 35, uma elevação é mostrada na Figura 36.

Figura 34 – Foto da estação de aeroporto de Congonhas em 2006
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

A localização da obra é Av. Washington Luís, s/nº - Vila Congonhas, São Paulo – SP.

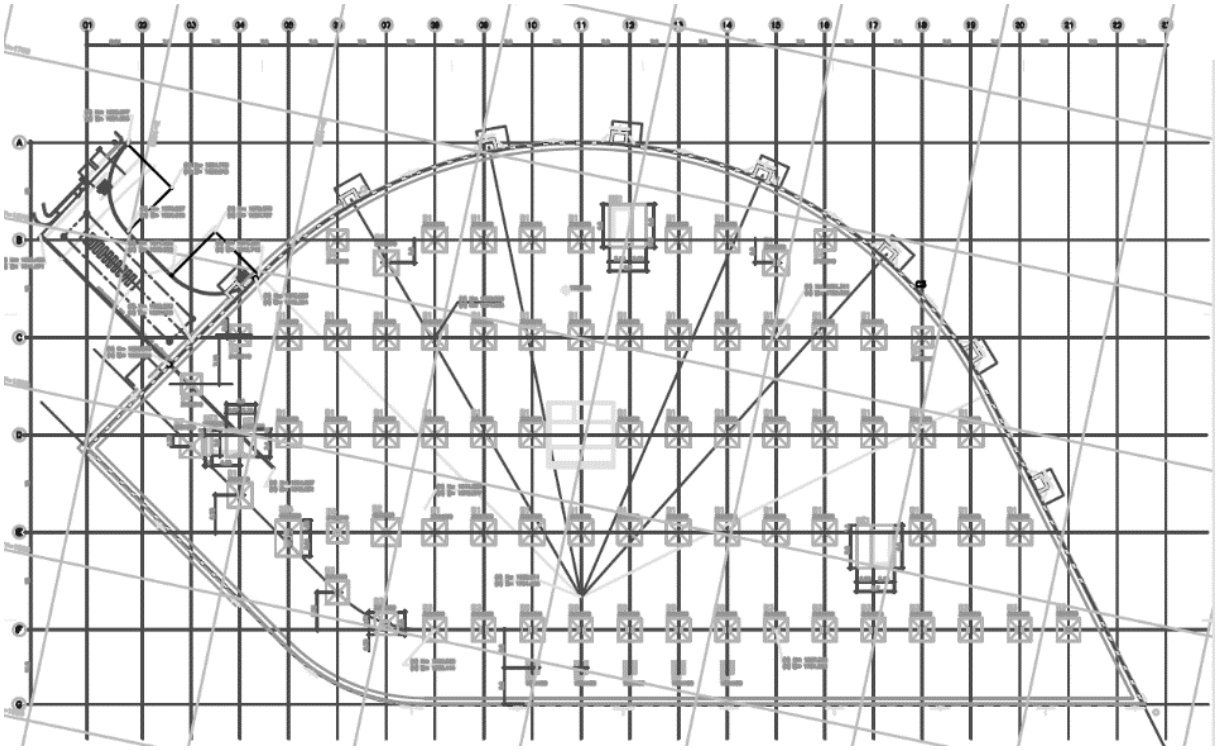


Figura 35 – Planta geral de aeroporto de Congonhas
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

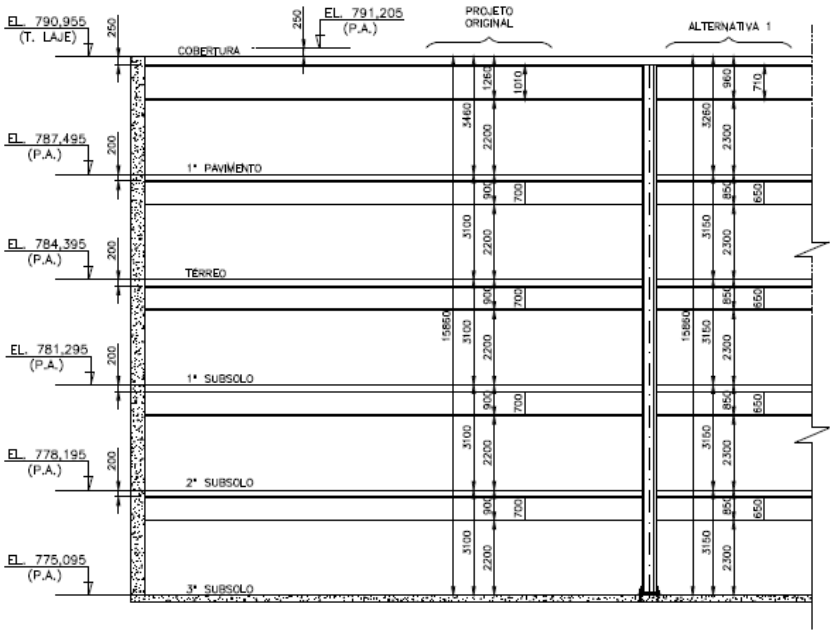


Figura 36 – Elevação típica de estacionamento de aeroporto de Congonhas
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

Os dados de alguns pontos de sondagem apresentam as seguintes características do perfil geológico:

Tabela 1 – Dados geotécnicos de Estacionamento de congonhas

	PROFUNDIDADE	MATERIAL
SPT-10	11m	Argila siltosa
SPT-17	15m	Areia argilosa
	21m	Argila siltosa
SPT-12	17m	Silte argiloso
	13m	Areia siltosa
SPT-14	13m	Areia argilosa siltosa

Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

A Tabela 1 mostra que existe a ocorrência de silte argiloso até 17 m de profundidade, e nível de água médio de 2,3 m.

4.2.2. Técnicas Utilizadas e resultados

Basicamente, as lajes do edifício principal são constituídas por perfis metálicos e lajes pré-moldadas de concreto protendido, enquanto seu fechamento perimetral foi executado em concreto armado. Tal composição estrutural foi adotada após profundas avaliações dos custos e da metodologia executiva a ser empregada, realizadas em conjunto com os respectivos fornecedores, em plena harmonia com o projeto arquitetônico sugerido e visando a manutenção dos prazos pré-estabelecidos.

As características gerais da estrutura incluem: contenção em estacões atirantados (Figura 37)Figura 37 – Seção típica das estacas na parede de contenção; fundações em sapatas (Figura 38); paredes de concreto armado; pilares e vigas de aço (detalhe da ligação entre os elementos de aço e de concreto na Figura 39) e lajes de concreto protendido pré-moldadas(Figura 40).

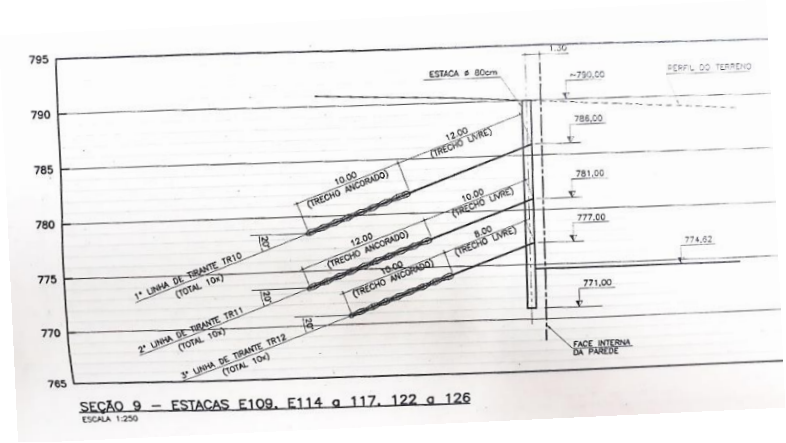


Figura 37 – Seção típica das estacas na parede de contenção
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

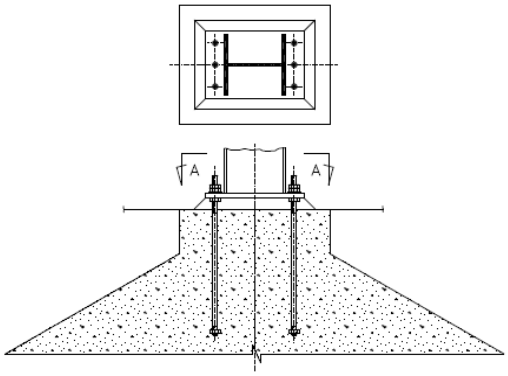


Figura 38 – Ligação entre pilar e fundação
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

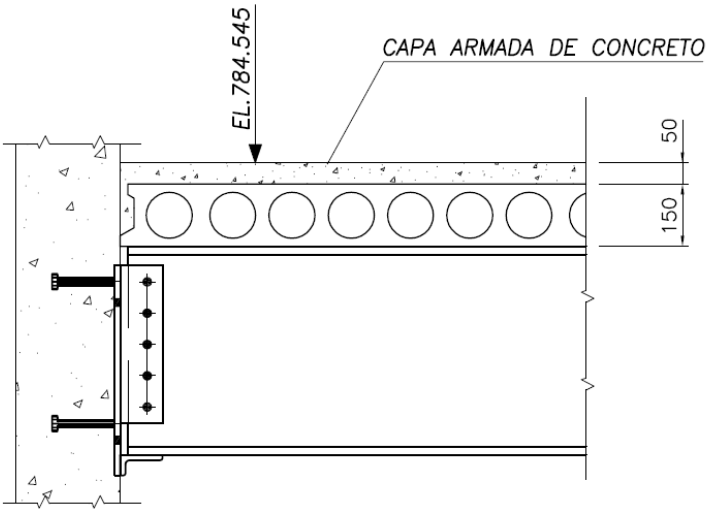


Figura 39 – Detalhe da ligação entre viga e parede
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

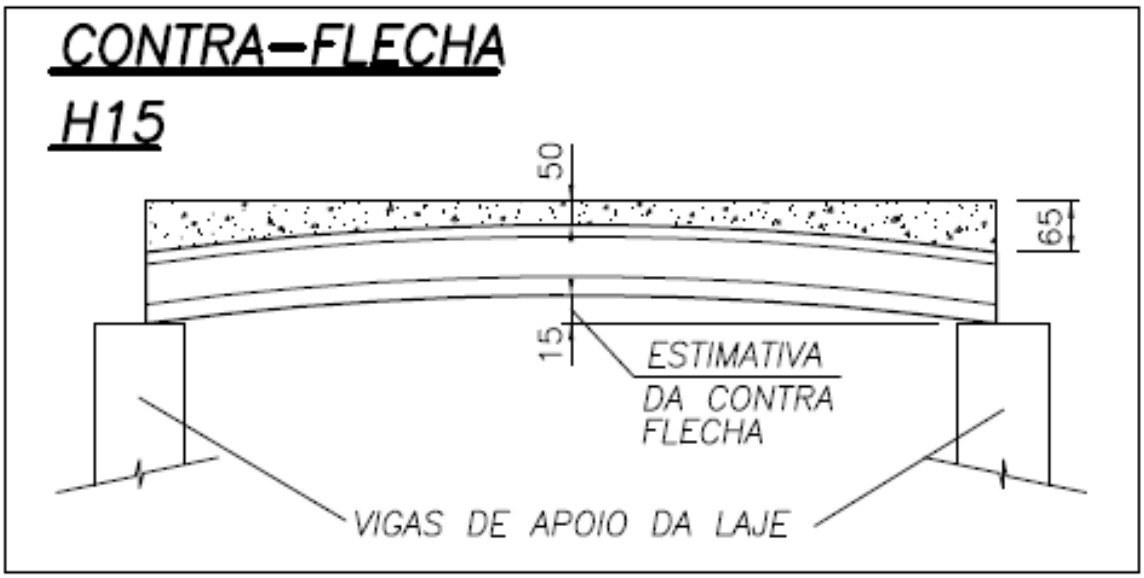


Figura 40 – Lajes alveolares Reago térreo com concreto prontendido
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

O controle de água após a finalização da obra é realizado por meio de um poço de bombeamento (Figura 41), onde a água subterrânea é bombeada diariamente para fora do edifício. É estimado de que em torno de 40% dessa água é reaproveitada e o restante é descartada.

Figura 41 – Foto do poço de bombeamento

4.2.3. Visita a Obra

A visita ao edifício garagem do aeroporto de Congonhas foi realizada no dia 11 de outubro de 2019. Os engenheiros Urandy Maschio, que participou do projeto da obra, e Marcelo Chiode guiaram o grupo na visita. O projeto inicialmente contava com 5 níveis de subsolos e 2550 vagas somando de outros tipos de veículos além 2100 de individuais. O tempo de execução foi breve, de 18 meses, graças à estrutura metálica, as fotos dessa visita estão a seguir:

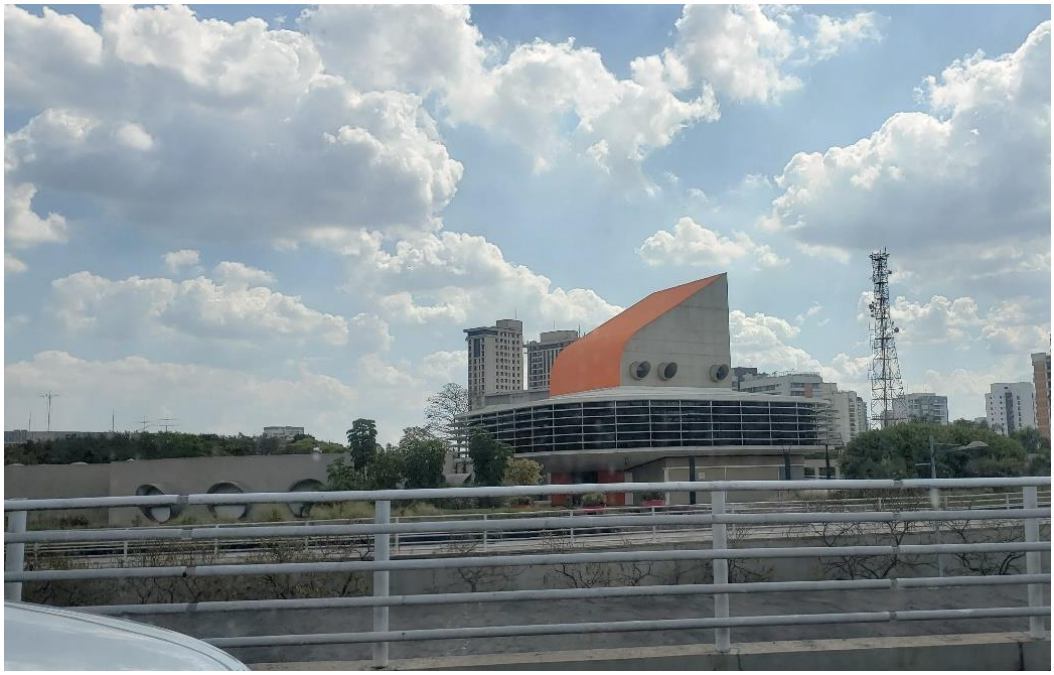


Figura 42 – Vista do edifício garagem

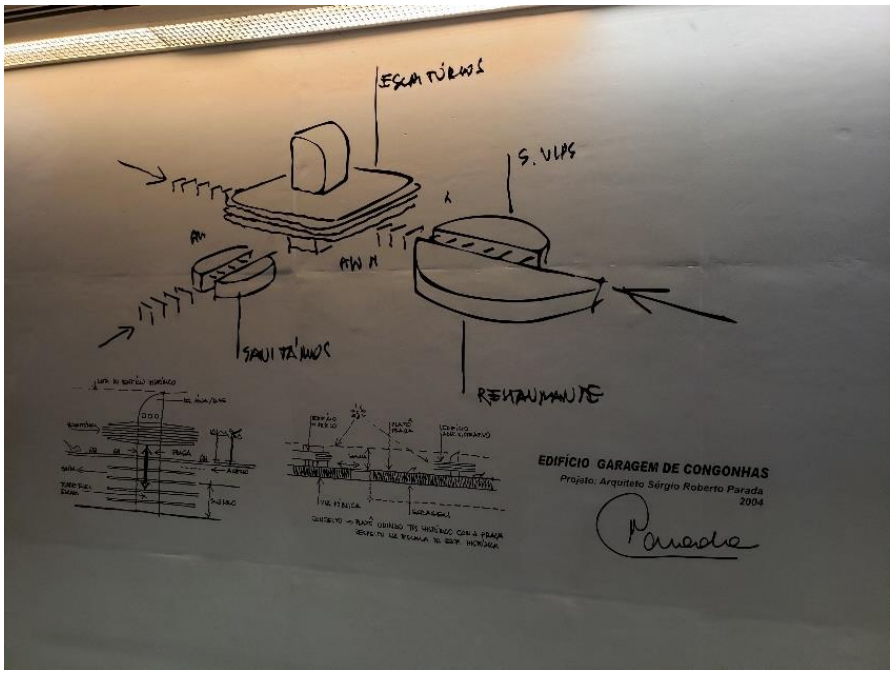


Figura 43 – Croqui arquitetônico de edifício garagem

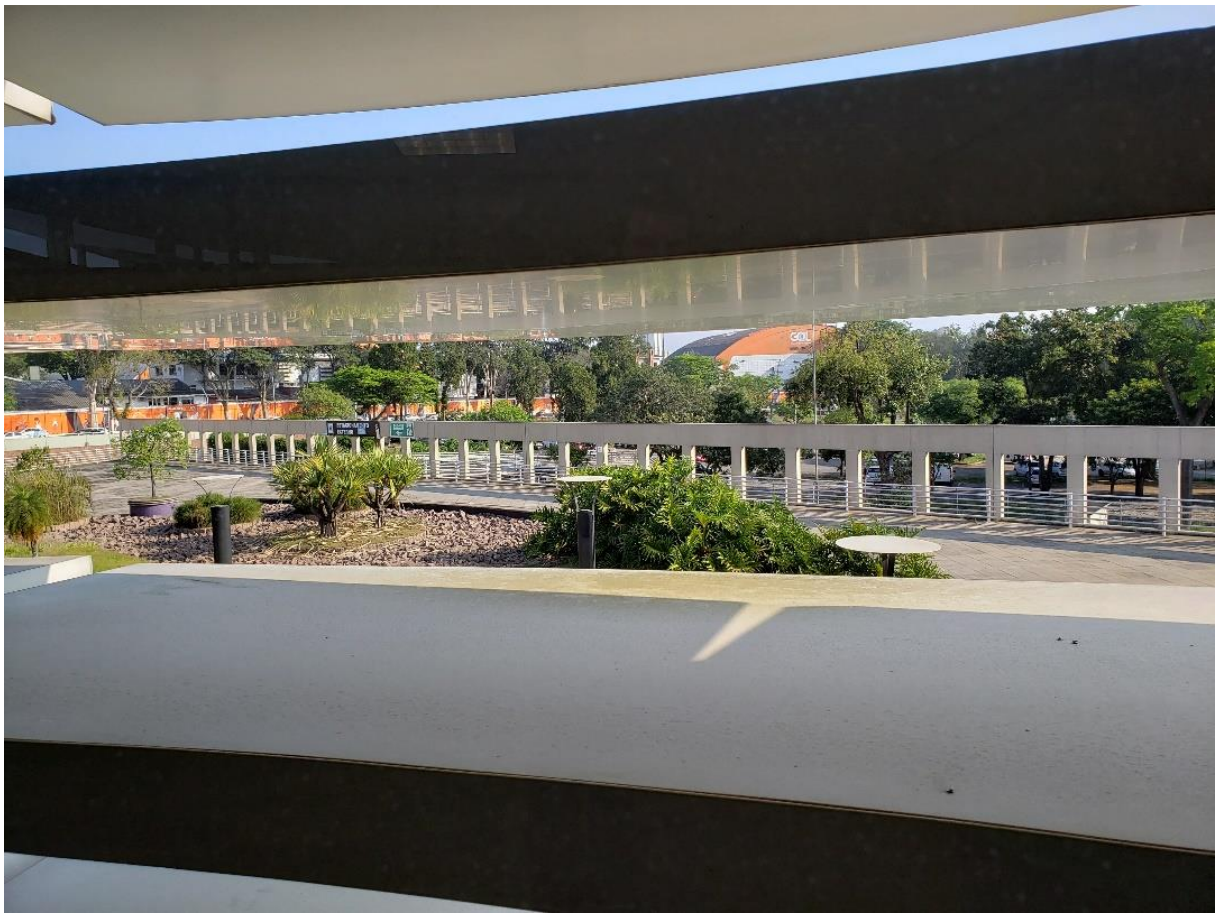


Figura 44 – Vista da cobertura do edifício garagem

A contenção foi executada em estacões com arcos de concreto projetado, principalmente devido à economia e facilidade de manuseio em relação à parede diafragma. Além disso, conta com a presença de 9 exaustores, imprescindíveis para manter a qualidade do ar em níveis adequados

Os arcos de concreto entre estacões são semelhantes aos vistos no empreendimento cidade Matarazzo. Essa contenção foi projetada em todo o perímetro do edifício, existe um vão entre a contenção e as paredes de fechamento, que são de alvenaria estrutural com fundação em sapata corrida, este apresenta função de ventilação.

Apesar da existência de solo mole em parte da contenção, o fundo da escavação está assente sob camada competente que varia entre areias argilosas e argilas arenosas típicas da formação São Paulo, o que permitiu usar uma fundação direta com 3,5 x 3,5 m de dimensão em cada pilar. Os tirantes estavam embutidos nos estacões (Figura 45). A seguir, seguem algumas fotos da contenção:

Figura 45 – Cabeça dos tirantes embutidos nos estacões

Figura 46 – Visão do vão entre contenção e parede do estacionamento

Figura 47 – Detalhe do estacão

Figura 48 – Detalhe do arco de concreto

A questão de ventilação é de grande importância para projetos de subsolos. Para a edificação em questão, a ventilação se dá principalmente pela rampa de acesso entre os níveis de subsolos (

Figura 49). As telas nas paredes do estacionamento auxiliam na ventilação, como ilustra na Figura 50. Adicionalmente, a fim de manter o ambiente agradável e seguro, os sensores de

CO_2 (Figura 51) estavam instalados a fim de detectar com rapidez eventuais mudanças na condição do ar.

Figura 49 – Detalhe de rampa de acesso

Figura 50 – Tela na parede de estacionamento para ventilação (admissão dos exaustores)

Figura 51 – Sensor de CO_2

A drenagem foi realizada no último pavimento – G5 – onde o fundo de escavação estava em média a 2,3 m abaixo do lençol freático. Devido à baixa altura do lençol freático e à baixa permeabilidade do solo, a vizinhança não foi afetada. Com a adoção da técnica foi possível reduzir a espessura inicial de laje de subpressão que era da ordem de 1,5 m para 0,25 m. Com isso, o custo final de construção foi reduzido de aproximadamente 1 milhão e 200 mil reais.

O sistema de drenagem apresenta um formato de espinha de peixe com dois poços de bombas: uma de água suja e outra de água limpa. A de água suja atualmente se encontra em desuso, sendo que apenas uma está em operação com capacidade de 100 m^3.

Inicialmente, quase 50% desta vazão era destinada ao reuso com diversas funções desde válvula sanitária, jardinagem e lavagem de carro. Com a decadência da prática da lavagem de carro, atualmente essa porcentagem está reduzida a 40%. O restante da água é jogado no sistema de coleta de águas pluviais. Diversos testes foram realizados para determinar a qualidade da água, sendo que foi comprovado que ela seria potável, se não fosse o excesso de ferro. As quatro caixas d'água – duas para água potável e duas para água de reúso – são usadas para reserva de água, sendo apenas as de reúso conectadas ao sistema das águas de drenagem.

A manutenção preventiva do gerador requer uma troca de peças a cada 3 anos, porém não constam nos custos conhecidos pelos responsáveis da operação do edifício, sendo considerados desprezíveis e estimados em torno de R$ 200 por ano.

A seguir, estão algumas fotos tiradas de sistema de drenagem de edifício garagem:

Figura 52 – Foto do conjunto de bombas

Figura 53 – Detalhe de uma bomba

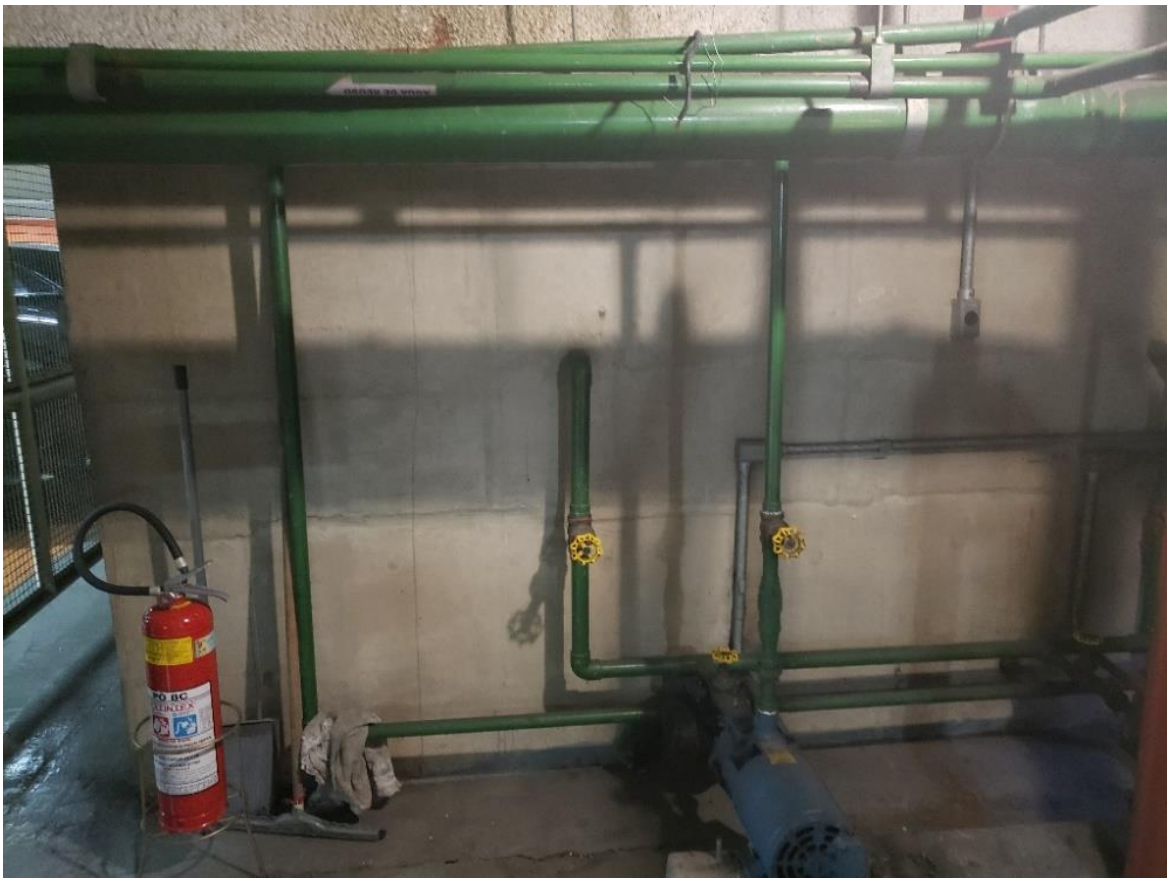


Figura 54 – Sistema de tubulação de água fria

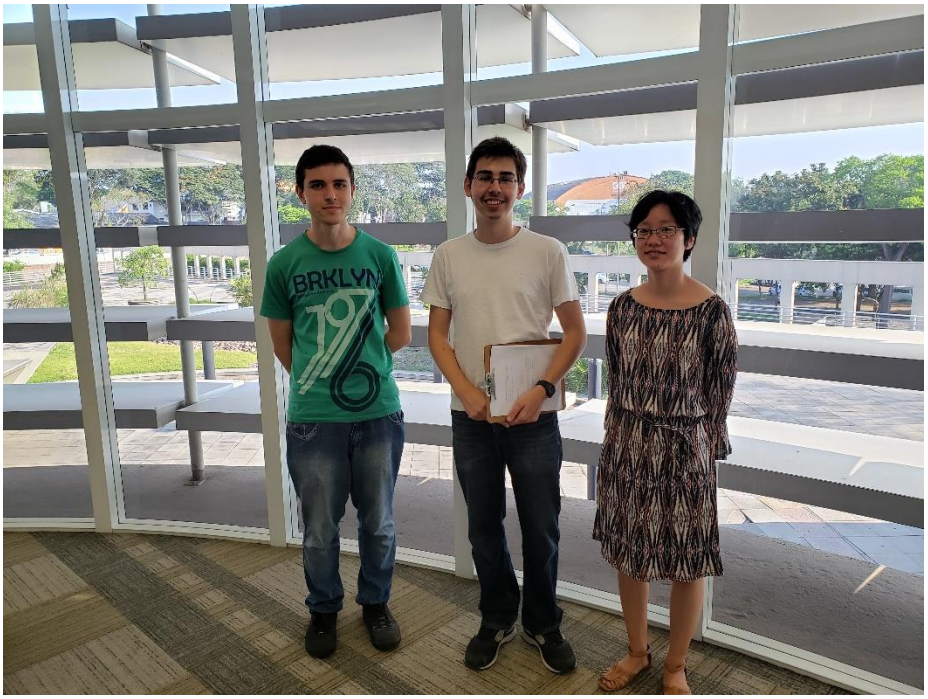


Figura 55 – foto do grupo na cobertura do edifício

4.3. Caso 3: Linha 2 Metrô

4.3.1. Descrição do empreendimento

Trata-se de uma obra predominantemente subterrânea, composta por estruturas de contenção provisórias e estruturas permanentes, que se estende desde o km 28,3+90,0m ao km 29,3+60,79m, junto ao Pátio Tamanduateí da Linha 2 – Verde do Metropolitano de São Paulo, e é subdividida em três partes, VCA 3x4, NATM singelo e VCA duplo.

O terreno natural encontra-se aproximadamente na cota 732,00, com pouca variação relativa ao longo do comprimento do trecho analisado. É importante observar que a maioria das construções existentes nos arredores da obra era de pequeno porte – sobrados e galpões.

O Lote 5 da Linha 2 da CMSP encontra-se totalmente inserido nos solos sedimentares da BSSP (Bacia Sedimentar de São Paulo), sendo formados por argilas rijas e areias compactas, essas últimas ocorrendo como lentes confinadas. A camada de aluvião formada por argilas siltosas pouco arenosa e areias médias siltosas pouco argilosa atingem a profundidade de cerca de 5,7m. Abaixo desta camada encontra-se uma porção típica de sedimentos da Formação Resende, originários de leques aluviais associados à planície de rios entrelaçados e situados aproximadamente abaixo da cota 730 m. Em geral os solos desta formação apresentam elevada consistência e compacidade, com pré-adensamento pronunciado. As argilas cinza – esverdeadas desta formação são informalmente conhecidas no meio geotécnico como “Taguá”.

Apresentam consistência muito rija e são excelentes materiais, tanto para apoio de fundações, como para escavação subterrânea.

O lençol freático ao longo do perfil é encontrado entre 4 e 8 metros. A seguir, apresenta-se o perfil geológico-geotécnico típico da área:

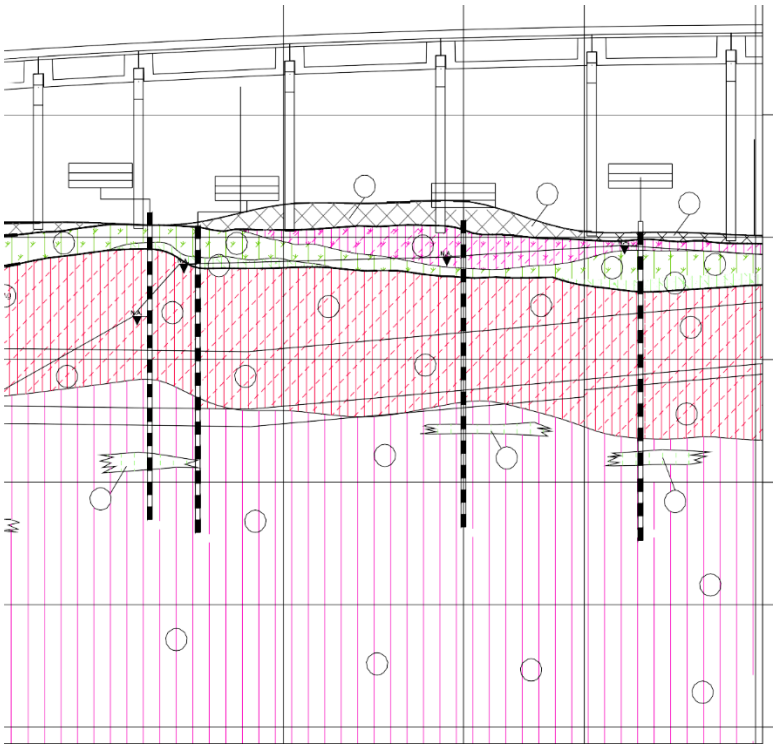


Figura 56 – Perfil geológico-geotécnico típico da área.
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

4.3.2. Técnicas Utilizadas e resultados

Os tirantes tiveram comprimentos previstos entre 15m a 19m, sendo o trecho livre entre 7m e 9m. O “bulbo” – região do tirante ancorada no solo foi previsto com comprimento entre 8m e 10m. Os tirantes foram confeccionados com cordoalhas de aço tipo CP-190RB, com sete fios de 12,7mm, variando entre 6 e 7 cordoalhas, conforme a força a ser aplicada entre 600kN e 700kN, respectivamente.

No trecho de transição entre o VCA e os túneis NATM, não havia possibilidade de implantação de muitos tirantes pois haveria interferência com os referidos túneis. Dessa forma, previu-se uma estrutura diferenciada, com longarinas de grande inércia e tirantes com cargas de até 1400kN. Os comprimentos desses tirantes especiais, sobretudo os comprimentos ancorados – correspondentes ao “bulbo” – também foram previstos maiores, alcançando-se comprimentos totais da ordem de 30m. Além disso, na transição VCA-NATM foram usadas duas linhas de tirantes.

No Trecho 1, a profundidade da escavação alcançou valores da ordem de 14m. A largura livre exigida pelo gabarito transversal era da ordem de 16m. A solução adotada foi de uma parede de grande altura travada em nível intermediário, compatível com as exigências de gabarito – barras de concreto armado com 16 m de vão, seção de 100cm x 100cm, espaçados a cada 6m na direção longitudinal. A grande seção das estroncas auxiliou na redução das tensões

de cisalhamento na parede, reduzindo o problema de punção, devido ao carregamento horizontal decorrente de empuxo de terra.

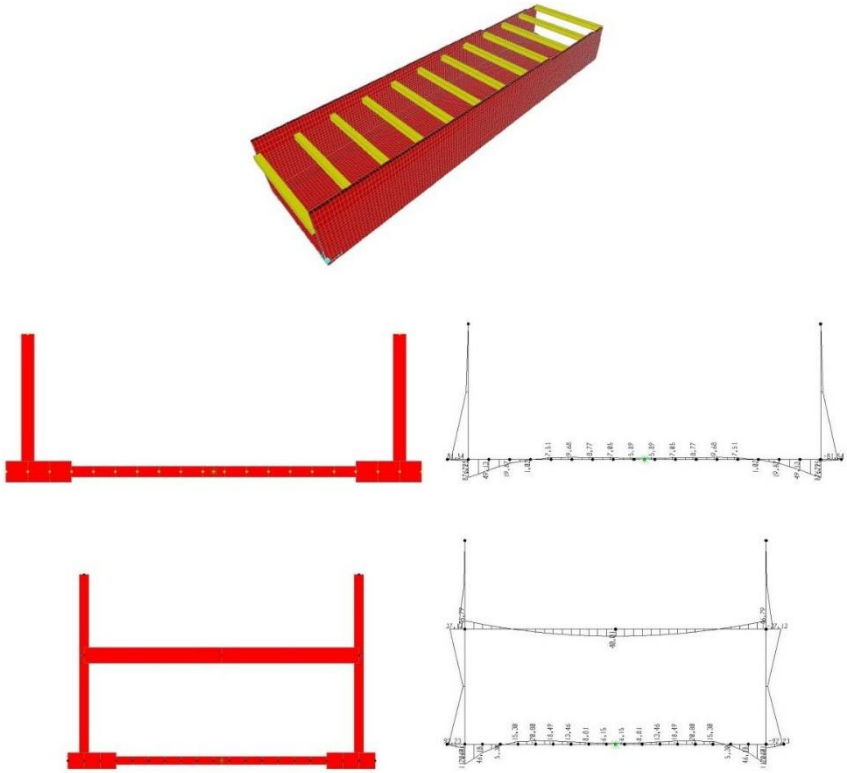


Figura 57 – Modelo da solução
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

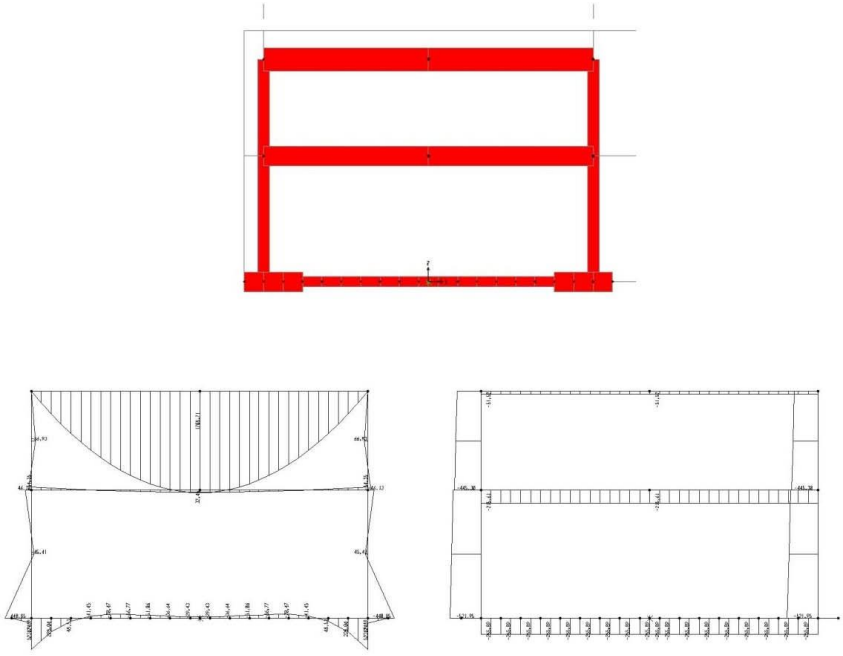


Figura 58 – Modelo da solução
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

A laje de cobertura é maciça com 1,20m de espessura e suporta carga de 2,5m de altura de aterro. Na ligação da laje com a parede foi feita uma articulação o que possibilitou a execução de uma parede com 60cm de espessura.

A laje de fundo foi feita com espessura variável, alcançando 1m sob a parede e 22cm de espessura em sua maior extensão. Essa solução somente foi possível devido à previsão da drenagem sob a laje, com alívio da subpressão. A grande esbeltez da laje de fundo proporcionou bom resultado também do ponto de vista executivo o que contribuiu para economia da obra, não apenas pela redução do volume de material. Ocorre que a laje com 22cm trouxe um menor prazo de execução e menos problemas com relação à concretagem. Além disso, foi feita uma capa de concreto sobre a laje para acomodar as canaletas de drenagem e os embutidos do sistema da via permanente

No Trecho 2, a largura da seção é variável, alcançando cerca de 21m no final. A solução em laje de cobertura maciça seria muito pesada, então foi concebida uma laje nervurada apenas na direção transversal. A presença de uma adutora de 1200mm obstruindo o gabarito obrigou a execução de duas nervuras antes das demais para que a adutora fosse mudada de local.

Um aspecto interessante da execução da laje de cobertura foi a utilização de pré-lajes que reduziu a necessidade de cimbramento e de fôrmas. O Trecho 3 faz a transição entre as estruturas de célula única para as estruturas multicelulares, apresentando, portanto, duas paredes centrais. Apresenta extensão de apenas 21m, entre duas juntas transversais. A célula central abriga duas vias, tendo 10m de largura livre, e dá início à estrutura a céu aberto.

No Trecho 4, a laje de cobertura deixa de ser contínua na direção transversal visto que a célula central se apresenta a céu aberto. Esse fato conduziu a uma consideração importante na concepção da estrutura, relacionado à previsão de juntas longitudinais entre a laje de fundo da célula central e as paredes centrais. O objetivo foi eliminar efeitos de torção na parede que ocorreriam caso encontrasse apoio rígido na laje de fundo, que apresenta altura variável, quando da atuação dos empuxos de terra.

Após conclusão da estrutura do Trecho 4, verificou-se a necessidade de executar duas novas lajes para suporte e cobertura de um atenuador de ruídos. Cada laje deveria ter vão de 10m, extensão de 12m (área de 120m²). A solução constituiu-se em uma complexa estrutura, com lajes alveolares protendidas, fixadas à estrutura existentes por meio de consolos metálicos

Finalizando a estrutura, o Trecho 5 apresenta-se com duas células laterais isoladas, com vias singelas, que chegam em dois túneis singelos no km 28,7+71,0. O trecho central tem reaterro com altura que alcança cerca de 17m. As lajes de cobertura das células dos VCA´s singelos foram ligadas entre si por um pergolado, com seção de 60cmx60cm, a cada 4m. Para facilitar a execução das fôrmas das paredes o pergolado foi feito em etapa posterior, tendo para isso sido previstas luvas de ancoragem embutidas nas fôrmas das paredes.

Além disso, as lajes de cobertura dos VCA´s singelos foram executadas com elementos pré-moldados de seção parcial – pré-lajes – que proporcionaram redução do escoramento interno. O uso das pré-lajes auxilia também na redução dos efeitos de retração, visto que a concretagem da laje é executada em duas etapas.

No topo da estrutura foi previsto um elemento de transição em viga-parede para receber a laje de transição do elevado bem como conter o aterro frontalmente. Na parte inferior foram previstas vigas portais curvas para transição da seção retangular para a seção do túnel.

Figura 59 – Vista do Trecho 5 em execução, observando-se a camada de drenagem sob a laje de fundo e Trecho 5 concluído.
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

Os túneis foram executados pelo método NATM, com duas fases distintas de revestimento. A primeira fase do revestimento foi executada em concreto projetado, cimbrado através de cambotas metálicas treliçadas. A segunda fase foi executada em concreto projetado desempenado, armado com telas metálicas.

Com relação ao maciço, trata-se de um material de baixa permeabilidade, composto predominantemente por uma argila siltosa variegada e por algumas lentes de areia fina e média argilosa.

Devido ao túnel ter sido escavado totalmente na camada de argila siltosa variegada rija (taguá), não houve necessidade de tratamento e o controle do lençol freático transcorreu sem ocorrências significativas.

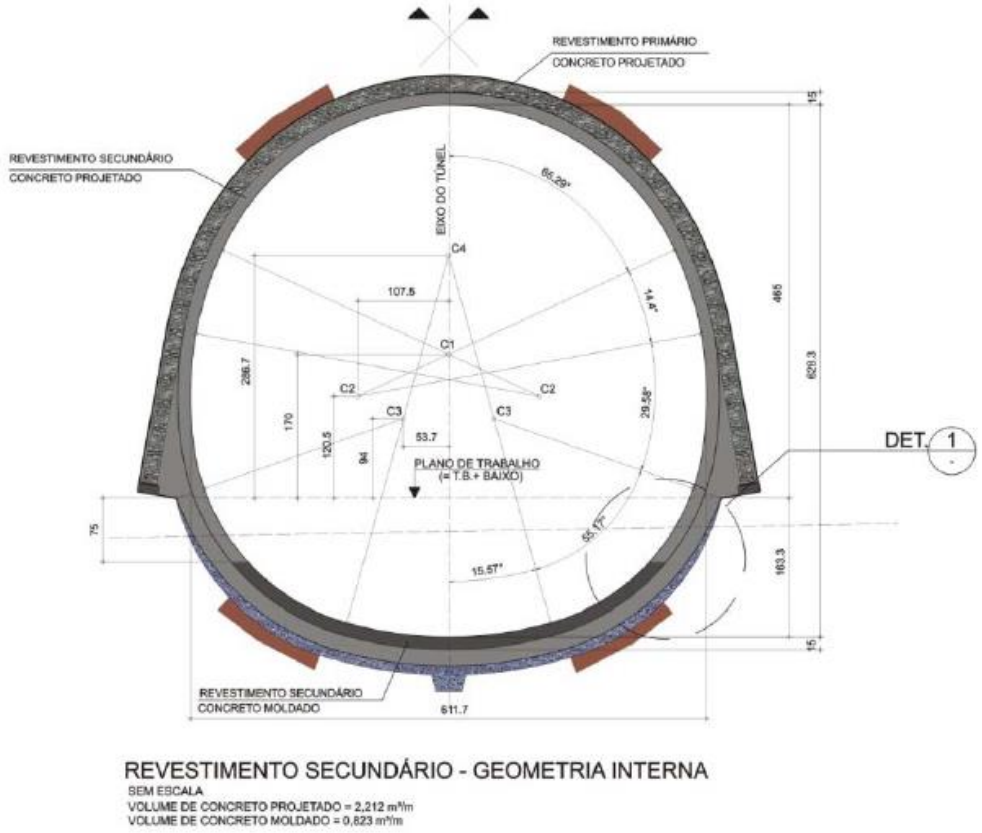


Figura 60 – Seção transversal do túnel
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

O VCA duplo compreende o trecho entre o km 29,1 + 64m ao km 29,3 + 61m, perfazendo 197m de extensão, une o trecho em túnel até o Pátio de Manobras Tamanduateí. Trata-se de uma estrutura unicelular de concreto armado, com largura interna variável entre 12,23m e 10,20m e altura interna variável entre, aproximadamente, 9,43m e 5,85m.

A declividade da laje de fundo é positiva no valor de +34,25‰. As paredes possuem 0,60m de espessura. A laje de cobertura tem espessura de 1,00m. A laje de fundo tem espessura variável, sendo que as abas e os trechos laterais tem1,00m de espessura e o trecho central 0,22m.

Uma das conquistas em uso de técnicas de drenagem consistiu em redução de espessura da laje. Em um dado trecho, foi observada uma diferença de praticamente 80 cm de espessura de laje em relação à laje adjacente, a qual não adotou a técnica.

5. DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÕES

Para que se possa escolher e dimensionar uma contenção é importante conhecer as alternativas existentes para este tipo de elemento, portanto serão introduzidos brevemente os tipos de contenções, com suas características principais que se julga suficiente para tomada de decisão em estudos preliminares.

5.1. Tipos de contenções

Não há muitas variações nas tipologias dos elementos utilizados em contenções. Serão abordadas as mais utilizadas em escavações urbanas, em especial para a execução de subsolos em edificações.

5.1.1. Conceituação

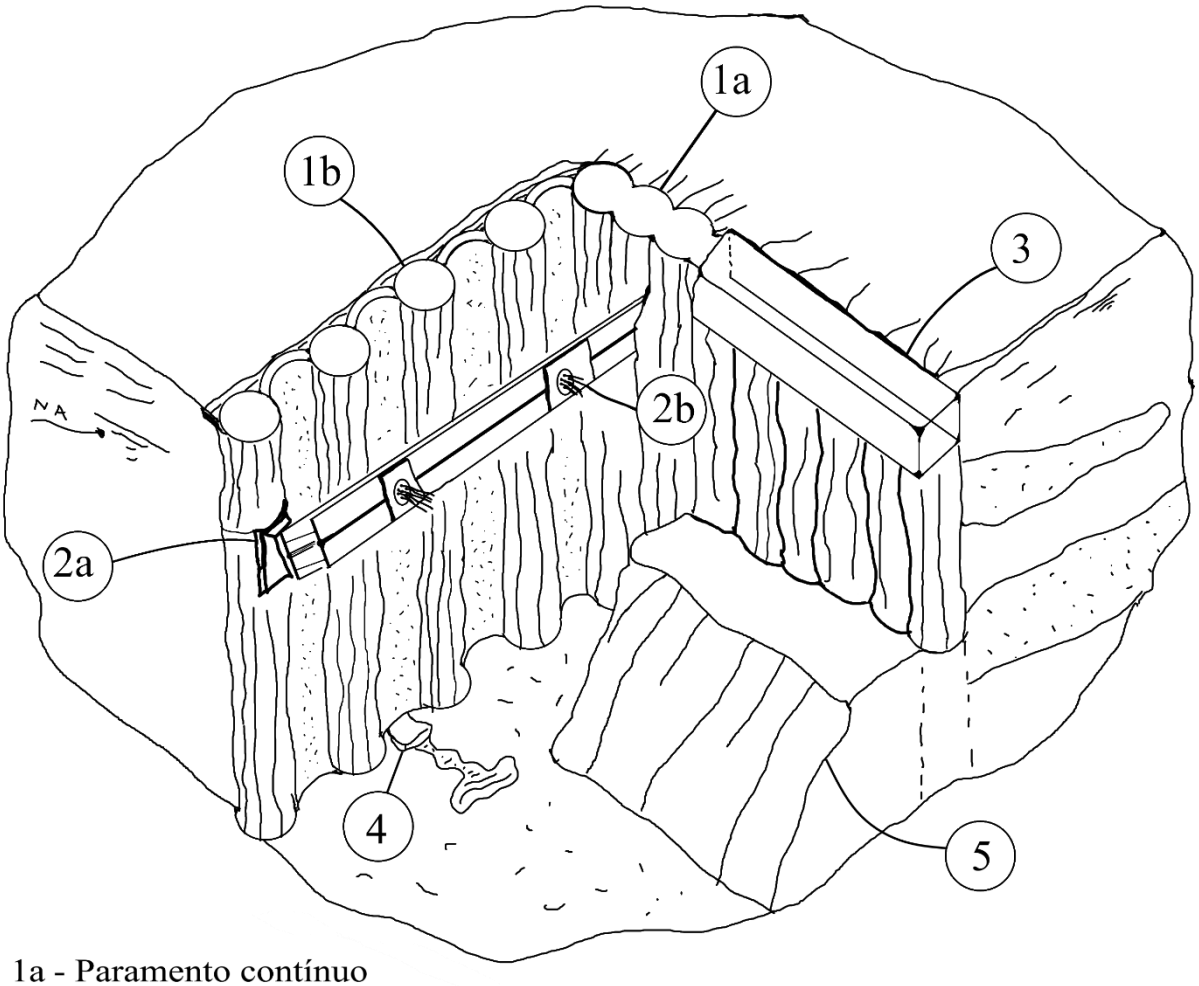
Segundo Hachich et al. (1998, p. 503) “Contenção é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro”.

Complementando esta definição, uma contenção é um conjunto de elementos estruturais responsáveis por resistir a esforços com segurança e deslocabilidade aceitáveis, permitindo a execução de escavações, sejam estas estruturas temporárias ou permanentes.

Os elementos estruturais que compõem uma contenção podem ser subdivididos em:

- Paramento
  - Contínuo
  - Descontínuo
- Escoramento
  - Longarinas
  - Estroncas
  - Tirantes
  - Outros

Estes elementos estão exemplificados na Figura 61.



1a - Paramento contínuo
1b - Paramento descontínuo
2a - Longarina
2b - Tirante
3 - Viga de coroamento
4 - Saída da drenagem entre os paramentos descontínuos
5 - Talude

Figura 61 – Elementos de contenções

A seguir serão descritas as contenções do tipo cortinas que são utilizadas para a execução de obras urbanas enterradas.

5.1.2. Elementos de contenção e suas particularidades

5.1.2.1. Parede diafragma

Elemento empregado como paramento e executado com uso de equipamentos tipo "clamshell" ou hidrofresa e fluido estabilizante do tipo lama bentonítica ou polimérica. É uma contenção dita estanque, pois não permite a entrada de água desde que não apresente problemas de execução como desaprumo ou bicheiras de concretagem, causa pouca vibração e não causa ruídos excessivos durante a escavação, podendo ser executada em qualquer condição de solo abaixo ou acima do nível de água.

É necessário que o canteiro de obra seja acessível aos equipamentos para que esta alternativa de contenção seja exequível. É executado sequencialmente em lamelas, iniciando pela instalação da mureta-guia, escavação juntamente com a aplicação de fluido estabilizante, instalação das armaduras e do tubo tremonha para concretagem, execução da concretagem submersa com concomitante remoção do fluido com auxílio de bombas.

Estruturalmente constitui-se de elementos com seção retangular de concreto armado. Aspectos construtivos específicos impõem restrições às dimensões das armaduras, pois estas devem ser espaçadas o suficiente para a instalação do tubo tremonha e da chapa junta, bem como a instalação de enrijecedores sem perda de cobrimento nas armaduras.

5.1.2.2. Estaca Prancha

Solução de contenção dada pela sobreposição de elementos cravados, podendo ser composta de elementos metálicos, de concreto ou madeira.

É uma alternativa para obras lineares como é o caso de adutoras enterradas, redes de água e esgoto etc., em que é possível sacar os perfis que foram cravados e não são mais necessários e reaproveitá-los em outro local da obra e desta forma viabilizando o uso desta solução devido ao custo elevado dos perfis frente a outras contenções de concreto.

Além dessa flexibilidade construtiva, também há um ganho de velocidade de execução, pois esta alternativa não é dependente de um tempo de cura do concreto e não há muitos cuidados a serem tomados durante a cravação, podendo ser utilizadas em quaisquer condições de solo e nível do lençol freático.

Como ponto negativo é uma solução esbelta, necessitando de maior número de escoramentos para manter os deslocamentos em níveis aceitáveis, os métodos de execução por cravação geram ruídos e dependem do acesso dos equipamentos, e para que os perfis possam ser recuperados, a estrutura definitiva não pode estar em contato com estes pois pode ser danificada e este procedimento gera um deslocamento adicional nas vizinhanças.

5.1.2.3. Perfil metálico e pranchão ou pré-moldado

É uma contenção descontínua, composta de perfis metálicos, sendo o paramento de pré-moldado de concreto ou pranchão de madeira, utilizada em situações de solo coesivo ou com capacidade de auto suporte temporário adequada a construção, não indicada para nível de lençol freático elevado por ser permeável.

5.1.2.4. Paramentos com estacões ou tubulões

A palavra estacões neste contexto compreende os métodos de execuções de estacões escavados, revestidos ou não, escavados com uso de fluido estabilizante, e, como foi executado no estudo de caso do Cidade Matarazzo em que foram executados alguns tubulões a céu aberto.

A principal vantagem deste tipo de solução é a mesma das paredes diafragmas com relação a execução de baixa perturbação nos solos da vizinhança, mas, diferente destas, não depende do acesso de grandes equipamentos quando executados como tubulões, possibilitando o uso em terrenos restritos, situação cada vez mais comum nas grandes cidades, em que a verticalização, bem como imposições legais, praticamente obrigam a execução de subsolos para um melhor aproveitamento do terreno.

Possui restrições geológicas de aplicação, sendo indicado para solos com coesão suficiente para permitir o espaçamento entre os tubulões ou estacões o que torna a solução econômica, além disso, a rigidez considerável destes permite um aumento na separação dos escoramentos, fato que também auxilia na economia desta solução.

Outro problema referente a este método está na presença do nível de água, por não se tratar de uma estrutura que provém uma estanqueidade, fica limitada a aplicações em que não ocorrerá fluxo ou que este seja controlado com uso de técnicas de rebaixamento do lençol freático ou drenagem.

O solo entre os estacões deverá ser contido, algumas alternativas para tal são: uso de concreto projetado, cortina de concreto armado ou parede de alvenaria, o que será adotado deve ser estudado para cada caso, pois algumas particularidades construtivas podem ser favoráveis ao uso de uma das soluções em detrimento às outras, mesmo que esta não seja a mais econômica inicialmente.

Há necessidade de garantir a estanqueidade quando estas contenções são executadas justapostas, pois o processo executivo não garante verticalidade, possibilitando pequenos desvios que permitem a entrada de água

As mesmas observações são válidas para cortinas tipo hélice contínua, para este caso específico, a velocidade de execução é maior, porém o método construtivo pode impossibilitar a armação de todo o comprimento da estaca limitando a profundidade de escavação.

5.1.2.5. Cortinas de Estacas raiz e microestacas

Estacas raiz são elementos de menor diâmetro e, portanto, apresentam menor rigidez à flexão, necessitam de maior quantidade de pontos de escoramento, apresentando o problema de estanqueidade que é o mesmo do caso dos estacões justapostos com um maior número de juntas a serem tratadas.

Como vantagem de utilização, o tamanho reduzido dos equipamentos torna esta solução adequada a situações restritivas e outras em que ocorram matacões ou veios rochosos, pois este equipamento é adequado para perfuração em rochas.

A disposições de armaduras na seção é dificultada pela pequena dimensão do elemento, reduzindo bastante os braços resistentes para garantir alojamento e cobrimento adequados.

Fatores que interferem na escolha de uma contenção:

- Universo geológico em que está inserido
- Características dos solos
- Localização do nível de água
- Disponibilidade de equipamentos
- Acesso ao canteiro de obras

Será dado enfoque nos sistemas de contenção descontínuos formados por estacões ou tubulões e arcos de concreto projetado, já que esta tipologia é utilizada nos estudos de caso analisados.

Neste tipo de contenção é possível executar sistemas de drenagem por meio de mantas geotêxtis entre os estacões e sob o concreto projetado. Eliminando as pressões neutras nesta contenção, já que nos casos estudados a permeabilidade do solo é muito baixa eliminando a possibilidade de acúmulo de água na face do geotêxtil.

5.2. Capacidade resistente de seção circular

Inicialmente estudaremos as seções circulares de concreto armado com relação ao seu dimensionamento em estado limite último para flexões compostas e forças cortantes.

5.2.1. Resistência à flexão composta

No caso da flexão composta foi desenvolvida uma planilha de cálculo para verificação e dimensionamento das seções para uma distribuição de armadura qualquer, as formulações e resultados obtidos são apresentados na sequência:

Dada uma distribuição de armadura, suas dimensões, disposição geométrica e a resistência a compressão característica do concreto, é possível obter os esforços resistentes últimos da seção por equilíbrio, sendo as expressões utilizadas mostradas a seguir:

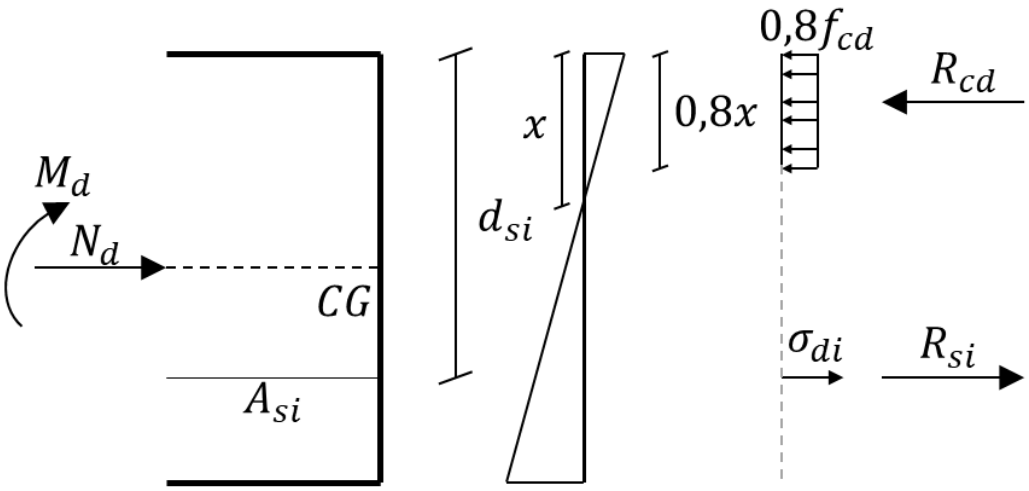


Figura 62 – Esquema de cálculo para o equilíbrio

Capacidade resistente a esforços normais, obtida pelo equilíbrio de esforços horizontais:

$$N_{Rd} = R_{cd} + R_{sd} = Ac_{(0,8x)}0{,}8f_{cd} + \sum A_{si}\sigma_{si}$$

Sendo:

- N_{Rd} – Normal resistente de cálculo
- R_{cd} – Reação do concreto
- R_{sd} – Reação do aço
- $Ac_{(0,8x)}$ – Área de concreto relativa a 0,8 da posição da linha neutra
- $0{,}8f_{cd}$ – Resistência a compressão de cálculo do concreto, com efeito Rüsch de 0,8
- A_{si} – Área de aço na posição i
- σ_{si} – Tensão do aço na posição i

Capacidade resistente a momentos fletores, obtida pelo equilíbrio de momentos:

$$M_{Rd} = Ac_{(0,8x)}0{,}8f_{cd}(\bar{x}_{CG} - \bar{y}_{CG}) + \sum A_{si}\sigma_{si}(d_{si} - \bar{x}_{CG})$$

Sendo:

- M_{Rd} – Momento resistente de cálculo
- $\bar{x}_{CG}$ – Baricentro da seção
- $\bar{y}_{CG}$ – Baricentro da área comprimida acima de 0,8 da posição da linha neutra
- d_{si} – Distância entre o eixo da barra e o topo da seção na posição i

Calculando as expressões necessárias para o caso da seção circular, para $0 < x < d$:

Considerando:

$$\alpha = \operatorname{acos}\frac{d - 2x}{d}$$

Área da seção de concreto resistente:

$$A_C(\alpha) = \int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\frac{\pi}{2}+\alpha} \int_{\frac{d}{2}\left(\frac{\cos\alpha}{\sin\theta}\right)}^{\frac{d}{2}} 1 \cdot r \, dr \, d\theta = \frac{d^2}{8}\left(2\alpha - sin(2\alpha)\right)$$

Momento estático da seção de concreto resistente em relação ao centro do círculo:

$$S_C(\alpha) = \int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\frac{\pi}{2}+\alpha} \int_{\frac{d}{2}\left(\frac{\cos\alpha}{\sin\theta}\right)}^{d/2} [r \cdot sin(\theta)] \cdot r \, dr \, d\theta = \frac{d^3}{12}\sin^3\alpha$$

Baricentro da seção de concreto resistente:

$$\left(\frac{D}{2} - \bar{y}_{CG}\right)(\alpha) = \frac{S_C(\alpha)}{A_C(\alpha)} = \frac{2d}{3}\frac{\sin^3\alpha}{(2\alpha - \sin 2\alpha)}$$

Serão utilizados os seguintes adimensionais para a geração de ábacos de resistência à flexão composta normal de uma seção circular:

$$\xi_{si} = \frac{d_{si}}{D}\omega_i = \frac{A_{si}\cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}\nu_d = \frac{N_{Rd}}{A_c \cdot f_{cd}}\mu_d = \frac{M_{Rd}}{A_c \cdot D \cdot f_{cd}}$$

As expressões de resistência ficam reduzidas às seguintes equações:

$$\nu_d = 0{,}8 \cdot \frac{(2\alpha - \sin 2\alpha)}{2\pi} + \sum \frac{\omega_i}{f_{yd}} \cdot \sigma_{si}$$

$$\mu_d = 0{,}8 \cdot \frac{\sin^3\alpha}{3\pi} + \sum \frac{\omega_i}{f_{yd}} \cdot \xi_{si} \cdot \sigma_{si}$$

Com as expressões acima, foram gerados ábacos para o estudo das armações usuais dos diversos elementos circulares de concreto armado utilizados em estruturas e contenções ou fundações. Para isto foi implementada uma rotina em VBA no Excel (Figura 63), de modo a variar a posição da linha neutra na seção, sempre considerando os domínios de deformação a essa associada, e calcular as tensões, deformações e por fim os adimensionais.

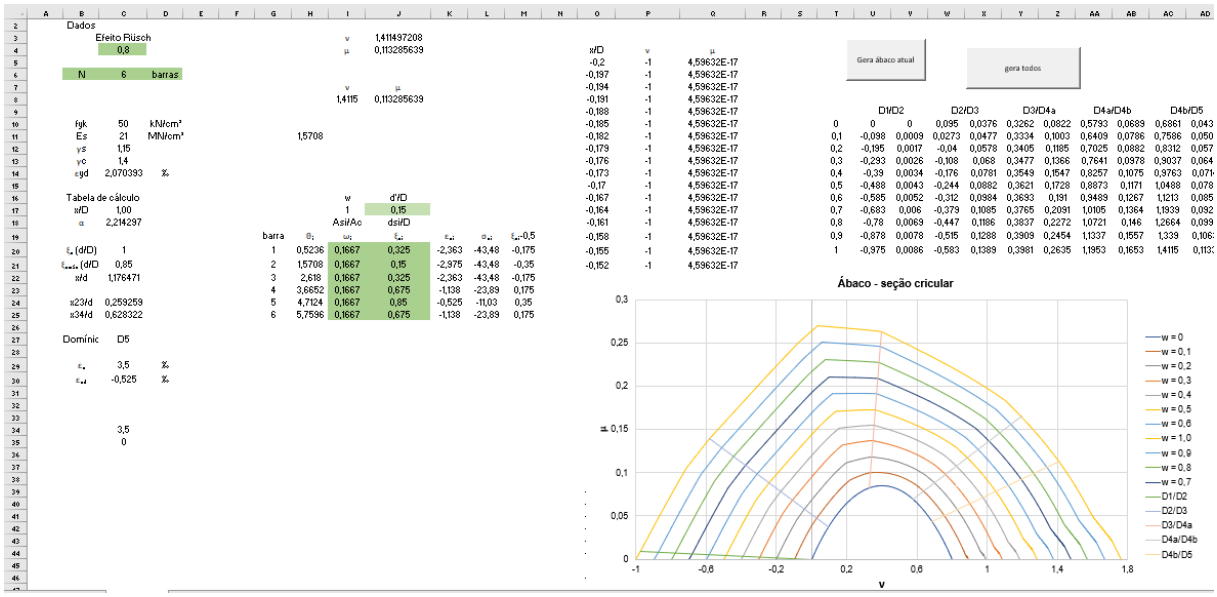


Figura 63 – *Printscreen* da planilha desenvolvida

Um exemplo de ábaco adimensional gerado encontra-se na Figura 64. Uma variação dos parâmetros adimensionais também foi elaborada com o intuito de avaliar a influência da variação do cobrimento na resistência de uma estaca raiz com 40 cm de diâmetro.

Outros ábacos gerados forma para uma distribuição de armadura uniforme com 6 barras, variando-se a relação do cobrimento adotado com o diâmetro da seção, com os quais é perceptível a redução da capacidade resistente à flexão pelo aumento do cobrimento, o que é esperado devido à perda de braço resistente das armaduras, conforme Figura 65 e Figura 66

É possível comparar esses ábacos com outros disponíveis na literatura, ainda com a possibilidade de variação de cobrimento, distribuição de armadura e do efeito Rüsch utilizado igual a 0,8, bem como os parâmetros de resistência e coeficientes de redução da tensão máxima nas armaduras, podendo assim gerar outros ábacos a partir da necessidade ou para simples comparação variando-se estes parâmetros.

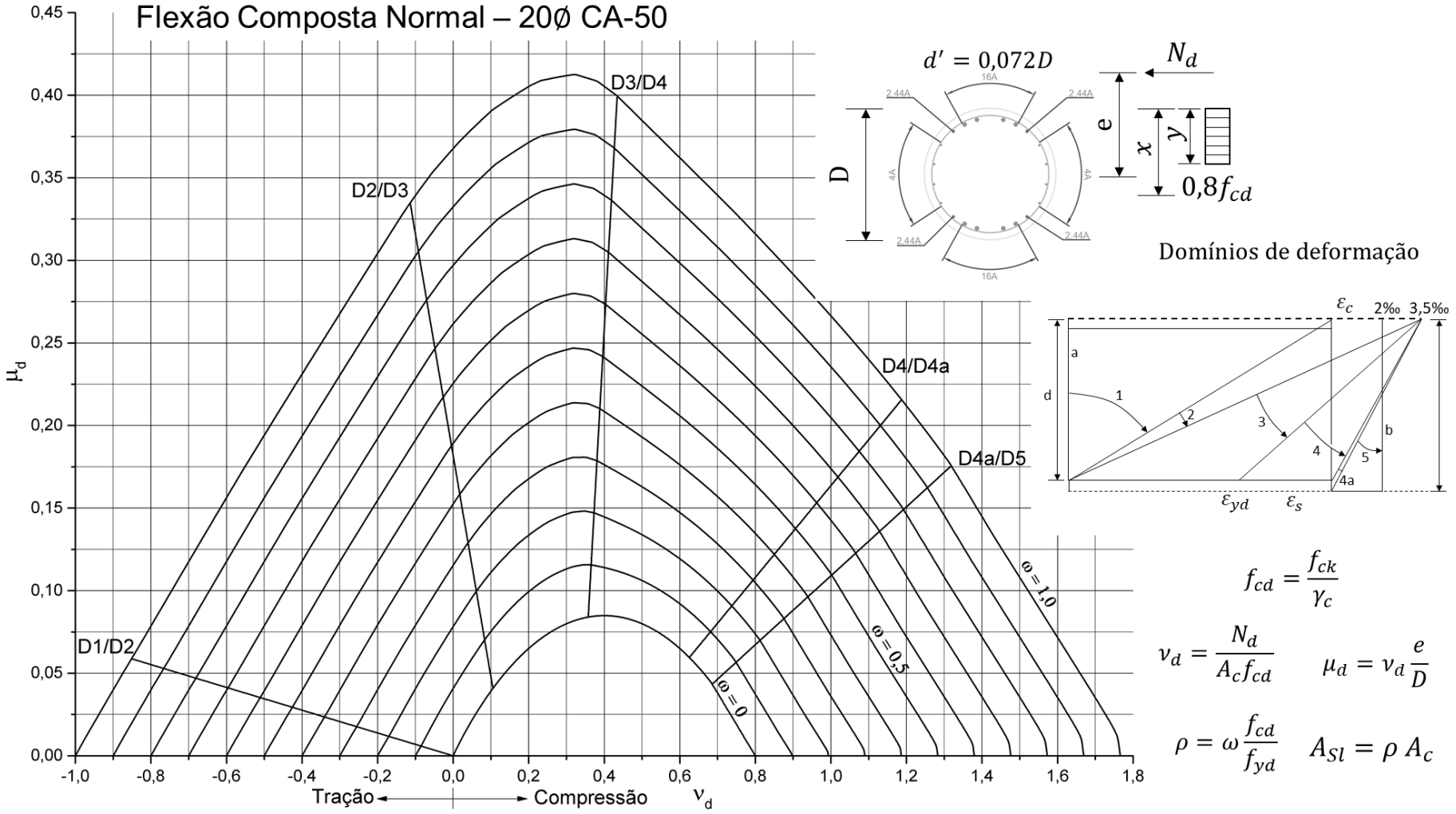


Figura 64 – Ábaco adimensional gerado para uma seção com distribuição de armação bissimétrica não homogênea

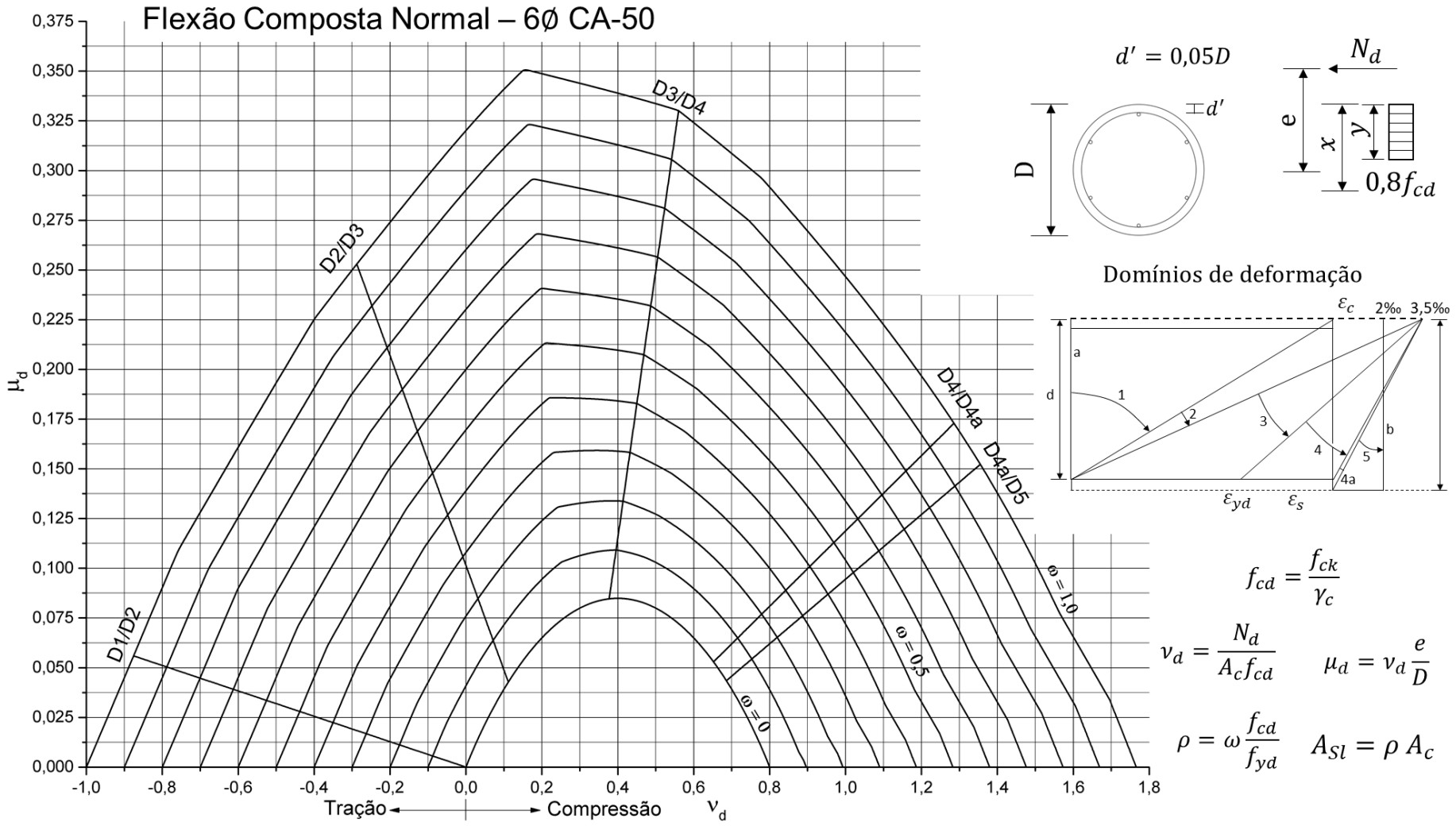


Figura 65 – Ábaco adimensional com 6 barras distribuídas uniformemente, com d'=0,05d

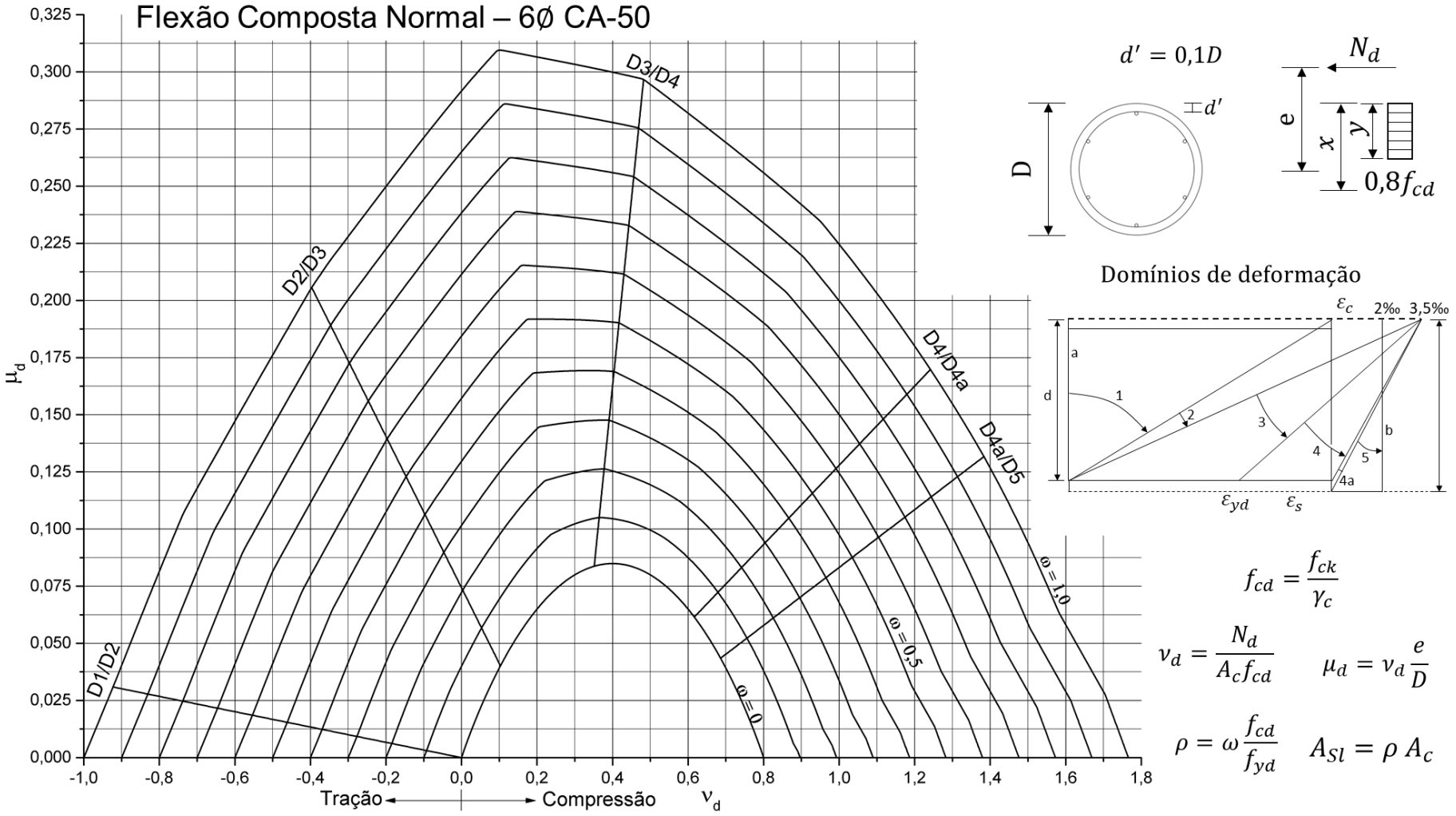


Figura 66 – Ábaco adimensional com 6 barras distribuídas uniformemente, com d'=0,1d

5.2.2. Resistência a esforços cortantes

A resistência a esforços cortantes no caso de vigas de concreto armado segundo o modelo de biela-tirantes é condicionada por dois mecanismos principais, o primeiro é a presença de armadura transversal suficiente para evitar a fissuração diagonal do concreto e o segundo a capacidade resistente da diagonal comprimida de concreto.

Com base no modelo da treliça clássica de Mörsch é possível avaliar o comportamento das seções a forças cortantes de modo simplificado, sendo a viga comparada com uma treliça, com diagonais comprimidas que simulam o concreto e montantes tracionados que correspondem aos estribos, com essas simplificações, os esforços nas armaduras são determinados.

As expressões utilizadas pela NBR6118 seguem este pretexto com correções nas expressões pela existência de mecanismos resistentes complementares à treliça que são o arqueamento, engrenamento do agregado graúdo do concreto e o efeito de pino pelas barras de aço longitudinais. Pelo modelo de cálculo 1 segundo item 17.4.2.2 da NBR6118, as expressões são as seguintes:

$$V_{Rd2} = 0{,}27\ \alpha_{V2}\ f_{cd} b_w d$$

$$\alpha_{V2} = 1 - f_{ck}/250,\ f_{ck} \text{ em MPa}$$

$$V_{Rd3} = V_C + V_{sw}$$

$$V_{sw} = (A_{sw}/s)\ 0{,}9\ d\ f_{ywd}\ (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)$$

$V_C = 0$ nos elementos tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_C = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com linha neutra cortando a seção;

$V_C = V_{c0}(1 + M_O/M_{Sd,máx}) \leq 2V_{c0}$ na flexo-compressão;

$$V_{c0} = 0{,}6\ f_{ctd}\ b_w\ d$$

A resistência a esforços cortantes não possui uma aplicação direta das expressões contidas em norma no caso das seções circulares, apresentando dificuldade na definição dos parâmetros b_w e d pelo formato da seção não ser retangular.

O método adotado para contornar este problema encontra-se em Teixeira et al., bem como a comparação da adoção destes valores entre as normas brasileira e americana, com resultados que parecem conduzir a valores seguros no caso das duas normas segundo os autores.

A expressão para o cálculo dos mecanismos resistentes complementares à treliça é dada por Merta (2006), e será adotada para o dimensionamento neste trabalho, sendo reproduzidas a seguir:

$$V_C = \left[3{,}7 \cdot \rho_l + 0{,}18 + 0{,}08 \cdot \left(\frac{P}{A_g}\right) \cdot 0{,}3\right] \cdot k \cdot \sqrt{f_c'} \cdot 0{,}7 \cdot A_g$$

Sendo:

- ρ_l – Taxa geométrica de armadura longitudinal
- $\frac{P}{A_g}$ – Nível de carregamento axial
- k – Coeficiente dependente da relação entre o comprimento da fissura e altura da seção
- f_c' – Resistência à compressão do concreto

$$V_{sw} = A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot (1{,}8 \cdot n_t + \lambda \cdot n_d + 1)$$

$$n_t = \frac{D - c - cov}{s} \cdot \operatorname{ctg}\theta$$

$$n_d = INT\left[\frac{(D/2 - cov)}{s} \cdot \operatorname{ctg}\theta\right]$$

Sendo:

- A_{sw} – Área da seção transversal dos estribos
- f_{yw} – Tensão de escoamento dos estribos
- D – Diâmetro da seção
- c – Profundidade da linha neutra
- cov – Cobrimento considerado
- s – Espaçamento longitudinal dos estribos
- $\operatorname{ctg}\theta$ – Cotangente do ângulo de inclinação das fissuras
- INT – Arredondamento para o número inteiro inferior

Além de respeitar as condições de segurança dadas pelas verificações dos estados limites últimos também se deve respeitar os estados limites de serviço, sendo estes: estado-limite de deformação e de fissuração.

5.2.3. Estados limites de serviço (ELS)

Segundo a NBR6118: “Nos estados-limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estádio I e parcialmente no estádio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração.”.

A definição das propriedades das seções nos estádios I e II é importante para caracterizar o comportamento das estruturas quanto às condições de serviço. A primeira propriedade a ser definida é o momento de fissuração, pois esta indica qual dos estádios a estrutura se encontra.

5.2.3.1. Momento de fissuração

A expressão utilizada para o cálculo do momento de fissuração, isto é, o momento fletor que causa a ocorrência da primeira fissura, segundo a NBR6118 é:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t}$$

Sendo,

- α – Fator de correção entre a resistência à tração direta e ne flexão.
- f_{ct} – Resistência à tração direta do concreto ($f_{ctk,inf}$ para fissuras e $f_{ct,m}$ para deformação).
- I_c – Inércia da seção bruta de concreto.
- y_t – Distância entre o baricentro da seção e a fibra mais tracionada.

O fator de correção (α) não é especificado para seções circulares pela norma, sendo necessário adotar um valor para este parâmetro, no caso, os valores que a norma prescreve são: 1,2 para seções T ou duplo T, 1,3 para seções I ou T invertido e 1,5 para seções retangulares. Para o propósito deste trabalho será adotado como 1,5.

5.2.3.2. Estádio I

A estrutura é dita em estádio I quando os esforços que nela atuam e atuaram não são suficientes para que ocorra fissuração, isto é, a máxima tensão normal foi menor que a resistência à tração do concreto. As propriedades da seção no estádio I são calculadas considerando a capacidade resistente da seção bruta de concreto somada com a seção das armaduras existentes, as expressões são mostradas a seguir:

$$A_I = A_c + (\alpha_E - 1)A_s$$

Sendo,

- A_I – Área da seção no estádio I.
- A_c – Área bruta de concreto.
- α_E – Razão modular entre aço e concreto (Es/Ec).
- A_s – Área de aço.

A redução de 1 da razão modula deve-se à exclusão da área de concreto já contabilizada pelo termo A_c, a expressão para a inércia da seção é dada a seguir:

$$I_I = I_c + (\alpha_E - 1)I_s$$

Sendo,

- I_I – Inércia da seção no estádio I.
- I_c – Inércia da seção bruta de concreto.
- I_s – Inércia total das armaduras no baricentro da seção, desprezando sua inércia em relação ao baricentro de cada barra, calculada pela expressão abaixo:

$$I_s = \sum_{i=1}^{n_{barras}} A_{si}\left(x_{cg} - d_{si}\right)^2$$

Sendo,

- A_{si} – Área da armadura de índice i.
- x_{cg} – Baricentro da seção composta aço e concreto.
- d_{si} – Distância entre o topo da fibra mais comprimida e a armadura de índice i.

A obtenção destas propriedades é direta, não exigindo cálculos iterativos como é o caso das expressões em estádio II.

5.2.3.3. Estádio II

Quando as tensões de tração na seção superam a capacidade resistente do concreto ocorre fissuração, sendo dito que a estrutura se comporta em estádio II, neste caso, as propriedades da seção são determinadas desprezando a resistência à tração do concreto.

$$A_{II} = A_c(x_{II}) + \alpha_E A_s$$

Sendo,

- A_{II} – Área da seção no estádio II.
- $A_c(x_{II})$ – Resultado da função A_c que para cada posição x do baricentro da seção composta de concreto e aço, associa a área da capa circular de concreto correspondente, quando x é igualado a x_{II}, definida na seção 5.2.1.
- x_{II} – Posição da linha neutra da seção composta no estádio II.

Rigorosamente, a área da seção de concreto deveria ser determinada desconsiderando as áreas das armaduras que venham a existir na zona de compressão, porém as diferenças não são significativas já que a áreas dessas armaduras são muito pequenas quando comparadas com a área de concreto, o mesmo vale para as inércias das seções.

Para a inércia no estádio II:

$$I_{II} = I_c(x_{II}) + \alpha_E I_s$$

Sendo,

- I_{II} – Inércia da seção no estádio II.
- $I_c(x_{II})$ – Resultado da função I_c que para cada posição x do baricentro da seção composta de concreto e aço, associa a inércia da capa circular de concreto correspondente, quando x é igualado a x_{II}.

$$I_s = \sum_{i=1}^{n_{barras}} A_{si}(x_{II} - d_{si})^2$$

O valor de x_{II} é obtido pelo equilíbrio dos momentos estáticos gerados pela seção de concreto e pela armadura, com relação a um eixo que corta a seção a uma altura x_{II} da fibra mais comprimida ou tracionada a depender da formulação utilizada, com um pouco de trabalho algébrico, para uma seção circular, a formulação é dada a seguir:

$$S_C(x_{II}) = S_s(x_{II}) \rightarrow \frac{d^3}{96}(\sin(3\alpha) + 9\sin(\alpha) - 12\alpha\cos(\alpha)) = \sum_{i=1}^{n_{barras}} A_{si}(x_{II} - d_{si})$$

Com $\alpha = \operatorname{acos}\frac{d-2x_{II}}{d}$ como definido na seção 5.2.1.

Não sendo possível explicitar um valor de x_{II}, sendo necessário resolver numericamente, obtido a posição da linha neutra no estádio II, é fácil obter A_2, para obter I_2 é necessário calcular a inércia da seção de concreto, o que pode ser feito com a equação a seguir:

$$I_C(\alpha) = \int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\frac{\pi}{2}+\alpha} \int_{\frac{d}{2}\left(\frac{\cos\alpha}{\sin\theta}\right)}^{d/2} [r \cdot \sin(\theta)]^2 \cdot r\, dr\, d\theta = \frac{d^4}{256}(4\alpha - \sin(4\alpha))$$

Resumindo as propriedades para a seção circular ficam:

Tabela 2 – Propriedades da seção circular nos estádios I e II

	Estádio I	**Estádio II**
x	d/2	$\frac{d^3}{12}\sin^3\left(\operatorname{acos}\frac{d-2x_{II}}{d}\right) = \sum_{i=1}^{n_{barras}} A_{si}(x_{II} - d_{si})$
Área	$\pi d^2/4 + (\alpha_E - 1)A_s$	$\frac{d^2}{8}(2\alpha - sin(2\alpha)) + \alpha_E A_s$
Inércia	$\pi d^4/64 + (\alpha_E - 1)\sum_{i=1}^{n_{barras}} A_{si}(d/2 - d_{si})^2$	$\frac{d^4}{256}(4\alpha - \sin(4\alpha)) + \sum_{i=1}^{n_{barras}} A_{si}(x_{II} - d_{si})$

Após definidas as propriedades necessárias para avaliar os estados limites de serviço, serão explicitados os estados limites de deformação para vigas e de fissuração para elementos lineares.

5.2.3.4. Estado-limite de deformação

A NBR6118 permite considerar o comportamento estrutural da estrutura de concreto armado como elástico linear para a avaliação aproximada de flechas em vigas, sendo determinadas as deformações específicas em estádio I caso não ocorra fissuração devido aos esforços e no estádio II caso contrário, e utilizando do módulo secante do concreto.

A inércia equivalente da seção pode ser obtida pela fórmula de Branson, que consta no item 17.3.2.1.1 da NBR6118, e é utilizada para avaliar a flecha imediata em vigas de forma

aproximada. Essa inércia equivalente será avaliada no estudo de caso para contabilizar os efeitos devidos à fissuração na análise.

Para levar em conta os efeitos das cargas de longa duração, a norma utiliza um coeficiente multiplicador da flecha instantânea, que depende do tempo em que ocorreu a aplicação da carga de longa duração.

Os limites para aceitação dos deslocamentos são dados pela norma, para as estruturas deste trabalho, a principal restrição é dada pela aceitabilidade sensorial, sendo que os deslocamentos não são considerados visíveis desde que sejam inferiores a l/250.

5.2.3.5. Estado-limite de fissuração

A verificação de fissuração para concreto armado deve ser feita com uma combinação frequente de carregamentos, e os limites de aberturas características de fissuras devem estar de acordo com a tabela 13.4 da NBR6118, que relaciona para cada classe de agressividade ambiental (CAA) um valor máximo desse parâmetro.

A norma estabelece que se deve considerar uma área A_{cri} para cada elemento de armadura passiva, definida como um retângulo de lados menores ou iguais a 7,5ϕ do eixo da barra. Os valores característicos da abertura de fissuras é o menor entre as duas expressões:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right)$$

Sendo,

- w_k – Abertura característica das fissuras.
- ϕ_i – Diâmetro da barra que protege a região considerada.
- η_1 – Coeficiente de conformação superficial da armadura considerada
- σ_{si} – Tensão de tração no baricentro da armadura, calculado no estádio II, podendo-se adotar $\alpha_E = 15$.
- E_{si} – Módulo de elasticidade do aço da barra considerada.
- f_{ctm} – Resistência à tração média do concreto.
- ρ_{ri} – Taxa geométrica de armadura na área de envolvimento $A_{cri.}$

Apesar de especificado na norma como a área crítica deve ser levada em consideração, para o caso de seções circulares não é claro que a influência de uma barra será realmente dada por uma área retangular como estabelecido em norma, contudo, por falta de outras fontes, esta será adotada conforme a norma.

Um outro problema de aplicação das expressões da norma ocorre pela utilização de armaduras de grande diâmetro, a tensão de aderência nestes elementos tende a ser mais intensa,

necessitando de maiores comprimentos de ancoragem e cuidados com a adoção de cobrimentos adequados para evitar tensões transversais excessivas, esses efeitos serão analisados a seguir.

5.3. Aderência de barras de grande diâmetro

Nos estudos de caso verifica-se o uso de armadura com bitola de 32mm, neste caso surgem problemas de detalhamento que podem interferir no funcionamento adequado da estrutura, um destes é a questão do cobrimento necessário para que os esforços de aderência destas barras não causem forças transversais excessivas que levem à ocorrência de fendilhamento rompendo o cobrimento do concreto.

De forma a contribuir no estudo deste aspecto, foram ensaiados quatro corpos de prova com relação ao surgimento de fissuras e à ocorrência ou não do fendilhamento, estando cientes da representatividade deste ensaio para a estrutura em questão já que esta não é reproduzida fielmente, sendo apenas ensaiada uma barra de 32mm e não o arranjo completo das armaduras utilizadas, bem como a impossibilidade de utilizar o mesmo cobrimento adotado em projeto por causa do acréscimo de massa caso este fosse adotado.

Como base para este tipo de ensaio temos a norma NBR7477 que trata da determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço para concreto armado, serão discutidas suas prescrições a seguir:

5.3.1. Análise da NBR 7477/1982 e outros aspectos relevantes

A norma prescreve dimensões dos tirantes de concreto armado segundo a bitola do elemento de aço ensaiado, seja este uma barra ou fio, as dimensões para uma barra de 32mm são as seguintes:

$$\text{Lado do tirante: } d = \sqrt{\pi \cdot \phi \left(\frac{\phi}{4} + 7\right)} \cong 8{,}9\ cm$$

$$\text{Comprimento do tirante: } l \geq 15 \cdot d = 133{,}5\ cm$$

$$\text{Comprimento da barra: } = l + 120 = 253{,}5\ cm$$

Com estas dimensões, o peso de um corpo de prova seria de 41,4 kg, o que dificultaria o ensaio desnecessariamente, portanto para os propósitos do ensaio não serão respeitadas estas prescrições. O efeito em que estamos interessados em analisar não é o mesmo que a norma contempla. Sendo assim, foram propostos corpos de prova com as características indicadas na Figura 67.

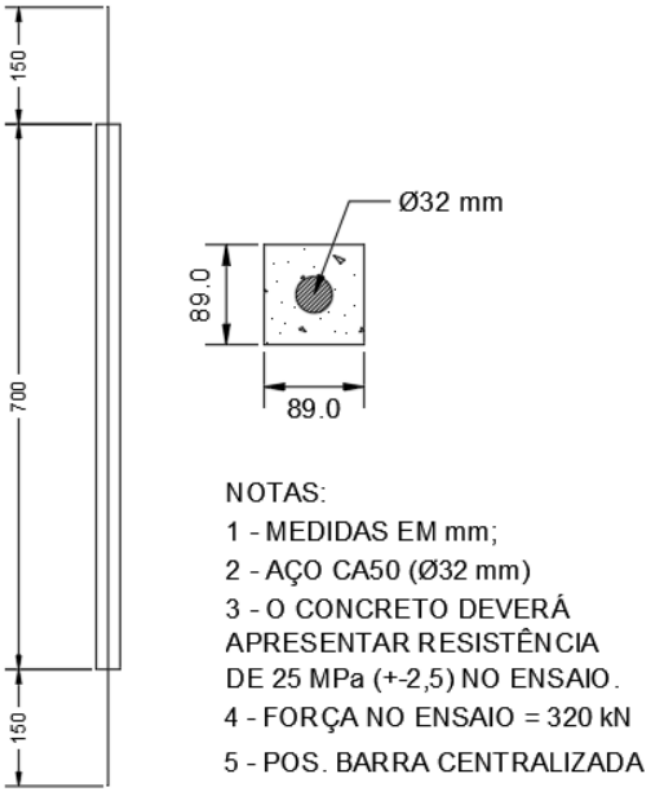


Figura 67 – Dimensões dos tirantes adotados

Nas notas está indicada a resistência do concreto conforme prescrito na norma, outras características do concreto a ser utilizado estão na Figura 68 extraída da norma:

5.2 *Composição do concreto*

5.2.1 O concreto para confecção dos corpos de prova deve ser composto de:

a) agregado graúdo de diâmetro máximo inferior a $(d - \phi).\frac{1}{4}$, conforme a NBR 7211;

b) areia, com diâmetro máximo igual a 4,8 mm, conforme a NBR 7211;

c) cimento Portland, conforme a NBR 5732 ou NBR 5733;

d) água obedecendo aos critérios da NBR 6118. Os componentes devem ser dosados a fim de permitir uma adequada trabalhabilidade e ter à idade do ensaio uma tensão de ruptura à compressão axial simples igual a $(250 \pm 25) kgf/cm^2$.

Figura 68 – Características do concreto para a confecção dos corpos de prova
Fonte: NBR7477

Estas características, no entanto, não são mais representativas do estado atual da execução de concretos, por ser uma norma muito antiga. Outra consideração da norma trata da velocidade de ensaio que deve estar de acordo com a atual NBR6892, que substituiu a NBR6152, devendo ser controlada por alguma das medidas propostas por esta.

Como um dos pontos de interesse deste ensaio é a determinação da formação de fissuras e seus comprimentos, buscou-se na literatura formas de prever a ocorrência de fissuras e as

aberturas esperadas. Neste caso, surge um problema na definição do espaçamento estre fissuras e como que é assumido conforme formulações empíricas dadas pela antiga norma de concreto NB1, já que nas novas edições esta metodologia foi abandonada.

A metodologia escolhida está descrita no livro de Gahli (2000). Esta foi implementada em uma planilha eletrônica, tendo que assumir a expressão da distância média entre fissuras dada a seguir:

$$s_r = 1{,}5\, c_v + 0{,}16 \frac{\emptyset}{\rho}$$

Sendo,

s_r – Espaçamento médio entre fissuras

c_v – Cobrimento

$\emptyset$ – Diâmetro da barra de aço

ρ – Taxa geométrica de armação

Para a geometria do tirante (Figura 58), este espaçamento calculado é de 9,3 cm, além do espaçamento entre fissuras é necessário assumir as tensões em que ocorrerão a primeira e a última fissuras, sendo utilizado as expressões da NBR6118 adotando, respectivamente, o $f_{ctk,inf}$ e o $f_{ctk,sup}$.

Resumidamente, esta teoria considera o comportamento conjunto do concreto armado como elástico linear até a ocorrência da primeira fissura, adotando um acréscimo de deformação sem variação da tensão, após a primeira fissura.

Em seguida utiliza uma expressão que divide o intervalo de deformações esperadas entre a primeira e última fissura, esta depende do número esperado de fissuras e da razão entre as áreas em estádio I e estádio II, também ponderando o comprimento do patamar de tensão constante, até que se atinja o estádio II.

Após a última fissura considera que o elemento se encontra no estádio II puro, com comportamento linear. Os resultados da aplicação desta teoria são mostrados a seguir, uma consideração adicional necessária é a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto assumido igual a 10 que seria o caso de um ensaio rápido (Gráfico 1) e comparado com o valor teórico adotando E_{cs} conforme NBR6118 (Gráfico 2).

Gráfico 1 – Força normal esperada por deform ação até a ocorrência da última fissura para Es/Ec = 10

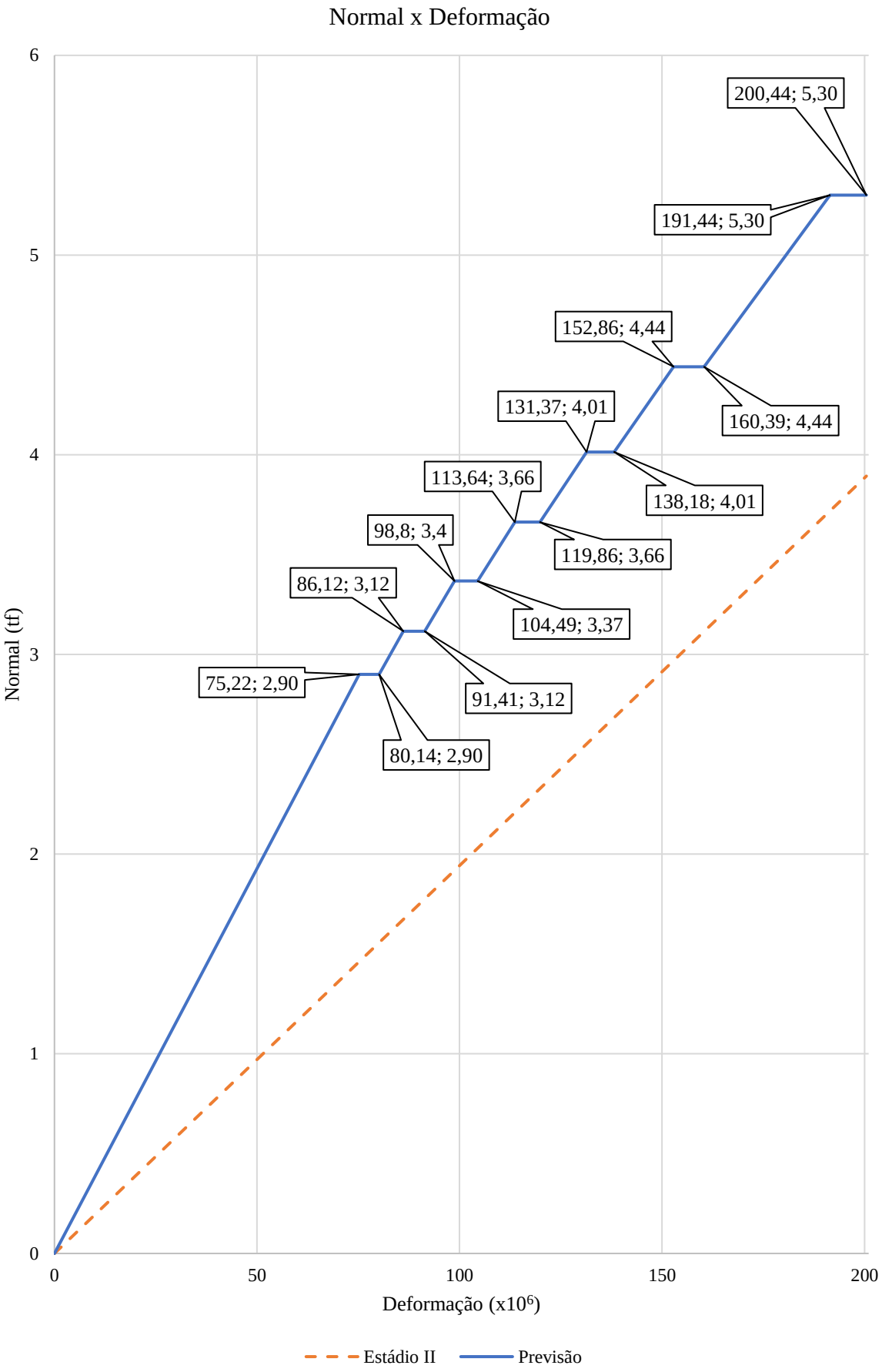
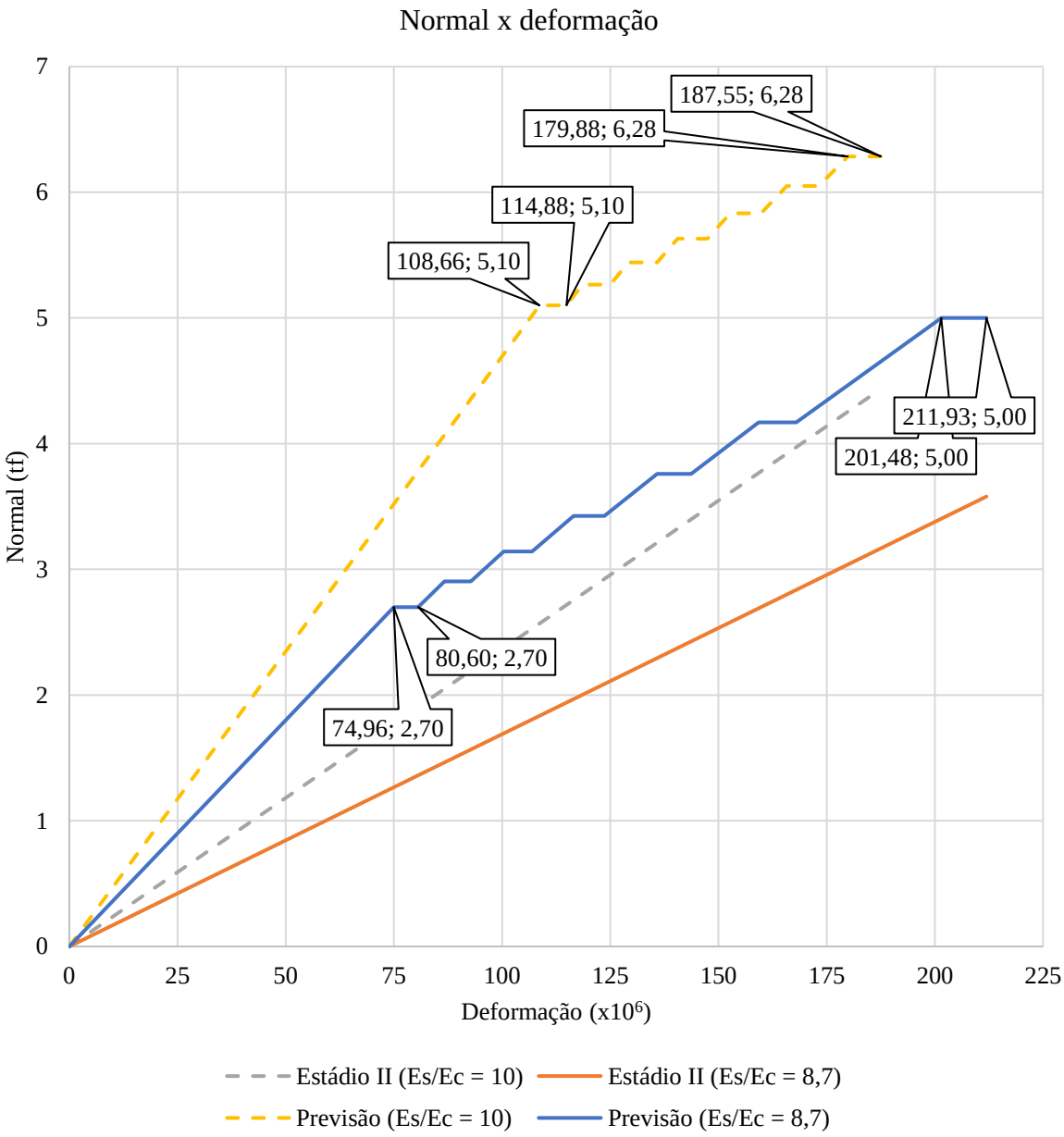


Gráfico 2 – Força normal esperada por deformação – variando a relação Es/Ec



Além da ocorrência de fissuras, outro aspecto que esta teoria prevê é o tamanho médio das aberturas, sendo dada por:

$$w_m = s_r \zeta \varepsilon_{s2}$$

Onde,

w_m – Tamanho médio da abertura de fissuras

ζ – Coeficiente de interpolação entre estádios I e II considerado igual a 0,5

ε_{s2} – Deformação considerando estádio II puro

Apenas para comparação, mostram-se no Gráfico 3 e no Gráfico 4 os valores das aberturas características calculadas conforme NBR6118.

Gráfico 3 – Abertura de fissuras esperadas até a carga máxima programada do ensaio (32 tf)

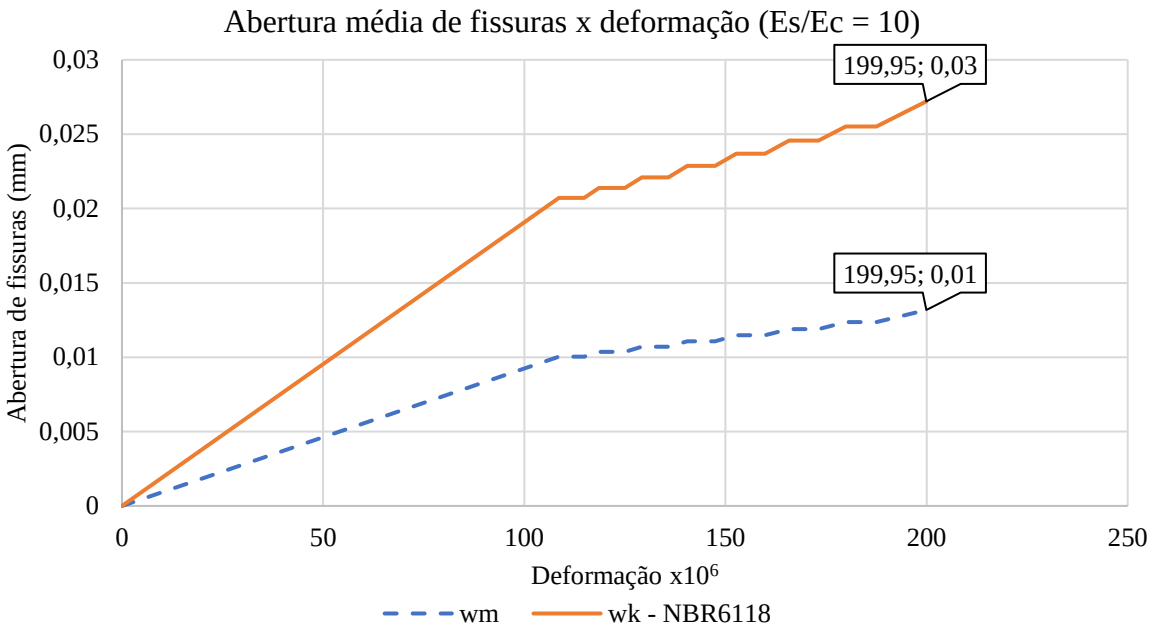
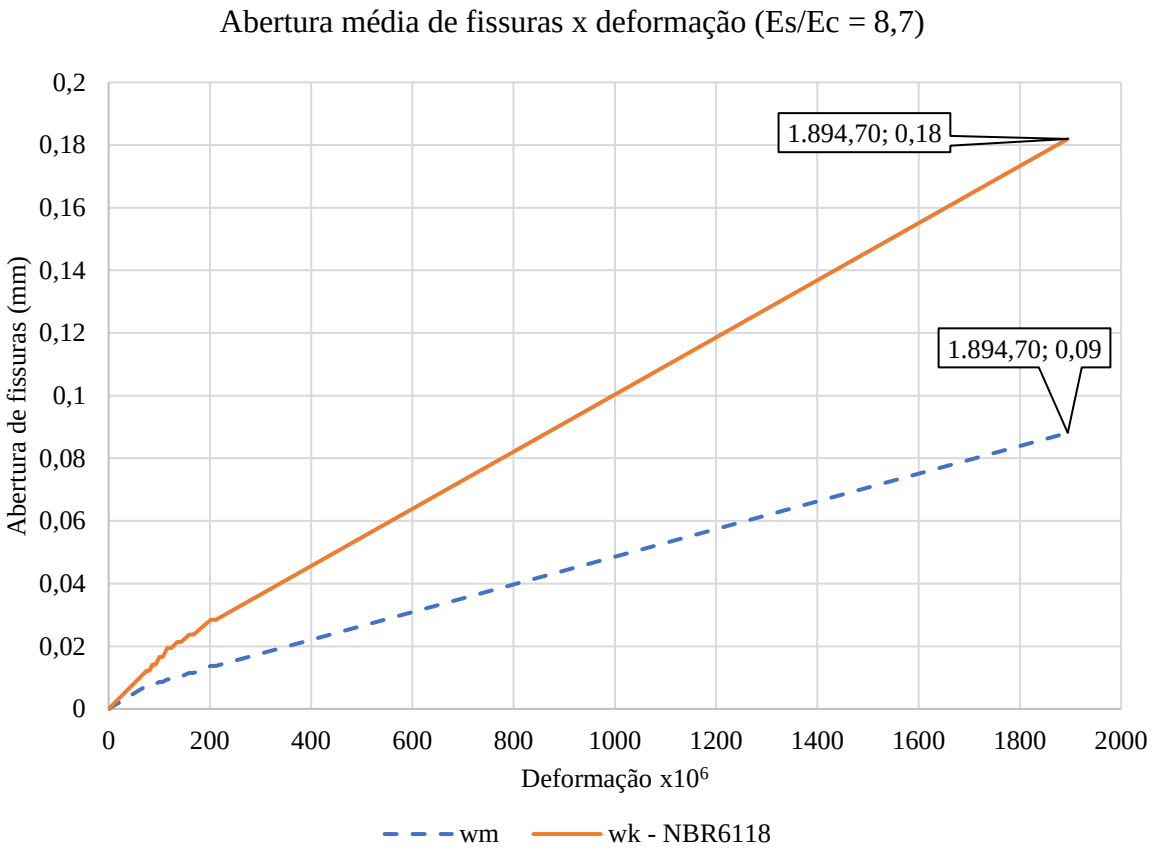


Gráfico 4 – Abertura de fissuras esperadas até a carga máxima programada do ensaio (32 tf)



A teoria utilizada não prevê a ocorrência do fendilhamento, este efeito pode levar o corpo de prova à ruptura sem que se atinja um padrão estabilizado de fissuração ou aberturas que comprometam os estados limites de serviço, e espera-se constatar caso este ocorrerá ou não nos ensaios. Para avaliar este fenômeno, será utilizado a teoria disponível em Leonhardt (1978),

que considerada a tensão de fendilhamento em função da tensão de aderência das barras, do espaçamento entre elas e do cobrimento adotado.

Com relação à tensão de aderência, considera que não é necessário adotar o mesmo limite utilizado nas questões de ancoragem, que é um valor pequeno que obrigaria um cobrimento elevado para que esses elementos trabalhem dentro do limite de ancoragem, e sugere a adoção de valores experimentais provenientes de ensaios de sapatas armadas com barras nervuradas.

Adotando os valores limites sugeridos para as tensões, e um valor muito grande para o espaçamento entre as barras já que a seção dos tirantes está armada com uma única barra, com o cobrimento adotado segundo a Figura 67, chega-se em um valor máximo para a tensão de fendilhamento relativa de 0,071 cm^{-1}, o valor dessa tensão para as dimensões dos tirantes segundo a referência é aproximadamente de 0,050, portanto inferior ao admissível, caso adotássemos como espaçamento longitudinal entre armações o valor do lado do tirante, ou seja, 9 cm, essa tensão esperada cresce para 0,090 cm^{-1}, e ocorreria ruptura por fendilhamento segundo estas equações do Leonhardt (1978).

A tensão média de aderência esperada com o espaçamento entre fissuras conforme calculado (9,3 cm) seria de 0,44 kN/cm², até a formação da próxima fissura, adotando a resistência média à tração, é um valor próximo da tensão de aderência para ancoragem segundo a NBR6118 (adotando $\eta_1 = 2{,}25$ e $\eta_2=\eta_3=1{,}0$ para barra de 32 mm) seria de 0,51 kN/cm², na norma não há distinção entre os casos de ancoragem em sapatas que são situações de alta concentração de esforços, que deveria admitir tensões mais elevadas, foi calculada pela expressão a seguir, com F=41kN que seria a força que supera a resistência à tração média do concreto dessa seção.

$$\tau_{bd} = \frac{F}{\pi\, \phi s_r}$$

Além de avaliar as condições de fendilhamento também será possível verificar o comportamento do tirante com relação a essa tensão de aderência.

Tabela 3 – Tensões de aderência para algumas bitolas conforme formulação adotada

ϕ (mm)	d (cm)	A_s (cm²)	ρ_r	c_v (cm)	s_r (cm)	F (kN)	τ_{bd} (kN/cm²)
8	4,3	0,50	2,72%	1,75	7,33	6	0,33
16	6,1	2,01	5,40%	2,25	8,11	15	0,36
25	7,8	4,91	8,07%	2,65	8,93	28	0,40

Ainda aplicando essa teoria, variando a bitola e adotando os valores de lado do tirante espaçamento de fissuras conforme a NBR7477, obtém-se os resultados da Tabela 3, com tensões de aderência semelhantes.

5.3.2. Resultados e discussões dos ensaios

A primeira etapa para o início dos ensaios foi a confecção dos corpos de prova, foi necessário requisitar os materiais, executar as formas, realizar a concretagem e dispô-los na câmara úmida para cura, o abatimento medido foi de 5 cm durante a concretagem.

O aço utilizado foi da categoria CA-50 com bitola de 32 mm fornecido pela ArcelorMittal®, para a execução do concreto foram utilizados 21 kg de cimento CP-V ARI, 44 kg de pedrisco, 60 kg de areia e 13 kg de água (relação água-cimento de 0,62). A resistência esperada aos 7 dias era de 35MPa.

Após o tempo estipulado de cura, que foi de 7 dias, romperam-se os testemunhos para determinação da resistência à compressão do concreto e à tração por meio do ensaio de compressão diametral. A resistência média à compressão foi de 34,48 MPa e à tração ($f_{ct,sp}$) de 2,95 MPa (determinada pela NBR7222/2011), conforme Tabela 4 e Tabela 5.

Determinado as propriedades de interesse do concreto, foi iniciado os ensaios dos tirantes no dia 25/11, nessa data foram ensaiados dois tirantes e no dia 26/11 foram os dois restantes.

Segundo a NBR7477/1982 em seu item 6.2.7: “só devem ser considerados tirantes que apresentarem mais do que cinco fissuras, em toda a seção transversal, regularmente espaçadas ao longo da peça.”, apenas um dos tirantes não cumpriu esta condição, portanto a não adequação do comprimento dos tirantes pela expressão dessa norma, que deveriam ser de 133,5 cm e foram projetados com 70 cm, mas executados com 80 cm por engano na fabricação das formas de madeira, não seria um empecilho para aceitar os resultados desses tirantes.

O espaçamento médio entre fissuras dos três corpos de prova que respeitam às condições da norma foi de 10,3 mm os resultados de cada tirante estão nas Figura 72 e Figura 73, a Tabela 6 resume os espaçamentos entre fissuras e a Tabela 7 os coeficientes de conformação superficiais esperados segundo a norma.

Tabela 4 – Resultados dos ensaios de compressão direta

Testemunho	Força de ruptura (tf)	Resistência à compressão (MPa)
1	27,35	34,82
2	26,70	34,00
3	27,20	34,63
Média	27,08	34,48
Desvio padrão	0,34	0,43

Tabela 5 – Resultados dos ensaios de compressão diametral

Testemunho	**Força de ruptura (tf)**	**Resistência à tração (MPa) $f_{ct,sp}$**	**$f_{ct,m}$ (MPa)**
4	9,50	3,02	2,72
5	8,70	2,77	2,49
6	9,65	3,07	2,76
Média	9,28	2,95	2,66
Desvio padrão	0,51	0,16	0,15

Figura 69 – Pesagem dos materiais para concretagem e forma

Figura 70 – Concreto na betoneira e forma sobre a mesa vibratória

Figura 71 – Concretagem dos testemunhos e tirantes concluídos

Tabela 6 – Resultados para os tirantes ensaiados

Fissura	Face do tirante			
	1	2	3	4
Tirante 1 – Distância entre fissuras (cm)				
1 – 2	9,1	9,2	9,8	9,2
2 – 3	7,6	8,0	7,6	8,7
3 – 4	10,5	11,3	12,3	11,1
4 – 5	20,9	10,7	11,5	10,1
5 – 6	9,5	9,0	9,2	9,9
6 - 7	-	-	-	9
Média	11,5	9,6	10,1	9,7
Tirante 2 – Distância entre fissuras (cm)				
Fissura	Face do tirante			
	1	2	3	4
1 – 2	6,5	20,7	10,7	8,1
2 – 3	10,7	11,2	10,6	11,7
3 – 4	11,7	9,3	10,8	12
4 – 5	7,4	5,5	8,4	7,2
5 – 6	7,4	-	9,1	11,1
Média	8,7	11,7	9,9	10,0
Tirante 3 – Distância entre fissuras (cm)				
Fissura	Face do tirante			
	1	2	3	4
1 – 2	10,2	9,2	8,6	12,4
2 – 3	9,1	30	8,2	6,6
3 – 4	8,5	-	7,4	8,7
4 – 5	14,7	-	-	15,5
Média	10,9	18,3	12,1	11,7
Tirante 4 – Distância entre fissuras (cm)				
Fissura	Face do tirante			
	1	2	3	4
1 – 2	14	14	15,5	14,1
2 – 3	12,5	12,4	11,7	12
3 – 4	6,4	6,7	7,4	6,8
4 – 5	11,2	9,6	10,5	11,2
5 – 6	9,6	9,6	8,9	9,5
Média	10,7	10,5	10,8	10,7

Tabela 7 – Resultados dos coeficientes de conformação para os tirantes segundo a expressão da norma

Tirante	**Espaçamento médio entre fissuras (cm)**	**Coeficiente de conformação (η)**
1	10,2	1,96
2	10,1	1,98
3*	11,6	1,73
4	10,7	1,88
Média desconsiderando tirante 3		**1,94**
Coeficiente de variação		**3,0%**

* - Neste tirante foi desconsiderada a face que não atingiu o número mínimo de fissuras requeridas pela norma, rigorosamente este resultado deve ser desconsiderado

Os resultados dos tirantes foram satisfatórios, a abertura de fissuras foi próxima do esperado (com máximo aparente de 0,15mm), o espaçamento médio entre fissuras dos tirantes que respeitaram as condições da norma (Tirantes 1, 2 e 4) foi 11% superior ao calculado que

era de 9,3 cm, não sendo observado ruptura por fendilhamento com o carregamento máximo de ensaio (32 tf).

Dois tirantes foram levados à ruptura, sendo que esse efeito só foi observado com cargas próximas da de ruptura que ocorreu com aproximadamente 58 tf, e se apresentou de forma catastrófica com rompimento da barra de aço no interior do concreto ocorrendo estricção desta e esmagamento do concreto em algumas nervuras, a Figura 74 mostra a possível posição de parte do concreto após a ruptura do tirante.

Figura 72 – Tirante 1 à esquerda e 2 à direita após ensaiados

Figura 73 – Tirante 3 à esquerda e 4 à direita após ensaiados

Figura 74 – Parte do concreto após rompimento, observar fissura transversal

Pelos ensaios realizados, a não ocorrência de ruptura por fendilhamento para tensões máximas de trabalho que seriam da ordem de 80% da capacidade de escoamento das armaduras ou seja, 32 tf, no caso das barras de 32 mm, mostra que a preocupação com o cobrimento adotado não ser suficiente, que no caso desses tirantes, foi planejado com 2,85 cm, sendo próximo dos 3 cm mínimos usuais para obras que utilizam essas bitolas, pode ser descartada.

Outra questão a ser comentada é o coeficiente de conformação superficial dessas armaduras, que se calculado com a expressão da NBR7477 deve ser tomado seu valor ao quadrado para ser comparado ao adotado pela NBR6118 para definição dos comprimentos de ancoragem, nessa norma adota-se o valor de 2,25 para barras nervuradas sem distinção, o que seria equivalente a 1,5 calculado pela NBR7477, os valores obtidos foram superiores a esse valor adotado com folga, mesmo não sendo adotado o comprimento de norma para o corpo de prova.

Foram feitos alguns passos de carga (mais do que os 5 intervalos exigidos pela NBR7477), sendo observado o surgimento de fissuras com força próxima de 5 tf, não sendo possível determinar com exatidão a força de ocorrência da primeira fissura, já que as aberturas eram muito pequenas neste nível de carregamento, sendo necessário aumentar o nível de iluminação para que se possa observar as fissuras durante quase todos os passos de carregamento, com uma carga de 20 tf chegava-se em um padrão estabilizado de fissuras em todos os corpos de prova.

Esses resultados de carregamento são um pouco díspares do esperado pela teoria do item 5.3.1, primeiramente por ter sido calculada com 25MPa de resistência à compressão, mesmo quando alterado para a resistência de 35MPa, a carga para primeira fissura foi de 3,6 tf e para a última de 6,7 tf, em especial para a carga de ocorrência da última fissura sendo muito inferior ao observado. Por outro lado, a abertura de fissuras continua da mesma ordem de grandeza da que foi calculada, as tensões de aderência com os valores do ensaio seriam de 0,49kN/cm² quase da mesma ordem que foi calculado pela teoria.

Vale considerar a adequação da estrutura aos esforços que nela atuam, sendo que nem sempre as prescrições de norma para o detalhamento vão garantir um bom desempenho, sendo necessário a experiência do projetista para utilizar um detalhamento adequado.

5.4. Estudo de caso 1 – Cidade Matarazzo

Já que possuímos acesso aos projetos dos estudos de caso, foram utilizados as dimensões dos elementos de projeto para obtenção dos esforços nas estruturas, sendo necessário adotar parâmetros para as camadas de solo, bem como definir as fases de execução e os trechos que se pretende representar com os modelos.

A metodologia para obtenção dos esforços solicitantes foi a modelagem da geometria típica de uma seção por meio do programa do Phase2 que é um programa de elementos finitos que permite considerar a interação solo-estrutura, modelado o solo como um meio contínuo e levando em conta a plastificação que pode ocorrer neste elemento.

As propriedades dos materiais bem como dos solos necessárias para análises são mostradas nos itens a seguir.

5.4.1. Perfil geotécnico e parâmetros adotados

De posse das sondagens (exemplo na Figura 76) e de suas locações, um perfil geotécnico ao longo da contenção do parking foi traçado (Figura 75), este foi utilizado para a definição dos parâmetros dos solos necessários para as análises (Tabela 8 e Tabela 9).

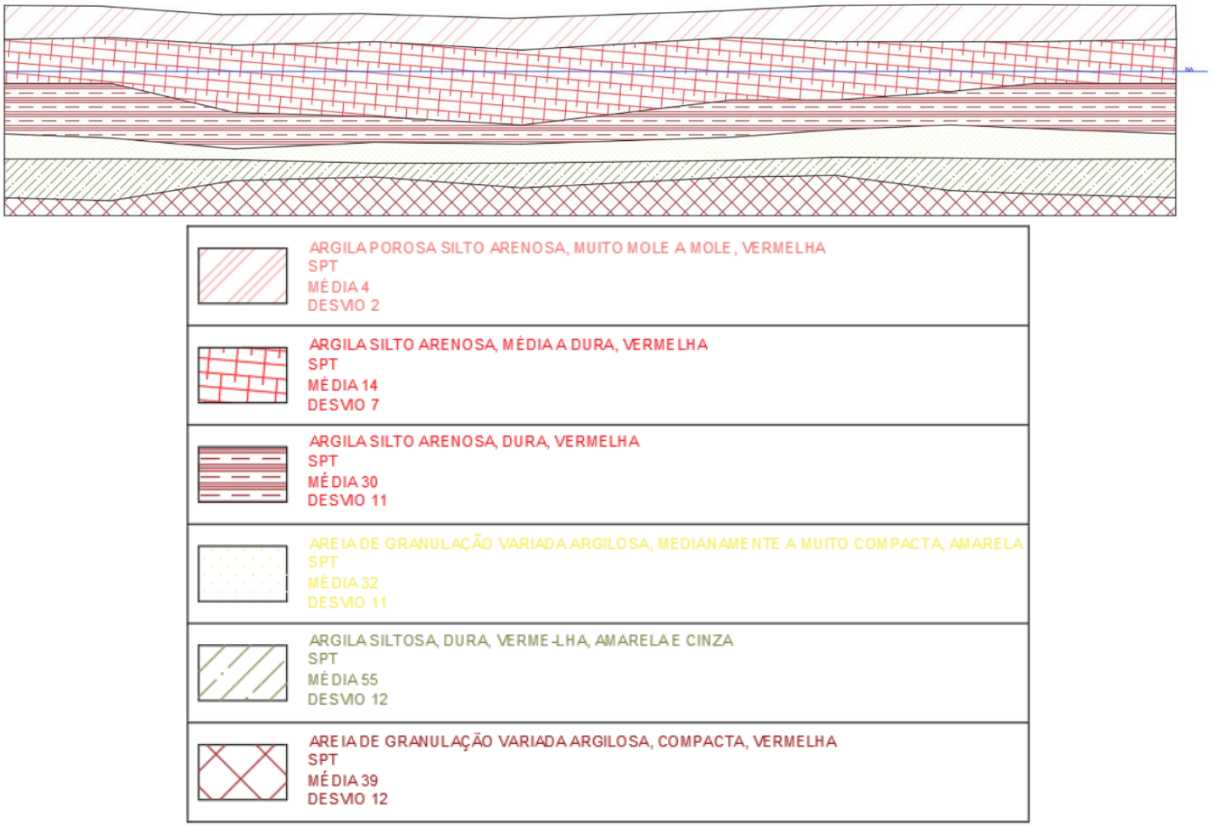


Figura 75 – Perfil geotécnico no eixo da contenção (nível de água indicado pela reta horizontal que atravessa o perfil geotécnico à direita)

Tabela 8 – Parâmetros dos solos da literatura

Solo	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (º)	K_0	E (MPa)
3AgP1	15,0	20	27	0,6	6
3Ag1 – C	19,0	40	24	0,9	20
3Ag1 – E	19,0	75	22	0,8	45
3Ag1 – G	20,0	150	20	0,8	100
3Ar1	19,0	3	35	0,8	50

Fonte: Memorial justificativo dos parâmetros geotécnicos – Promon (1994)

Tabela 9 – Descrição da simbologia adotada para os solos

Solo	Descrição	SPT
3AgP1	Argila siltosa pouco arenosa, porosa, de consistência mole a média, vermelha e amarela	2 a 4
3Ag1 – C	Argila siltosa pouco arenosa, de consistência rija a dura, variegada (amarela, cinza e vermelha)	8 a 12
3Ag1 – E		18 a 25
3Ag1 – G		>40
3Ar1	Areia fina a média argilosa, medianamente compacta a compacta, amarela e vermelha	>20

Fonte: Memorial justificativo dos parâmetros geotécnicos – Promon (1994)

A argila variegada da formação São Paulo, classificada como argila siltosa pouco arenosa de consistência rija a dura e denominada por 3Ag1, foi subdividida sequencialmente pelos valores de SPT de A a G, conforme a tabela 10 A do documento técnico da Promon (1994), sendo os intervalos de SPT dados pela Tabela 9.

O principal problema desses parâmetros consiste na não indicação do nível de deformação dos corpos de prova para o qual foram tomados as medidas de módulo, já que sabe-se que o solo se comporta de forma mais rígida a carregamentos em pequenas deformações, o que se supõe é que esses valores podem ser bons indicativos para o estado limite último.

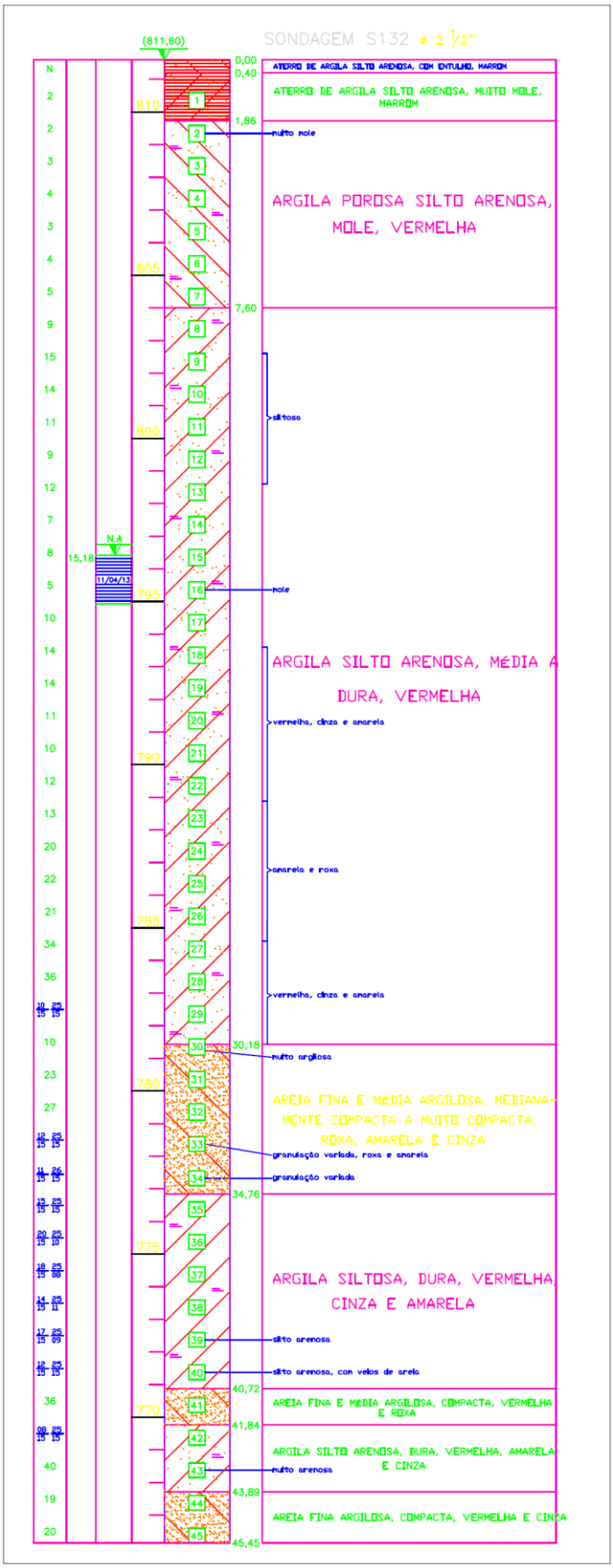


Figura 76 – Sondagem típica
Fonte: Maffei Engenharia (ENGESOLOS)

Além dos parâmetros geotécnicos também é necessário definir os estruturais, sendo estes a rigidez do paramento, considerada uma rigidez equivalente a um estacão por metro de paramento, a rigidez dos tirantes, do bulbo (pelo método de modelagem adotado) e dos travamentos proporcionados pela estrutura, para a rigidez dos tirantes foi consultado o catálogo da Solotrat (2018) e definida a área mínima dos tirantes conforme a carga de trabalho especificada e para os travamentos foi adotado este valor por indicação do projetista.

Tabela 10 – Parâmetros estruturais adotados

Elemento	**EA** **kN/m**	**EI** **kNm²/m**
Paramento	$7{,}961 \cdot 10^{6}$	$4{,}976 \cdot 10^{5}$
Elemento	**EA** **kN**	**L - espaçamento** **m**
Tirante 120 tf	$7{,}420 \cdot 10^{4}$	2,10
Tirante 110 tf	$4{,}718 \cdot 10^{4}$	2,10
Tirante 90 tf	$3{,}520 \cdot 10^{4}$	2,10
Tirante 60 tf	$2{,}650 \cdot 10^{4}$	2,10
Travamentos	$1{,}000 \cdot 10^{5}$	1,0

5.4.2. Modelo 2D – Caso drenado

Com os parâmetros definidos anteriormente, basta escolher a seção para modelagem, para esta escolha lembraremos dos conceitos de estado plano de deformações, já que esta hipótese será utilizada para a modelagem da seção. Serão evitadas seções de alteração da geometria, seja esta causada pela mudança da tipologia do paramento ou pelo posicionamento dos tirantes.

Foi escolhida a seção representada pelos estacões 68 a 82, reproduzida na Figura 78 localizada paralelamente à Alameda Rio Claro, conforme Figura 77.

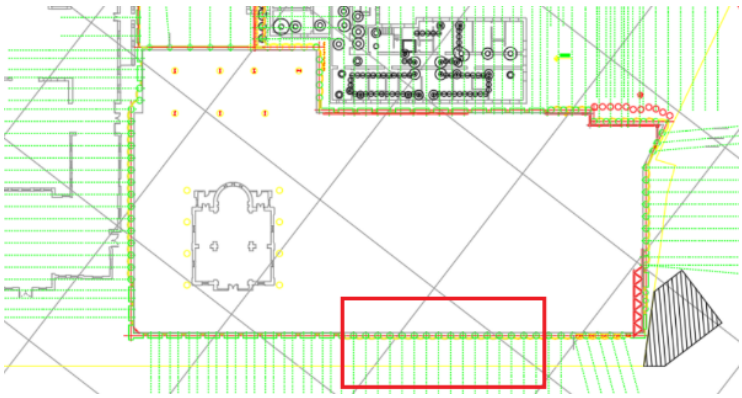


Figura 77 – Localização aproximada da seção
Fonte: Adaptado de Maffei Engenharia

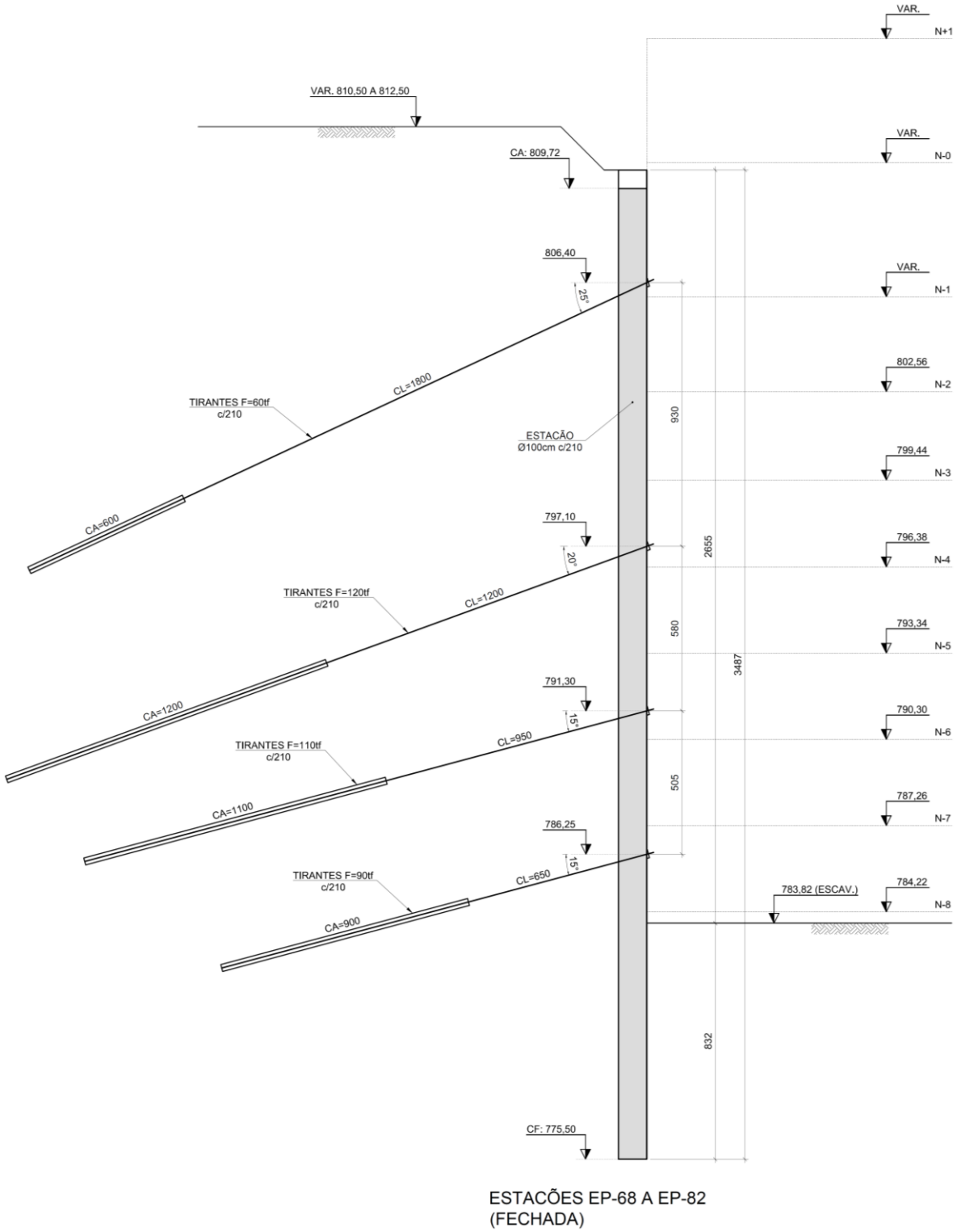


Figura 78 – Seção considerada para análise
Fonte: Maffei Engenharia

Realizada a escolha da seção, bastou modelá-la (Figura 79), inserindo os parâmetros necessários e definindo a sequência construtiva conforme Figura 80 e Figura 81. Os passos intermediários de escavação, implantação dos tirantes, execução dos travamentos e desativação dos tirantes não foram mostrados, mas foram considerados na análise e calculados.

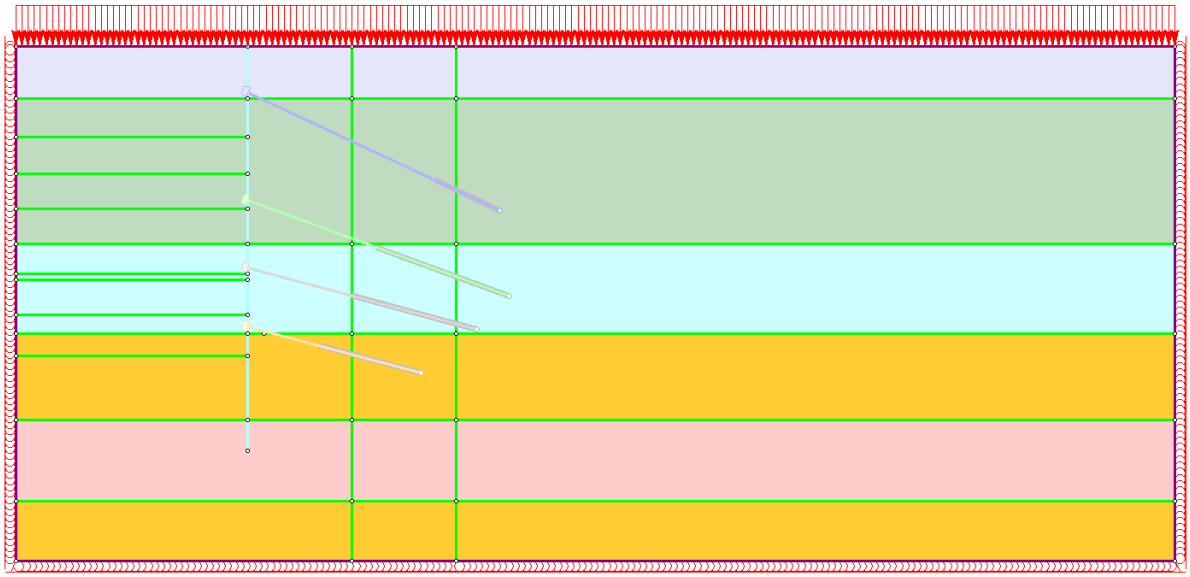
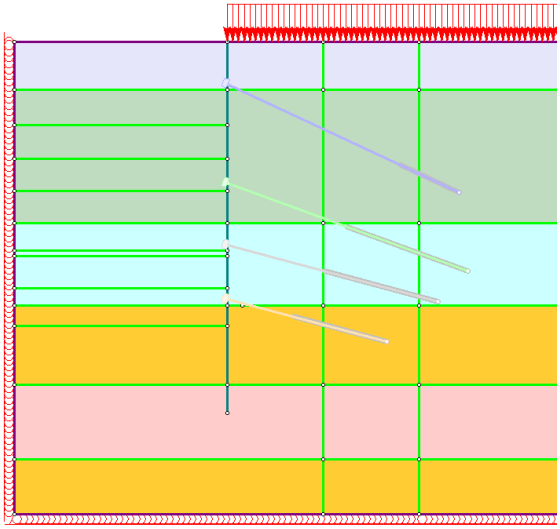
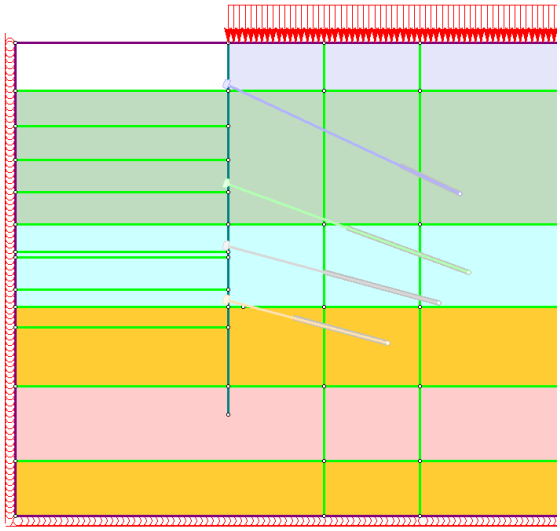


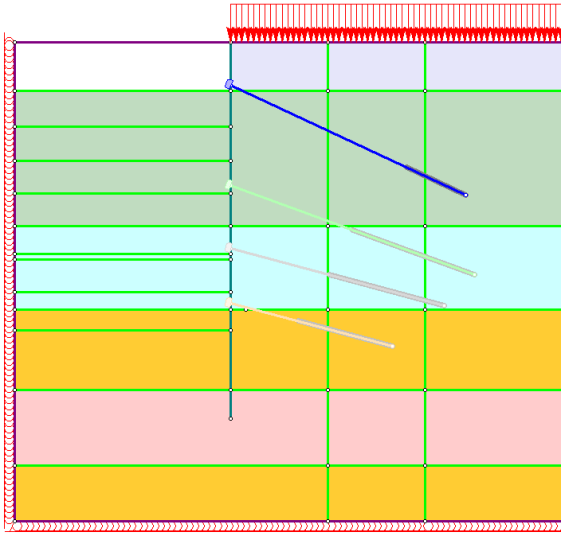
Figura 79 – Modelo geométrico



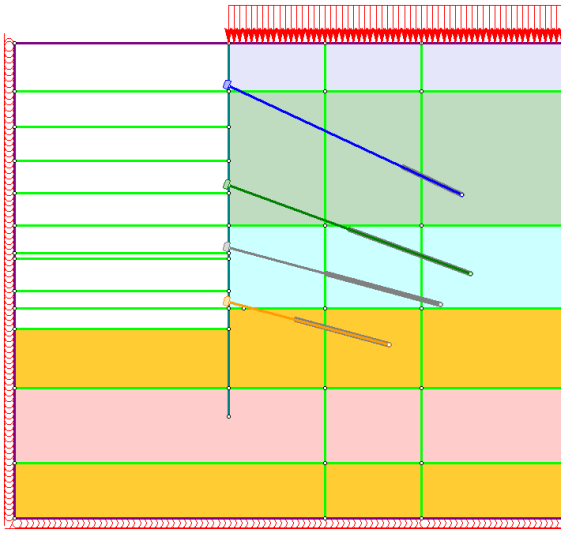
(a) – Implantação dos estacões



(b) – Primeira escavação

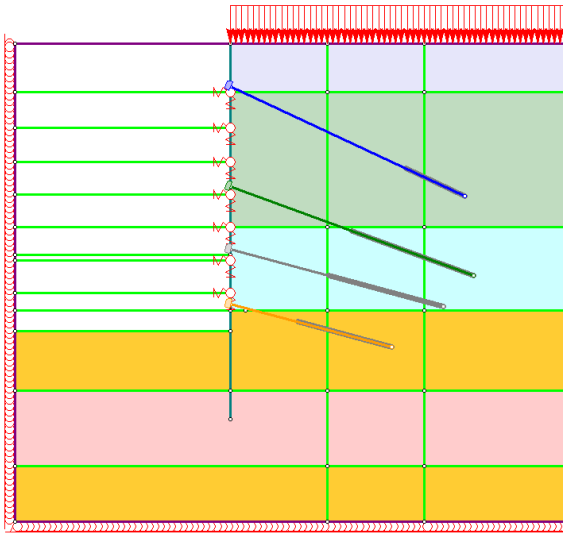


(c) – Implantação do primeiro nível de tirantes

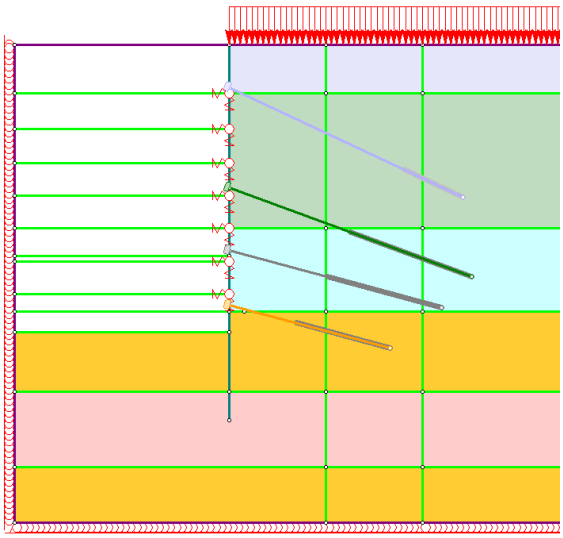


(d) – Término da escavação

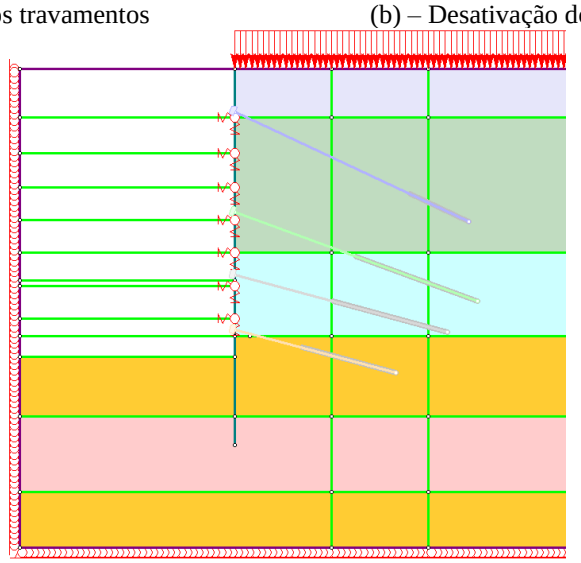
Figura 80 – Evolução da execução considerada



(a) – Execução dos travamentos



(b) – Desativação do primeiro nível de tirantes



(c) – Situação final

Figura 81 – Continuação das etapas de execução

O critério de plastificação utilizado é o de Mohr-Coulomb, com parâmetros de deformabilidade dados por um módulo E_{ref}, adotado igual ao módulo dado pela Tabela 8, a adoção deste módulo único gera dúvidas quanto à representatividade destes resultados por não considerar o comportamento do solo sob variação de tensões, sendo o caso de alívio na escavação e recompressão na ativação dos tirantes.

As dimensões do modelo foram adotadas conforme a geometria de seção, de modo a representar metade da distância da escavação entre esta contenção e sua paralela, o comprimento fora da escavação foi escolhido como três vezes o comprimento da escavação e a profundidade das camadas foram adotadas conforme as sondagem analisadas e o perfil geotécnico da Figura 75, sendo limitado pela sondagem mais profunda que estava disponível.

Foi considerado um modelo drenado, sendo calculada a rede de fluxo a partir do ponto em que a escavação se dá abaixo do nível de água, como limitação, só pode ser calculada em

estado permanente, não sendo possível levar em conta o aspecto temporal da escavação para o estabelecimento do fluxo, os parâmetros de percolação necessários estão mostrados na Figura 82, outra forma que poderia ser adotada seria a consideração de um modelo não drenado, porém falta na literatura as propriedades não drenadas para os solos em questão, análise que deveria ser feita com parâmetros totais.

Em uma análise não drenada também é importante adotar propriedades de adensamento para os solos, para que seja possível avaliar como o tempo de escavação influencia os resultados em especial os esforços a longo prazo, que seriam importantes para os estados limites de serviço.

Os valores de referência da literatura foram interpolados para os valores de N_{SPT} médios obtidos pelas sondagens.

Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (kN/m3)	Elastic Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (kPa)	Dilation Angle (deg)	Friction Angle (peak) (deg)	Friction Angle (residual) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)	Cohesion (residual) (kPa)	Phi b	Air Entry (kPa)	Permeability Function	Soil Type	Ks (m/s)	K2 / K1	K1 Angle
3AgP1		Field Stress and Body Force	15	Isotropic	8000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	27	27	20	20	0	0	Simple	General	1e-006	1	0
3Ag1-C		Field Stress and Body Force	20	Isotropic	26000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	24	24	46	46	0	0	Simple	General	1e-008	1	0
3Ag1-E		Field Stress and Body Force	20	Isotropic	50000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	21	21	88	88	0	0	Simple	General	1e-008	1	0
3Ar1		Field Stress and Body Force	19	Isotropic	50000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	32	32	10	10	0	0	Simple	General	5e-008	1	0
3Ag1-G		Field Stress and Body Force	20	Isotropic	100000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	20	20	150	150	0	0	Simple	General	1e-008	1	0

Bolt Name	Color	Type	Bolt Diameter (mm)	Bolt Modulus,E (kPa)	Tensile Capacity (kN)	Out-of-plane Spacing (m)	Pre-Tensioning Force (kN)	Constant Force in Install Stage	Joint Shear	Borehole Diameter (mm)	Attached Face Plates	Bond Strength (kN/m)	Residual Tensile Capacity (kN)	Bolt Model	Bond Length (m)
Tirante 60 tf		Tieback	43.75	2e+008	994	2.1	0	Yes	Yes	150	Yes	2000	1113	Plastic	6
Tirante 120 tf		Tieback	69	2e+008	2025	2.1	0	Yes	Yes	150	Yes	2000	2444	Plastic	12
Tirante 110 tf		Tieback	69	2e+008	1955	2.1	0	Yes	Yes	150	Yes	2000	2514	Plastic	11
Tirante 90 tf		Tieback	60	2e+008	1562	2.1	0	Yes	Yes	150	Yes	2000	1792	Plastic	9

Figura 82 – Parâmetros dos solos inseridos no programa
Fonte: Printscreen do Phase[2]

As condições de contorno para a definição do nível freático foram adotadas de modo a aproximar os resultados do nível d'água calculado pelo programa e de uma sondagem feita posteriormente à execução das contenções, esta informação foi fornecida pelo projetista, foi constatado que o rebaixamento a uma distância de aproximadamente 15m da contenção foi de 1 metro, não seria possível, a princípio, garantir que esta variação deveu-se unicamente à drenagem.

Para etapas intermediárias adotou-se uma freática com comprimento de influência reduzido quando comparado com a Figura 83, na qual foi adotado o comprimento conforme dito anteriormente, sendo o nível do lençol freático adotado na cota 798,9 m por ser o valor máximo das sondagens analisadas.

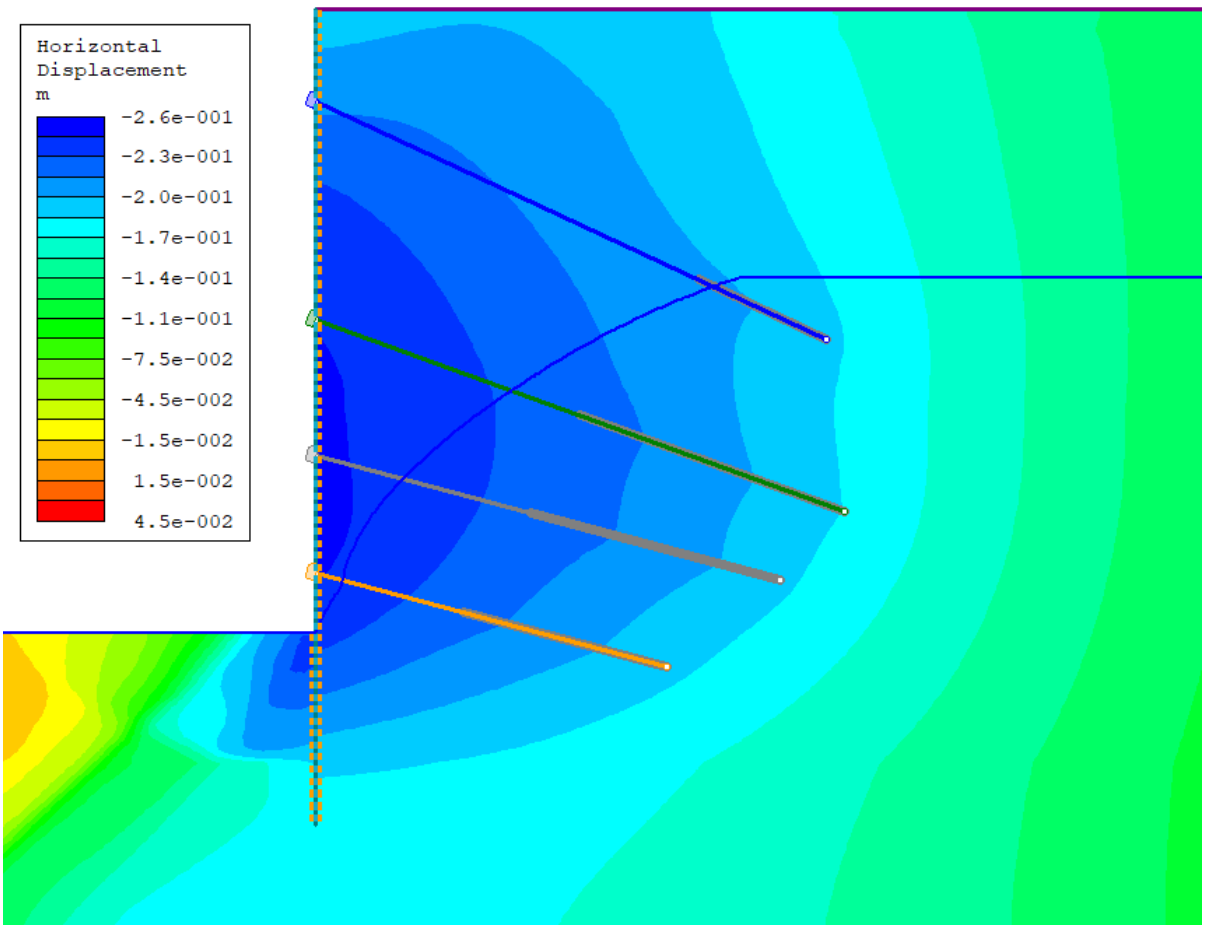


Figura 83 – Deslocamentos para o final da escavação (26 cm horizontais na contenção)
Fonte: Printscreen do Phase[2]

Verificada a ocorrência de deslocamentos excessivos, incompatíveis com o observado pela instrumentação nas Figura 84, Figura 85 e Gráfico 5, cujos máximos são da ordem de 6 mm para o interior da escavação.

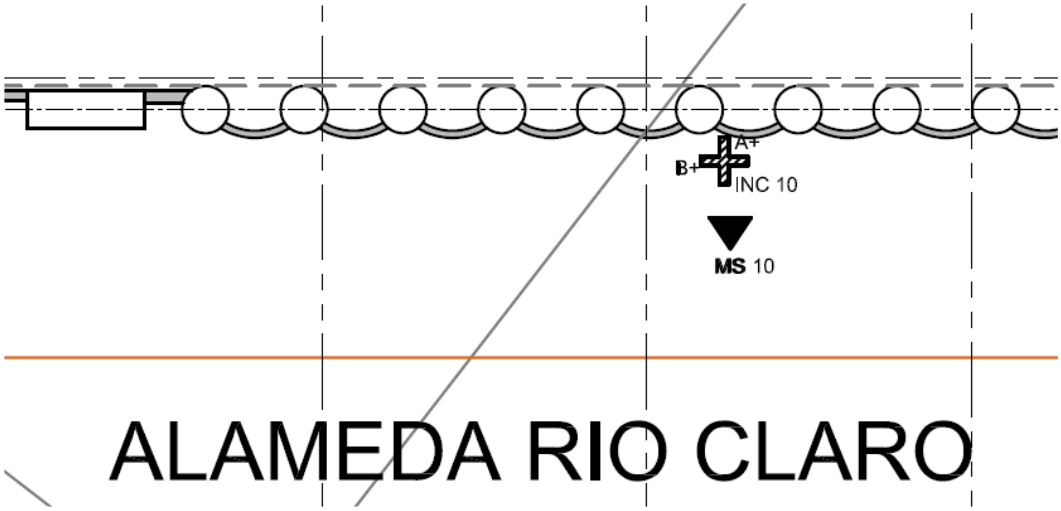


Figura 84 – Localização do inclinômetro na obra
Fonte: Relatório de instrumentação da LPC LATINA, cedido pela Maffei Engenharia

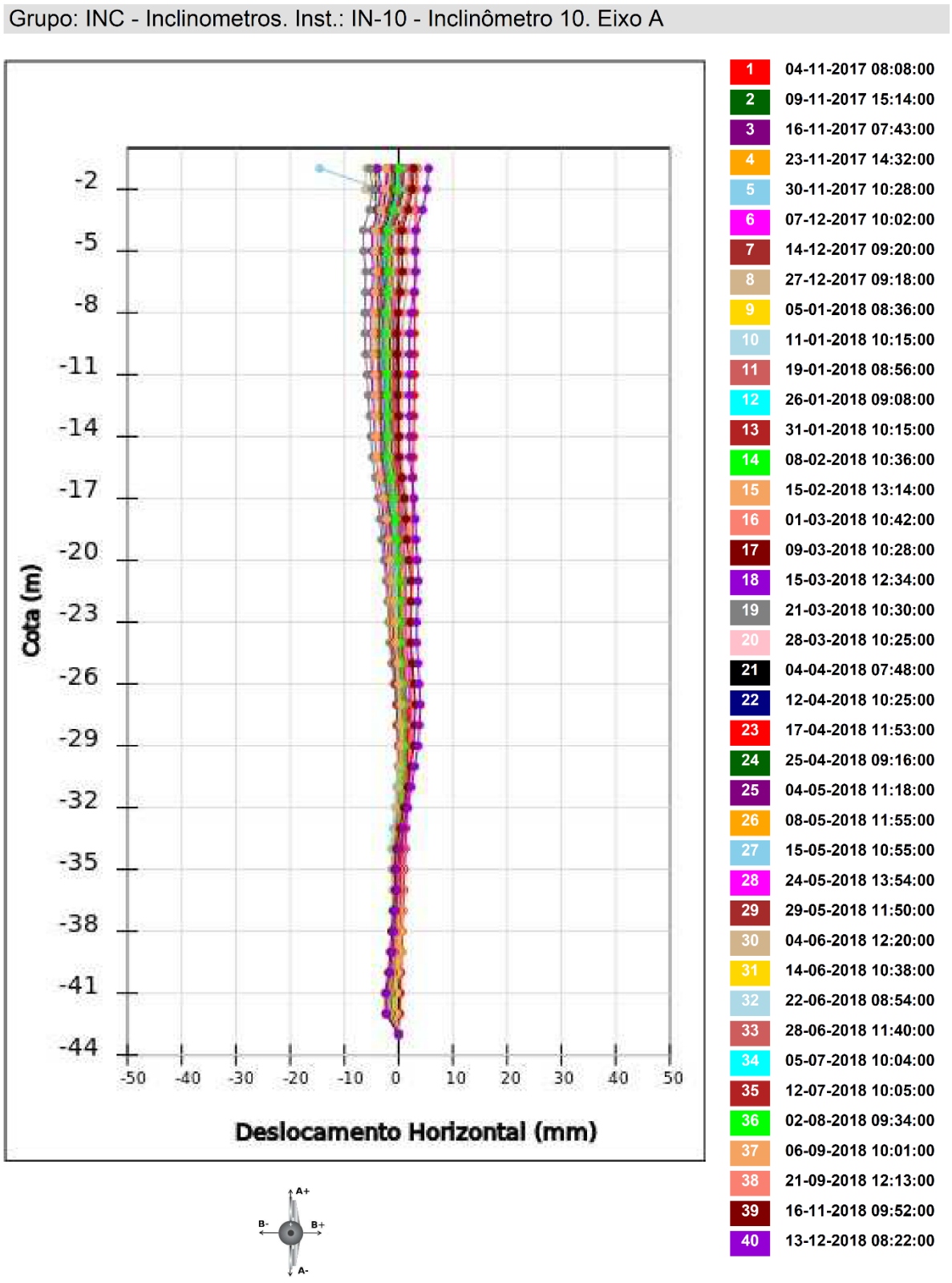
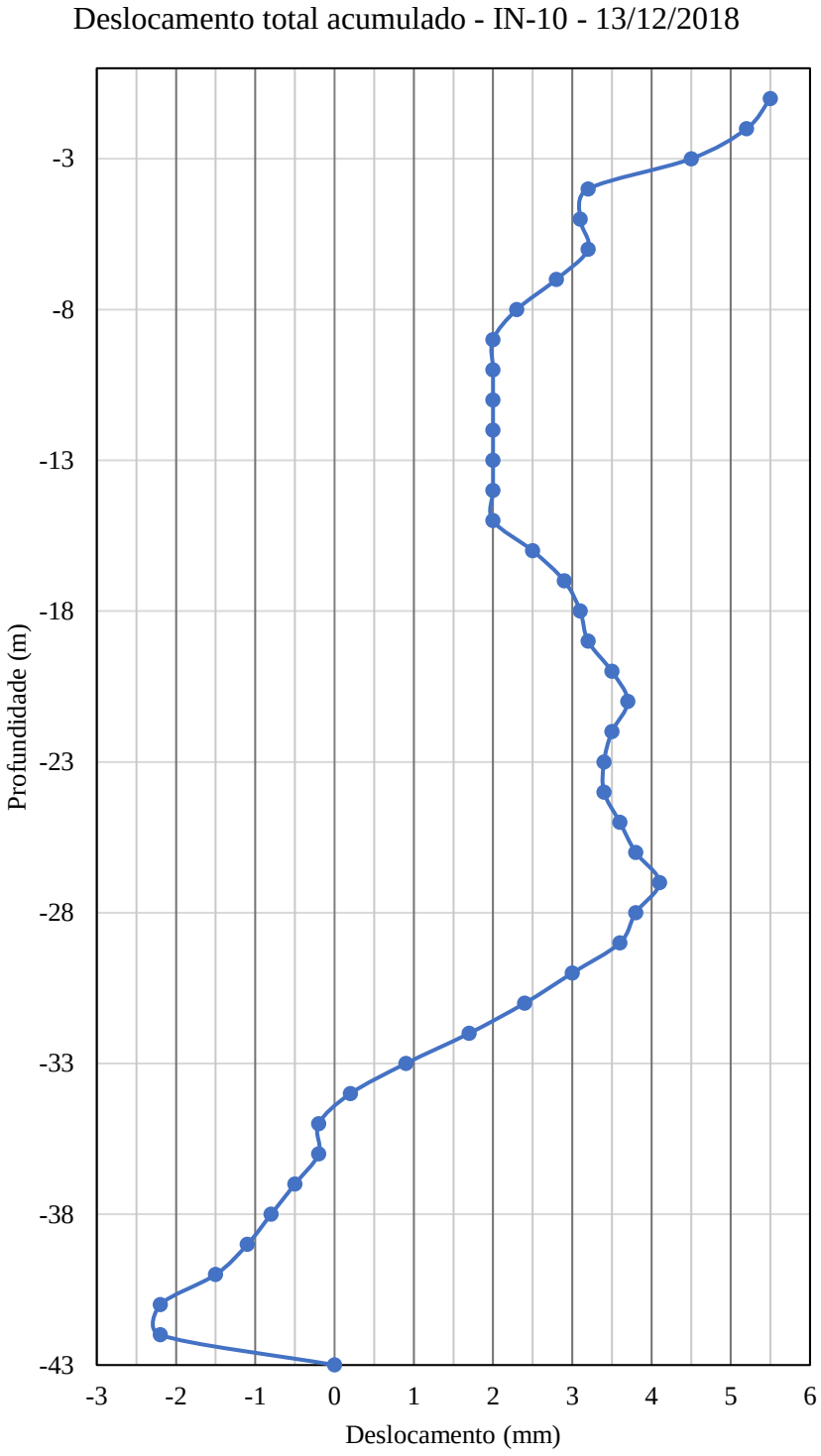


Figura 85 – Leituras do inclinômetro IN-10
Fonte: Relatório de instrumentação da LPC LATINA, cedido pela Maffei Engenharia

Gráfico 5 – Deslocamentos totais acumulados na última medição da instrumentação



Fonte: Adaptado do relatório de instrumentação da LPC LATINA, cedido pela Maffei Engenharia

Devido a essa incompatibilidade de deslocamentos, e reconhecendo a diferença de comportamento dos solos na descompressão e recompressão que seria um módulo superior ao mostrado na literatura (Tabela 8), foram adotados módulos dez vezes superiores com o objetivo de tentar aproximar os deslocamentos esperados pelo modelo com os medidos. Com estes novos

valores de módulo, obtém-se deslocamentos horizontais máximos de 3 cm (8,7 vezes inferiores ao observado utilizando os módulos da literatura) conforme Figura 86.

Os parâmetros de módulo da literatura serão utilizados para a verificação da segurança, já que estes valores reduzidos de módulo estão mais relacionados com a ruptura de um corpo de prova e, portanto, grandes deformações, do que com a situação de serviço das estruturas usuais, nas quais são desejáveis pequenas deformações.

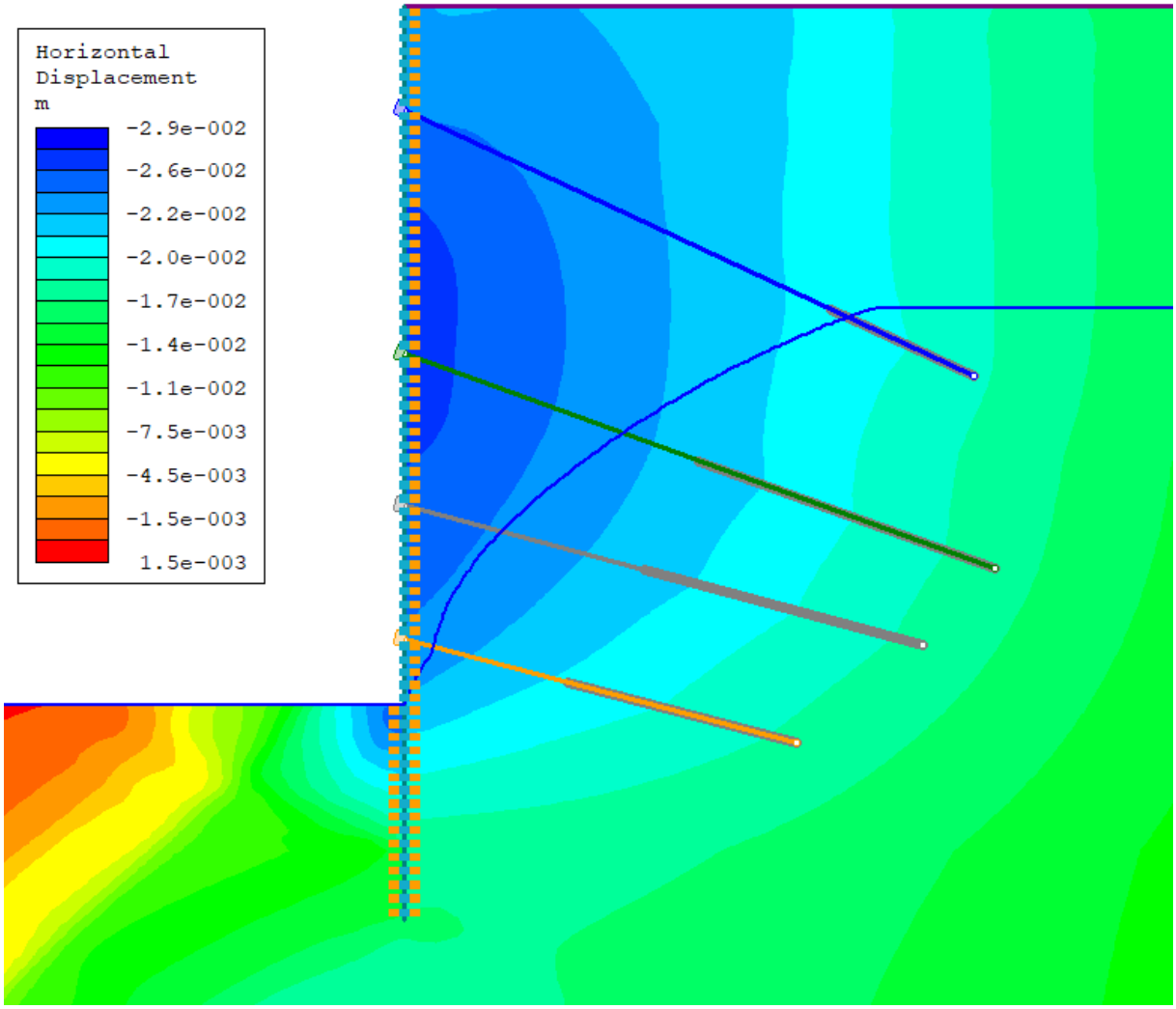
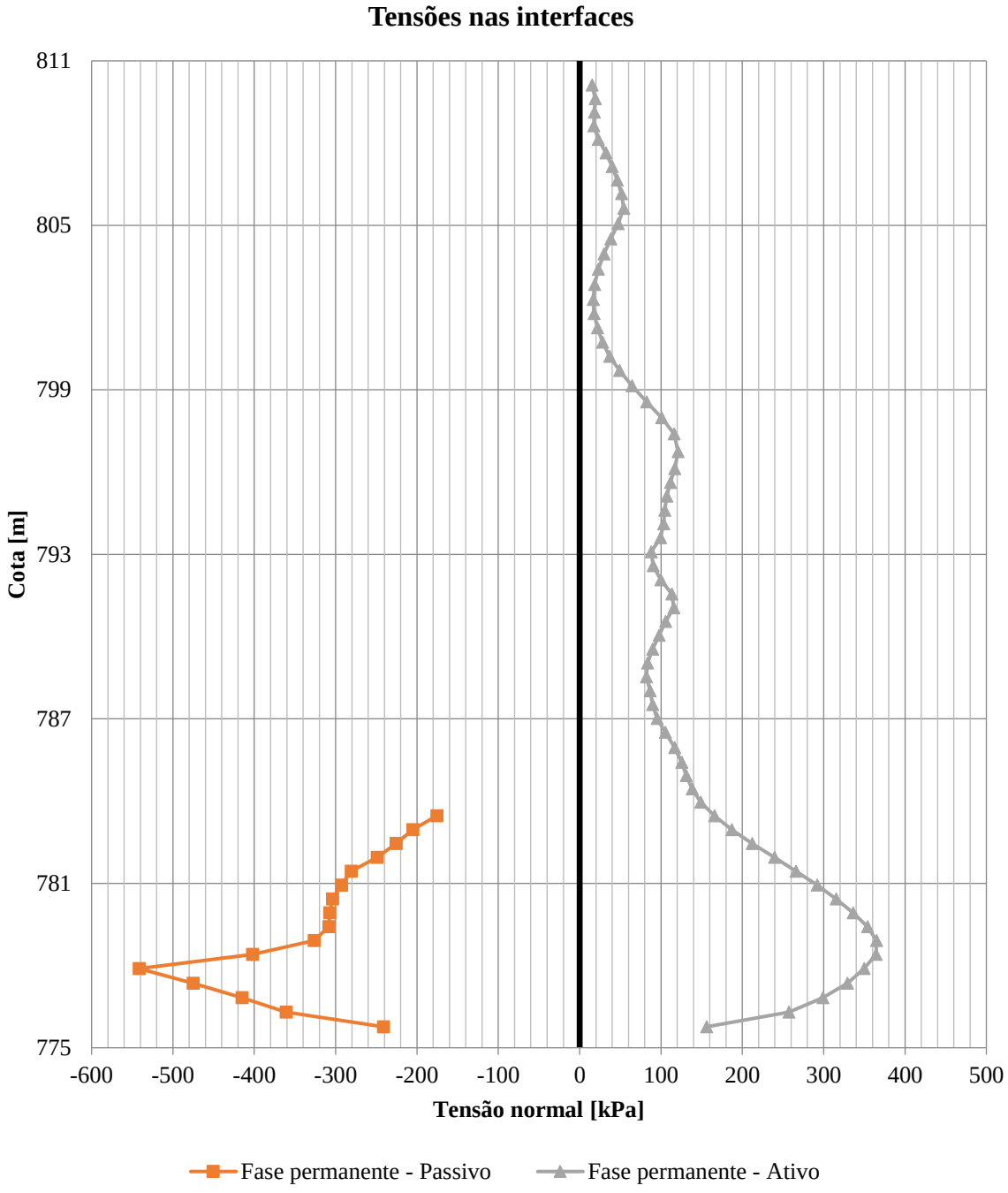


Figura 86 – Deslocamentos para o final da escavação (3 cm horizontais na contenção)
Fonte: Printscreen do Phase[2]

Gráfico 6 – Empuxos ativos e passivos na interface



As resultantes dos empuxos foram obtidas por meio do método dos trapézios, aplicado ao Gráfico 6, sendo 1940 kN até a cota da escavação para o empuxo ativo e 310 kN para o passivo. Um coeficiente médio de empuxo para a escavação com profundidade de 26,7m, desconsiderando a presença de água pela drenagem e utilizando um peso médio do solo de 19 kN/m³, é 0,29, valor considerado um pouco elevado para o que foi adotado pelo projetista.

Os esforços na estrutura para o módulo multiplicado por 10 e com rigidez integral da estrutura são mostrados na Figura 87, os valores calculados pelo projetista com o programa AMRetain estão na Figura 88.

Observa-se uma boa aderência entre os esforços cortantes, o que não pode ser dito para os momentos fletores, no qual o valor máximo obtido pelo Phase² foi 7,5% inferior ao calculado pelo AMRetain que utiliza um modelo de Winkler que leva em conta a passivação das molas.

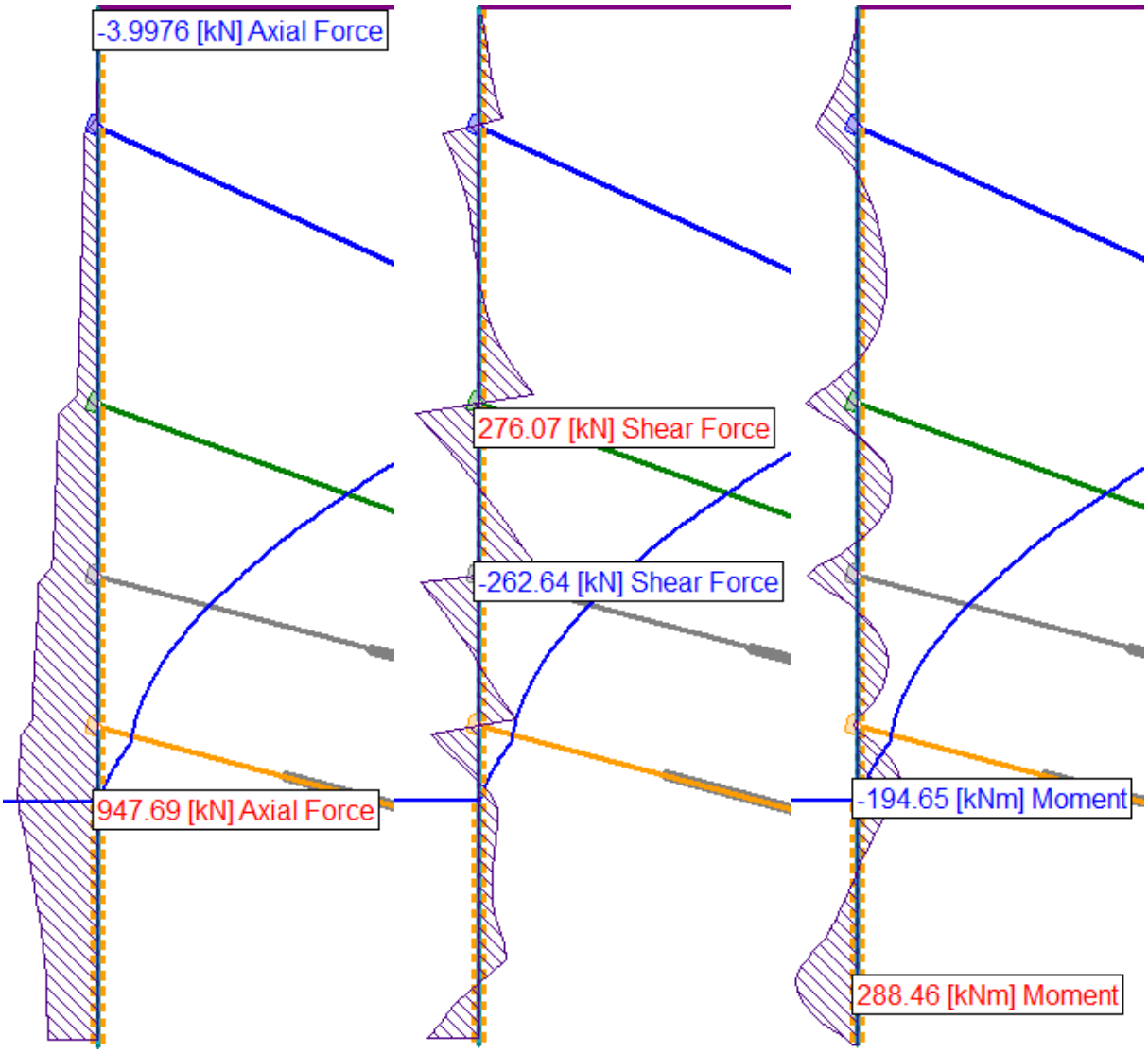


Figura 87 – Diagramas de esforços solicitantes para o final da escavação (compressão positiva)
Fonte: Printscreen do Phase²

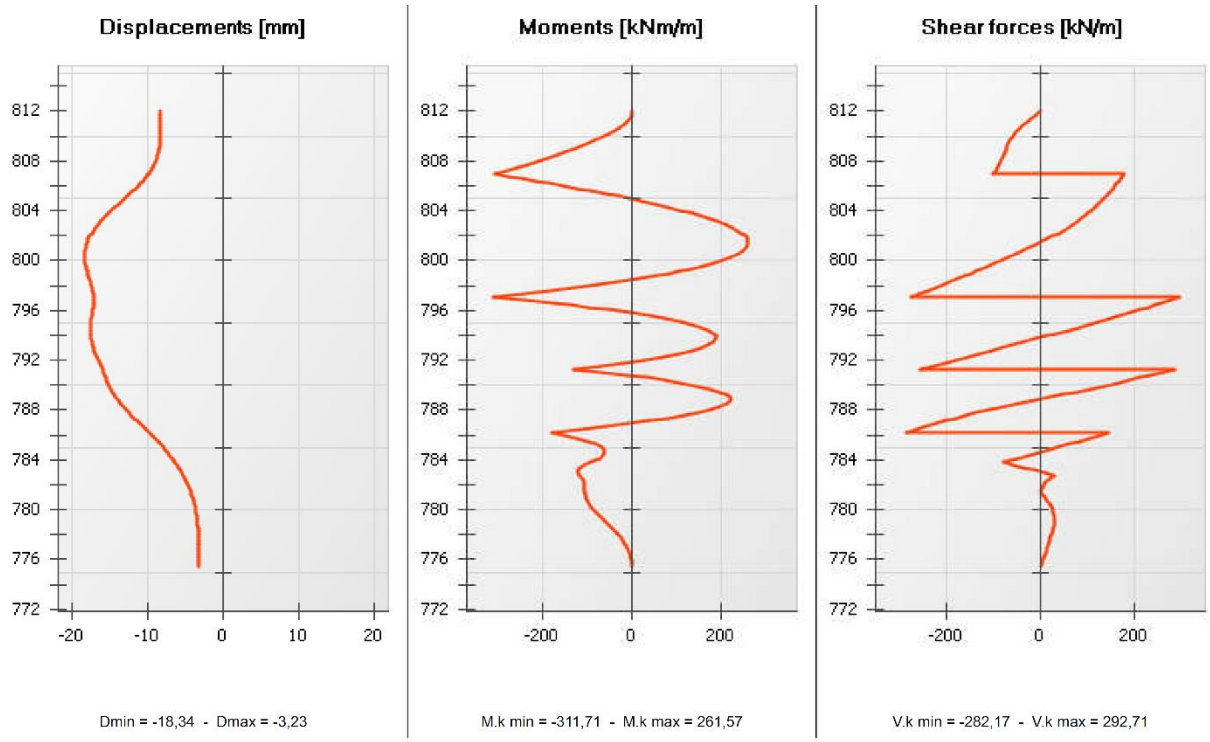


Figura 88 – Diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos previstos pelo programa AMRetain
Fonte: Cedido pela Maffei Engenharia (Printscreen do relatório do AMRetain®)

Os valores obtidos até o momento não levaram em consideração os efeitos de fissuração mencionados no item 5.2.3.4, primeiramente deveremos estimar o momento de fissuração conforme item 5.2.3.1 e com os esforços calculados adotar uma rigidez equivalente.

A armação dos estacões neste trecho de contenção está mostrada na Figura 89, um detalhe desta armação está nas armaduras denominadas N5 e N6, são vergalhões de 32 mm dispostos próximos ao solo nos trechos de aplicação dos tirantes, foram pensados para caso ocorram desvios durante a instalação dos tirantes, que é executada por meio da perfuração dos estacões, esta armadura possa atuar na região em substituição a uma das barras denominadas de N1 e N2, já que durante a execução a gaiola é ocasionalmente rotacionada, dificultando o posicionamento das armações.

São utilizados estribos duplos no formato de semicircunferências totalizando 4 ramos, sendo espaçados a cada 30 cm desde o topo até a cota 790,5; 15 cm até a cota 782,50 e novamente 30 cm até a cota de fundo.

Foram calculadas as propriedades desta seção no estádio I e II conforme Tabela 11, a razão entre as propriedades dos estádios II e I foram de 3,2 para as áreas e 2,9 para inércias, o momento de fissuração calculado foi de 266 kNm considerando a resistência média à tração (ELS-deformação) e 186 kNm com a resistência à tração inferior (ELS-fissuração).

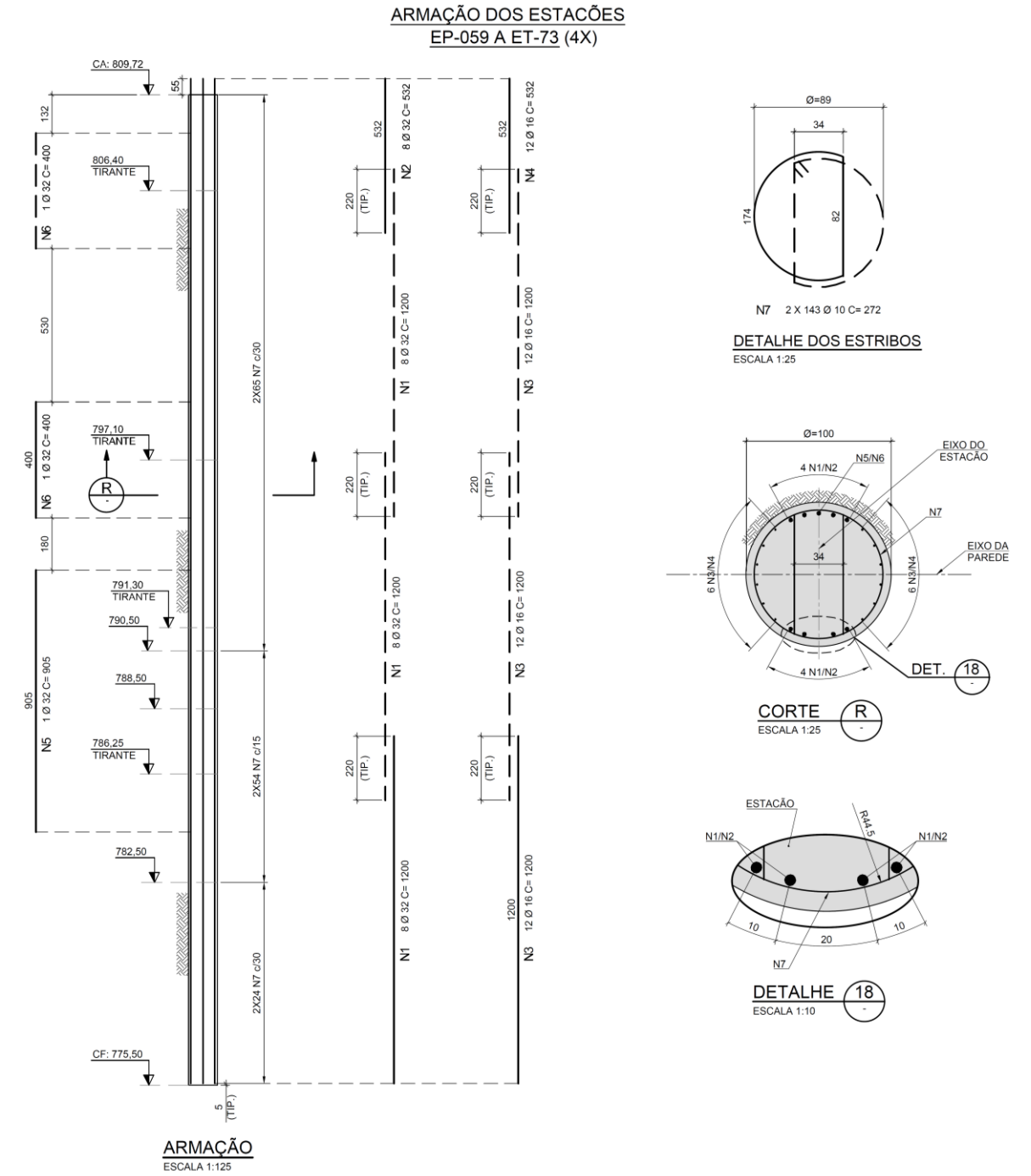
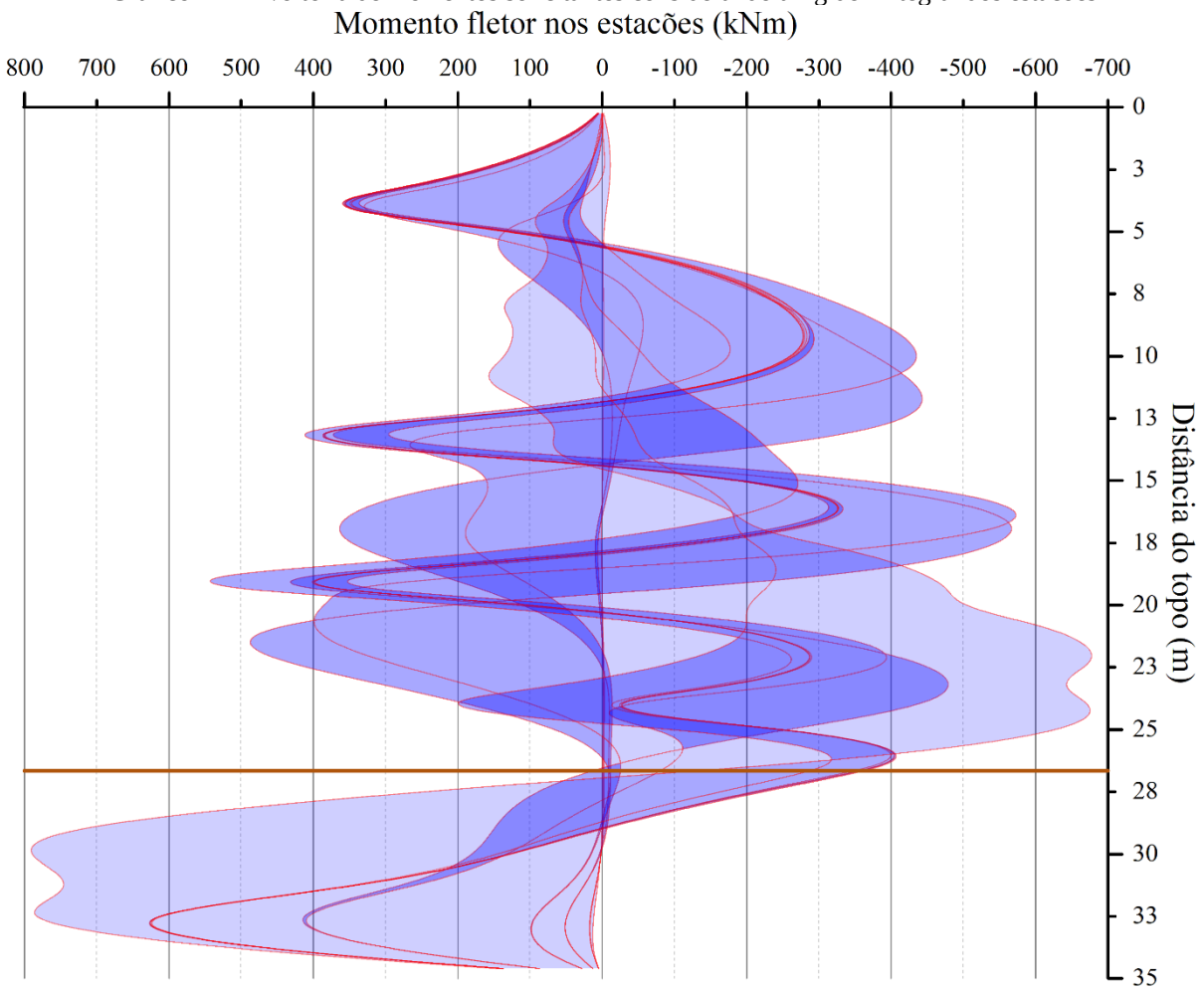


Figura 89 – Armação dos estacões no trecho analisado
Fonte: Cedido pela Maffei Engenharia

Tabela 11 – Propriedades da seção nos estádios I e II de cada estacão

	Estádio I	**Estádio II**
Área (m^2)	$8{,}64 \cdot 10^{-1}$	$2{,}58 \cdot 10^{-1}$
Inércia do concreto (m^4)	$4{,}91 \cdot 10^{-2}$	$3{,}65 \cdot 10^{-3}$
Inércia do aço (m^4)	$1{,}00 \cdot 10^{-2}$	$1{,}54 \cdot 10^{-2}$
Inércia total (m^4)	$5{,}91 \cdot 10^{-2}$	$1{,}90 \cdot 10^{-2}$

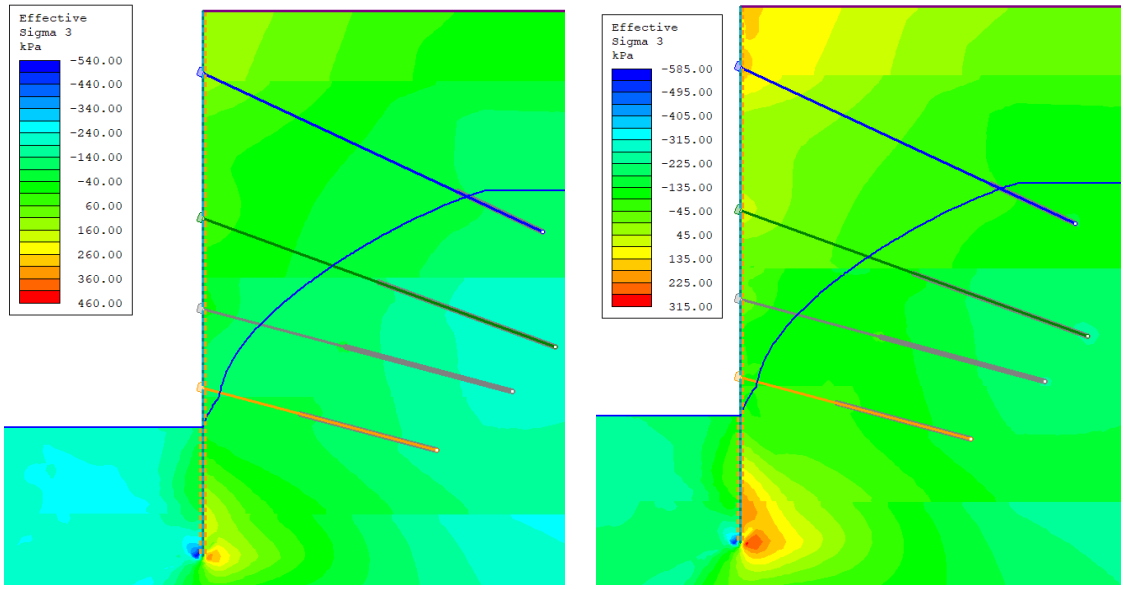
Gráfico 7 – Envoltória de momentos solicitantes considerando a rigidez integral dos estacões



O valor máximo de momento fletor foi de 797 kNm, conforme Gráfico 7, já multiplicado pelo espaçamento entre os estacões, este momento é quase três superior ao momento de fissuração, e utilizando este momento obtemos a inércia equivalente de $2{,}01 \cdot 10^{-2}$ m^4, valor muito próximo ao da inércia do estádio II puro, esta será utilizada no programa.

Esta alteração na rigidez da estrutura não representou uma mudança significativa nos deslocamentos, foi observada uma variação na tensão principal menor efetiva em especial na região da ficha, que no caso com a rigidez reduzida apresentou tensões menores, conforme Figura 90, esta redução de rigidez do paramento leva a um alívio nos esforços na contenção, o momento máximo para este caso é de 503 kNm e a nova inércia equivalente será de $2{,}35 \cdot 10^{-2}$ m^4. Este cálculo, no entanto, é iterativo, a convergência é rápida, com inércia equivalente final de $2{,}26 \cdot 10^{-2}$ m^4 e momento máximo de 543 kNm.

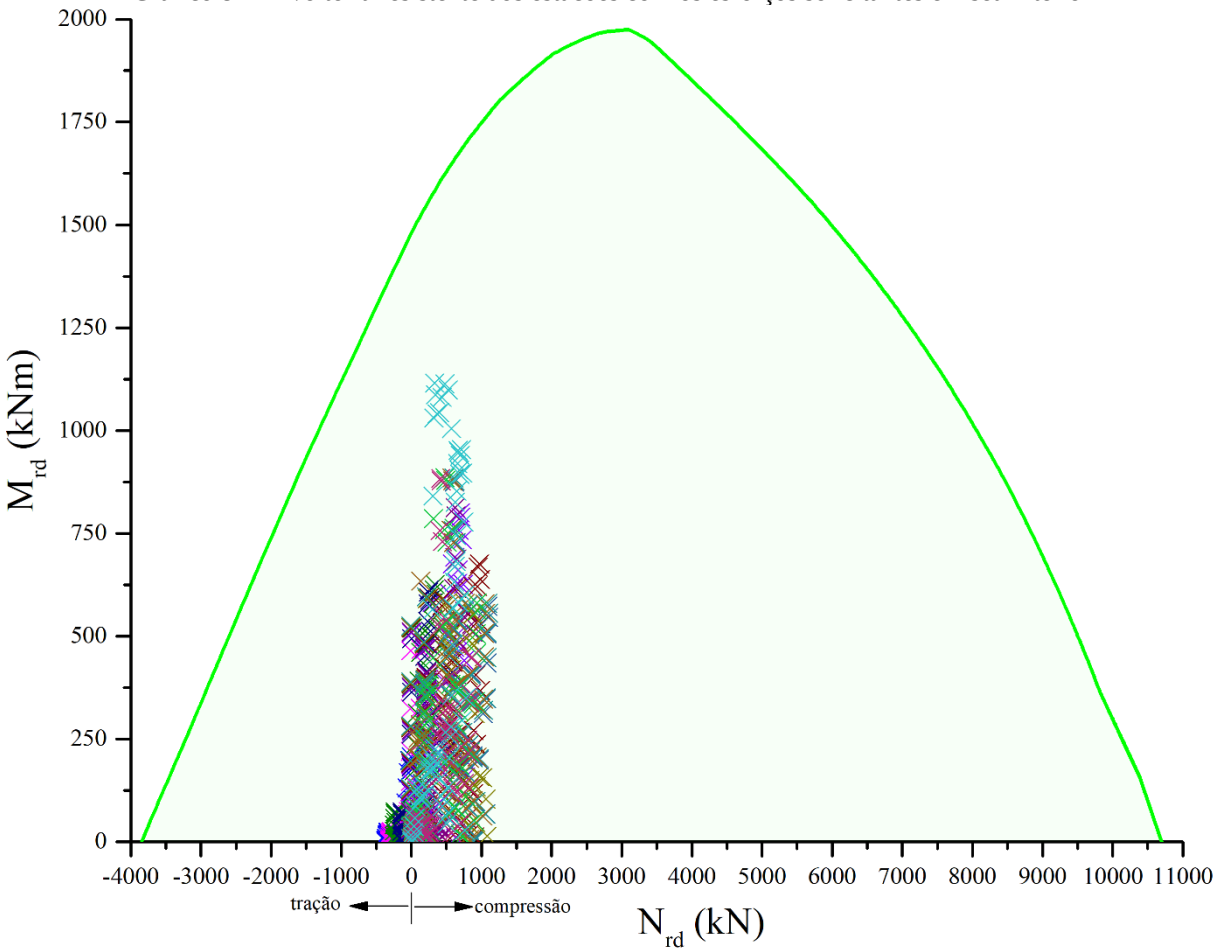
Serão utilizados os momentos fletores calculados para a rigidez integral dos estacões, já que estes esforços são mais elevados, apesar do que foi apresentado, pois há muita incerteza nos parâmetros adotados para os solos.



(a) (b)

Figura 90 – Comparação da tensão principal menor efetiva para o caso com inércia integral (a) e reduzida (b)
Fonte: Printscreen do Phase[2]

Gráfico 8 – Envoltória resistente dos estacões com os esforços solicitantes em seu interior



No Gráfico 8 observa-se que todas as combinações de esforços solicitantes se encontram no interior da envoltória, satisfazendo as condições de estado limite último para um concreto

com f_{ck} de 20 MPa, γ_c de 1,8; γ_f de 1,4 e 0,8 de efeito Rüsch, esta envoltória resistente foi gerada pela planilha desenvolvida pelos autores e ilustrada na Figura 63.

Outro esforço solicitante importante é a força cortante, no caso o máximo valor em módulo já multiplicado pelo espaçamento entre estacões foi de 738 kN, ainda no trecho em que a armação de cisalhamento é reduzida, como está indicado no Gráfico 9, utilizando as expressões da seção 5.2.2 e da NBR6118, podemos avaliar a capacidade resistentes a esforços cortantes desta seção, o resultado desta verificação para o trecho de maior esforço está na Tabela 12.

Gráfico 9 – Envoltória de esforços cortantes nos estacões

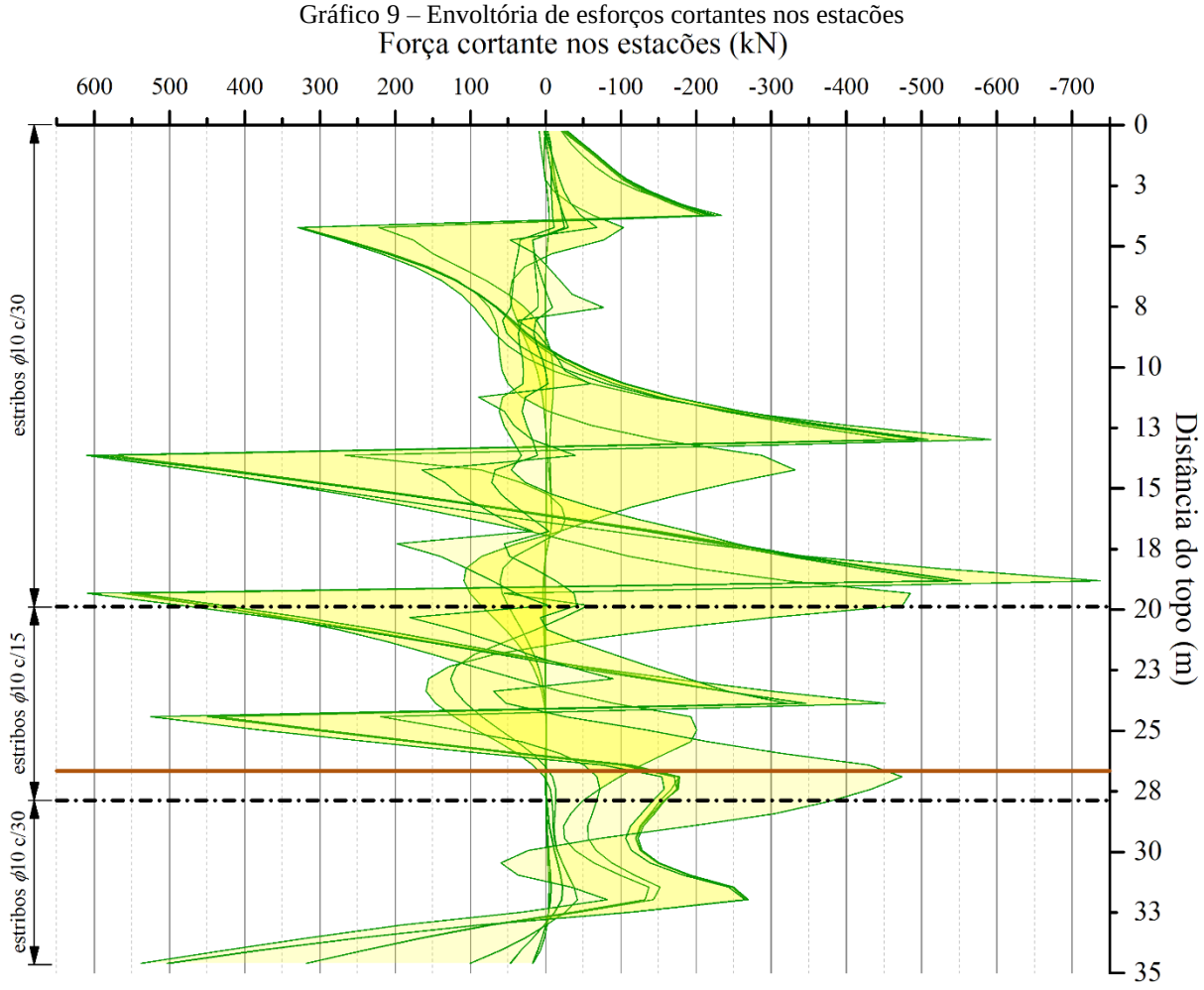


Tabela 12 – Resistência a esforços cortantes

	Seção 5.2.2	**NBR6118**
V_{Rd2}	2555 kN	2555 kN
V_{co}	472 kN	477 kN
V_c	472 kN	530 kN(*)
V_{sw}	586 kN(**)	295 kN
V_{Rd3}	1144 kN	825 kN
V_{Rd}/V_{sd}	1,02	0,80

(*) – Efeito da flexo-compressão na seção

(**) – Considerando a profundidade média da linha neutra de 50 cm (utilizando o programa Pcalc)

Como comentado, a aplicação da NBR6118 no caso de seções circulares não é clara, já que as expressões não foram desenvolvidas para este caso, sendo adequado utilizar as formulação conforme descrito na seção 715.2.2, que consideram a distribuição de tensões para as seções circulares, neste caso a seção está adequada ao estados limites último para forças cortantes.

Para os estados limites de serviço basta utilizar o momento máximo de 797 kNm (Gráfico 7) e as propriedades da seção no estádio II (Tabela 11), já que este momento é superior ao momento de fissuração calculado (186kNm), as tensões nas armaduras foram calculadas e estão apresentadas na Tabela 13, para estes valores de tensão é possível dispensar a verificação da abertura de fissuras, já que os espaçamentos entre as armaduras é inferior ao máximo especificado pela norma (30 cm para barras de 32 mm e 15 cm para barras de 16 mm), mesmo assim serão calculadas as aberturas de fissuras esperadas.

A Figura 91 apresenta a divisão proposta de áreas protegidas por cada barra, valor necessário para o cálculo da abertura de fissuras conforme NBR6118, aplicando as expressões da norma resulta na Tabela 14, que confirma a expectativa da pequena abertura de fissuras.

Tabela 13 – Tensões nas armaduras para o momento solicitante de 797 kNm

Ø	$d_{si} - x_{II}$	σ_{si}
mm	**m**	**MPa**
32	-0.19	-8
32	-0.19	-8
32	-0.16	-7
32	-0.16	-7
16	-0.10	-4
16	-0.10	-4
16	0.00	0
16	0.00	0
16	0.15	6
16	0.15	6
16	0.30	13
16	0.30	13
16	0.44	18
16	0.44	18
16	0.55	23
16	0.55	23
32	0.60	25
32	0.60	25
32	0.63	27
32	0.63	27

$$\sigma_{si} = \frac{M_s}{I_{II}}(d_{si} - x_{II})$$

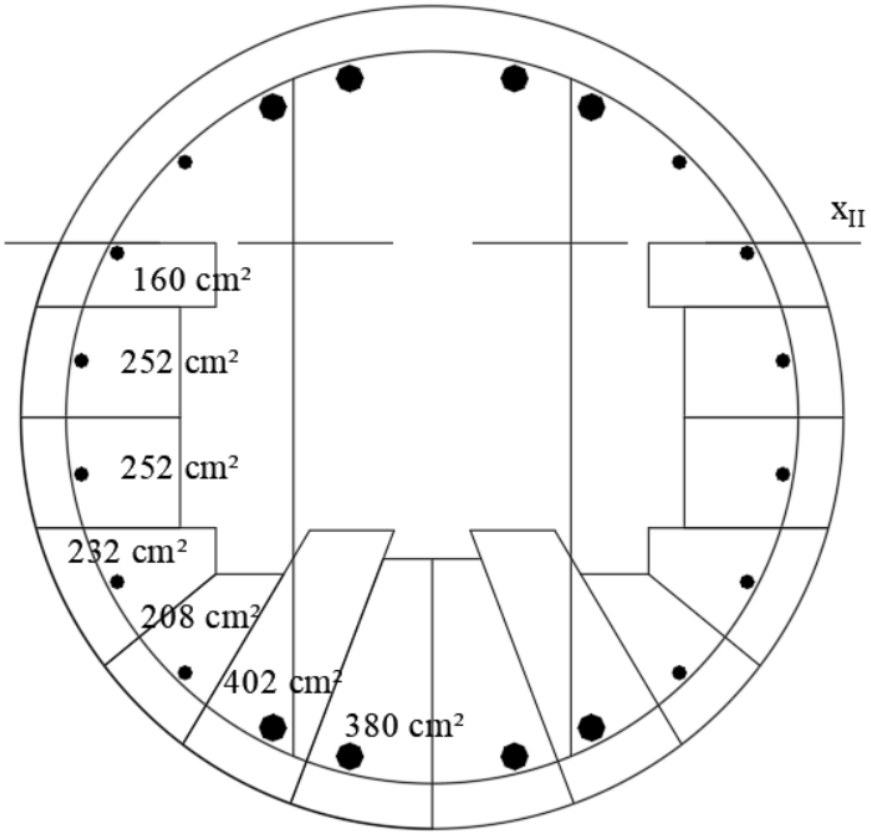


Figura 91 – Determinação dos valore de A_{cri} para cada barra

Tabela 14 – Cálculo da abertura de fissuras conforme NBR6118

Ø	σ_{si}	A_{cri}	ρ_{cri}	w_{k1}	w_{k2}	w_k
mm	MPa	cm²		mm	mm	mm
32	-8	-	-	-	-	-
32	-8	-	-	-	-	-
32	-7	-	-	-	-	-
32	-7	-	-	-	-	-
16	-4	-	-	-	-	-
16	-4	-	-	-	-	-
16	0	160	1,3%	0,00	0,00	0,00
16	0	160	1,3%	0,00	0,00	0,00
16	6	252	0,8%	0,00	0,01	0,00
16	6	252	0,8%	0,00	0,01	0,00
16	13	252	0,8%	0,00	0,02	0,00
16	13	252	0,8%	0,00	0,02	0,00
16	18	232	0,9%	0,00	0,03	0,00
16	18	232	0,9%	0,00	0,03	0,00
16	23	208	1,0%	0,00	0,03	0,00
16	23	208	1,0%	0,00	0,03	0,00
32	25	402	2,0%	0,00	0,03	0,00
32	25	402	2,0%	0,00	0,03	0,00
32	27	380	2,1%	0,01	0,03	0,01
32	27	380	2,1%	0,01	0,03	0,01

Foi utilizado o modelo com redução da rigidez para a verificação estado limite de deformação, neste caso, as flechas obtidas são as imediatas, pois não leva em consideração a fluência do concreto, os deslocamentos na região da contenção são exibidos na Figura 92

A expressões da norma poderiam ser adotadas para considerar a fluência de forma aproximada, contudo seria necessária a definição do tempo de aplicação equivalente do carregamento, o que é um valor complexo já que depende da variação de resposta do solo neste intervalo.

Além disso, o modelo não consegue representar adequadamente as condições reais de resposta do maciço, como observado pelas instrumentações que indicaram deslocamentos máximos de 6mm, enquanto nestes modelos esse valor é da ordem de 3cm, ou seja, 5 vezes superior. Mesmo assim ainda servia visualmente aceito segundo os limites da NBR6118 que seria da ordem de 10 cm

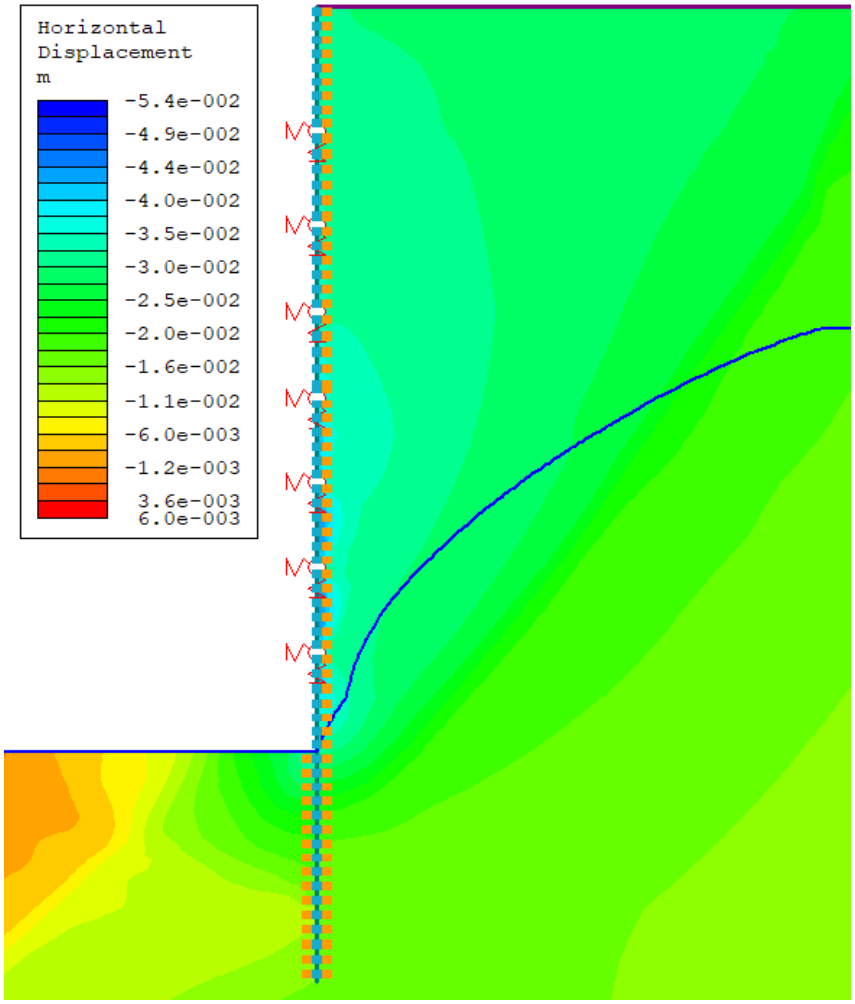


Figura 92 – Deslocamentos para a rigidez reduzida
Fonte: Printscreen do Phase[2]

A segurança da escavação e da estrutura final foram avaliadas por meio de uma análise do tipo *SFR* (*Strength Reduction Factor)* que utiliza o método *SSR (Shear Strength Reduction)*

que reduz os parâmetros de resistência dos solos até que não ocorra convergência, os valores obtidos foram: 1,74 para o final da escavação e 2,6 para a situação permanente, nesses casos foram utilizados as propriedades dos módulos sem multiplicação, já que devem representar a capacidade resistentes desses solos no estado limite último (ruptura), sendo que os valores obtidos satisfazem as condições de segurança.

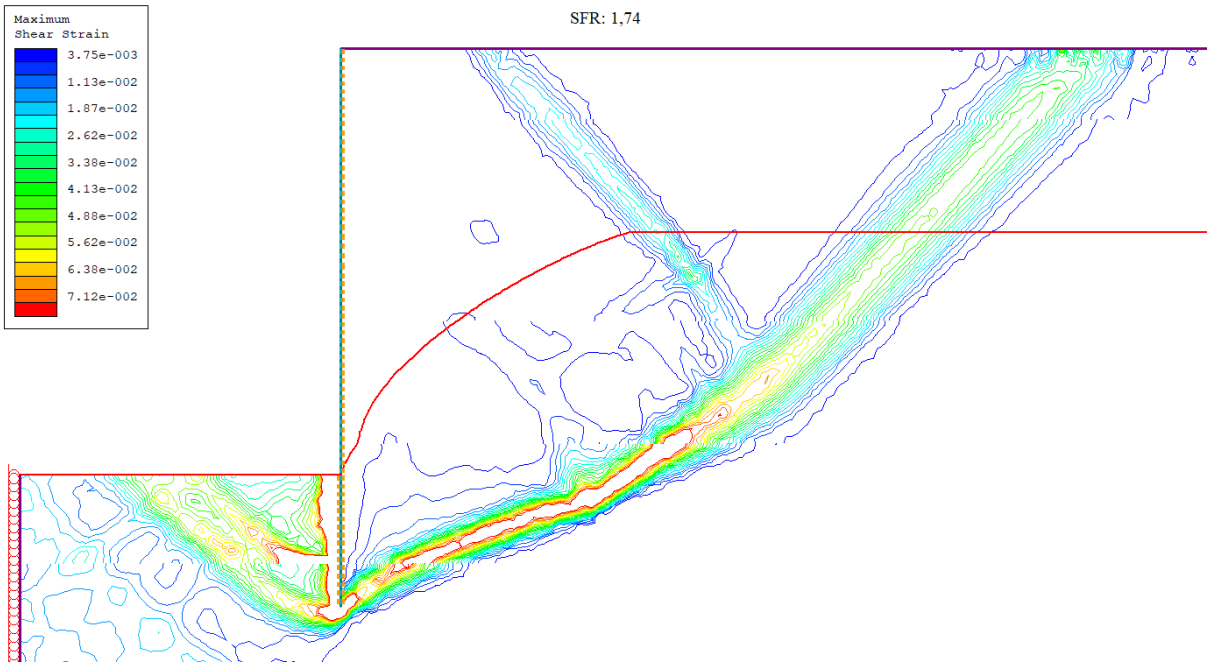


Figura 93 – Fator de redução para o final da escavação (1,74)
Fonte: Printscreen do Phase[2]

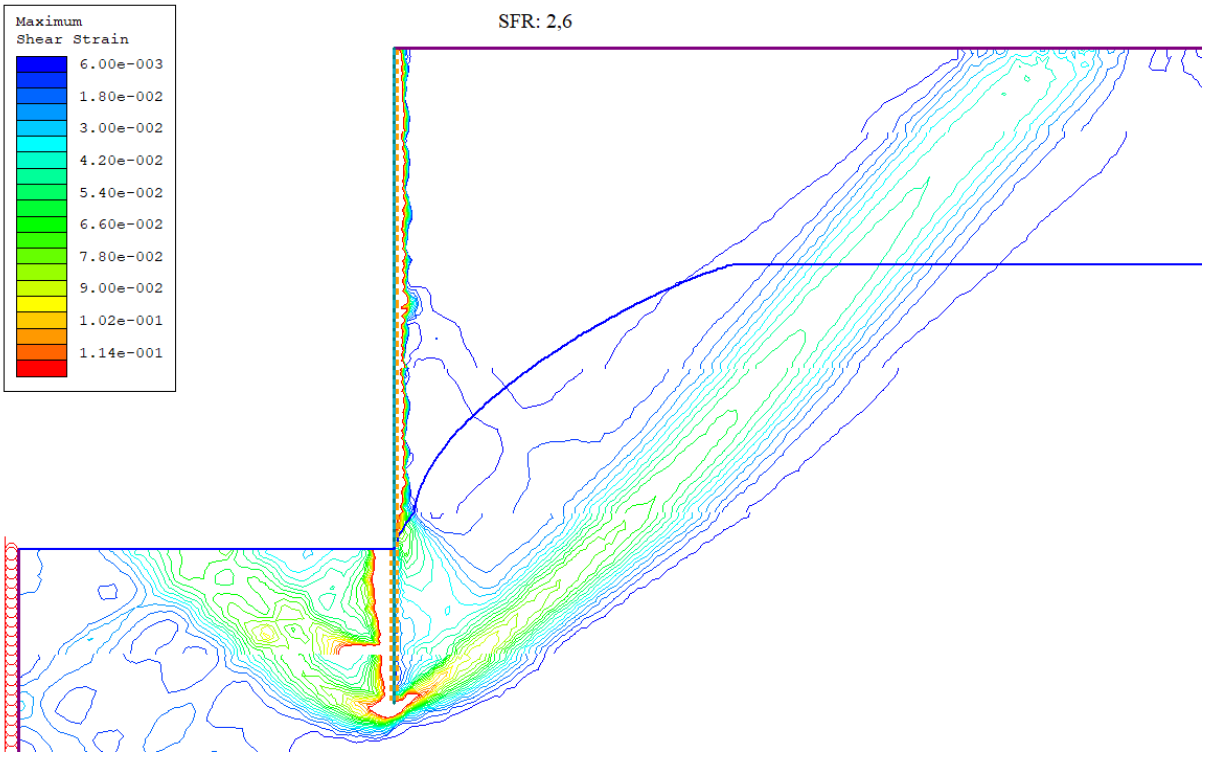


Figura 94 – Fator de segurança após aplicação dos travamentos e desativação dos tirantes (2,6)
Fonte: Printscreen do Phase[2]

5.4.3. Modelo 2D – Caso não drenado

Além do caso analisado anteriormente, foi verificado o dimensionamento de uma seção não considerando a drenagem, a principal diferença na modelagem consiste no uso de linhas piezométricas para definir as pressões neutras, o que anteriormente era calculado por meio da rede de fluxo. Primeiramente foram definidos os diagramas de empuxos, em seguida determinou-se a ficha, partindo de uma representação esquemática das seções existentes (Figura 98) que foi posteriormente introduzida no programa de elementos finitos, com os mesmos parâmetros do solo para o caso anterior (considerando o módulo 10 vezes superior e avaliando a variação da rigidez da estrutura).

5.4.3.1. Empuxos

Os empuxos ativos foram adotados pela formulação de Rankine, os passivos foram adotados pela fórmula de Lancellotta (2002), que resultou da aplicação do teorema de análise limite inferior, a aplicação destas formulações resulta na Tabela 15, foi adotado a redução do passivo de 2 para reduzir a deformação necessária para mobilizá-lo.

Tabela 15 – Coeficientes de empuxo adotados

Solo	ka	kp/2
3AgP1	0,376	-
3Ag1-C	0,422	-
3Ag1-E	0,472	-
3Ag1-G	0, 490	1,29
3Ar1	0,308	2,64

Definidos estes parâmetros e os pesos específico dos solos, foi calculado a tensão normal em cada cota, a pressão neutra pelo nível do lençol adotado e os empuxos horizontais, em seguida foi identificado a profundidade em que os empuxos ativos se igualam aos passivos, calculou-se a resultante dos empuxos de solo até essa profundidade e definiu-se o empuxo retangular equivalente a essa resultante, o que somado aos empuxos de água gera o empuxo retificado, conforme Figura 95.

Este empuxo de solo foi retificado em formato retangular pelas recomendações de Hachich et al. (1998) quando são utilizados tirantes em vários níveis para suporte da contenção.

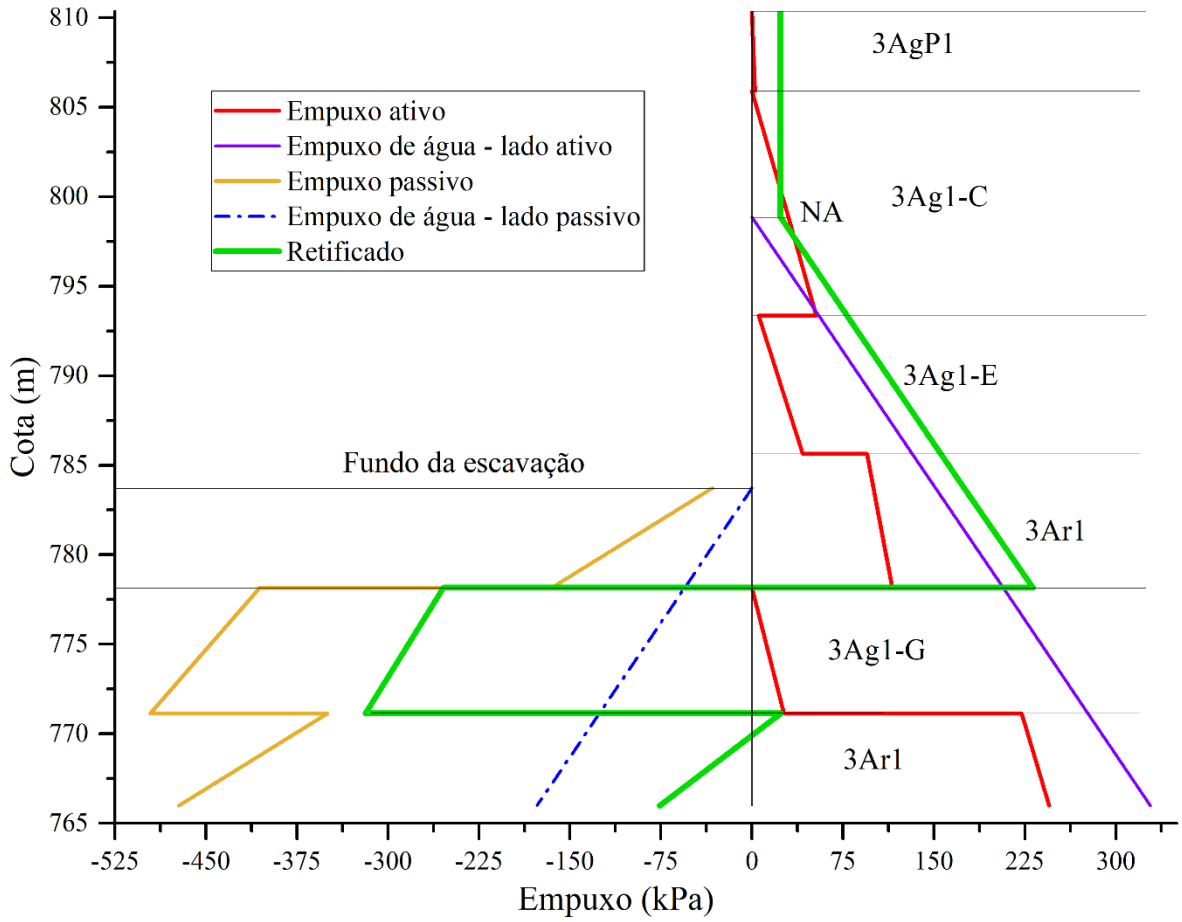


Figura 95 – Diagramas de empuxos idealizados

5.4.3.2. Determinação da ficha

Utilizando o diagrama de empuxos determinado anteriormente, foi determinada a ficha para os casos apoiado e engastado, os tirantes foram modelados como molas e substituídos pela força máxima de 120 tf para os três últimos níveis, 110 tf para o terceiro nível, 100 tf para o segundo e 90 tf para o primeiro caso a reação nas molas seja superior à carga de trabalho desses tirantes.

Foi adotado uma seção transversal retangular de 1m de lado com a rigidez dada pelo módulo secante do concreto, a rigidez dos tirantes (representados por molas) foi estipulada considerando monobarras com 69 mm de diâmetro e comprimento de 11 metros, a determinação da ficha foi feita por tentativas.

As Tabela 16 e Tabela 17 a seguir resume os valores encontrados, a Figura 96 mostra os diagramas de momentos fletores e forças cortantes, a seção transversal adotada é adequada para estes esforços, apesar de exigir uma armação significativa, sendo calculada para os esforços extremos e consta na Tabela 19.

Tabela 16 – Resultados do modelo de viga variando a cota de fundo considerando esta ficha apoiada

Apoiado							
Cota de fundo da ficha (m)	**Reação horizontal (kN)**	**Força horizontal dos tirantes (kN/m)**					
		1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
766,00(*)	-848,7	277,2	457,9	217	477,4	925,6	-333,7
772,55	-715,8	201,4	32,2	425	463,6	463,6	463,6
776,75	467,0	195,9	57,7	425	463,6	463,6	463,6
775,35	58,4	150,2	129	425	463,6	463,6	463,6
775,21	18,4	148,2	131,7	425	463,6	463,6	463,6
775,14	-1,5	147,3	132,8	425	463,6	463,6	463,6

(*) – Neste caso os tirantes não foram substituídos pela força de trabalho desejada

Tabela 17 – Resultados do modelo de viga variando a cota de fundo considerando esta ficha engastada

Engastada							
Cota de fundo da ficha (m)	**Momento no engaste (kNm)**	**Força horizontal dos tirantes (kN/m)**					
		1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
766,00	4285	277,5	47,4	199,8	460,9	463,6	463,6
770,12	1682	205,5	0	425	463,6	463,6	463,6
771,15	639	208,7	0	425	463,6	463,6	463,6
772,55	-637	208,5	0	425	463,6	463,6	463,6
771,85	-55	209,2	0	425	463,6	463,6	463,6

Os valores mostrados nas tabelas para a cota de fundo da ficha devem ser acrescidos de 20% da diferença entre a cota da ficha calculada e a profundidade em que as tensões ativas e passivas se anulam. Para esse cálculo serão arredondadas as cotas para o decímetro imediatamente superior, sendo o resultado mostrado na Tabela 18.

No caso da ficha engastada, a reação no segundo nível de tirantes foi de tração, portanto, nesse modelo não haveria utilidade para esse nível de tirantes, porém, o modelo de barra apenas representa a situação do fim da escavação, não levando em consideração o histórico de carregamentos e deformações que seriam reduzidos pela aplicação desses.

Tabela 18 – Resumo da cota de fundo da ficha para os dois casos

Condição	**Cota da ficha arredondada**	**Cota de empuxo nulo**	**Cota de fundo da ficha**
Apoiada	775,2	778,15	774,60
Engastada	771,9	778,15	770,60

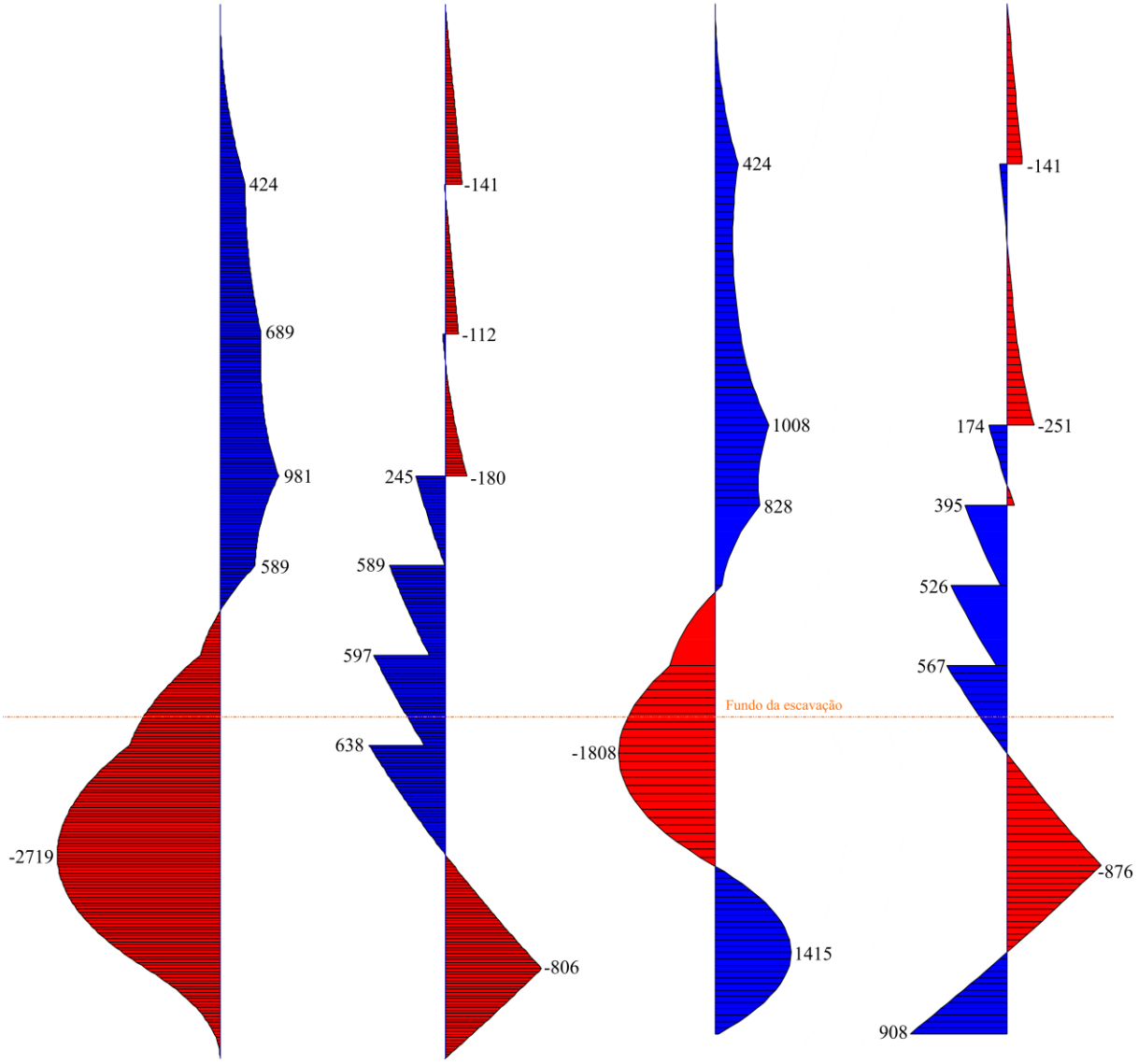


Figura 96 – Diagramas de momentos fletores e forças cortantes para o caso apoiado (a) e engastado (b) (fora de escala)

Tabela 19 – Armação necessária para os esforços solicitantes indicados

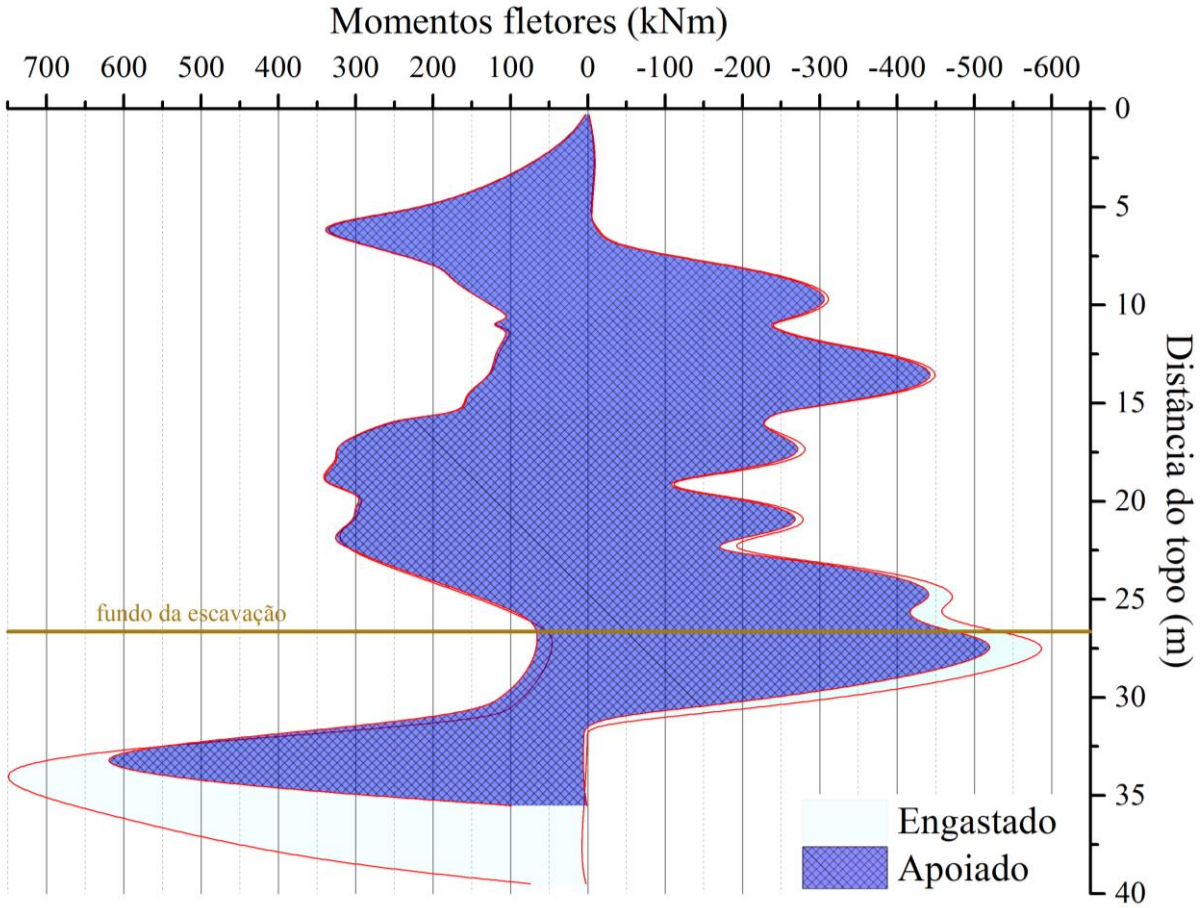
Caso	**Momento solicitante (kNm)**	**Armação necessária**
Apoiado	981	36,47 cm²/m = Ø25 c/13,5
	-2719	Dupla:107,27 cm²/m = Ø32 c/7,5 + 22,10 cm²/m = Ø25 c/22,0
Engastado	1415	53,32 cm²/m = Ø25 c/9,0
	-1808	70,70 cm²/m = Ø25 c/7,0
	Cortante solicitante (kN)	**Estribo calculado**
Apoiado	806	Ø10 c/14,0 (30 cm entre ramos)
Engastado	908	

5.4.3.3. Resultados do modelo

Com a geometria da contenção definida, bastou realizar sua modelagem geométrica, foram adotadas linhas piezométricas conforme o avanço da escavação, neste tipo de modelo é difícil representar a contenção após a execução da laje de fundo, a decisão de não utilizar o cálculo das redes de fluxo dificulta o estabelecimento de pressões neutras realísticas para o término da construção, apesar disso foi feito uma tentativa de instalação dos travamentos considerando a freática constante após a última fase de escavação.

Ocorreu um problema com a convergência da fase em que são instaladas as molas que representam os travamentos da estrutura, não atingindo a tolerância do programa, mas como nessa fase não há variação dos esforços no maciço, não se espera variação dos esforços na estrutura, nem nos deslocamentos, o que foi avaliado pelos resultados, e mesmo assim foram considerados adequados, já que quase não houve variação desta etapa para a anterior que era a do final da escavação.

Gráfico 10 – Envoltórias de momentos fletores para os dois casos de ficha considerados



A envoltória de momentos fletores (Gráfico 10) mostra uma ocorrência estranha nesse modelo, no modelo em que foi adotado uma ficha mais profunda esses esforços foram mais

intensos do que no caso apoiado, mesmo assim nos dois casos os esforços foram significativamente menos intensos do que no modelo de viga com empuxos impostos (4,4 vezes menores do que o máximo momento na viga apoiada e 2,4 vezes na engastada).

Essa diferença também ocorreu nos esforços cortantes (Gráfico 11) que são 1,9 vezes menores do que os obtidos pela viga apoiada e 2,1 vezes na engastada.

Esses esforços podem ser utilizados para reduzir a seção caso seja conveniente, já que a rigidez do maciço já está imposta, e uma alteração na rigidez do paramento só irá reduzir os esforços que nele atuam, da mesma forma que ocorre quando foi considerada a redução da inércia da seção transversal pelo efeito da fissuração.

Outra comparação realizada foi dos diagramas de empuxos que foram obtidos pelo programa e aqueles adotados pelo diagrama retificado que são mostrados no Gráfico 12, a resultante dos empuxos é exibida na Tabela 20, no caso do empuxo ativo os resultados do programa foram bem similares, com diferença inferior a 5%, porém para o passivo os resultados divergiram significativamente.

Gráfico 11 – Envoltória de esforços cortantes para os dois casos de ficha considerados

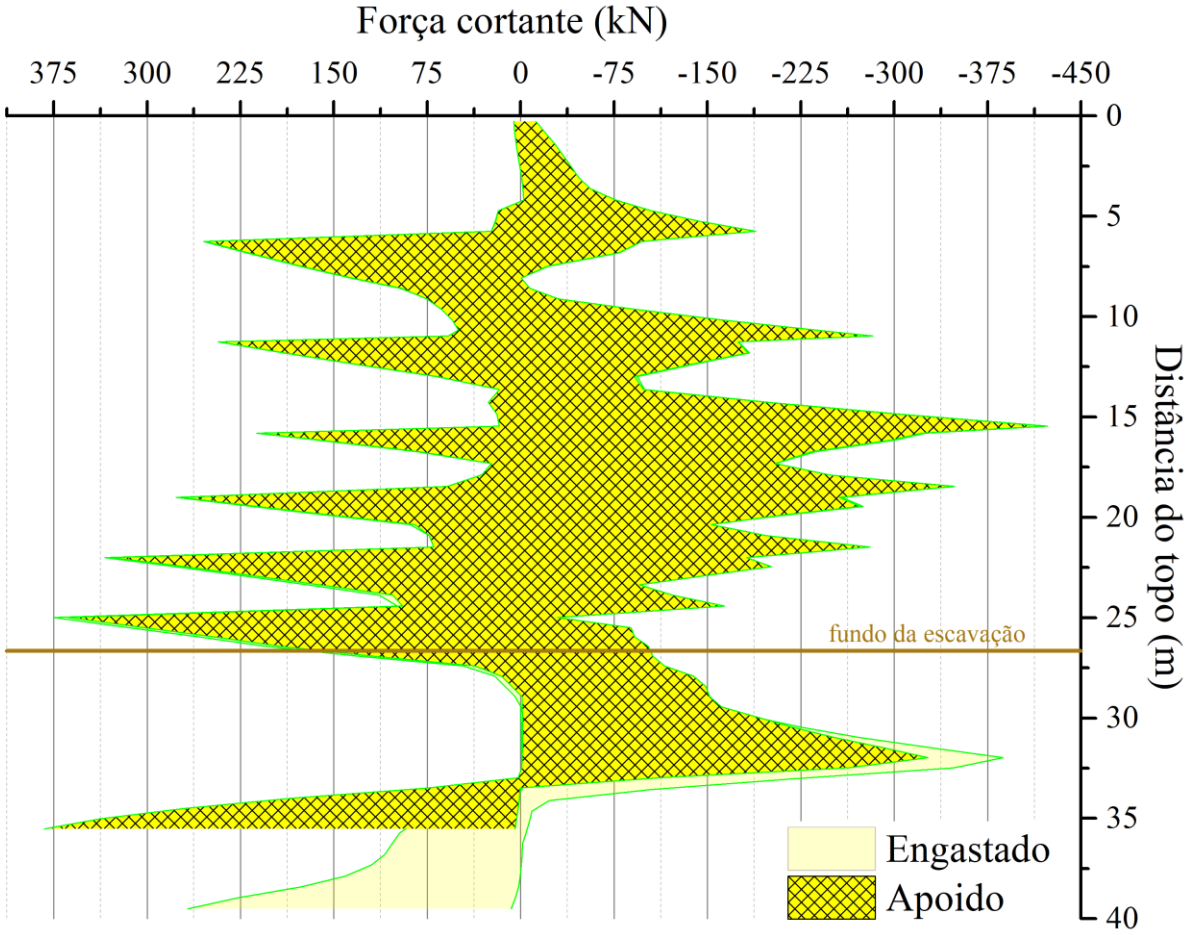


Gráfico 12 – Comparação dos diagramas de empuxos obtidos

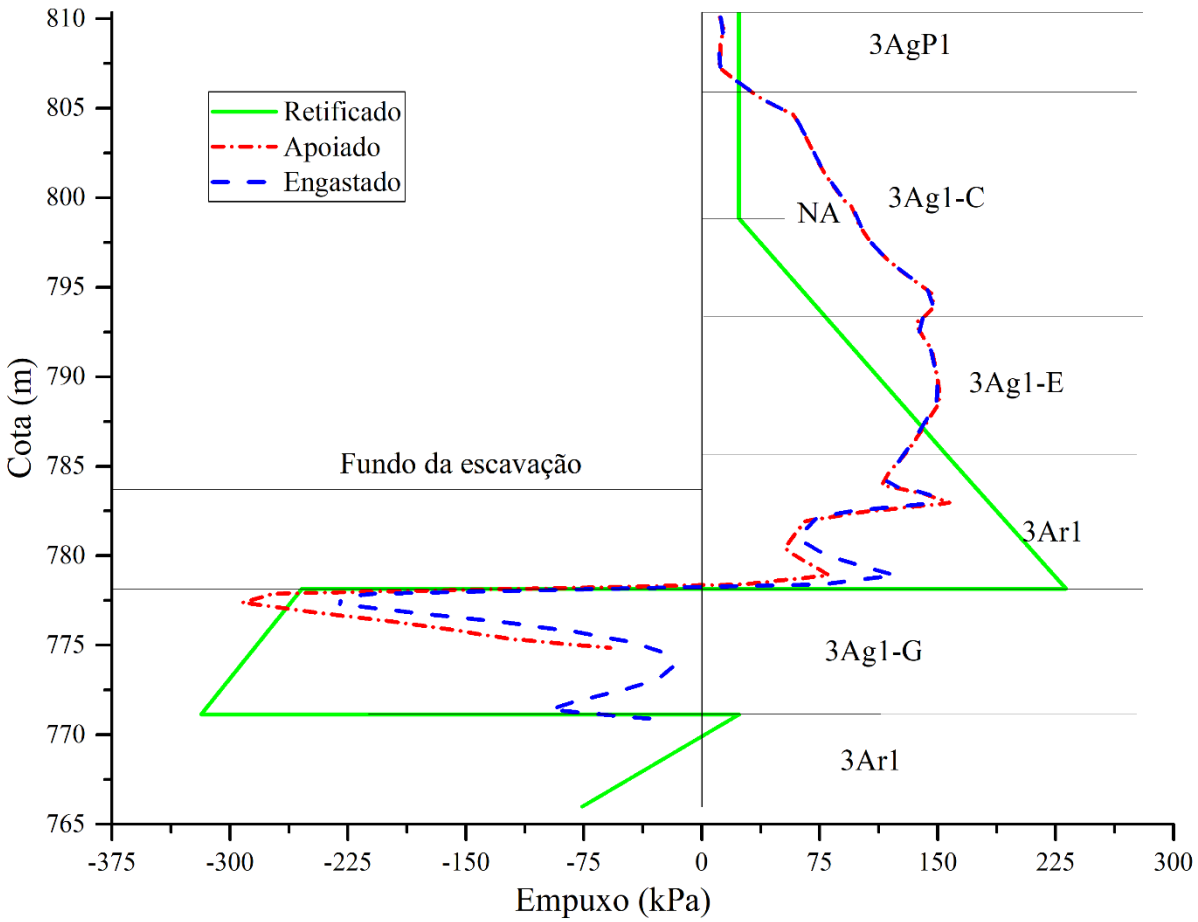


Tabela 20 – Empuxos resultantes por integração numérica

Empuxo	Retificado	Phase²	
		Engastado	Apoiado
Ativo (kN)	2904	3095	3028
Passivo (kN)	2142	629	665

Apesar de tal redução do passivo, os esforços obtidos pelo programa ainda foram significativamente inferiores aos calculados pelo modelo de viga, as reações nos travamentos estão na Tabela 21, não houve diferença significativa entre as duas condições de apoio.

Tabela 21 – Comparação entre as reações nos apoios para o caso drenado e não drenado

Travamento	Drenado	Engastado	Apoiado
1	-89	-56	-56
2	-115	-115	-110
3	-145	-75	-75
4	-169	-160	-157
5	-125	-124	-126
6	-153	-114	-113
7	-200	-95	-101
Média	-142	-106	-105

, valores em kN

A diferença média entre a condição drenada e não drenada foi de -24%. A seguir será verificada a redução da seção e proposto um esquema de armação.

5.4.3.4. Dimensionamento e verificações

A seção transversal foi reduzida para 80 cm, também foi avaliada a possibilidade de remover o primeiro tirante de 120 tf da contenção (4º nível de tirantes), adotando a ficha calculada para o caso apoiado. Os resultados dessas variações mostraram deslocamentos muito próximos aos obtidos no caso drenado, o máximo momento fletor calculado foi de 528 kNm (Gráfico 13), para as duas situações verificadas. Essa semelhança também ocorre nos esforços cortantes com exceção das proximidades do tirante que foi removido, em que não há variação brusca desses esforços gerados pela introdução do tirante (Gráfico 14).

Os momentos fletores dessa nova seção apresentaram uma redução de 13% aproximadamente quando comparados com a seção com 100 cm de espessura (Gráfico 15)

Com relação aos empuxos na interface, os resultados são bem semelhantes aos obtidos anteriormente, destacando a variação na região em que foi removido o tirante (Gráfico 16).

Gráfico 13 – Envoltória de momentos solicitantes para a seção reduzida

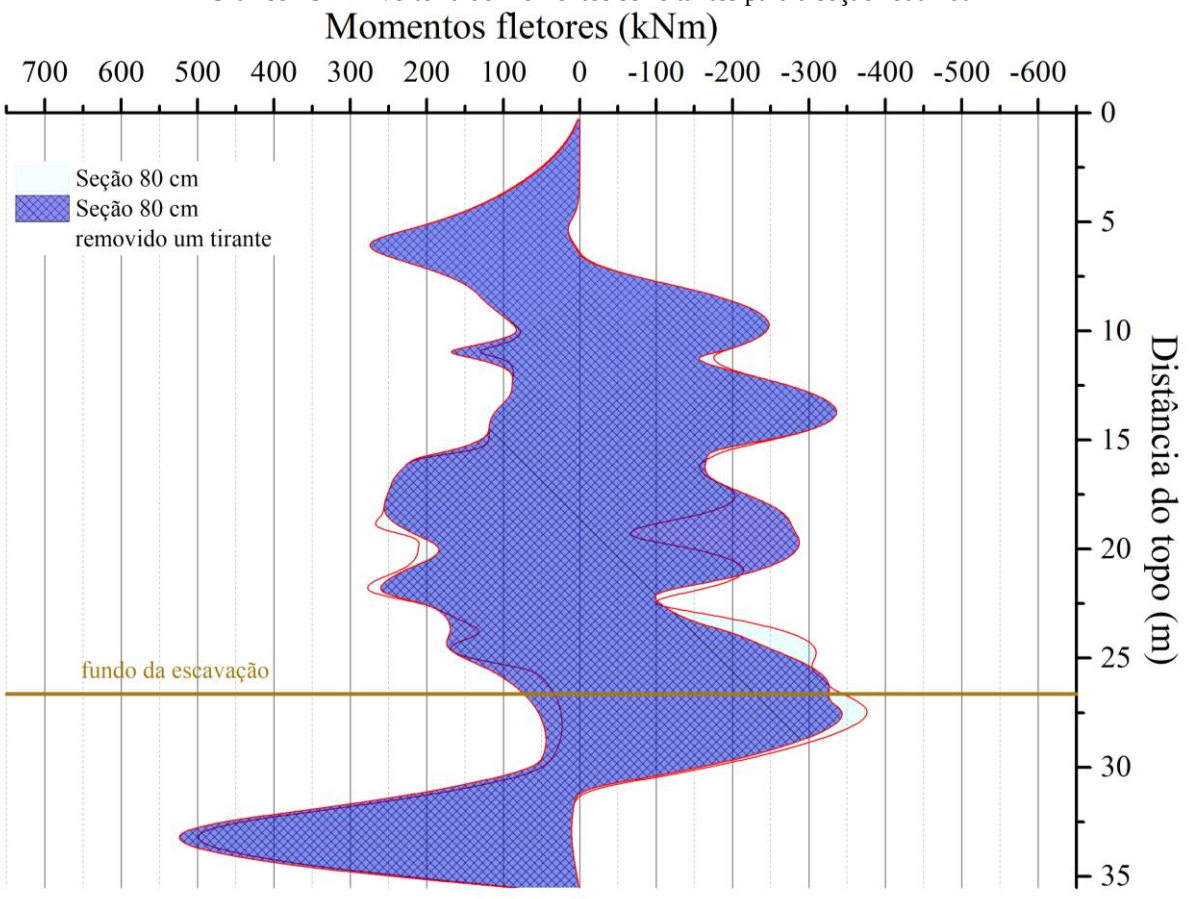


Gráfico 14 – Envoltória de forças cortantes para a seção reduzida

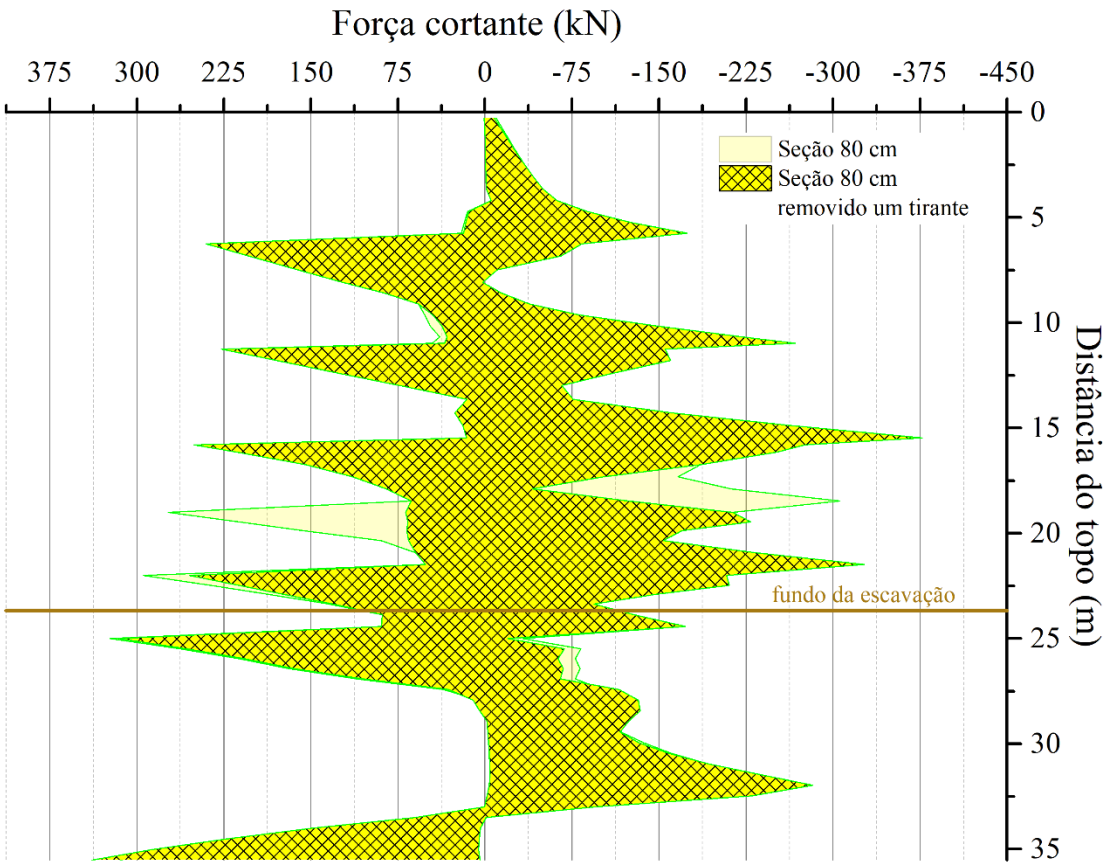


Gráfico 15 – Comparação dos momentos solicitantes entre a seção reduzida e a inicial

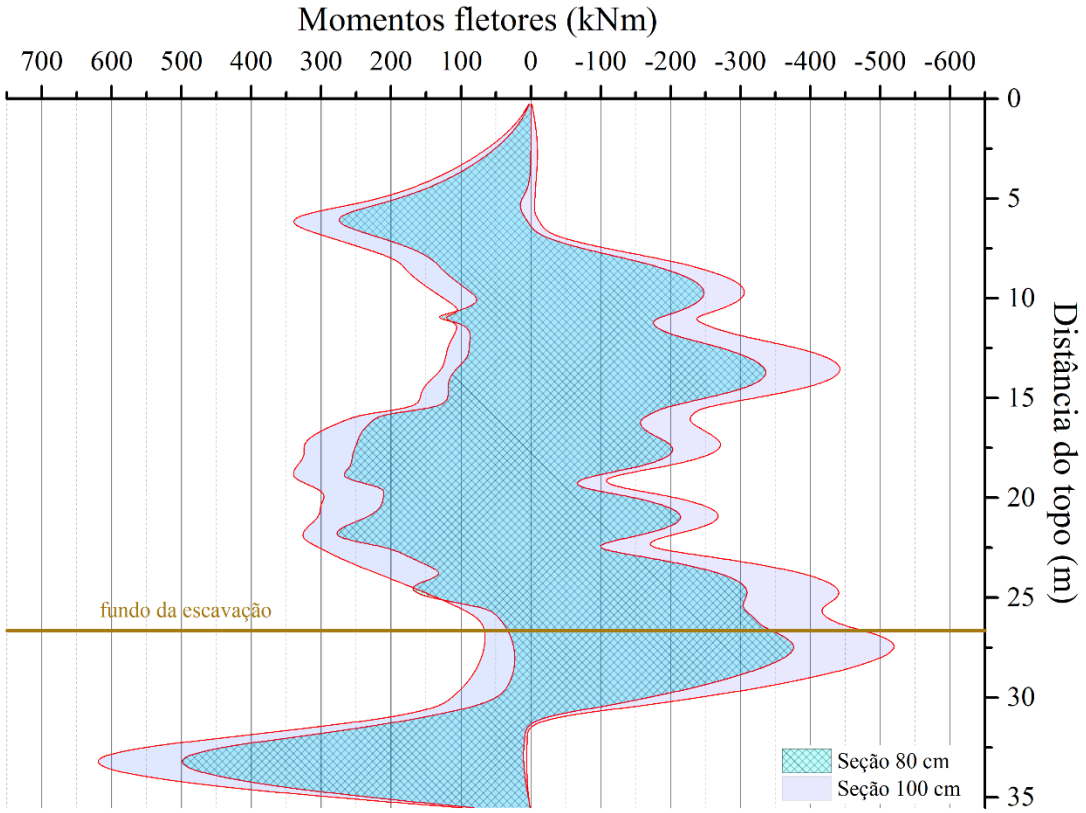
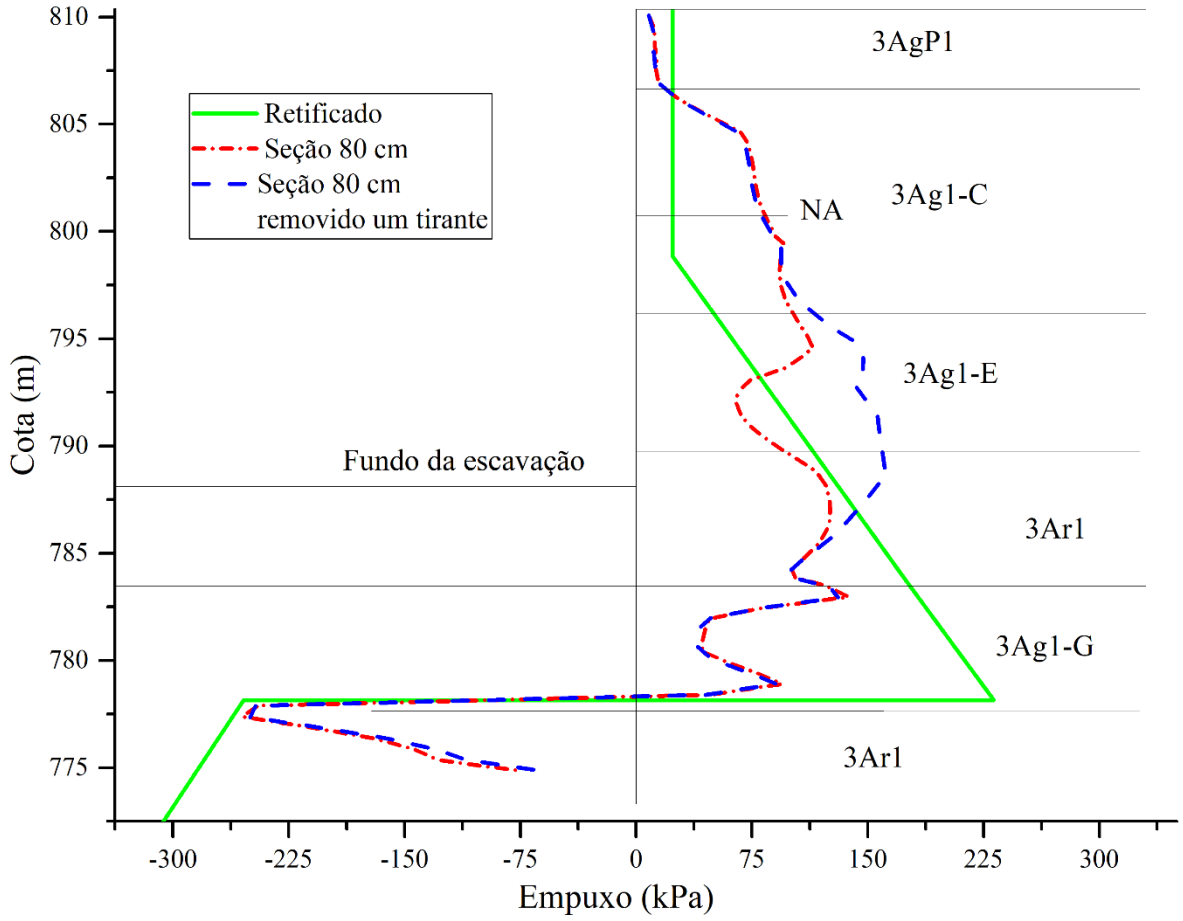


Gráfico 16 – Diagramas de empuxos na interface para as seções reduzidas



As reações médias foram próximas das obtidas anteriormente (Tabela 21 e Tabela 22), sendo que a remoção do tirante não causou um alívio significativo.

Tabela 22 – Comparação entre as reações nos apoios para o caso drenado e não drenado

Travamento	Seção 80 cm	Seção 80 cm removido um tirante
1	-58	-60
2	-114	-115
3	-75	-71
4	-158	-142
5	-128	-107
6	-120	-92
7	-104	-95
Média	-108	-97

, valores em kN

O dimensionamento dessa nova seção será feito com os máximos valores de momentos solicitantes obtidos, considerando a seção solicitada por flexão pura, ou seja, desconsiderando os benefícios da força normal no cálculo. Com o máximo momento positivo adota-se ϕ20 c/12,5 e com o máximo negativo ϕ20 c/20. Esse primeiro dimensionamento também deve ser

verificado para as condições de serviço, para tanto foram encontradas as propriedades da seção transversal nos estádios I e II e o momento de fissuração (Tabela 23).

Tabela 23 – Propriedades da seção transversal com a armação proposta

$M_{r,fissuras}$	$M_{r,deformação}$	A_1	I_1	A_2	I_2
kNm	kNm	m^2	m^4	m^2	m^4
353,7	247,6	$8{,}36 \cdot 10^{-1}$	$4{,}40 \cdot 10^{-2}$	$2{,}00 \cdot 10^{-1}$	$9{,}84 \cdot 10^{-3}$

Como o momento solicitante máximo é superior ao momento de fissuração, a seção será verificada com as propriedades do estádio II, utilizando as mesmas expressões da norma para obter a abertura de fissuras (Tabela 24), mostrando que a armação está adequada para a abertura de fissuras. Os deslocamentos obtidos utilizando a inércia no estádio II (Figura 97), são no máximo da ordem de 5 cm, o que é inferior ao limite de aceitabilidade visual para a dimensão da estrutura, que seria de 10 cm.

Tabela 24 – Cálculo da abertura de fissuras conforme NBR6118

Ø	σ_{si}	A_{cri}	ρ_{cri}	w_{k1}	w_{k2}	w_k
mm	MPa	cm^2		mm	mm	mm
20	31	262,5	1,20%	0,004	0,040	0,004

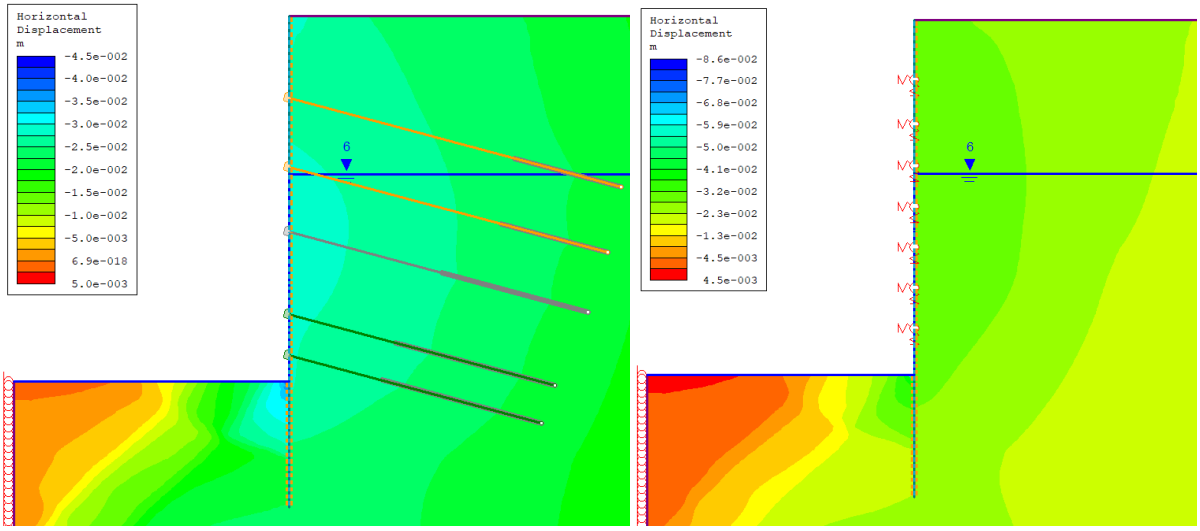


Figura 97 – Deslocamentos horizontais para o final da escavação à esquerda e remoção dos tirantes à direita
Fonte: Printscreen do Phase^2

A armação parar esforços cortantes também foi revisada com os resultados do programa, já que a nova cortante máxima é igual a 380 kN, o que resulta em ϕ6,3 c/14,0 com distância entre ramos de 30 cm.

A Tabela 25 mostra de modo resumido as principais vantagens e consequências da adoção de técnica de drenagem em comparação à solução proposta sem drenagem:

Tabela 25 – Características principais das soluções avaliadas

	Proposta não drenada	Proposta drenada - Maffei
Níveis de tirantes	5	4
Consumo de concreto	~29 m³/m de parede	16,7 m³/m de parede
Consumo de aço	~3000 kg/m de parede	2505 kg/m de parede
Drenagem	Não	Sim

Fonte: Maffei Engenharia (Adaptado)

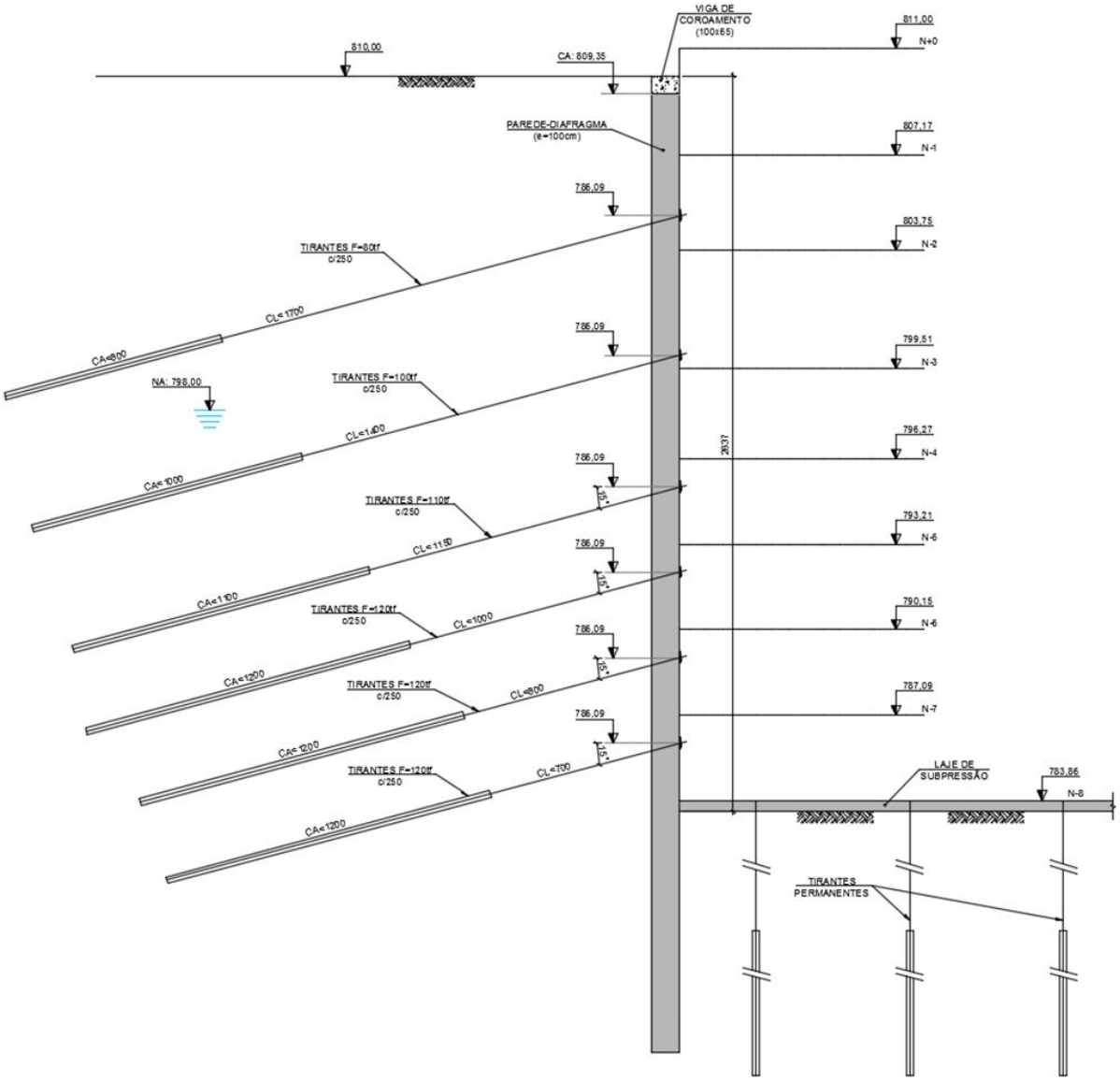


Figura 98 – Alternativa inicial sem drenagem com 6 níveis de tirantes
Fonte: Fornecida pela Maffei Engenharia

A solução aqui apresentada não tem como objetivo verificar o que foi projetado, e a proposta da alternativa não drenada carece de informações fundamentais que a tornariam inviável, como a dificuldade de acesso de equipamentos para o canteiro, de fornecimento dos materiais em quantidade e tempo adequados, interferências com outros projetos, dentre outros, portanto não é adequado julgar apenas se baseando no que foi apresentado.

Além disso não entraremos no mérito de avaliar a laje de fundo, que também é grande geradora da economia oriunda da drenagem, em especial pela redução de espessura e por não

utilizar tirantes permanentes, que mesmo adequadamente considerados não garantem estanqueidade dessa laje, e oneram a execução, contudo há situações em que o uso das lajes de subpressão é necesário.

5.4.4. Determinação da vazão bombeada

Para a determinação da vazão no Matarazzo, foi utilizado o seguinte perfil geotécnico, com as medidas da escavação e respectivas alturas e coeficientes de permeabilidade das camadas de solo:

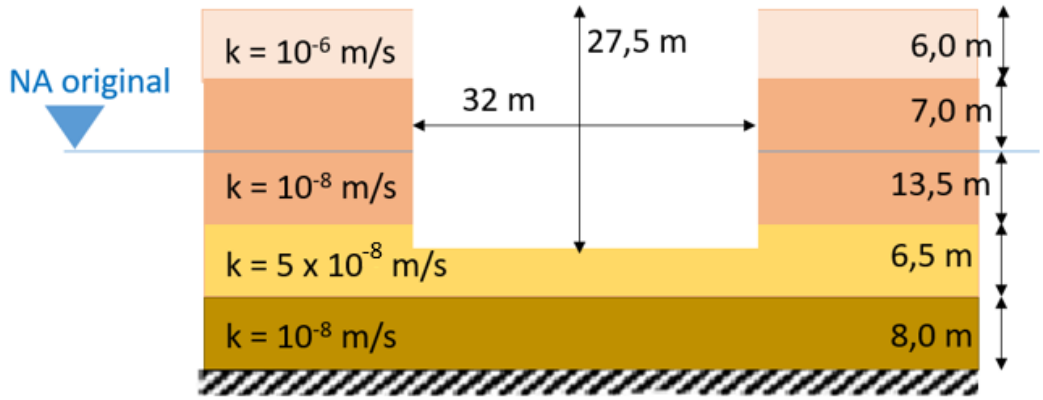


Figura 99 – Seção representativa do subsolo do Edifício Matarazzo

Nesse caso, assume-se a hipótese de que esse perfil permanece constante ao longo de todo o perímetro da contenção. Tanto nos cálculos matemáticos quanto no software de elementos finitos, obtém-se a vazão por metro de comprimento de vala, que é contínua no eixo perpendicular ao plano do papel. Com este resultado, basta multiplicá-lo pelo comprimento perimetral da contenção.

A área a ser estudada será a projeção da torre, pois foi dela que se obteve medições aproximadas de vazão em campo. Seu perímetro de contenção é de 235 metros. A medição de vazão obtida em obra é em torno de 5,5 m^3/dia, entretanto sabe-se que juntamente à vazão drenada está também a água de chuva, além da água proveniente de outros usos – como de operários, lavagem de rodas etc. isso significa que a vazão drenada obtida em campo deve ser pouco inferior a 5,5m^3/dia. Embora tal medição não seja precisa, ela fornece a grandeza do resultado que se espera obter como estimativa de vazão.

Como informação relevante, cita-se que ambos os métodos assumem o fluxo de água em estado permanente. O nível de água original está 28 metros acima da camada impermeável, enquanto o nível para o qual deseja-se rebaixar, no fundo da escavação, está a 13,5 metros acima da camada impermeável. Na prática, há uma distância de segurança entre a altura de água

rebaixada e o fundo da escavação, entretanto, à princípio, esta será desprezada. Assim, a altura que se deseja rebaixar é de 14,5 metros. A vale tem 32 metros de comprimento e 27,5 metros de altura. Na Figura 100 são exibidos os resultados obtidos do modelo em elementos finitos no software Phase[2]:

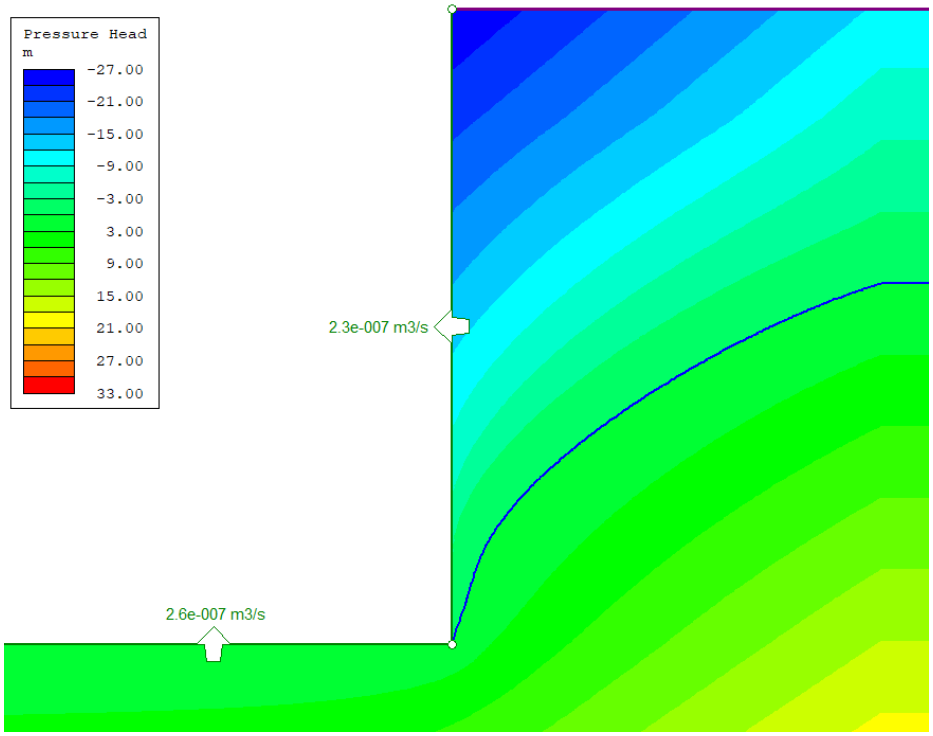


Figura 100 – Rede de fluxo calculada pelo software com valores de vazão nas regiões de interesse
Fonte: Print do Phase[2]

A vazão por metro de comprimento calculada pelo programa é de aproximadamente $4{,}9 \cdot 10^{-7}$ m³/s/m, multiplicando pelo perímetro de contenção e convertendo a unidade de tempo resulta em torno de 9,9 m³/dia. Tal resultado é quase duas vezes superior aos 5,5 m³/dia.

Em seguida, deseja-se estimar a vazão pelos equacionamentos matemáticos. O primeiro ponto que se observa é que as fórmulas adotam a hipóteses da homogeneidade do solo. Entretanto, o perfil é composto de quatro estratos permeáveis, acima da camada impermeável, cada um com sua respectiva altura e coeficiente de permeabilidade. Nesse caso, estuda-se as fórmulas para melhor adaptá-las à situação do Matarazzo.

De imediato, sabe-se que são relevantes apenas as camadas pelas quais há fluxo de água. Assim, exclui-se do problema a camada superior, acima do nível d'água original. Felizmente, as camadas restantes apresentam permeabilidades semelhante, com coeficiente de permeabilidade k na grandeza de 10^{-8} m/s.

Para possibilitar o uso dos equacionamentos que assumem homogeneidade dos solos, procura-se aplicar um coeficiente k equivalente em todas as camadas. Observando a Lei de Darcy, da qual deriva-se a maioria das formulações, os três parâmetros que influenciam

diretamente a vazão são a permeabilidade da camada, a área da seção transversal, e o gradiente hidráulico. Percebe-se que o gradiente se relaciona com a diferença de altura do rebaixamento da água pelo comprimento L do fluxo, que são ambos constantes para todas as camadas. A seguir, a área é dada pela altura da camada vezes o comprimento fora do plano, este chamado de x e igual a 235 metros para todas as camadas.

Desse modo, propõe-se a ponderação das permeabilidades com base nas alturas das camadas, até a altura do nível d'água original H = 28 metros. A permeabilidade K equivalente é $1{,}9 \cdot 10^{-8}$. Tal hipótese foi comprovada por simulações no programa de elementos finitos. Nesses casos, as camadas distintas foram substituídas por uma camada equivalente ponderada, que produziu os mesmos resultados de vazão. Além disso, simulações também mostraram que a vazão obtida é diretamente proporcional à permeabilidade, o que também é evidenciado em todos os modelos matemáticos

Finalmente, estima-se a distância de influência para calcular a vazão. Por Sichardt, L = 6,0 metros. A seguir (Tabela 26), apresenta-se os dados de entrada no equacionamento:

Tabela 26 – Parâmetros de entrada obtidos para cálculos matemáticos de vazão

Símbolo	Unidade	Variável	Valor
H	m	Altura do nível d'água original	28
h	m	Altura do nível d'água rebaixado	13,5
L	m	Distância afetada pelo rebaixamento	6,0
k	m/s	Permeabilidade média do solo	1,9 E-08
x	m	Perímetro da contenção	235

Entretanto, um piezômetro na obra revelou que o nível d'água estava 1 metro abaixo do nível original a uma distância de 15 metros do bombeamento. Estima-se um L de distância de influência igual a 16,1 metros, o que é razoavelmente discrepante do estimado por Sichardt, especialmente considerando que a vazão é inversamente proporcional a este valor. Realiza-se o cálculo analítico de vazão para os dois valores de L. Seguem os resultados (Tabela 27):

Tabela 27 – Resultados de vazão para os métodos analítico e numérico

	Software	**Métodos Analíticos (Dupuit)**	
	Phase2	Determinação de L por Sichardt L = 6,0 m	Determinação de L por estimativa com base no piezômetro em obra L = 16,1 m
Q (m^3/s/m)	4,9E-07	9,6E-07	3,6E-07
Q (m^3/dia)	9,9	19,2	7,2

Aquele que mais se aproximou do resultado esperado pelo software, 9,9 m^3/dia, e pela vazão obtida em campo, 5,5 m^3/dia, foi o de 7,2 m^3/dia utilizando L estimado a partir da medição por piezômetro, ao invés de Sichardt. Nesse caso, conclui-se que tanto o software quanto o método analítico produziram valores razoáveis de vazão, por mais simplificado que

este último seja. Entretanto, aponta-se que a estimativa de distância de influência por Sichardt não se mostrou adequada para o caso em questão, sendo quase 1/3 do valor real.

5.4.5. Estimativa da distância de influência

Propõe-se um modo alternativo de se calcular L: combinar resultados para vazão obtidos por simulações em Phase[2] e substituí-los nas equações matemáticas para obter o parâmetro L. Mantendo os parâmetros do problema constantes, foi variada apenas a altura h (altura do lençol rebaixado) para se observar como o comprimento de influência se altera junto com a altura da escavação. Compara-se também os valores de L pelo método proposto com os obtidos por Sichardt. Seguem os resultados:

Gráfico 17 – Altura do nível d'água alterado x distância horizontal afetada

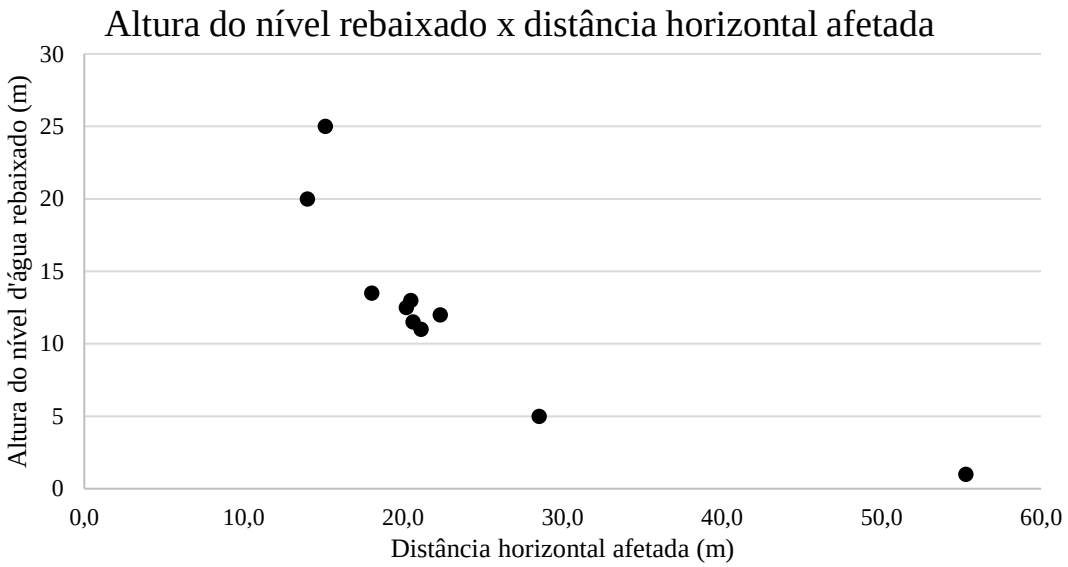


Tabela 28 – Comparação de distâncias de influência e vazão por altura de nível d'água afetada

he (m)	L por Sichardt (m)	L proposto (m)
25	1,3	15,1
20	3,4	14,0
13,5	6,2	18,0
13	6,4	20,5
12,5	6,6	20,2
12	6,8	22,3
11,5	7,0	20,6
11	7,2	21,1
5	9,8	28,5
1	11,5	55,3

Para o caso Matarazzo, em que o nível é rebaixado até he = 13,5 metros, o L resultante da combinação dos métodos é igual a 18,0 metros, valor 11,8% maior que aquele estimado pelo

piezômetro na obra. Desse modo, conclui-se que os valores propostos poderiam ser usados como pré-dimensionamento para distância de influência no nível freático, em função da profundidade de escavação, o que não pode ser dito pelos valores de Sichardt, que se mostraram inadequados para o caso estudado.

Destaca-se a importância de se ter uma noção prévia a respeito dessa grandeza, para evitar rebaixamentos indevidos no lençol freático em áreas vizinhas – problema comum em um contexto de proximidade entre edificações urbanas vizinhas. O empreendimento Matarazzo contém uma grande área, e as maiores distâncias de influência obtidas ainda não são suficientes para apresentar problemas em sua vizinhança.

5.5. Estudo de caso 2 – Edifício garagem do aeroporto de Congonhas

A fim de avaliar os benefícios da solução drenada, dimensiona-se a laje de fundo para as duas soluções. Como os esforços variam para cada solução, os dimensionamentos produzirão valores distintos de espessura de laje e arranjos de armação, uma comparação direta dos quantitativos revela a economia de material gerada pela drenagem.

Para cada um dos casos, os esforços na estrutura dependem da interação solo-laje, e serão obtidos por meio de software, em posse dos esforços, dimensiona-se a estrutura.

A laje do estacionamento possui uma geometria irregular, com formato curvilíneo, entretanto, dada uma regularidade na disposição dos pilares e elementos de fundação, adota-se a geometria simplificada de uma laje retangular para o dimensionamento. Isso deve simplificar o desenho da estrutura no modelo.

Pelos espaçamentos dos pilares e sapatas, definem-se as dimensões de 7,5 metros por 15 metros para a laje retangular simplificada.

A NBR6120 estabelece uma sobrecarga de projeto igual a 3kPa para estacionamentos e garagens para veículos de passageiros ou semelhantes. Como o menor vão da laje, de 7,5 metros, é ainda maior que 3 metros, o coeficiente de impacto adotado é 1.

A seguir, obtém-se momento e força máximos atuantes nas lajes para verificar o domínio e definir a armação. Na modelagem, foi utilizada a ferramenta de software SAP2000 e as molas de coeficiente de elasticidade (k) = 10.000 kN/m/m². Tal coeficiente está a favor da segurança, considerando as características de solo nas proximidades do fundo da laje – pela análise da sondagem, encontra-se argila silto arenosa, rija a dura com NSPT na faixa de 8 a 12, e areia de granulação variada argilosa, medianamente compacta, com NSPT na faixa de 10 a 20, e coeficientes de elasticidade estimados segundo Promon (1994)

5.5.1. Caso sem drenagem

Os carregamentos adotados no caso sem drenagem são: a sobrecarga (3 kN/m² para estacionamento, seguindo a NBR6120), o peso próprio (peso específico de 25 kN/m³) e força de empuxo. Segundo análise das sondagens, o nível do lençol freático está em média a 2,3 metros acima do fundo de apoio da laje, gerando um esforço de empuxo sob a laje igual a 23 kN/m^2, apenas para verificar a flutuação com coeficiente de segurança, a laje deveria ter espessura de 1m para não precisar de tirantes.

Com a espessura da laje escolhida será adotado um único caso de carregamento, já que os esforços de peso próprio são suficientes para combater os empuxos de água, não ocorrendo inversão da deformação, esse carregamento é definido pela atuação de todos os carregamentos adotados simultaneamente.

O concreto adotado foi de classe C30, os resultados do modelo são mostrados nas Figura 101, Figura 102 e Figura 103, a Tabela 29 resume os esforços solicitantes obtidos.

Tabela 29 – Esforços solicitantes na laje no caso não drenado

	M_{11} kNm/m	**M_{22} kNm/m**	**V kN/m**
Máximo	15	35	70
Mínimo	-35	-45	

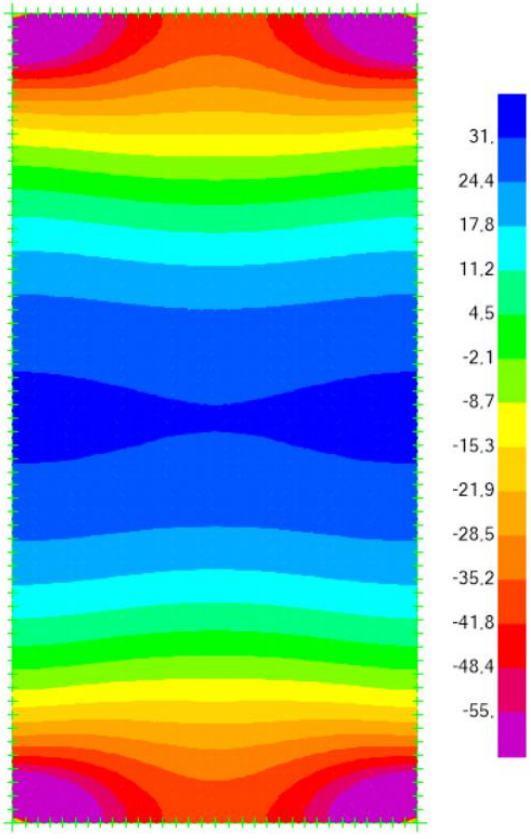


Figura 101 – Momento fletor na direção do lado menor (flete o lado maior), em kNm/m
Fonte: Printscreen do SAP2000

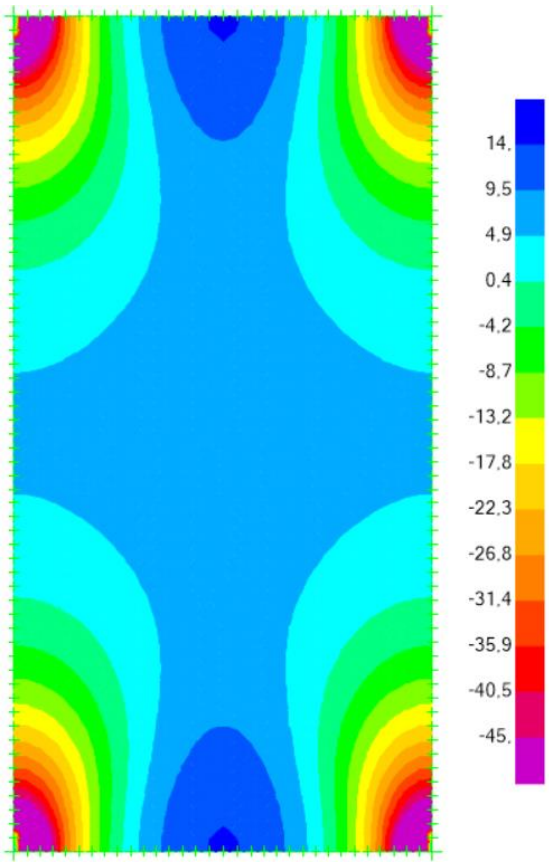


Figura 102 – Momento fletor na direção do lado maior (flete o lado menor), em kNm/m
Fonte: Printscreen do SAP2000

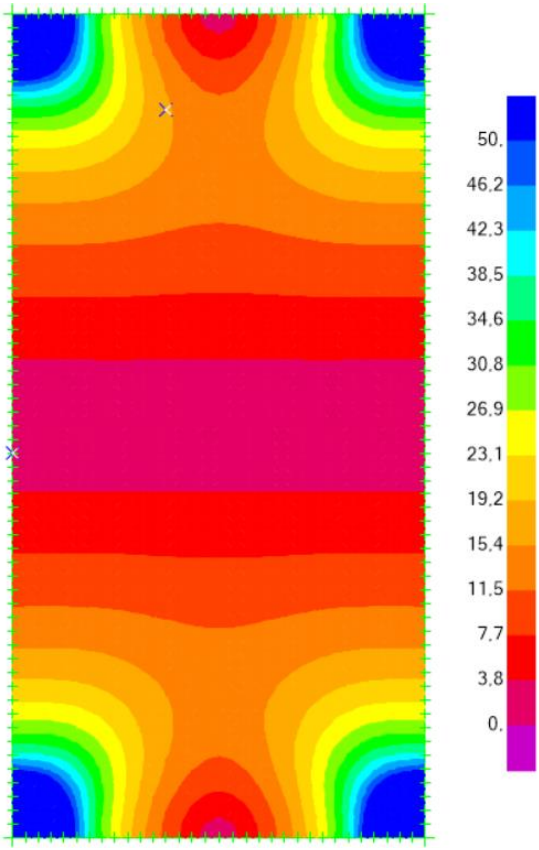


Figura 103 – Esforços cortantes na laje, em kN/m
Fonte: Printscreen do SAP2000

Os esforços solicitantes não eram suficientes para necessitar de armação além da mínima, sendo imprescindível um detalhamento adequado dessas para controlar trincas geradas por retração, será adotado **Ø12,5 c/8** no positivo das duas direções principais e **Ø10 c/10** no negativo.

5.5.2. Caso com drenagem

Como estimativa inicial para a altura de laje em condição drenada, adota-se o seguinte procedimento típico:

$$d \cong (2{,}5 - 0{,}1 \cdot n) \cdot l^*$$

Onde:

d – Altura útil da laje (cm);

n – Número de bordas engastadas da laje;

l^* – Dimensão da laje assumida da seguinte forma:

$$l^* \leq \begin{Bmatrix} l_x \\ 0{,}7 \cdot l_y \end{Bmatrix} \rightarrow \; l^* \leq \begin{Bmatrix} 7{,}5 \\ 0{,}7 \cdot 15 \end{Bmatrix} \rightarrow \; l^* = 7{,}5\ m$$

Referente às restrições de apoio, foi considerado que as lajes são contínuas e, para a representatividade dessas restrições, deve-se restringir as rotações nas bordas e os deslocamentos horizontais em seus respectivos eixos.

Portanto, adota-se n = 0 e obtém-se:

$$d \cong 18{,}75\ cm$$

A esse valor, soma-se o cobrimento e meio diâmetro de barra. Como estimativa de diâmetro, adota-se 20mm, e um cobrimento de 3cm, superior ao limite mínimo em lajes de concreto armado, em classe de agressividade ambiental II (NBR 6118).

Por fim, estima-se uma altura de laje igual a $h \cong 22{,}75\ cm$.

Alternativamente, pode-se estimar a altura por:

$$h = \left(\frac{l_x}{40}\right) \cdot \left(\frac{l_y}{l_x}\right)^{0{,}75}$$

Onde:

l_x – Lado menor da laje (cm)

l_y – Lado maior da laje (cm)

Obtém-se $h = \left(\frac{750}{40}\right) \cdot \left(\frac{1500}{750}\right)^{0{,}75} \cong 31{,}53\ cm.$

Adota-se uma espessura de laje para a situação drenada igual a **25cm**, considerado um valor razoável para a execução.

Os carregamentos considerados no caso drenado são: a sobrecarga (3 kN/m² para estacionamento, seguindo a NBR) e o peso próprio (peso específico de 25 kN/m³). Desconsidera-se todo empuxo do caso não drenado.

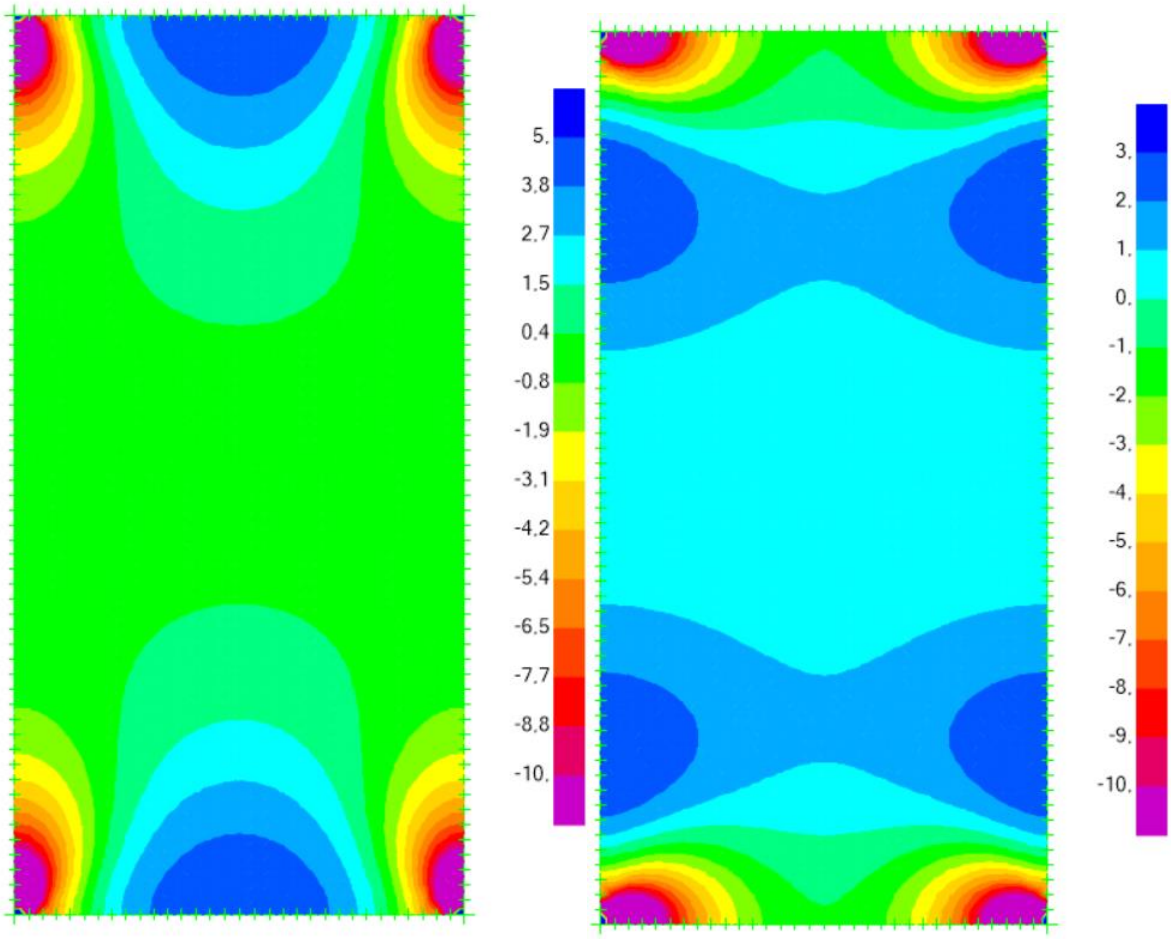


Figura 104 – Momento fletor na direção do lado maior (à esquerda) e do lado menor (à direita) em kNm/m
Fonte: Printscreen do SAP2000

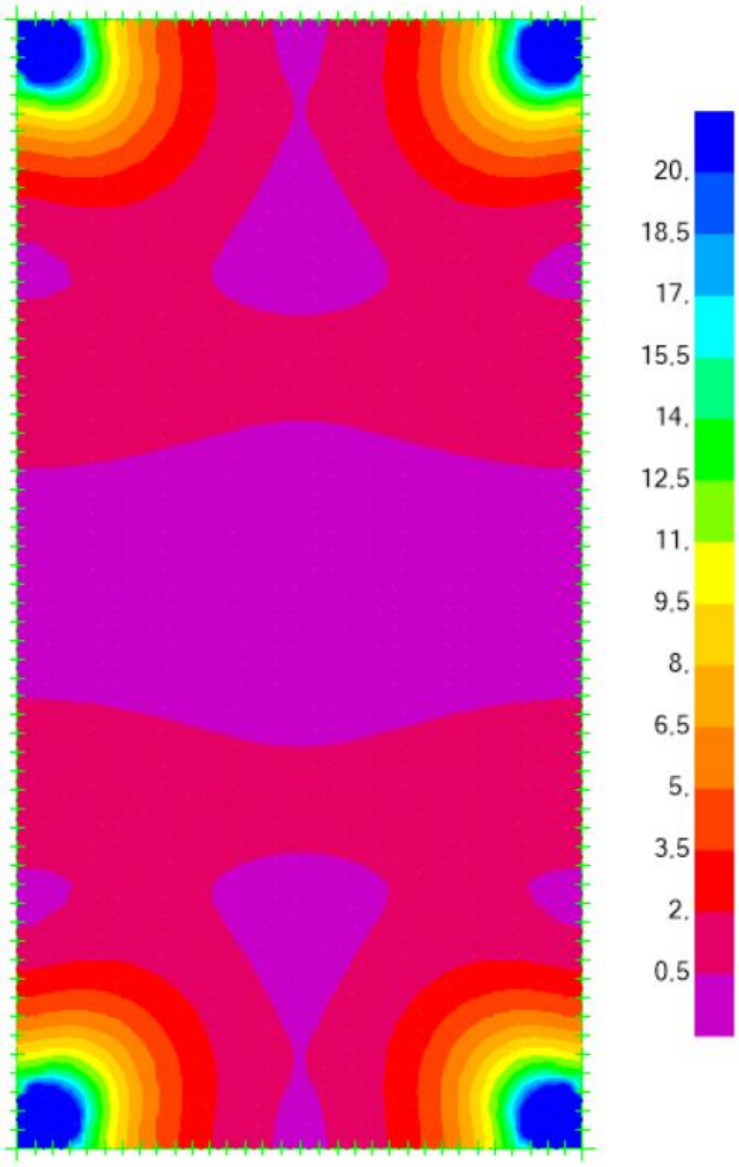


Figura 105 – Esforços cortantes na laje, em kN/m
Fonte: Printscreen do SAP2000

Novamente os esforços calculados foram de baixa intensidade, exigindo apenas armadura mínima, que nesse caso é de 3,75 cm²/m, adotaremos então **Ø8 c/ 13** no positivo das duas direções principais e **Ø8 c/ 13 no negativo**.

A seguir, apresenta-se uma tabela comparativa que resume a economia estrutural que ocorreu com o uso da drenagem:

Tabela 30 – Resumo dos casos avaliados

	Laje não drenada	Laje drenada
Espessura da laje	100 cm	25 cm
Consumo de concreto	1 m³/m² de laje	0,25 m³/m² de laje
Consumo de aço	~40 kg/m² de laje	~14 kg/m² de laje

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O uso das técnicas de drenagem trouxe benefícios para as obras em análise, não se deve esquecer da importância da ventilação para que a qualidade do ar seja adequada ao uso das edificações, sendo ainda mais importante no caso da drenagem pela umidade que adentra o ambiente pela contenção, necessitando de equipamentos capazes de verificar essas condições e da adoção de outras medidas como um espaço livre para a ventilação entre a contenção e a estrutura.

Na elaboração de modelos para avaliar as situações de interação solo-estrutura surgem desafios principalmente com relação aos parâmetros de entrada dos programas, é comum não existirem dados sobre os solos da região ou mesmo a possibilidade de execução de ensaios não é viabilizada para o tipo de obra. Mesmo quando se dispõe desses dados, nem sempre se consegue representatividade com os modelos.

Nesse trabalho nos deparamos com esse problema, principalmente na definição do módulo dos solos, pois, ao adotar parâmetros de literatura, nos deparamos com deslocamentos excessivos, não coerentes com a realidade. Claro que os modelos executados possuem seus defeitos, mas, quando alimentados com informações confiáveis, devem produzir resultados compatíveis.

Superando-se esses problemas obtivemos resultados semelhantes à aplicação dos métodos clássicos para obtenção dos esforços em contenções, com modelos de viga sob base elástica, como foi utilizado para o dimensionamento da estrutura estudada.

O principal desenvolvimento nessa questão foi a verificação de um modelo não drenado onde os resultados obtidos pelo programa foram comparados com o modelo de viga com empuxos para a determinação da ficha, tendo percorrido todas as etapas necessárias para o projeto básico desse tipo de contenção.

Foi possível verificar a economia gerada por projetos que utilizem o controle da água para reduzir os esforços em suas estruturas, seja apenas durante a execução, por meio de rebaixamento temporário até que a estrutura apresente um esquema resistente adequado com travamentos, ou por toda sua vida útil em que se aplicam técnicas de drenagem.

Portanto a aplicação da drenagem é positiva, desde que as variações no nível freático não sejam negativas às vizinhanças do empreendimento, nesse contexto o conceito de vizinhanças é mais amplo do que apenas a proximidade física, já que depende da forma com que os solos se comportam na região, por isso foi importante estudar os métodos de controle da água nas escavações, de modo a entender esse efeito.

O ensaio realizado pelo grupo procurou responder outras questões de importância no contexto das grandes obras, em que se utilizam barras de grande diâmetro como a que foi ensaiada, que podem levar à ruptura por fendilhamento quando os esforços transversais gerados pela aderência da barra forem significativos. Nos tirantes avaliados não se observou esse efeito para as forças de trabalho, apenas nas cargas próximas à de ruptura.

Com relação ao controle da água nas escavações, sabe-se que limitações inerentes aos modelos analíticos e numéricos fazem com que as estimativas de vazão obtidas apresentem muita incerteza, devendo sempre ser reajustadas com valores obtidos em campo. Ainda assim, a análise conjunta dos resultados produzidos por ambos os métodos permite um maior entendimento acerca dos parâmetros e do seu grau de influência na vazão no sistema.

Conclui-se que a determinação da permeabilidade equivalente para um subsolo com diversas camadas é feita razoavelmente utilizando valores ponderados, pelo menos no caso do Matarazzo, no qual as permeabilidades das diferentes camadas apresentam mesma grandeza. Além disso, diversas simulações no Phase^2 corroboram os equacionamentos que afirmam que a permeabilidade é diretamente proporcional à vazão. Tal fato se mostra problemático nos cálculos de vazão, devido à grande variabilidade do coeficiente k e da dificuldade em se obter valores precisos para este parâmetro. Consequentemente, o valor da vazão também estaria sujeito a essa imprecisão.

A determinação do valor de comprimento horizontal de influência do rebaixamento sobre o lençol freático também apresenta dificuldades. O valor estimado por Sichardt não se mostrou adequado no caso do Cidade Matarazzo, tampouco os resultados de vazão derivados dele. Como um todo, conclui-se que os resultados obtidos com relação ao fluxo de água carecem de precisão, sendo necessário que estes estejam acompanhados de dados obtidos em campo e de experiência prévia de projetistas de sistemas de controle de água.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

4, A. R. – "**Drainage and Dewatering**" em "Foundation Engineer Handbook", editado por H. F. Winterkon; H. Y. Fang, 1975

CETESB – **Relatório da Qualidade das Águas Subterrâneas no Estado de São Paulo,** 2007. Disponível em <www.cetesb.sp.gov.br>, acessado em 20/09/2019.

DIÁRIO DE CAJAMAR - **Origem do buraco de Cajamar**: conheça história. 15/02/2018. Disponível em: <https://www.diariocajamarense.com/2018/02/15/origem-do-buraco-de-cajamar-conheca-historia.html >. Acesso em 02/06/2019

EN – **Eurocode – Basis of Structural Design**, 1990

EXAMPLE 10.1: Hoop force versus elongation for a circular reinforced concrete ring. *In*: GHALI, A. **Circular Storage Tanks and Silos**. 2ª. ed. *London and New York*: Taylor & Francis Routledge, 2000. cap. *Control of cracking in concrete tanks and silos*, p. 182-184. ISBN 9780419235606.

FERREIRA, W. B. **Proposta para Aproveitamento das Águas de Drenagem de Subsolo – O Rebaixamento do Lençol Freático** – Dissertação de Mestrado, PUC-SP, São Paulo, 2011

FISH, J.e BELYTSCHKO, T. - **A First Course in Finite Elements** - JohnWiley & Sons, Ltd, 2007

FRANCIS, O. F. – **Hidráulica de Meios Porosos – Escoamento em Meios Porosos** – Editora Interciência/EDUSP, 1980

FUSCO, P. B. - **Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto**. 2. ed. rev. e aum. São Paulo: Pini, 2013

GARCIA, P. R. - **Modelação Matemática da Curva do Rebaixamento do Cone de Depressão em Aquíferos Freáticos** - Dissertação de Mestrado, UNICAMP, 2002

Geo-Congress 98 – **Design and construction of Earth retaining systems**: proceedings of sessions of Geo-Congress 98, Boston, Mass. 1998

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2o Edição. São Paulo: Pini, 1998.

HIDROPLAN, **Solo & Água Subterrânea.** Disponível em http://www.hidroplan.com.br/servicos_solo.php, acessado em 21/09/2019

IRITANI, M. A.; EZAKI, S. **As águas subterrâneas do Estado de São Paulo** – São Paulo: Secretaria de Estado do Meio Ambiente – SMA, 2008

LANCELLOTTA, R. **Analytical solution of passive earth pressure. Open PDF Géotechnique**, v. 52, p. 617-619, 8 out. 2002. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/geot.2002.52.8.617>. Acesso em: 20 nov. 2019

LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Construções de concreto**: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado – Vol. 3. Rio de janeiro: Interciencia, 1977

MERTA, I.; KOLBITSCH, A.. **Shear area of reinforced concrete circular cross-section members**. 31st Conference on our world in concrete & structures, Singapura, 16-17 ago. 2006. Disponível em: <https://pdfs.semanticscholar.org/a7d9/7e597634356ca3ec4a8e31395b5415907368.pdf>. Acesso em: maio de 2019

Notas de aula de PEF 3405 – Universidade de São Paulo, Engenharia Geotécnica e de Fundações.

POWERS, J. P. **Construction Dewatering – A Guide to Theory and Practice** – John Wiley and Sons, Inc., New Your, N.Y., 1981

POWERS, J. P. **Dewatering – Avoiding Its Unwanted Side Effects** – Underground Technology Research Council, ASCE, New Your, N.Y., 1985

POWERS, J. P. and Burnett, R.G. **Permeability and the field pumping test,** – *In Situ '86 Specialty Conference*, ASCE, Blackburg, Va, 1986

PROMON ENGENHARIA LTDA. **Memorial Justificativo dos Parâmetros Geotécnicos**: RT-4.08.00.00/4C3-002, 1994

Redação AECweb / e-Construmarket - **Rebaixamento do lençol freático exige cuidados e a melhor técnica**. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/rebaixamento-do-lencol-freatico-exige-cuidados-e-a-melhor-tecnica_16886_10_0>. Acesso em 02/06/2019

SANTOS, L. M. **Cálculo de Concreto Armado** (segundo a NB-1/78 e o CEB) - Volume 2. São Paulo: LMS, 1983

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA LTDA. **Rebaixamento de lençol freático**

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA LTDA. **Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat**. 6ª. ed., 2018. 122 p. Disponível em: <http://www.solotrat.com.br/assets/pdf/manual-completo.pdf>. Acesso em: 12 nov. 2019

TEIXEIRA, P. W. G. N.; MAFFEI, C. E. M.; GUAZZELLI, M. C. **Shear strength of reinforced concrete circular cross-section beams**. IBRACON Structures and Materials Journal, [S. l.], p. 781-797,vol. 5, n.6, dez. 2012. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/262478653_Shear_strength_of_reinforced_concrete_circular_cross-section_beams.> Acesso em: 9 maio 2019

TREVOR, Orr; OLUWATIMILEHIN A., Babatunde. **Earth Pressures on Retaining Structures**. International Journal of Scientific & Engineering Research, [S. l.], 2017. Disponível em: <https://www.ijser.org/researchpaper/Earth-Pressures-on-Retaining-Structures.pdf>. Acesso em: 10 jun. 2019

URBANO, R. A. - **Rebaixamento Temporário de Aquíferos** - Patrocinado pelas empresas Tecnogeo e Geofix, 1999

User´s guide - Phase2: 2D Finite Element Program for Calculating Stresses and Estimating Support Around Underground Excavations, 1998-2001, Rocscince Inc

VALSSON, Sigurður Már. **Earth pressures against- and stability of retaining structures**. 2011. Thesis (Magister Scientiarum degree in Civil Engineering) - Faculty of Civil and Environmental Engineering School of Engineering and Natural Sciences University of Iceland, Molde, 2011. Disponível em: <https://skemman.is/bitstream/1946/8985/1/Retaining%20structures_SMV.pdf>. Acesso em: 7 jun. 2019

WHATELY, M. **Haverá água para todos?** Le Monde Diplomatique Brasil, 2010

WINTERKORN, H. F. - **Foundation Engineering Handbook**, Nova Iorque, p. 221-243, 1991