



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL

MATHEUS TABOSA LOBO FARIAS

ANÁLISE DE ALTERNATIVAS PARA CONTENÇÃO DE SUBSOLOS

FORTALEZA – CE

2016

MATHEUS TABOSA LOBO FARIAS

ANÁLISE DE ALTERNATIVAS PARA CONTENÇÃO DE SUBSOLOS

Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque.

FORTALEZA

2016

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

F238a Farias, Matheus Tabosa Lobo.

Análise de alternativas para contenção de subsolos / Matheus Tabosa Lobo Farias. – 2016.
95 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia,
Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2016.

Orientação: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque.

1. Parede Diafragma. 2. BS Design. 3. Contenção Periférica. I. Título.

CDD 620

MATHEUS TABOSA LOBO FARIAS

ANÁLISE DE ALTERNATIVAS PARA CONTENÇÃO DE SUBSOLOS

Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 09/12/2016.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota (Membro interno)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Msc. Marcela Moreira da Rocha Almeida (Membro externo)

A Deus.

Aos meus pais, Manoel José Lobo Farias e
Maria de Fatima Tabosa.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, a Deus que sempre foi a minha força para seguir buscando os meus sonhos.

Aos meus pais, Manuel José Lobo Farias e Maria de Fatima Tabosa, por toda a formação recebida e que sempre me apoiaram e fizeram todos os sacrifícios possíveis em busca da minha felicidade. Ao meu irmão, Emanuel Tabosa, que me acompanhou desde a infância.

À minha namorada, Bianca Ximenes, por todo o amor e que, desde que entrou na minha vida, esteve ao meu lado sonhando comigo, me fazendo ser uma pessoa melhor e que teve um papel fundamental durante todo o processo de criação deste trabalho.

À dona Ivone Maria que é uma segunda mãe para mim e para muitos dos meus amigos. Aos meus amigos do colégio Luis Antonio, Marcos Diógenes e Joaquim Pinheiro que me acompanharam em grande parte dessa trajetória.

Ao Grupo São Vicente e a todas as amigadas formadas nesse ambiente que contribuíram de forma fundamental para a pessoa que sou hoje.

Ao professor Augusto que aceitou ser meu orientador nessa árdua tarefa e sempre foi prestativo e interessado com o desenvolvimento e melhoria deste trabalho, além de ser um profissional exemplar.

À CAPES, por ter me concedido a oportunidade de participar do programa Ciências sem Fronteiras que foi uma experiência muito engrandecedora.

Às empresas BSPAR e TECNORD na figura dos engenheiros Rafael Teixeira e Alan Scipião respectivamente por todo o auxílio na concessão de entrevistas e esclarecimento de dúvidas a respeito do trabalho.

Aos avaliadores do trabalho, Joaquim Mota e Marcela Moreira, por terem se disponibilizado prontamente a participar da minha banca.

Por fim, a Universidade Federal do Ceará pelas portas abertas e por ter me concedido grandes oportunidades para buscar ser um engenheiro civil qualificado para o mercado de trabalho.

RESUMO

O aumento da necessidade de ocupação dos subsolos nos meios urbanos devido ao aumento populacional, associado à evolução das técnicas de contenção periférica que podem ser utilizadas em subsolos de edificações, torna o presente tema de fundamental importância para o desenvolvimento do senso crítico, não apenas de engenheiros geotécnicos, mas também daqueles que pretendem ser gestores de obras nos meios urbanos.

Desta forma, será feito um breve estudo de alguns trabalhos e estudos preliminares para projetar e executar corretamente as estruturas de contenção, como cálculo do empuxo do solo, mapeamento das estruturas vizinhas e ensaios de prospecção.

Após essas informações serem apresentadas brevemente, são expostas algumas estruturas auxiliares de contenção como escoras, bermas e tirantes e feito o estudo de seis estruturas de contenção: Estacas escavadas ou “brocas”, estacas raiz, estacas secantes, estacas prancha, perfis pranchados e parede diafragma, onde foi descrito os equipamentos necessários, metodologia executiva, vantagens, desvantagens e campos de aplicação para cada uma das técnicas.

Foi realizado um estudo de caso da obra *BS Design* da construtora BSPAR que utilizou a parede diafragma como estrutura de contenção, que é uma técnica pouco utilizada na cidade de Fortaleza, relatando as particularidades do projeto e da execução.

Por fim, pretende-se com este trabalho que os engenheiros que se propõe a trabalhar em obras civis possam ter um conhecimento sobre os tipos de estruturas mais utilizadas em contenções periféricas no Brasil e formarem um pensamento crítico acerca de cada uma delas sobre sua aplicabilidade ou não às obras que possam vir a gerir.

Palavras-chave: Contenção periférica. Estacas escavadas. Estacas raiz. Estacas secantes.

Estacas prancha. Perfis pranchados. Parede diafragma. *BS Design*.

ABSTRACT

The great need for exploring the subsoil occupation in urban areas due to population increase, associated to the evolution of peripheral retaining techniques that can be used in construction of buildings, makes the present topic of fundamental importance for the development of critical sense, not only by Geotechnical engineers, but also those who intend to be managers of constructions in urban areas.

In this way, a brief study will be made of some preliminary information and experiments to correctly design and execute retaining structures, such as calculation of lateral earth pressure, mapping of neighbourhood structures and soil exploration.

After this information is briefly presented, some auxiliary containment structures such as stanchion, slopes and tie rods and detailed six retaining structures: three techniques of Bored Pile Walls, Sheet Pile Walls, Berliner Walls and Diaphragm Walls, which described the necessary equipment, executive methodology, advantages, disadvantages and fields of application for each of the techniques.

A case study was carried out of the BS Design project of the BSPAR Construction Company that used the diaphragm wall as a retaining structure, which is a technique rarely used in the city of Fortaleza, reporting the particularities of design and execution.

Finally, it is intended with this work that engineers who intend to work in civil constructions may have a knowledge about the types of structures most used in peripheral retaining in Brazil and form a critical knowledge about each one and the situations that it can be used in the constructions they will manage in the future.

Keywords: Peripheral retaining. Bored Pile Walls. Sheet Pile Walls. Berliner Walls. Diaphragm Walls. BS Design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	– Estados de tensões ativo e passivo	20
Figura 2	– Diagrama de tensões ativas e passivas horizontais	21
Figura 3	– Determinação e ponto de aplicação do empuxo	22
Figura 4	– Bermas de equilíbrio	27
Figura 5	– Estroncas metálicas	28
Figura 6	– Funcionamento dos tirantes no solo	28
Figura 7	– Elementos do tirante	30
Figura 8	– Tirantes de fios ou cordoalha	32
Figura 9	– Tirante autoinjetável	33
Figura 10	– Cortina sem a ancoragem com tirantes	35
Figura 11	– Trado manual e mecânico	36
Figura 12	– Execução de estacas broca	37
Figura 13	– Perfuratriz e elementos tubulares	39
Figura 14	– Execução de estaca raiz	40
Figura 15	– Perfuratriz com cabeçote duplo	42
Figura 16	– Mureta guia	43
Figura 17	– Detalhe de sequência executiva da estaca secante	44
Figura 18	– Execução da estaca secante	45
Figura 19	– Perfis metálicos, madeira e concreto respectivamente	47
Figura 20	– Martelo Hidráulico, Martelo a Diesel, Martelo Vibratório e Prensa Hidráulica respectivamente	47
Figura 21	– Perfil AU	48
Figura 22	– Perfil AZ	48
Figura 23	– Perfil HZ/AZ	49

Figura 24 – Cravação de estaca prancha	50
Figura 25 – Cortina com perfis pranchados	52
Figura 26 – Bate estacas	52
Figura 27 – Processo de cravação dos perfis	53
Figura 28 – Parede diafragma moldada in loco	55
Figura 29 – Diafragmadora	56
Figura 30 – Central de lama	57
Figura 31 – Tubos e chapas junta	58
Figura 32 – Reciclador	58
Figura 33 – Flocculador	59
Figura 34 – Hidrofresa	59
Figura 35 – Execução da parede diafragma	61
Figura 36 – Mureta guia	62
Figura 37 – Chapas junta	63
Figura 38 – Colocação da armadura	64
Figura 39 – Lançamento de concreto	65
Figura 40 – <i>BS Design Corporate Towers</i>	68
Figura 41 – Localização do <i>BS Design</i>	69
Figura 42 – Lajes corporativas e praça público privada	70
Figura 43 – Perfil de sondagem rotativa	73
Figura 44 – Esquema de obra necessitando de laje de subpressão e obra não necessitando, respectivamente	74
Figura 45 – Corte esquemático do subsolo	74
Figura 46 – Equipamento de pré-furo	76
Figura 47 – Detalhe do Complemento da parede diafragma	77
Figura 48 – Lançamento da bentonita	77

Figura 49 – Armação e colocação da armadura no local	78
Figura 50 – <i>Slump test</i>	79
Figura 51 – Esquema das janelas de protensão	80
Figura 52 – Perfuração para colocação do tirante	80
Figura 53 – Montagem e injeção dos tirantes	81
Figura 54 – Protensão dos tirantes	81
Figura 55 – Detalhe do corte dos tirantes em um painel	82
Figura 56 – Parede diafragma do <i>BS Design</i> finalizada	83

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CEUSO	Comissão de Edificações e Uso do Solo
NBR	Norma Brasileira Regulamentar
EUA	Estados Unidos da América
IFRN	Instituto Federal do Rio Grande do Norte
USP	Universidade de São Paulo
LEED	<i>Leadership in Energy and Environmental Design</i>

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 Considerações Iniciais	14
1.2 Problema de pesquisa	15
1.3 Questões motivadoras	15
1.4 Objetivos	15
1.4.1 Objetivo geral	15
1.4.2 Objetivos específicos	16
1.5 Metodologia	16
2 CONTENÇÕES PERIFÉRICAS: OBJETIVO, REQUISITOS E ESTUDOS PRELIMINARES	18
2.1 Objetivos	18
2.2 Empuxos de terra	18
2.2.1 Teoria de Rankine	19
2.3 Requisitos para execução	22
2.3.1 Requisitos funcionais	22
2.3.2 Requisitos construtivos	23
2.3.3 Requisitos de segurança	23
2.3.4 Requisitos econômicos	23
2.3.5 Requisitos estéticos	24
2.4 Estudos preliminares	24
3 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	26
3.1 Escoramentos	26
3.1.1 Bermas	26
3.1.2 Estroncas ou escoras	27
3.1.3 Tirantes	28
3.2 Paramentos	36
3.2.1 Cortinas de estacas escavadas ou “brocas”	36
3.2.2 Cortinas de estacas raiz	38
3.2.3 Cortinas de estacas secantes	41
3.2.4 Cortinas de estacas prancha	46
3.2.5 Cortina com perfis pranchados	51
3.2.6 Parede diafragma	55
4 ESTUDO DE CASO: PAREDE DIAFRAGMA DA OBRA <i>BS DESIGN CORPORATE TOWERS</i>	68
4.1 Local	69
4.2 Caracterização do empreendimento	69
4.3 Escolha da contenção	70
4.4 Projeto da parede diafragma	72
5 CONCLUSÃO	84
5.1 Considerações finais	84
5.2 Recomendações para trabalhos futuros	84
ANEXO A – DETALHAMENTO DE PROJETO DA PAREDE DIAFRAGMA DO <i>BS DESIGN CORPORATE TOWERS</i>	88
APÊNDICE A – ALTURA EM BALANÇO DE 10 EMPREENDIMENTOS COM E SEM O USO DE TIRANTES	95

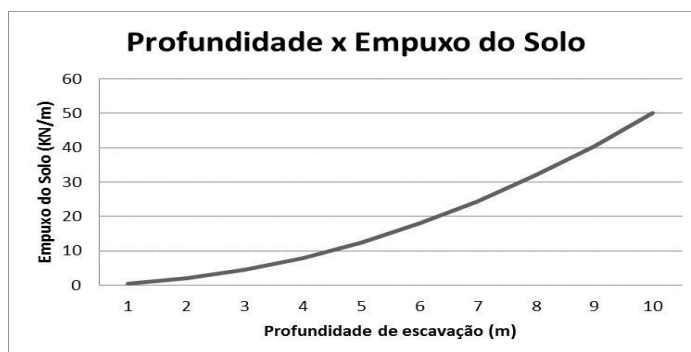
1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Com o desenvolvimento das sociedades e crescimento da população, o aproveitamento do solo das cidades tem se tornado um assunto cada vez mais importante. Uma das maneiras de se aproveitar com maior eficiência o terreno disponível é utilizar o espaço que está abaixo do nível do terreno para realizar a construção de diversos tipos de obras, como obras de saneamento urbano, implantação de metrô e subsolos de edifícios residenciais e comerciais. Para que seja possível a implantação desses tipos de obras, é necessário primeiramente a execução de estruturas de contenção, com o objetivo de estabilizar e conter a massa de solo.

Apesar da grande importância da contenção para a execução final de um elevado número de obras, o seu processo de dimensionamento é comumente feito apenas com o Método do Equilíbrio Limite Simplificado que envolve somente a análise da ruptura da massa de solo pela estabilidade externa e interna que podem ser considerados como elementos indicativos do processo de ruptura, não levando em consideração comportamentos mecânicos e deformações do solo e estrutura propriamente dita. Segundo Terzaghi (1943), o projeto de uma estrutura de contenção está intimamente relacionado com os deslocamentos da estrutura. Porém, atualmente muitas das práticas não se utilizam desse conhecimento e levando em consideração que, à medida que o terreno é escavado, os esforços que atuam aumentam, pode ocorrer um subdimensionamento dos elementos estruturais em certa fase da execução (Mendes, 2010). A seguir será apresentado de forma gráfica o aumento desses esforços a medida que a escavação se torna mais profunda.

Gráfico 1 – Empuxo do solo com o aumento de profundidade de escavação



Fonte: Elaborado pelo autor

Nesse trabalho será realizado um estudo de caso sobre a obra do *BS Design* da construtora BSPAR que o autor teve a oportunidade de acompanhar durante a disciplina Tópicos de Construção e que é o primeiro edifício de fortaleza a possuir cinco pavimentos de subsolo. A alternativa de contenção escolhida para o empreendimento em questão foi a parede diafragma com tirantes.

1.2 Problema de pesquisa

Apesar da grande importância que as estruturas de contenção possuem para que possam ser executadas obras escavadas, como metrô ou subsolos de edifícios, e das consequências catastróficas que podem ser resultadas de um mal dimensionamento desse tipo de estrutura, na literatura nacional e internacional existem poucas obras que tem o enfoque na áreas de contenções e, muito por esse motivo, algumas soluções de contenção são executadas com base no empirismo de obras anteriores que tiveram sucesso.

1.3 Questões motivadoras

- a) O que se sabe e como é feito o processo de escolha de alternativas de contenção para determinados tipos de empreendimentos?
- b) Quais as estruturas de contenção disponíveis no mercado brasileiro?
- c) Quais os tipos de falhas mais comuns nesse tipo de projeto?
- d) Quais as novas soluções de contenções presentes da nossa realidade para atender as elevadas deformações e esforços que o maciço de solo irá imprimir à medida que o número de subsolos das edificações aumenta?

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo geral

Esta monografia tem por objetivo geral fazer uma análise de alternativas de contenção para subsolos de edifícios em meios urbanos densamente ocupados com um foco principal na alternativa escolhida pelo empreendimento *BS Design*.

1.4.2 Objetivos específicos

- a) Realizar a revisão bibliográfica sobre estruturas de contenção para subsolos de edifícios.
- b) Fazer um estudo de alguns tipos de contenção presentes no cenário brasileiro e em que situações podem ser aplicados, incluindo as etapas dos seus processos construtivos e as questões que limitam sua utilização.
- c) Apresentar a solução escolhida para o *BS Design* por se tratar de um caso especial de ser o primeiro edifício em Fortaleza a contar com cinco subsolos e ser apenas a terceira vez que utilizam a solução de parede diafragma em obras de subsolos de edifícios na cidade de Fortaleza, incluindo o porquê de se ter escolhido essa em detrimento de outras e dificuldades durante a execução.

1.5 Metodologia

Primeiramente foi realizada a pesquisa e seleção de artigos, livros, apostilas de aula e outras monografias que apresentem assuntos referentes ao comportamento do solo e suas propriedades relevantes para o projeto de contenção do maciço, atividades e estudos preliminares para a escolha do tipo de contenção e quais os principais tipos de estruturas de contenção relevantes atualmente. Foi dado foco também às dissertações que apresentavam estudos de caso de tipos de estruturas usadas em obras de centros urbanos densamente ocupados.

Após o término da fase de pesquisa, foi realizado um resumo dos tópicos pesquisados sobre requisitos para implantação das estruturas de contenção entre outros assuntos relevantes para a compreensão do trabalho e foi feita a caracterização dos tipos de contenções mais relevantes no cenário brasileiro. Para cada um dos tipos de estruturas tratadas neste trabalho foram apresentados a metodologia executiva, vantagens, desvantagens, equipamentos, principais problemas de execução e onde podem ser aplicados, levando em consideração as características dos empreendimentos a serem construídos, assim como do terreno em que serão executados.

Por fim, com os conhecimentos adquiridos nas etapas anteriores deste trabalho, e a partir do contato, tanto com o a empresa que realizou o projeto da contenção quanto com o

engenheiro e outras empresas que acompanharam a execução da estrutura, foi apresentado o estudo de caso da obra *BS Design Corporate Towers* realizada na cidade de Fortaleza pela construtora BSPAR, a qual possui a parede diafragma com tirantes como estrutura de contenção. As razões de escolha desse tipo de estrutura, quais as outras soluções que foram consideradas durante a etapa de projeto e quais as dificuldades encontradas desde a concepção até o final da sua execução também foram apresentados neste trabalho.

Por fim, foi elaborada uma conclusão sobre o trabalho, explicitando quais tipos de contenções melhor se aplicam para cada situação.

2 CONTENÇÕES PERIFÉRICAS: OBJETIVO, REQUISITOS E ESTUDOS PRELIMINARES

2.1 Objetivos

Essas estruturas tem como objetivo contrapor-se aos efeitos que o maciço irá impor quando ocorre uma escavação através da introdução de elementos que tem a mesma rigidez do terreno que será contido. Segundo Joppert (2007), as contenções são estruturas projetadas com o objetivo de resistir aos esforços horizontais devido ao empuxo do solo e também as cargas verticais oriundas das lajes do empreendimento que irão se apoiar sobre a estrutura de contenção. As obras de contenção dividem-se de uma maneira geral em muros, que resistem aos esforços através de sua inércia que é relacionada ao seu peso próprio e configuração geométrica, e cortinas, que são estruturas mais flexíveis e delgadas e ocupam um espaço reduzido em relação aos muros. As estruturas apresentadas neste trabalho serão apenas as cortinas pois possuem maior aplicabilidade às obras de subsolos de edifícios em que é necessário um maior aproveitamento de espaço o que, na maioria das vezes, não ocorre com os muros que são comumente usados em aterros.

2.2 Empuxos de terra

Para projetar corretamente uma estrutura de contenção, devem ser conhecidos os empuxos de terra que aquela estrutura estará sujeita. Eles podem ser empuxos de repouso, ativos e passivos e são definidos como:

- Empuxo de repouso – Quando a estrutura está em um estado de equilíbrio estático.
- Empuxo ativo – Quando o maciço de solo exerce esforços sobre a estrutura de contenção.
- Empuxo passivo – Quando a estrutura de contenção se movimenta sobre o solo e este aplica esforços sobre ela.

Existem algumas formas de se determinar o empuxo que o solo exercerá sobre a estrutura, dentre as quais estão o método da teoria de Rankine (1857) e o método de Coulomb (1776). A teoria de Rankine permite o cálculo das tensões ativas e passivas através das

características do solo e do seu peso e pode ser aplicada em qualquer condição de solo, como saturado, estratificado e terrenos com inclinação, porém essa teoria não considera o atrito entre o solo e a obra de contenção o que a torna um pouco distante da realidade, porém, a favor da segurança. O método de Coulomb por sua vez permite o cálculo do empuxo de terra diretamente e sua principal diferença para a teoria de Rankine é que nele é considerado o atrito entre o solo e a estrutura. Segundo Bowles (1988), uma das principais hipóteses é que o maciço de solo deve ser emerso, homogêneo e isotrópico e o único caso em que podemos garantir que o solo terá essas características seria quando selecionássemos o tipo de solo para a situação, ou seja, um aterro. Logo, devido as hipóteses do método de Coulomb, ele se aplica somente para muros de arrimo.

Portanto devido sua alta aplicabilidade a diferentes condições do solo e estruturas de contenção, a única forma de calcular o empuxo de terra apresentada nesse trabalho será a teoria de Rankine.

2.2.1 Teoria de Rankine

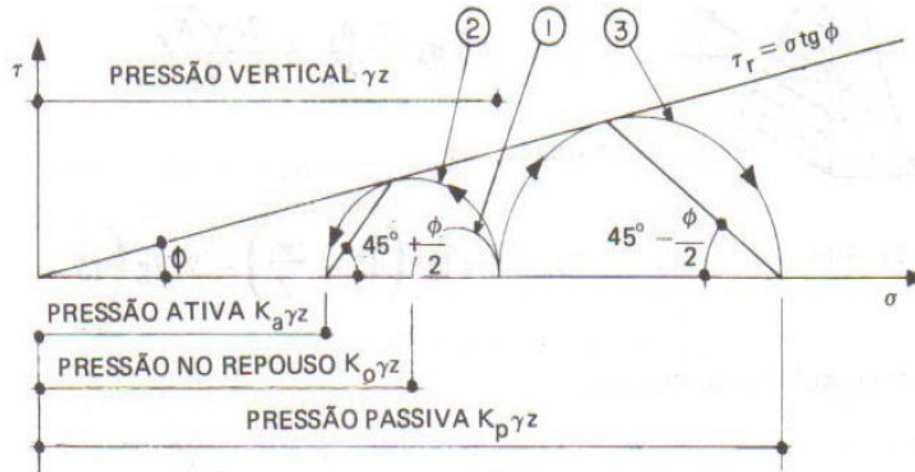
A teoria de Rankine tem como base que o solo está em um estado de equilíbrio plástico e nas seguintes premissas:

- Solo isotrópico;
- Solo homogêneo;
- Ruptura ocorre em todo o maciço simultaneamente;
- Ruptura acontece sob o estado plano de deformação;
- Empuxos de terra atuam em paralelo a superfície do terreno;
- Parede da estrutura em contato direto com o solo e vertical.

Para obter os valores de empuxo ativo e passivo deve-se conhecer os coeficientes de empuxo ativo e passivo respectivamente, que representam a razão entre as tensões efetivas principais maior e menor.

Quando o paramento se desloca para os estados de tensões ativo e passivo, provoca um acréscimo de tensões que pode ser interpretado utilizando o círculo de Mohr e a envoltória de resistência do material que são apresentados na Figura 1, para o caso, sem coesão.

Figura 1 – Estados de tensões ativo e passivo



Fonte: Marangon – UFJF

Observa-se que nos estados ativo e passivo a plastificação do maciço ocorre em planos definidos pelos ângulos com a horizontal de $45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$ e $45^\circ - \frac{\varphi'}{2}$ respectivamente. Os coeficientes de empuxo ativo e passivo podem ser obtidos pelas Equações 1 e 2 apresentadas a seguir:

$$k_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (1)$$

$$k_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (2)$$

Onde:

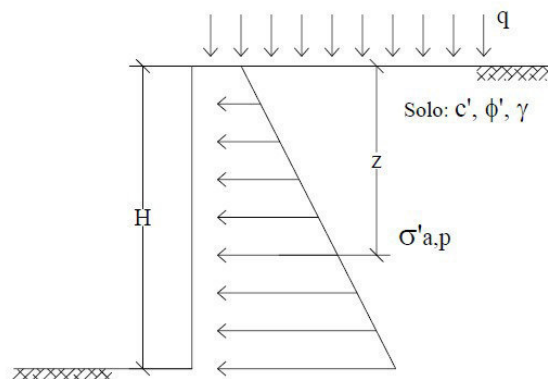
k_a : Coeficiente de empuxo ativo;

k_p : Coeficiente de empuxo passivo;

φ' : Ângulo de atrito efetivo do solo.

Os empuxos ativos e passivos são respectivamente obtidos através do diagrama de tensões horizontais ativos e passivos, em que o diagrama de tensões ativas será apresentado na Figura 2.

Figura 2 – Diagrama de tensões ativas e passivas horizontais



Fonte: Dantas Neto – UFC

A tensão horizontal ativa que atua a uma profundidade z pode ser calculada como:

$$\sigma'_a = (\sigma'_v + q)k_a - 2c'\sqrt{k_a} \quad (3)$$

Onde:

σ'_a : Tensão efetiva horizontal ativa de Rankine em KPa;

σ'_v : Tensão efetiva vertical na profundidade z em KPa;

q : Sobrecarga no terreno em KPa;

γ : Peso específico do solo em KN/m³.

A tensão horizontal passiva que atua a uma profundidade z pode ser calculada como:

$$\sigma'_p = (\sigma'_v + q)k_p + 2c'\sqrt{k_p} \quad (4)$$

Onde:

σ'_p : Tensão efetiva horizontal passiva de Rankine em KPa.

Os empuxos podem ser calculados através dos diagramas de tensões horizontais e atua no centro de gravidade do mesmo, como apresentado na Figura 3. Portanto o cálculo é dado pela resolução da seguinte integral:

$$E = \int_0^h \sigma_H \cdot dh = \int_0^h \sigma_v \cdot K \cdot dh = \int_0^h \gamma \cdot h \cdot K \cdot dh = K\gamma \int_0^h h \cdot dh = K \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot h^2 \quad (5)$$

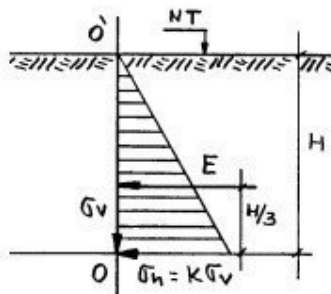
Onde:

σ_H : Tensão horizontal do solo;

σ_V : Tensão vertical do solo;

h: Profundidade da camada.

Figura 3 – Determinação e ponto de aplicação do empuxo



Fonte: Marangon – UFJF

2.3 Requisitos para execução

Para que seja viável a execução de uma obra de contenção, devem ser atendidos alguns requisitos tanto para as fases provisórias quanto para as permanentes do processo executivo. Como normalmente atender integralmente todos os requisitos não é possível, o atendimento deve ser otimizado, minimizando aqueles que não foram contemplados inteiramente (SAES, STUCCHI & MILITTISKY, 1998).

2.3.1 Requisitos funcionais

Os requisitos funcionais se referem as funções da contenção. Elas devem ter capacidade de resistir aos empuxos do maciço garantindo a sua estabilidade local, fazendo a função de paramento, e global, fazendo a função de escoramento.

Porém, para que seja permitida a realização de uma escavação, o requisito de resistir aos empuxos não é o único que deve ser atendido. A estrutura de contenção também deve controlar o fluxo de água pelo auxílio de bombas nas fases provisórias e não permitindo que a água entre no terreno na fase permanente e suportar interferências de esforços que

edificações vizinhas podem vir a provocar no terreno e estruturas que poderão ser apoiadas sobre elas.

2.3.2 Requisitos construtivos

A escavação e o escoramento deve ser posicionado de uma forma que qualquer tipo de interferência com a execução da obra seja minimizada, como por exemplo a ação de edificações próximas e o trânsito de veículos e pedestres.

Como existem uma série de alternativas de contenção que podem ser usadas na maioria dos casos deve ser feita a escolha por aquela mais competitiva, ou seja a que terá a melhor relação entre qualidade/prazo/preço.

2.3.3 Requisitos de segurança

Devem ser tomados todos os cuidados previstos nas normas com esse tipo de obra, pois pelo contrário, a ocorrência de acidentes pode ser favorecida causando estragos materiais e até perdas humanas.

Do ponto de vista das estruturas as seguintes normas devem ser atendidas:

- NBR 8681:2004 – Ações e Segurança nas Estruturas;
- NBR 6118:2007 – Projeto de Estruturas de Concreto;
- NBR 8800:2008 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço;
- NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações.

2.3.4 Requisitos econômicos

Após o atendimento de todos os requisitos anteriores deve-se olhar para o custo generalizado mínimo que leva em conta os materiais, mão de obra, eventuais atrasos de cronograma, desapropriação, de ganhos de prazos através de simplificações construtivas, da eliminação de algumas etapas como a incorporação da parede provisória à definitiva, além dos custos sociais como congestionamentos e transtornos para a população que mora próximo ao local.

É praticamente impossível colocar um custo em cada um desses fatores, mas é interessante que o engenheiro tenha conhecimento de todas as variáveis presentes na hora da tomada de decisão.

2.3.5 Requisitos estéticos

Requisitos que são somente levados em conta nas fases permanentes e irão variar com relação ao acesso que o público terá quando a obra for finalizada. Como estações de metrô subterrâneas que têm um grande acesso e deve ser feito um tratamento estético e galerias que não haverá acesso público o que diminui a preocupação com esses requisitos.

2.4 Estudos preliminares

Para a instalação de uma estrutura de contenção deve-se conhecer o local onde será executada como o tipo de solo, sua composição e demais propriedades. Essas informações são obtidas através do estudo geológico – geotécnico.

O reconhecimento do terreno visa obter informações como:

- Topografia geral do local;
- Mapeamento de todas as estruturas vizinhas, dos danos eventuais aos mesmos e da localização e caracterização de suas fundações;
- Reconhecimento do nível do lençol freático no subsolo;
- Presença de afloramentos rochosos;
- Obtenção de amostras representativas e levantamento fotográfico.

Nem todas essas informações necessitam de testes para serem obtidas, algumas podem ser encontradas em estudos já realizados em regiões semelhantes a de estudo, cartas topográficas geológicas, sísmicas e de solos, fotografias aéreas e entre outras.

A prospecção geotécnica tem o objetivo de elaborar perfis geológicos do terreno onde são encontradas as informações dos materiais presentes no solo, percolação, níveis freáticos, propriedades físicas dentre outras.

O número e o espaçamento das operações de prospecção irão depender do tipo de estrutura que se pretende implantar, das dimensões e das características do terreno.

A profundidade das perfurações deve ser suficiente para sanar dúvidas que surgirão no reconhecimento geotécnico e que possam influenciar significativamente o comportamento da obra.

É através dos ensaios de prospecção que são obtidas informações mais precisas do estado e tipo do terreno o que é de fundamental importância para o dimensionamento e execução corretas.

Para efeitos de execução os ensaios fornecem informações de profundidade e espessura das camadas que compõe o solo, presença de água, os seus níveis e subpressões e propriedades físicas. Com relação ao dimensionamento, a prospecção é usada para a obtenção da granulometria, mineralogia, consistência, limites de plasticidade e liquidez, coesão, ângulo de atrito interno, resistência ao cisalhamento, entre outros.

Existem algumas formas de realizar o ensaio de prospecção, entre elas estão o penetrômetro dinâmico leve (DPL), penetrômetro dinâmico pesado (DPH), sondagem à percussão (SPT), ensaio de cone (CPT), molinete de corte rotativo e pressiômetro. O mais usado é a sondagem a percussão (SPT).

3 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

O desempenho final da contenção depende de alguns fatores que são:

- Sistema de contenção adotado;
- Características do terreno;
- Estados das edificações na vizinhança;
- Condições do lençol freático;
- Espaço disponível no canteiro.

Já que o desempenho de uma contenção é uma junção de fatores diferentes e estes variam de caso a caso, determinar limitações e vantagens de cada sistema de forma genérica se torna uma tarefa bastante difícil (SAES, STUCCHI & MILITTISKY, 1998).

Como mencionado anteriormente, as estruturas de contenção tratadas nesse trabalho serão apenas as cortinas. Serão apresentadas também neste capítulo alguns tipos de escoramentos que são comumente associados a esses métodos.

3.1 Escoramentos

O objetivo dos escoramentos é estabilizar o paramento, que é a parte da estrutura de contenção que está diretamente em contato com o solo a ser contido, e são compostos por bermas, estroncas e tirantes segundo Saes, Stucchi & Milittisky (1998).

3.1.1 Bermas

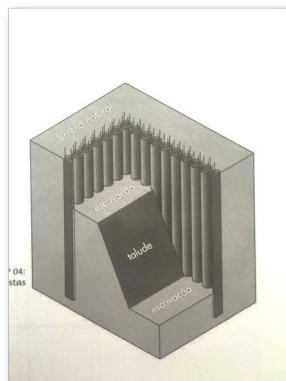
Em contenções de altura inferior a 6 metros e com solos que apresentam características de resistência boas, na maioria das vezes, é o único elemento de escoramento presente. As bermas podem funcionar como um elemento para aliviar os empuxos ativos na cortina através do aumento dos empuxos passivos.

Por ser um elemento que fica exposto, como apresentado na Figura 4, necessita de proteção contra a erosão que pode ser a aplicação de tinta betuminosa ou de chapisco.

As bermas tem a desvantagem de permitir deslocamentos das cortinas, o que pode resultar em recalques indesejáveis na região do seu entorno e em escavações com

profundidade elevada a sua aplicação se torna impraticável por conta do espaço excessivo que seria necessário. Em casos semelhantes a esse, elas podem ser utilizadas como escoramento secundário associado a algum dos outros tipos (SAES, STUCCHI & MILITTISKY, 1998).

Figura 4 – Bermas de equilíbrio



Fonte: Joppert (2007)

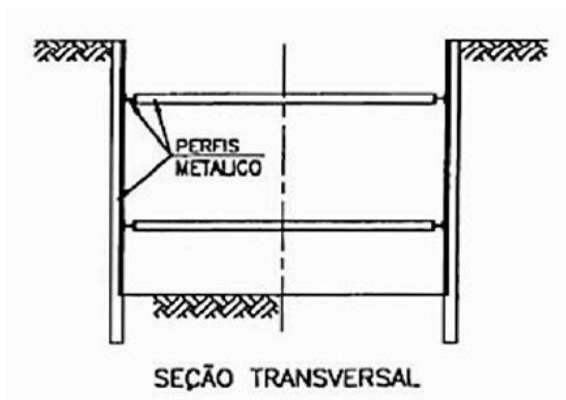
3.1.2 Estroncas ou escoras

As estroncas são estruturas normalmente feitas de metal, Figura 5, mas podem ser usadas também de madeira ou concreto.

As estroncas de madeira são utilizadas em valas de pequena profundidade e pequena largura, como as encontradas em alguns sistemas de águas pluviais, adutoras e esgotos, já as de concreto são bastante usadas como estruturas definitivas compondo a laje de cobertura em obras de canalização de córregos.

As escoras metálicas tem o seu uso reduzido a situações em que os paramentos tem uma distância menor do que 12 metros. Elas podem ser reutilizáveis e não utilizam os espaços adjuntos à contenção. Em situações com distância entre paramentos elevadas, deve-se fazer o uso de estruturas de contraventamento para suportar o peso próprio das estroncas. Uma das desvantagens desse tipo de escoramento é que eles dificultam a realização da escavação na região delimitada pelos paramentos e conseqüentemente com a execução da estrutura final.

Figura 5 – Estroncas metálicas



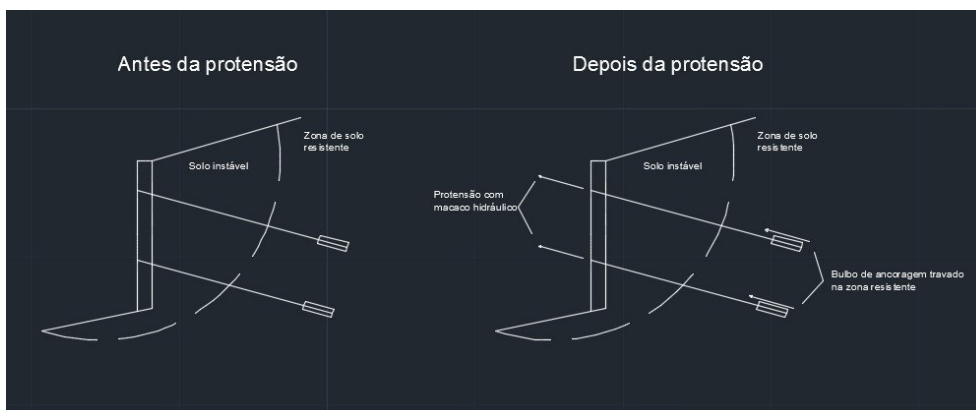
Fonte: RANZINI & NEGRO JR. (1998)

3.1.3 Tirantes

O desenvolvimento das ancoragens teve início no século XX e suas primeiras aplicações no Brasil ocorreram no final do ano 1957 e na Europa no princípio do ano de 1958. Um dos grandes impulsos dessa técnica no território brasileiro foi o início da construção dos metrô nas cidades do Rio de Janeiro e São Paulo na década de 1970.

Joppert (2007) define os tirantes como elementos estruturais projetados para trabalhar aos esforços de tração. Eles são introduzidos no terreno por meio de perfuração e consolidados no interior do solo ou da rocha através de injeções de calda de cimento e posterior protensão. A Figura 6 apresenta como os tirantes funcionam ancorados na zona do solo fora da cunha de ruptura.

Figura 6 – Funcionamento dos tirantes no solo



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

Os tirantes podem ser permanentes ou provisórios sendo que eles são ditos permanentes se o seu tempo de utilização for superior a 2 anos e provisórios se o tempo de utilização for inferior a esse período.

Esses elementos podem ser divididos em tirantes com injeção posterior e tirantes autoinjetáveis:

1) Tirantes com injeção posterior

- Tirantes de barras são produzidos com barras maciças que possuem alta resistência mecânica como característica principal, o que possibilita aos projetistas uma distribuição melhor aumentando assim o espaçamento estrutural.
- Tirantes de fios e cordoalhas são produzidos com fios e cordoalhas montados com espaçadores e tubos manchetes que dependendo da disposição deles gera elementos estruturais com características mais resistentes ou não.

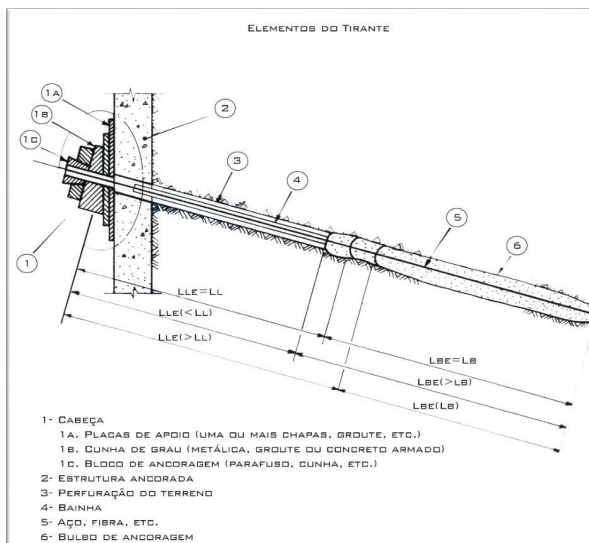
2) Tirantes autoinjetáveis

- São produzidos com tubos sem costura e possuem como característica principal a elevada resistência mecânica atuando de maneira simultânea como elemento de perfuração e armadura estrutural.

3.1.3.1 Componentes do tirante

Os tirantes são compostos por cabeça, trecho ancorado, trecho livre e elementos resistentes a tração como apresentado na Figura 7:

Figura 7 – Elementos do tirante



Fonte: NBR 5629

1) Cabeça

Esse elemento é dividido em placa de apoio, que tem a função de minimizar os esforços de punção fazendo uma distribuição na estruturas as forças provenientes da protensão, cunha de grau, que fornece alinhamento entre o tirante e a cabeça, e o bloco de ancoragem, que tem a função de fixar a cabeça ao tirante.

2) Trecho ancorado

Tem a função de transmitir os esforços normais do trecho livre para o solo. É formado pelo tirante com uma envoltória de calda de cimento com uma proporção de a/c de 0,5 e sob pressão. O número de fases de injeção e o volume de calda de cimento injetada varia de acordo com a experiência do executor ou operador, mas na maioria dos casos são de 1 a 4 fases de injeção com uma quantidade de calda injetada de 20 a 60 litros por fase.

3) Trecho livre

Trecho que liga o bulbo de ancoragem à cabeça do tirante

4) Elementos resistentes a tração

São os responsáveis por se contrapor e transferir os esforços de tração e podem ser barras de aço rosqueadas ou nervuradas, fios de aço, elementos sintéticos fabricados para resistir a tração.

3.1.3.2 Tirantes com injeção posterior – Metodologia executiva

Segundo Joppert (2007), a metodologia executiva dos tirantes de injeção posterior, Figura 8, são divididas em 6 etapas que serão apresentadas a seguir:

1ª etapa: Montagem

Montagem é feita baseada em todas as especificações exigidas em projeto para a estrutura, trecho livre e ancorado e proteção a corrosão.

2ª etapa: Perfuração

O diâmetro e comprimento do furo é definido pelo projetista e a perfuração pode ocorrer de maneira manual ou mecânica, podendo ter ou não o auxílio de água, lama bentonítica ou ar comprimido. Isso depende das condições do terreno de resistência ao corte e da estabilidade da perfuração.

3ª etapa: Introdução do tirante e preenchimento da perfuração

O tirante é inserido e a perfuração é preenchida com calda de cimento com um fator a/c entre 0,5 e 0,55. Dependendo das características locais esse preenchimento pode ser necessário antes da introdução dos tirantes.

4ª etapa: Injeção da calda de cimento

A calda de cimento é aplicada ao solo através de bomba de injeção que conduz a calda por dentro de uma mangueira com um bico de injeção com perfurações laterais (obturador), devidamente posicionados em cada válvula manchete.

5ª etapa: Protensão

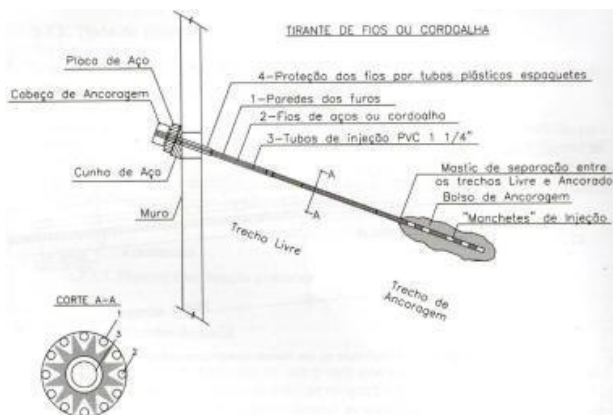
Caso seja utilizado cimento comum, a protensão deve ser realizada sete dias após a injeção, mas caso seja usado cimento de alta resistência inicial, esse período de espera é reduzido para 4 dias.

O ensaio de protensão é realizado como previsto na norma NBR – 5629 com sua ancoragem realizada em placas de aço inclinadas em relação a vertical.

6ª etapa: Preparo da cabeça de proteção

Essa etapa é realizada somente em tirantes definitivos. O preparo é feito com a introdução de dois tubos de injeção na cabeça do tirante. Depois de terminada a concretagem, aplicasse calda de cimento através de um dos tubos até que ela extravase pelo outro, eliminando possíveis vazios que possam ter ocorrido durante a concretagem.

Figura 8 – Tirantes de fios ou cordoalha



Fonte: Joppert (2007)

3.1.3.3 Tirantes autoinjetáveis – Metodologia executiva

Segundo Joppert (2007), a metodologia executiva dos tirantes autoinjetáveis, Figura 9, são divididas em 4 etapas que serão apresentadas a seguir:

1ª etapa: Montagem

A sua montagem é de elevada rapidez e feita na própria obra, já que a barra, luvas, tricônes e demais peças são fornecidos pela fábrica.

O primeiro passo da montagem é o recobrimento das barras com tinta especial anticorrosiva e colocação do tricône na extremidade da primeira barra a ser introduzida no maciço. As demais barras são introduzidas posteriormente e são ligadas a primeira e entre si por luvas de união e anéis de vedação. É aconselhável que as barras que compõe o trecho livre recebam acabamento com graxa grafitada.

2ª etapa: Perfuração com injeção simultânea

Uma perfuratriz rotativa ou rotopercussiva é utilizada para auxiliar a introdução do tirante no terreno. Ao mesmo tempo que ocorre a perfuração é feita a injeção de fluido aquoso sob alta pressão que penetra no interior do tirante através da extremidade externa do tubo e corre até o tricone, de onde sai por pequenos orifícios existentes.

O fluido pode ser apenas água ou uma calda com pouco cimento no trecho livre, mas, no trecho ancorado, o fluido deve apresentar necessariamente um fator a/c de 0,5 e sua injeção deve ser realizada com pressão mínima de 25 kg/cm².

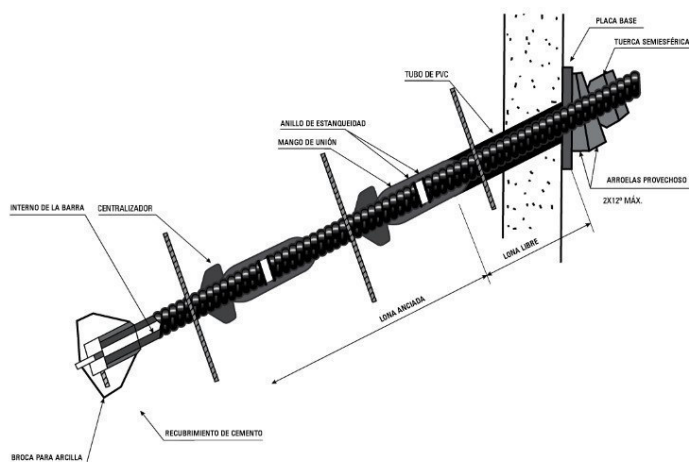
3ª etapa: Protensão

O tempo de espera para que a protensão possa ser realizada é igual ao dos tirantes com injeção posterior. A protensão é realizada com a ajuda de macaco hidráulico, instalação de placa de grau e porcas para a ancoragem.

4ª etapa: Cabeça de proteção

Esse preparo é feito somente para tirantes definitivos e ocorre da mesma forma que os tirantes de injeção posterior

Figura 9 – Tirante autoinjetável



Fonte: Joppert (2007)

3.1.3.4 Tratamento contra corrosão

Como esses elementos são previstos para serem introduzidos em meios com relativa agressividade, devem ser tomadas algumas precauções antes da sua colocação no terreno como previsto na NBR 5629/1996.

Os elementos que irão fornecer proteção devem cumprir alguns requisitos como:

- Apresentar vida útil igual à do tirante;
- Não reagir quimicamente com o meio inserido;
- Não deve limitar o movimento do trecho livre;
- Deve ser composto por materiais que apresentem deformações semelhantes às dos tirantes;
- Não deve apresentar envelhecimento ou fissuras sob tensão;
- Deve resistir às operações de montagem, transporte, instalação e protensão.

Primeiramente deve ser feita a limpeza das peças do tirante através de processos mecânicos ou químicos, onde deve ser removida toda a ferrugem presente nelas.

Depois que a ferrugem é removida, as peças recebem uma pintura anticorrosiva a base de resina. Serão aplicadas pelo menos duas demãos de tinta sem que fiquem imperfeições e deve-se aguardar que a pintura das peças sequem por no mínimo três dias.

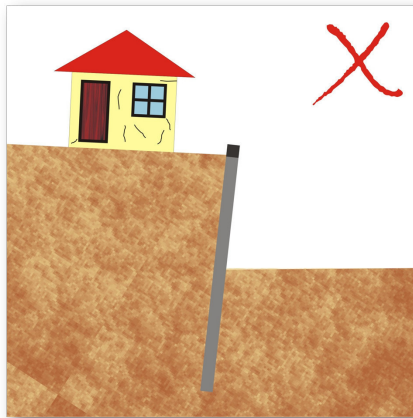
3.1.3.5 Considerações finais e aspectos legais dos tirantes

O uso de tirantes aumenta de forma considerável a profundidade da escavação que pode ser executada devido à maior estabilidade conferida ao solo nas vizinhanças do terreno. O Apêndice A apresenta uma tabela que conta com informações sobre as contenções de 10 empreendimentos que fizeram uso ou não dos tirantes e, nas obras analisadas, a altura em balanço, que neste trabalho foi definida como o comprimento da cortina entre o seu topo e a sua parte que está no interior do solo, foi inferior à 4,00 metros para as obras que não usaram tirantes.

Em alguns casos, os tirantes são o único sistema de escoramento executável e, como não ocupam espaço no interior da escavação, torna o erguimento da estrutura definitiva mais fácil. Porém o seu uso já foi muito contestado principalmente pela população que habita em torno a obras em que ele é utilizado. De acordo com os vizinhos, os tirantes causariam impactos indesejáveis em suas moradias como fissuras e recalques no solo. No entanto é de

conhecimento técnico que os tirantes ajudam a minimizar os recalques às estruturas vizinhas como pode ser visto na Figura 10. Essas reclamações poderiam causar processos judiciais e embargos à obra antes do ano de 2006, tendo em vista que até esse ano era necessária a autorização do proprietário do terreno vizinho para a execução dos tirantes.

Figura 10 – Cortina sem a ancoragem com tirantes



Fonte: Slides Tecnord (2016)

Tendo em vista esse cenário, algumas entidades representativas da construção civil juntamente com a ABNT e órgãos da prefeitura de São Paulo reuniram-se em 2006 para rever alguns aspectos referentes a utilização dos tirantes. Uma das principais mudanças previstas foi a alteração na NBR 5629/1996 no que diz respeito a interferência a terceiros. Na versão anterior era necessário obter a permissão para a perfuração de terrenos vizinhos e, a partir dessa alteração, deve ser feita apenas a comunicação de que os tirantes serão executados além de um levantamento prévio do cadastro de interferências que deve ser encaminhado para o projetista para que seja prevista as distâncias mínimas entre as interferências e as perfurações para a colocação dos tirantes.

Portanto, atualmente não cabe mais aos vizinhos autuações ou embargos da obra por utilização de tirantes com base no Código de Obras e Edificações pela resolução Nº 101 de 21 de abril de 2006 da Comissão de Edificações e Uso do Solo (CEUSO). Porém se houver danos provocados nos imóveis na periferia da construção que tenham sido causados pela introdução dos tirantes, cabe à construtora arcar com essas despesas. São Paulo é o único estado brasileiro que apresenta legislação a respeito do uso de tirantes, sendo esta usada pelos demais estados quando realizado esse tipo de estrutura.

3.2 Paramentos

Como definido anteriormente, paramento ou cortina é a parte da estrutura de contenção que está diretamente em contato com o solo a ser contido. Normalmente é uma estrutura vertical e pode ser composta por materiais como madeira, aço, concreto e ainda combinação entre esses três. Nesse trabalho serão apresentadas algumas das estruturas que estão mais presentes em obras de contenção de solos no Brasil que são as cortinas de estacas broca, estacas raiz, estacas secantes, estacas tangentes, perfis pranchados, estacas prancha e paredes diafragma.

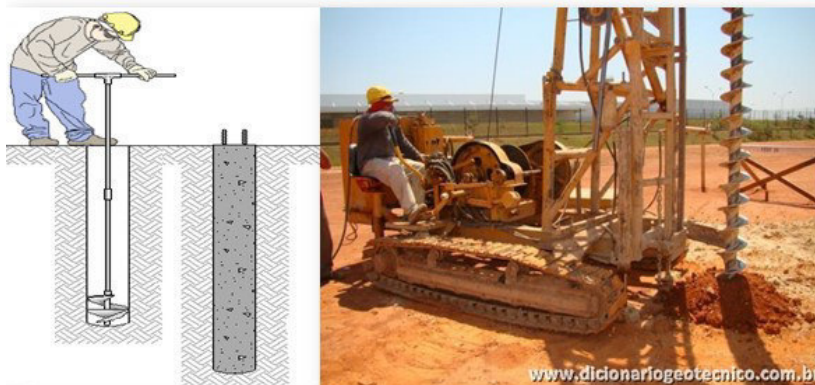
3.2.1 Cortinas de estacas escavadas ou “brocas”

As cortinas de estacas escavadas ou brocas foram se tornando bastante populares ao longo dos anos já que são de execução simples e rápidas, sendo usadas em praticamente todas as obras que apresentam um subsolo e possuem as características para que ela seja usada.

3.2.1.1 Equipamentos

Por ser bastante simples o único equipamento necessário para a execução das perfurações é o trado, que pode ser manual ou mecânico, apresentado na Figura 11.

Figura 11 – Trado manual e mecânico



Fonte: Slides Tecnord (2016)

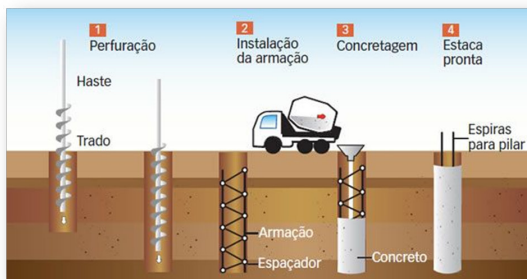
3.2.1.2 Metodologia executiva

As etapas de execução das estacas escavadas são apresentadas na Figura 12. O primeiro passo para a sua execução é a preparação do terreno com seu nivelamento. O trado, manual ou mecânico, é posicionado sobre o piquete de locação e a partir daí inicia-se a perfuração que é realizada até certa profundidade, depois de atingir determinada profundidade o trado é retirado com o material que foi escavado. Essa operação deve ser repetida até que a cota da escavação seja a prevista no projeto.

Após a cota final ser alcançada e confirmada a característica do solo através de comparação com a sondagem mais próxima, é feita a colocação de armadura e depois a concretagem dessa estaca.

As estacas broca geralmente têm um diâmetro de 30 centímetros e estão colocadas a cada 35 centímetros na periferia do terreno. Esse procedimento é realizado até que toda a cortina tenha sido completamente executada.

Figura 12 – Execução de estacas broca



Fonte: www.construcaomercado.pini.com.br (2013)

3.2.1.3 Vantagens e desvantagens

a) Vantagens

As principais vantagens desse método são o seu baixo custo, já que o único equipamento necessário para a sua execução é o trado, o seu baixo custo, o preço do metro de estaca é aproximadamente R\$ 30,00 (informação verbal)¹, apresenta uma boa produtividade

¹Informação fornecida pelo Eng. Alan Kélcio Figueiredo Scipião, sócio-gerente da empresa TECNORD – Tecnologia de Solos e Fundações em entrevista feita pelo autor no dia 15 de Setembro de 2016.

apesar de ser um método mecânico e a ausência de vibração, que pode ser prejudicial a edificações vizinhas, já que a sua cravação é feito por rotação.

b) Desvantagens

Algumas das desvantagens desse sistema é o possível desaprumo nas escavações devido a falhas humanas e a impossibilidade de serem executadas estacas broca quando se existe lençol freático no terreno segundo o Anexo E da NBR 6122 que afirma que a profundidade da estaca é limitada ao nível do lençol freático.

3.2.1.4 Campo de aplicação e considerações

De uma maneira geral, a preferência dos construtores é a utilização da estaca escavada por questões financeiras, porém ela possui algumas limitações. Entre elas está que a estaca broca apresenta qualidade aceitável em escavações de até 8 metros, o que pode corresponder a dois pavimentos de subsolo. A partir dessa profundidade, a sua execução se torna mais difícil e sua qualidade já se torna questionável por conta de aumentar a tendência ao desaprumo e também aumentar a chance de ocorrer desagregamento do solo dentro da perfuração o que prejudica o processo de concretagem provocando falhas na estaca. Outra limitação é que ela não pode ser usada quando existe a presença de nível freático no terreno que será escavado (informação verbal)².

Se os requisitos apresentados anteriormente foram atendidos, pode ser executada a estaca broca.

3.2.2 Cortinas de estacas raiz

A estaca raiz é uma alternativa de estaca argamassada “in loco” e que apresenta grande tensão de trabalho do fuste. Possuem uma seção transversal que varia entre 10 cm e 50 cm e, por apresentar reduzido diâmetro, tem pouca capacidade de resistir a momentos fletores, sendo necessário mais pontos de escoramentos caso essa solução seja utilizada.

²Informação fornecida pelo Eng. Alan Kélcio Figueiredo Scipião, sócio-gerente da empresa TECNORD – Tecnologia de Solos e Fundações em entrevista feita pelo autor no dia 15 de Setembro de 2016.

3.2.2.1 Equipamentos

Os equipamentos utilizados para a implantação das estacas raiz são de pequeno e médio porte e por esse motivo podem ser executadas em locais que o acesso é difícil. São usadas perfuratrizes, como apresentado na Figura 13, que podem ser hidráulicas, mecânicas ou pneumáticas e elementos de aço rosqueáveis em formato de tubo que são acoplados na perfuratriz e que apresentam em sua extremidade uma coroa especial com alto poder cortante.

Figura 13 – Perfuratriz e elementos tubulares



Fonte: www.construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao (2015)

3.2.2.2 Metodologia executiva

a) Perfuração do terreno

A perfuração com o auxílio da perfuratriz deve ser realizada em terreno nivelado e deve ser feita a conferência da verticalidade e do ângulo de inclinação do tubo de perfuração em relação a estaca locada. A medida que a escavação ocorre e o material vai sendo retirado deve-se conferir se o tipo de solo é o mesmo obtido nas sondagens. A perfuração ocorre por meio de rotação ou roto-percussão com o emprego de fluido de circulação formado por água ou lama bentonítica, em situações especiais, com introdução dos tubos de aço a medida que a escavação avança, os vários elementos do tubo são unidos por meio de juntas rosqueadas. A perfuração é feita até a cota prevista no projeto ser atingida.

b) Colocação da armadura

Depois de a perfuração ter sido realizada, deve seguir com a colocação da armadura que deve estar em conformidade com o projeto estrutural. Se, durante a perfuração, tiver sido empregado o uso de lama bentonítica deve ser feita primeiramente uma lavagem com água do furo para que toda a lama seja retirada. Após esses procedimentos é feita a colocação da armadura no interior do tubo de perfuração, tomando-se cuidado para manter a armadura centralizada e com o cobrimento previsto no projeto através de espaçadores.

c) Execução da concretagem do fuste

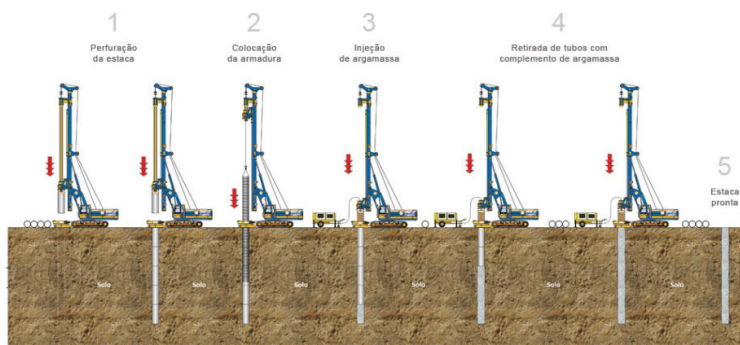
A concretagem é feita através de um tubo colocado até o fundo da perfuração e acontece de baixo para cima e expulsa a água usada na limpeza para fora. Durante a execução, o furo deve estar completamente revestido com o tubo de perfuração para garantir a continuidade do fuste da estaca.

Depois que o tubo de perfuração estiver completamente preenchido, deve-se tamponar a sua extremidade superior e imprimir uma pressão de no mínimo 4 Kgf/cm² com ar comprimido. Essa aplicação de pressão tem por objetivo ocasionar a penetração da argamassa no solo elevando o atrito lateral e assegurando a continuidade do fuste.

Por fim, é feita a retirada dos tubos de perfuração com o auxílio de macaco hidráulico. A medida que cada tubo é sacado, o nível de argamassa no interior do tubo é completado e aplicado novamente a pressão. Esse procedimento é realizado até que todas as peças do tubo tenham sido retiradas.

A metodologia executiva das estacas raiz é apresentada de forma esquemática na Figura 14.

Figura 14 – Execução de estaca raiz



Fonte: www.geofix.com.br/servico-estaca-raiz.php (2016)

3.2.2.3 *Vantagens e desvantagens*

a) *Vantagens*

As principais vantagens da solução com estaca raiz são que podem ser usadas em canteiros de difícil acesso, em terrenos de perfil geológico com a presença de matacões, rochas e até concreto e não apresenta vibrações e a descompressão do terreno é mínima.

b) *Desvantagens*

Algumas das desvantagens dessa solução é o seu elevado custo por metro executado que varia entre R\$120,00 e R\$130,00 (informação verbal)³. É uma solução mais lenta, com muita sujeira residual e, como apresentado anteriormente, tem pouca capacidade de resistir a momentos fletores devido ao seu pequeno diâmetro o que faz com que seja necessário o emprego de mais pontos de ancoragem. Uma reclamação constante no meio técnico é que essa alternativa provoca muita sujeira residual durante a sua execução.

3.2.2.4 *Campo de aplicação e considerações*

De uma maneira geral, o uso de estacas raiz é limitado a situações em que as outras soluções tem uso inviável seja por seu equipamento de execução ser inacessível ao local, seja por o local da obra apresentar um subsolo com veios rochosos ou matacões.

3.2.3 *Cortinas de estacas secantes*

As cortinas de estacas secantes consistem em executar estacas que possuam espaçamento entre o seus eixos menor que o seu diâmetro que geralmente é de 42 cm com espaçamento de 35 cm, o que faz com que uma estaca seja interceptada pelas suas vizinhas.

Essa solução é concorrente direta da parede diafragma com lama bentonítica pela sua versatilidade em comparação as técnicas tradicionais, já que não necessita do uso da lama bentonítica, seus equipamentos são mais compactos e consegue penetrar em terrenos com

³Informação fornecida pelo Eng. Alan Kélcio Figueiredo Scipião, sócio-gerente da empresa TECNORD – Tecnologia de Solos e Fundações em entrevista feita pelo autor no dia 15 de Setembro de 2016.

elevada resistência como a argila dura e rocha tipo gnaiss A4 (JOPPERT, 2007). Algumas das maiores diferenças entre esse processo e a parede diafragma tradicional é a possibilidade de se executar escavações menores e executar uma concretagem de forma mais rápida e limpa.

A origem do método ocorreu com uma adaptação do equipamento para cravação de estacas de hélice contínua para a execução de cortinas de contenção. É uma técnica relativamente nova no Brasil, aproximadamente 10 anos.

3.2.3.1 Equipamentos

O equipamento, como colocado anteriormente, é derivado do equipamento de realização de fundações em estacas hélice contínua, com a presença de um “cabeçote duplo” na torre de perfuração, esse é o elemento chave de funcionamento do equipamento que é apresentado na Figura 15. Um dos cabeçotes é responsável por rotacionar o tubo no sentido horário e o outro de rotacionar a hélice no sentido contrário. A função do tubo é de cortar tanto o terreno quanto as estacas já executadas e a função do trado é de transportar o material proveniente da escavação para uma abertura no topo do equipamento.

Figura 15 – Perfuratriz com cabeçote duplo



Fonte: www.tecnord.com.br (2016)

3.2.3.2 Metodologia executiva

a) Execução de mureta-guia

É a primeira etapa na execução dessa solução. Consiste na construção de uma mureta com concreto não armado em que a parte central deve ser preenchida por uma forma de polietileno com o mesmo diâmetro das estacas e nas suas devidas posições, mostrado na Figura 16 a seguir.

Figura 16 – Mureta guia



Fonte: Slides Tecnord (2016)

b) Posicionamento da torre e tubo de perfuração

Em complemento ao controle computadorizado realizado dentro da cabine de operação, deve haver uma equipe no canteiro para aferir corretamente a inclinação do tubo de perfuração. Essa equipe também ajuda o operador do equipamento a fazer a locação nos pontos exatos de perfuração. A máquina possui pantógrafo que propicia um ajuste preciso do local sem o deslocamento da esteira.

c) Perfuração da estaca

Após a correta locação do equipamento, inicia-se a perfuração que ocorre de maneira contínua, não havendo a necessidade de interromper o processo para que aconteça a retirada de material. Como mencionado anteriormente, o material escavado é transportado através do trado para a parte superior da máquina.

d) Preenchimento com concreto

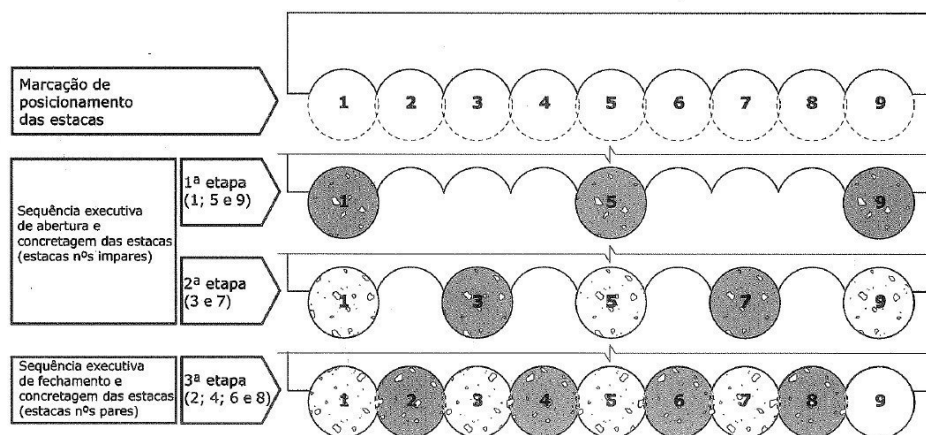
A concretagem ocorre através de uma tubulação de diâmetro de 4" no centro da hélice. Para que sejam garantidas as condições de recorte e inserção da armadura, são utilizados aditivos específicos para o concreto das estacas secantes e deve possuir um *Slump* de 28 cm e fck maior que 20MPa.

e) Colocação da armadura

Como o principal esforço atuante nas estacas será o de flexão, é fundamental que estacas alternadas possuam armação em seu comprimento completo, armação essa que pode ser tanto de perfis metálicos quanto do tipo gaiolas e que serão introduzidas após a concretagem das estacas. Para a colocação dessas armaduras, geralmente são usadas escavadeiras e, por esse motivo, elas também devem estar dimensionadas para este esforço.

A seguir serão apresentadas a sequencia da ordem de execução das estacas e do processo executivo das cortinas de estacas secantes nas Figuras 17 e 18, respectivamente.

Figura 17 – Detalhe de sequência executiva da estaca secante



Fonte: Manual de Execução de Fundações e Geotecnia – Práticas Recomendadas (2012)

Figura 18 – Execução da estaca secante



Fonte: www.infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas (2013)

3.2.3.3 Vantagens e desvantagens

a) Vantagens

A metodologia de execução garante vantagens significativas a essa solução. A possibilidade de trabalhar tangencialmente aos muros de divisa o que fornece um maior aproveitamento do subsolo. Garante a perfuração além do nível freático sem que seja necessária a utilização de lama bentonítica para garantir a estabilidade da escavação, a estaca é escavada já com acabamento perfeito já que o tubo de perfuração funciona como uma fôrma durante a concretagem, permite a perfuração em materiais mais rígidos, a impermeabilidade e a garantia de se perfurar estacas de até 17 metros com uma verticalidade assegurada.

b) Desvantagens

Durante a execução de estacas secantes, quanto mais profunda for a cota a ser atingida, mais difícil se torna a utilização dessa solução porque uma pequena inclinação para fora do prumo irá provocar desalinhamentos consideráveis na estaca o que prejudicará a o

comportamento da cortina como um todo. A outra desvantagem é a colocação da armadura após a concretagem o que pode dificultar esse processo.

3.2.3.4 Campo de aplicação e considerações

A cortina de estacas secantes é recomendado especialmente para solos arenosos e com a presença de lençol freático, visto que as estacas constituem uma estrutura rígida com uma resistência aos esforços horizontais causados tanto pelo maciço contido quanto pela água presente nele, tornando o local impermeável. Por conseguir executar bem estacas de até 17 metros, o que equivale a uma edificação com quatro subsolos e que constitui cerca de 90% da demanda no Brasil, é uma solução bastante competitiva.

3.2.4 Cortinas de estacas prancha

Apareceram em obras no início do século XX com o desenvolvimento do procedimento de laminação e foi empregado pela primeira vez em 1908 no porto *Black Rock* nos EUA. A tecnologia empregada nesse processo vem sofrendo aprimoramentos nos últimos 100 anos e ainda continua muito utilizada.

Os perfis podem ser de madeira, concreto armado, metálicos, apresentados na Figura 19, e recentemente tem sido usado vinil, porém os mais utilizados são os perfis metálicos. Por apresentarem pouca rigidez no plano de cravação se tornam uma solução de alta competitividade. As estacas possuem um sistema de intertravamento do tipo macho-fêmea o que forma uma cortina estanque que impede a entrada de água e solo para o interior do canteiro. Os perfis podem ser laminados a quente, com qualidade superior, ou laminados a frio, qualidade inferior.

O perfil deve possuir uma ficha mínima para evitar o tombamento da estrutura e dependendo do tamanho dessa ficha, das características do subsolo e devido ao sistema de superposição das estacas prancha pode até ser dispensável o uso de rebaixamento do nível freático em algumas situações.

Figura 19 – Perfis metálicos, madeira e concreto respectivamente



Fonte: Apostila Estruturas de Contenção – IFRN

3.2.4.1 Equipamentos

Os perfis podem ser cravados com equipamentos de percussão quando o solo em questão é coesivo, equipamentos de vibração quando se trata de alguns solos compostos tanto por solos coesivos quanto solos granulares. No entanto, o uso desses equipamentos provoca muitos ruídos e vibrações o que pode prejudicar construções vizinhas. Portanto, para evitar esse tipo de problema, a cravação pode ser feita através de prensagem com o uso de macacos hidráulicos.

Os únicos equipamentos fundamentais são dos de cravação que estão indicados na Figura 20 e podem ser martelo de impacto, martelo a diesel, martelo hidráulico de duplo impacto, martelo de vapor, martelo vibratório e prensa hidráulica. Para evitar possíveis danos provocados pelo processo de cravação na parte superior das estacas, são usados capacetes de proteção que tem a função de distribuir as cargas aplicadas durante esse procedimento.

Figura 20 – Martelo Hidráulico, Martelo a Diesel, Martelo Vibratório e Prensa Hidráulica respectivamente



Fonte: Couto (2014)

Os perfis que compõe as cortinas também podem ser de diferentes tipos o que possibilita obter características e geometria diferentes para serem aplicadas em diferentes situações.

Perfil AU:

Esse tipo de perfil combina economia na quantidade de aço e facilidade de instalação. Possui largura útil da ordem de 750 mm e, devido a essa elevada largura útil, necessita de um número menor de conectores por metro linear o que proporciona redução no consumo de aço e na permeabilidade da cortina.

Figura 21 – Perfil AU



Fonte: Couto (2014)

Perfil AZ:

A sua característica principal é que os componentes de intertravamento sofreram uma mudança de posição o que favorece o aumento da sua capacidade de carga já que a tensão máxima não passa por esses componentes o que favorece o seu uso em solos de baixa resistência e/ou obras sujeita a altas pressões.

Figura 22 – Perfil AZ

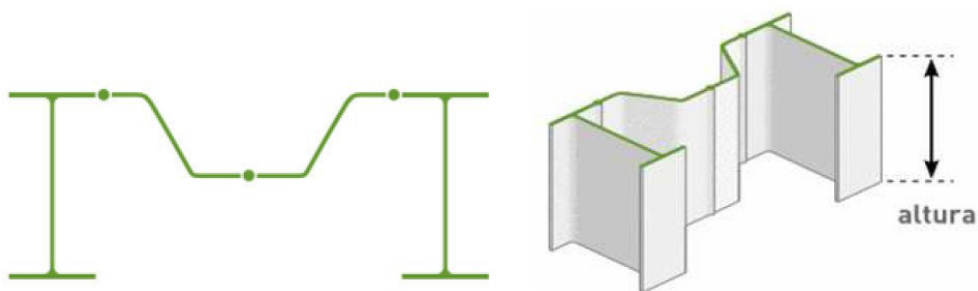


Fonte: Couto (2014)

Perfil HZ/AZ:

A combinação desses dois tipos de perfis possibilita atingir maiores profundidades de cravação.

Figura 23 – Perfil HZ/AZ



Fonte: Couto (2014)

3.2.4.2 Metodologia executiva

Para que seja escolhido o tipo de equipamento de cravação, a força com que ela deve ser feita e o perfil da estaca é necessário conhecer fatores como a estratigrafia do terreno, densidade, porosidade, coesão das diferentes camadas de solo, presença ou não de lençol freático no terreno entre outros.

Depois de o tipo de equipamento de cravação e tipo de perfil ser escolhido, é feita a introdução da estaca no terreno, como exposto na Figura 24, em duas etapas que são apresentadas a seguir:

1º etapa: Colocação do primeiro perfil

Essa pode ser considerada como a fase mais importante do processo de cravação porque, a partir de uma colocação precisa, pode-se assegurar que as demais estarão com alinhamento e verticalidade corretas.

É usado um sistema de vigas guia que são constituídos por dois perfis metálicos colocados juntamente ao solo para garantir que não haja movimentos laterais. O comprimento das vigas deve ser o suficiente para pelo menos 1,5 metros de estacas já cravadas mais seis pares de estacas. O espaçamento viga-estaca é feito com o auxílio de espaçadores.

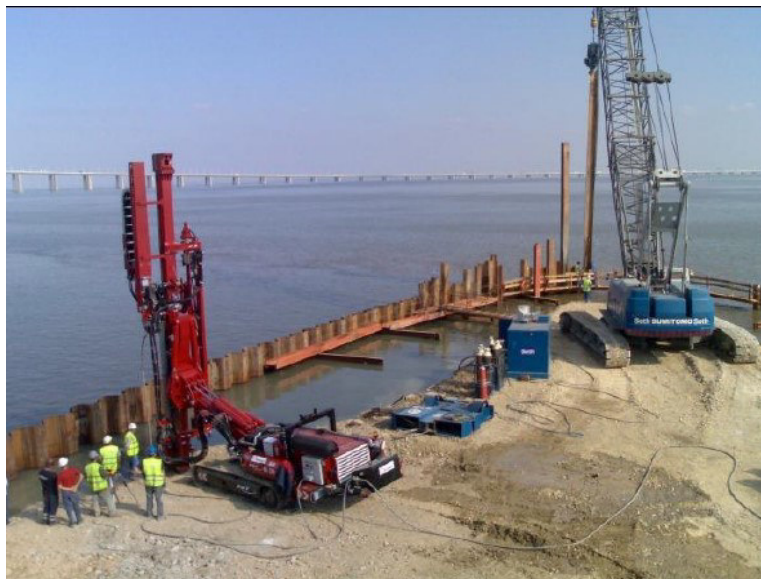
2º etapa: Colocação dos demais perfis

O restante dos perfis pode ser cravado por meio de três formas distintas que são: cravação estaca à estaca, cravação por painéis e a cravação alternada.

A cravação estaca à estaca é feita introduzindo o perfil até a profundidade final de uma única vez e é empregada em solos mais soltos e com comprimento de cravação reduzidos

para evitar desvios. A cravação por painéis reduz os erros de verticalidade e alinhamento, o que minimiza a dificuldade de cravação porque os perfis não necessitam de ser colocados até a profundidade limite para que a colocação dos outros continue já que é realizada por painéis. E, por último, a cravação alternada é utilizada em solos com cravação difícil, reduzindo assim as condições adversas.

Figura 24 – Cravação de estaca prancha



Fonte: Slides Instituto Superior Técnico

3.2.4.3 *Vantagens e desvantagens*

a) *Vantagens*

As estacas prancha possuem uma série de vantagens como redução do prazo de execução já que são pré-fabricadas e de rápida cravação, cerca de 10 a 15 minutos por estaca. Possuem diferentes tipos de seções como apresentado anteriormente o que as torna aplicáveis em tipos de projeto diferentes. Possui uma boa adequação à canteiros reduzidos já que necessita de pouco espaço para armazenamento das estacas e possui facilidade de cravação próxima a periferia do terreno, também apresenta facilidade de execução em regiões que possuem lençol freático ou em regiões marítimas. Permite que sejam atingidas grandes profundidades e, devido ao seu encaixe tipo macho-fêmea, formam um paramento de elevada estanqueidade. Causam baixo impacto ambiental devido a não necessitar a retirada do solo para que ela seja executada. As estacas podem ser removidas do terreno depois que o processo

for terminado, se forem obras provisórias, fazendo uso dos equipamentos utilizados no processo de cravação, exceto quando ela é feita através da percussão.

b) Desvantagens

As principais desvantagens são que devido serem feitas por encomenda necessitam de tempo para chegar ao local da obra o que, dependendo do local, pode causar atrasos de cronograma e, quando as estacas possuem grandes dimensões, torna o transporte bastante difícil. Os equipamentos necessários para a cravação possuem pesos elevados e portanto é importante que se tenha o cuidado de verificar se o solo sob o maquinário possui capacidade de suporta-los. Os equipamentos provocam ruídos e vibrações nas regiões vizinhas o que pode gerar complicações caso existam edificações próximas. As estacas estão propensas a sair do prumo e por esse motivo ele deve ser constantemente verificado. As cabeças das estacas podem ser danificadas durante o processo de cravação. Possuem impossibilidade de cravação quando o terreno apresenta matacões ou solos residuais com alta presença de rocha.

3.2.4.4 Campo de aplicação e considerações

A cortina de estacas prancha é uma solução mais cara que as estacas convencionais e é recomendada para obras especiais, como a do Acquário do Ceará em que foi utilizada como alternativa de contenção. Pode ser usada em terrenos tanto com lençol freático quanto submersos, mas não pode ser usada se o solo apresenta elevada quantidade de rochas no seu interior ou existirem matacões.

3.2.5 Cortina com perfis pranchados

As cortinas com perfis pranchados, Figura 25, são usadas em solos que tem a capacidade de permanecerem estáveis até que o pranchamento seja executado. Ele consiste em cravar perfis, com espaçamento definido em projeto, na periferia do terreno e, à medida que a escavação vai sendo realizada, vão sendo introduzidas as pranchas entre os perfis.

As pranchas podem ser de madeira, concreto ou placas metálicas que tem a função de impedir a entrada do solo na área do canteiro. Os perfis metálicos também são usados com o objetivo de resistir as cargas verticais da contenção das vigas e lajes e também as provenientes da estrutura definitiva.

Figura 25 – Cortina com perfis pranchados



Fonte: Slides Tecnord

3.2.5.1 Equipamentos

O único equipamento necessário é o de cravação que é o bate estacas mostrado na Figura 26 a seguir:

Figura 26 – Bate estacas



Fonte: www.sete.eng.br

3.2.5.2 Metodologia executiva

Para a execução dos perfis de pranchada, o terreno deve estar primeiramente regularizado para receber os equipamentos.

Os perfis metálicos estruturais são colocados através da utilização do bate-estacas, como pode ser visto na Figura 27, que apresentam espaçamento variável entre eles dependendo da necessidade da obra. A altura da torre do bate estacas deve ser compatível com o comprimento do perfil e o martelo deve possuir um peso compatível ao peso da estaca, esse deve ser de no mínimo 50% do peso da estaca e sempre acima de 1,0 tonelada. Deve ser verificada o prumo durante todo o processo de cravação para que não ocorram problemas posteriores para a cortina. Em algumas situações, devem ser feitos pré-furos antes da cravação dos perfis para reduzir as vibrações e também para garantir que camadas de solo com maior resistência sejam alcançadas.

Figura 27 – Processo de cravação dos perfis



Fonte: www.sete.eng.br

Após a cravação dos perfis, é feita a escavação com o auxílio de escavadeiras e, próximo as divisas do terreno, é realizada de forma manual. A medida que ocorre a escavação é feito o pranchamento com peças de madeira, concreto ou chapas metálicas com a dimensão correspondente ao espaçamento dos perfis metálicos. A escavação deve ser realizada até a profundidade definida em projeto e de uma forma que a estanqueidade do paramento seja garantida. Com a utilização de chapas metálicas, a estanqueidade é garantida através da

soldagem das placas entre si e entre elas e os perfis. Já com as pranchas de madeira e de concreto, como não são usadas soldas, a estanqueidade é garantida através da colocação delas o mais rente possível uma com as outras.

3.2.5.3 Vantagens e desvantagens

a) Vantagens

As principais vantagens desse tipo de contenção é que as escavações podem ocorrer próximo à divisa do terreno o que aumenta o espaço utilizável do canteiro. Os perfis podem funcionar como fundações resistindo as cargas verticais aplicadas pelas lajes periféricas. Pode ser utilizado qualquer tipo de escoramento juntamente a essa solução e necessitam de um pequeno espaço para serem implantadas, cerca de 20 a 40 centímetros. Apresentam elevada economia para escavações até 6 metros com incorporação dos perfis a estrutura definitiva.

b) Desvantagens

A cravação dos perfis com o uso de bate estacas provoca vibrações elevadas o que pode provocar fissuras em construções vizinhas. Quando opta-se por usar essa solução abaixo do nível do lençol freático deve ser utilizada um sistema de rebaixamento do lençol freático o que pode provocar recalques indesejáveis nos terrenos vizinhos o que torna a prática abaixo do nível freático bastante onerosa.

3.2.5.4 Campo de aplicação e considerações

O perfil pranchado é um tipo de contenção muito usado acima do lençol freático e solos que possuem boa estabilidade temporária por efeito de arqueamento, como areias, ou coesão, como siltes e argilas. É um tipo de contenção comumente tratado como provisória.

3.2.6 Parede diafragma

A solução com parede diafragma surgiu pela primeira vez na Itália por volta das décadas de 1940 e 1950 e eram utilizadas em sistemas de impermeabilização no início e posteriormente ela foi empregada como uma alternativa de contenção do solo. Já no Brasil ela foi executada pela primeira vez em 1969 no edifício Pelletron que se localiza na USP no estado de São Paulo pela empresa FRANKI.

A parede diafragma, indicada na Figura 28, é um muro vertical composto por painéis de concreto armado moldados in loco, realizados através de escavações em formato retangular feitas de modo sucessivo ou alternado com a presença de um fluido estabilizante, como a lama bentonítica ou outro polímero estabilizante, que tem a função de substituir o material escavado temporariamente e garantir a estabilidade da perfuração.

Ela é comumente projetada com o objetivo conter os impulsos laterais do maciço, absorvendo as cargas axiais, empuxos laterais e momentos fletores, podendo ainda ser utilizada como elemento de fundação absorvendo efeitos de cargas normais e compor a estrutura definitiva. Os painéis possuem espessura de 0,30 a 1,20 metros, largura de 2,50 a 3,20 metros e podem atingir profundidades de até 50 metros. Em obras especiais a espessura da parede pode chegar até a 2,40 metros.

Figura 28 – Parede diafragma moldada in loco



Fonte: Slides *BS Design*

3.2.6.1 Equipamentos

Os equipamentos comumente empregados no processo executivo da parede diafragma são a diafragmadora, composta pela *Clam-Shell* e o guindaste principal, um guindaste auxiliar, uma central de lama, duas bombas, dois conjuntos de tubos ou de chapas juntas, um funil de concretagem e tubo tremonha, um equipamento desarenador, um equipamento para descarte de lama bentonítica e a hidrofresa. Cada um desses equipamentos será explicado a seguir.

a) Diafragmadora (*Clam-Shell* e guindaste principal)

A *Clam-Shell* é um equipamento de escavação, com formato retangular, que possui a capacidade de escavar os furos onde vão ficar os painéis da parede diafragma, podendo ela estar suspensa livremente ou acopladas às barras Kelly, que são hastes de metal com o objetivo de suportar e dirigir o *Clam-Shell*. O fechamento das mandíbulas deste equipamento podem ser acionados de forma mecânica ou hidráulica.

O conjunto guindaste e *Clam-Shell*, exibido na Figura 29, deve estar perfeitamente alinhado e balanceado e as características de escavação vão depender profundamente do estado do equipamento e da ferramenta de escavação. O guindaste deve ser dimensionado com folga para suportar solicitações causadas pelo procedimento de escavação e o *Clam-Shell* deve ser acoplado ao cabo de suspensão por um destorcedor com o objetivo de excluir o fenômeno da torção provocado pelo cabo.

Figura 29 – Diafragmadora



Fonte: Slides BS Design

b) Guindaste auxiliar

Esse guindaste tem por objetivo içar a gaiola da armadura inteira, mesmo que ela tenha que ser colocada no painel com o uso de tramos.

c) Central de lama

A central de lama é equipada com um misturador de alta turbulência que possui capacidade de mistura de pelo menos 800 litros de lama a cada vez e possui um local com capacidade de armazenar lama de pelo menos o volume do maior painel a ser escavado. A central de lama é apresentada na Figura 30.

Figura 30 – Central de lama



Fonte: www.geofix.com.br

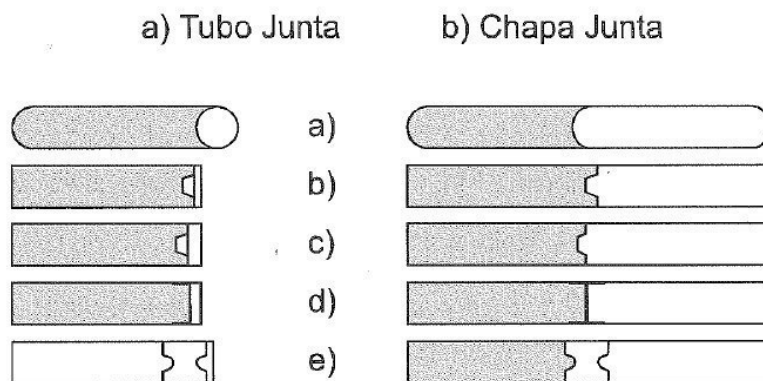
d) Bombas

Devem possuir capacidade de bombeamento de pelo menos o volume do maior painel que deve ser concretado no prazo de no máximo duas horas.

e) Conjunto de tubos ou chapas junta

Conjuntos que se adequam a espessura da parede e com comprimento igual ou superior a profundidade do painel mais profundo e tem o objetivo de moldar as juntas de ligação entre os painéis no momento da escavação, esses elementos são indicados na Figura 31.

Figura 31 – Tubos e chapas junta



Fonte: Manual de Execução de Fundações e Geotecnia – Práticas Recomendadas (2012)

f) Funil de concretagem e tubo tremonha

O tubo tremonha são um conjunto de tubos metálicos de diâmetros distintos que se acoplam para executar a concretagem submersa com o funil na extremidade. Deve possuir diâmetro de no mínimo 250 milímetros e comprimento superior a profundidade do maior painel. O acoplamento entre os tubos metálicos deve ser feito de forma que garanta estanqueidade ao sistema.

g) Reciclador ou desarenador

É um equipamento que retira a areia presente na lama bentonítica com o máximo de eficiência após o seu uso. Ele não afeta as propriedades da bentonita porque apenas separa a argila da areia e portanto permite a sua reutilização. O desarenador é indicado na Figura 32 a seguir:

Figura 32 – Reciclador



Fonte: www.geofix.com.br

h) Flocculador

É um equipamento que tem o objetivo de aglomerar a lama bentonítica com o objetivo de auxiliar o seu descarte de modo que não prejudique o meio ambiente, indicado na Figura 33 a seguir:

Figura 33 – Flocculador



Fonte: www.geofix.com.br

i) Hidrofresa

Esse equipamento é utilizado quando o terreno possui substrato rochoso e tem grande poder de desagregar solo e rocha. Ele é um equipamento que possui acionamento hidráulico e trabalha com o princípio da circulação reversa e apresentado na Figura 34.

Figura 34 – Hidrofresa



Fonte: www.costafortuna.com.br

3.2.6.2 Lama bentonítica

A lama bentonítica é um elemento de extrema importância porque toda escavação deve ser realizada com o preenchimento desse fluido estabilizante pra que seja evitado o desbarrancamento do interior da perfuração. Ela é formada por uma suspensão de água doce e bentonita que é uma argila da família das montmorilonitas.

Além de conferir estabilidade à perfuração a lama bentonítica tem a função de formação de um selo para impedir a sua perda no solo e deixar partículas solidas do local que foi escavado em suspensão não permitindo que elas sejam depositadas no fundo da escavação.

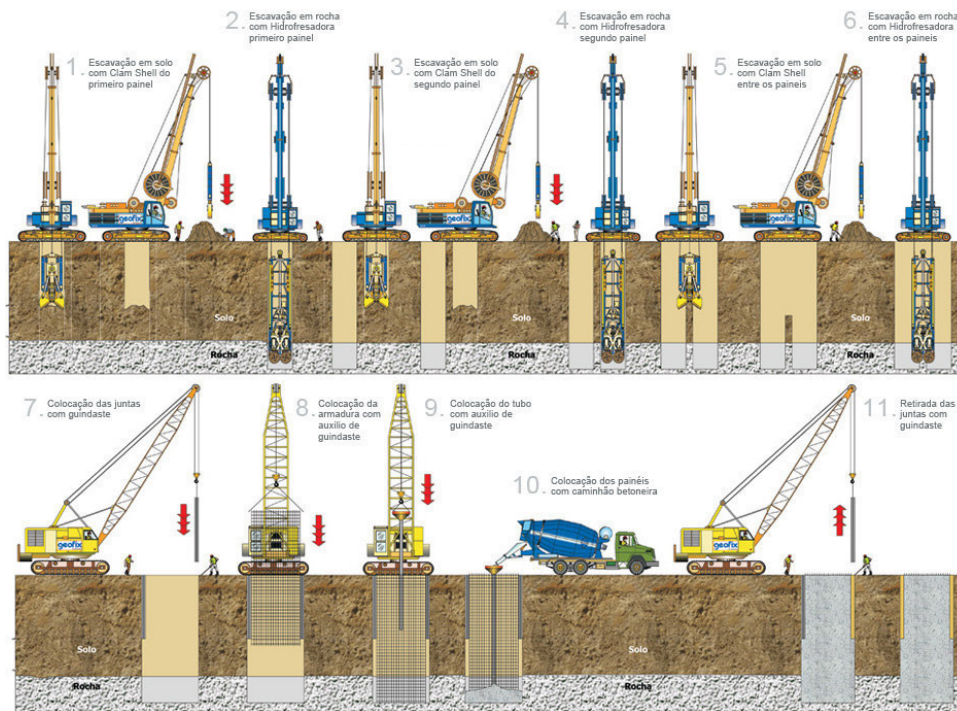
Segundo Joppert (2007), a concentração de bentonita em solos que possuem uma granulometria mais fina do que as areias médias deve ser de 4% e a lama, após ser misturada e ficar em repouso por um período de 24 horas, deve atender a algumas características antes de ser colocada na escavação e antes de ser realizada a concretagem.

A lama bentonítica pode ser reutilizada através do processo de desarenação ou sendo misturada com lama nova até que os parâmetros acima citados tenham sido atingidos. No entanto, essa mistura não pode ser reciclada continuamente porque, após utilização demasiada, ela pode tornar-se instável e perder eficiência floculando. Logo a mistura deve ser inteiramente trocada periodicamente.

3.2.6.3 Metodologia executiva

A execução do método pode variar conforme as características do terreno e a existência de duas obras exatamente iguais é praticamente impossível e portanto é apenas possível apresentar uma série de passos que normalmente estão sempre presentes que são indicados na Figura 35. Após a preparação do terreno para receber os equipamentos, procede-se com as etapas de execução da mureta guia, fabricação da lama, escavação, troca da lama, montagem do painel e concretagem. Essas etapas serão apresentadas a seguir.

Figura 35 – Execução da parede diafragma



Fonte: www.geofix.com.br

a) Execução da mureta guia

Como o próprio nome já denota, ela tem a função de guiar a ferramenta Clam-Shell durante a escavação. É feita de concreto armado de baixa resistência, longitudinalmente ao eixo da parede, enterrada no solo a uma profundidade que varia de acordo com a consistência do terreno à superfície e espessura entre as faces da ordem de 3 a 4 cm maior do que a espessura da parede, mostrado na Figura 36. Além da função de guiar o equipamento ela também tem por objetivo auxiliar no apoio das ferragens e tubo tremonha, proteger a escavação contra possíveis desmoronamentos provocadas pela constante variação do nível de lama e do processo de entrada e saída da Clam-Shell durante a escavação e garantir que a altura do nível de lama seja compatível com o nível do lençol freático.

Figura 36 – Mureta guia



Fonte: Couto (2014)

b) Fabricação da lama

A lama bentonítica é produzida em um local especial nomeado de central de lama e ela é feita em um misturador de alta turbulência. O principal material de composição da lama, a bentonita, quando está na presença de água, apresenta elevado inchamento e, por esse motivo, antes que a lama seja utilizada no processo de escavação é preciso aguardar um período de 12 horas para que o inchamento seja máximo. O período de aguardar o total inchamento da lama é denominado de maturação e ela deve ser constantemente agitada durante o processo. Após esse período, ela é levada até o local em que será empregada por meio de tubulações metálicas de engate rápido ou mangueiras de plástico rígido.

c) Escavação

A escavação é executada com o auxílio do equipamento Clam-Shell que penetra no solo por meio da abertura e fechamento de suas mandíbulas.

É feito inicialmente uma escavação inicial de 1,0 a 1,5 metros e a partir desse momento inicia-se o bombeamento da lama bentonítica para dentro da vala. Esse processo de preenchimento com a lama se mantém durante todo o avanço da perfuração e irá proporcionar a estabilização e impermeabilização da escavação. É importante que o nível de lama seja constantemente verificado para que seja mantido o mais elevado possível. Se houver eventual diminuição do nível de lama, a escavação deverá ser interrompida para que as causas dessa diminuição sejam apuradas. Esse procedimento deve ser mantido durante todo o processo de escavação.

As escavações pode ser realizada de maneira contínua, ou seja executando um painel e em seguida o seu sucessor, ou de forma intervalada que os painéis são escavados alternadamente. A profundidade de escavação em primeira análise é igual a cota da laje de fundo com o acréscimo de 2 metros de ficha.

Deve ser verificado constantemente os instrumentos que regulam a verticalidade da torre do equipamento de modo de evite desvios durante a escavação.

d) Troca da lama bentonítica

O teor de sólidos na lama deve ser de no máximo 3% do seu volume, no entanto, a perturbação do solo provocada pela escavação aumenta esse teor para um valor entre 25 a 30% e portanto deve ser feita a troca da lama bentonítica após a escavação.

A troca da lama pode ocorrer por meio de duas formas. Uma delas é por substituição em que a lama é retirada pela parte inferior por meio de bombeamento e a nova lama é introduzida na parte superior. A outra maneira é por circulação em que a lama é bombeada pela parte inferior para desarenadores que farão a retirada dos sólidos presentes em suspensão na lama por meio de processos mecânicos e a lama após passar por esse processo é bombeada de volta para o interior da escavação.

e) Montagem do painel

Inicialmente, após a escavação deve ser colocado os tubos ou chapas junta dentro da escavação de modo que moldem as juntas macho-fêmea dos painéis durante a concretagem e concedam dessa forma uma impermeabilização complementar, apresentadas na Figura 37. Esse material será retirado após o período de concretagem quando o concreto apresentar uma consistência adequada com o auxílio de macacos hidráulicos apoiados na mureta guia.

Figura 37 – Chapas junta



Fonte: Notas de aula IFRN

Depois a armadura previamente montada é içada por guindaste auxiliar, indicado na Figura 38, e deve conter em sua montagem 6 alças em que duas delas vão ser utilizadas no içamento e as outras quatro irão utilizadas no travamento junto a mureta guia. Caso seja prevista ancoragem de lajes ou vigas deve-se acrescentar negativos ou armaduras de espera para evitar a posterior perfuração da parede para realizar essa ancoragem e, nessas regiões, deve-se prever um reforço na armadura em função de serem locais que resistiram a elevadas tensões. A medida que a gaiola vai sendo introduzida na escavação colocam-se os espaçadores para que seja conferido o cobrimento necessário de 5 a 7 centímetros.

Figura 38 – Colocação da armadura



Fonte: Notas de aula IFRN

Caso seja necessário ainda pode-se colocar a chapa espelho que é uma chapa de aço posicionada na lateral do painel, na parte interna da parede diafragma, e que possui o objetivo de melhorar as condições de acabamento e reduzir o “overbreak” que é uma medida expressa em porcentagem do excesso de concreto utilizado efetivamente em relação ao previsto. Essa chapa deve ser retirada após o período de concretagem quando o concreto já estiver com uma consistência adequada.

Depois da colocação dos tubos ou chapas junta e da armadura, faz-se a montagem e colocação do tubo tremonha. Ele é introduzido pelo centro da armação até a profundidade final de perfuração.

f) Concretagem

Antes de iniciar a concretagem do painel deve ser verificado se a lama bentonítica apresenta as características para a colocação do concreto adequadas.

A concretagem ocorre através do tubo tremonha de forma submersa no sentido de baixo para cima. A medida que o nível de concreto aumenta, a lama é bombeada de volta para a central de lama. Deve ser tomado cuidado especial para que a superfície inferior do tubo tremonha seja erguida durante a concretagem de modo que ele fique imerso pelo menos 1,5 metros dentro do concreto para que haja a garantia que não sejam formadas juntas frias.

O concreto para os painéis deve possuir trabalhabilidade e fluidez elevada para ser espalhado uniformemente em toda a escavação e durante esse espalhamento deve deslocar a lama bentonítica. A lama deve ser removida da superfície de escavação e da armação pelo processo de raspagem o que irá garantir um contato íntimo entre concreto e aço de armação.

A concretagem deve ser realizada de forma constante e não deve ser interrompida por tempo maior que 20 minutos. Deve ser concretado até uma altura de 50 centímetros acima do previsto porque o concreto que foi bombeado inicialmente está misturado com a lama bentonítica e apresenta uma resistência menor do que a especificada, esse excedente é posteriormente removido até a cota inicial prevista. Como apresentado anteriormente as chapas ou tubos junta e chapa espelho, quando empregada, devem ser removidos após o concreto atingir consistência adequada. O procedimento de concretagem é apresentado na Figura 39.

Figura 39 – Lançamento de concreto



O volume de concreto previsto deve ser sempre menor do que o realmente lançado para a execução do painel. Dependendo do tipo de terreno em que a parede diafragma será executada o overbreak poderá ser maior ou menos. Caso o volume lançado seja menor que o previsto inicialmente, está ocorrendo um estrangulamento da escavação e sua causa deve ser apurada.

3.2.6.4 Vantagens e desvantagens

a) Vantagens

As principais vantagens da parede diafragma é que ela pode ser utilizada em qualquer tipo de terreno, mesmo que sejam areias finas submersas e sem o rebaixamento do nível do lençol freático. Pode ser usada em solos que apresentam grande resistência como quando ele é formado por areias muito compactas ou argilas muito duras. Forma um paramento estanque já que evita o fluxo de água para o interior do canteiro o que possibilita a sua execução em muitos casos somente com esgotamento superficial. É uma solução bastante adequada para escavações próximas a prédios já existentes por não causar vibrações, ruídos ou grandes deformações e já que as paredes, que são os elementos de suporte da escavação, apresentam elevada resistência e reduzida deformabilidade. Podem ser usadas juntamente com qualquer tipo de escoramento. Pode ser mais econômico em algumas situações já que a parede diafragma é incorporada a estrutura final e possui execução relativamente rápida.

b) Desvantagens

As principais desvantagens da utilização da parede diafragma é que devido as grandes dimensões de seus equipamentos, necessita de um canteiro com bastante espaço. Possui mão de obra e equipamentos especializados. Deve-se achar soluções para o descarte da lama bentonítica para que não sejam causados problemas ambientais pelo seu despejo de forma inadequada. Essa solução é geralmente usada em obras especiais e apresenta um elevado custo de equipamento e execução o que impossibilita a sua utilização em obras de menor porte.

3.2.6.5 Campo de aplicação e considerações

A parede diafragma tornou-se uma solução revolucionária desde que foi introduzida no final dos anos 1950 porque possibilitava que escavações bastante profundas fossem realizadas com relativa facilidade, segurança e economia.

É uma estrutura utilizada em zonas urbanas com mais frequência, em terrenos que possuem fraca coesão e que apresentam nível do lençol freático elevado. Empregado em terrenos que apresentam edificações sensíveis, como monumentos, em suas proximidades devido a não provocar vibrações ou desconfinamento do terreno adjacente.

4 ESTUDO DE CASO: PAREDE DIAFRAGMA DA OBRA *BS DESIGN CORPORATE TOWERS*

O estudo de caso será feito sobre a parede diafragma da obra *BS Design Corporate Towers* da construtora BSPAR, indicada na Figura 40, que foi projetada pela empresa CONSULTRIX, que tem sede no estado de São Paulo e que o autor teve a oportunidade de conhecer durante a disciplina Tópicos de Construção da Universidade Federal do Ceará. Essa disciplina tinha o enfoque em apresentar as diferentes áreas de conhecimento envolvidas na concepção do projeto daquele empreendimento tais como estrutura de concreto, estrutura de aço, conceitos de incorporações, conceitos de arquitetura, estruturas de fundação, contenção e outras. Durante a disciplina surgiu a motivação para este trabalho, por conta de ser uma parte já visível do projeto, já que esta etapa estava concluída, e da solução escolhida ter sido pouco utilizada no estado do Ceará. O *BS Design* é apenas o terceiro edifício na cidade de Fortaleza que utiliza a parede diafragma como estrutura de contenção, os outros são o *BS Tower* também da construtora BSPAR que se localiza na Rua Gonçalves Ledo Nº 777 e o Shopping Aldeota que se localiza na Avenida Dom Luis Nº 500.

A seguir neste estudo de caso será caracterizado o local em que a obra foi implantada, sua apresentação e importância como empreendimento para a cidade de Fortaleza e por último o projeto da parede diafragma que não mostrará o passo a passo de sua execução devido esta já ter sido apresentada previamente de forma genérica para obras que utilizam essa solução no item 3.2.6.3 *Metodologia executiva* e portanto serão apresentadas apenas peculiaridades e informações específicas do projeto.

Figura 40 – *BS Design Corporate Towers*



Fonte: www.bsdesign.com.br

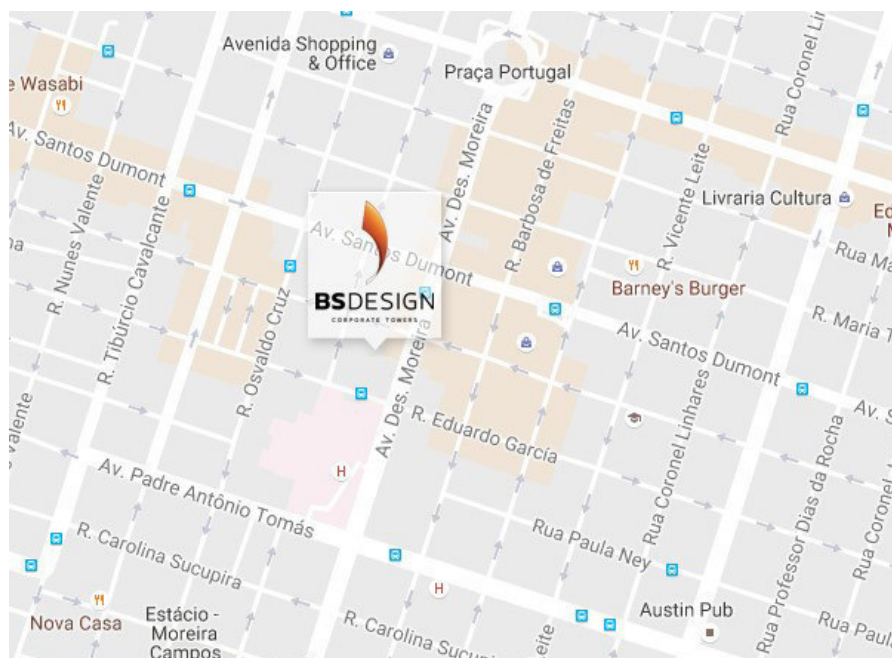
4.1 Local

O empreendimento *BS Design Corporate Towers* é localizado na Avenida Desembargador Moreira número 1300, Figura 41, no coração da Aldeota, que é um dos bairros mais valorizados da cidade de Fortaleza em um terreno de 10.000 m².

Em suas imediações localizam-se grandes empresas, bancos, shoppings, lojas, hotéis, hospitais, restaurantes e centros de entretenimento. O bairro é focado por grandes investidores por conter uma complexa rede de negócios e serviços.

Devido a todos estes fatores espaciais nota-se a importância e visibilidade que este projeto terá.

Figura 41 – Localização do *BS Design*



Fonte: www.bsdesing.com.br

4.2 Caracterização do empreendimento

O *BS Design* é um edifício que detém pré-certificação LEED e o primeiro de Fortaleza a possuir o selo A+ que é o mais alto certificado de graduação internacional que

atesta que a edificação é caracterizada pela inteligência e pelo alto padrão arquitetônico e reúne no mesmo empreendimento níveis de tecnologia, segurança e conforto elevados.

O *BS Design* possui duas torres em formatos que lembram as velas de uma jangada, que é uma silhueta típica da orla do estado do Ceará. Elas possuem acessos independentes e áreas externas que demonstram imponência. A ligação das duas torres é feita por lajes corporativas que formam um vão central livre com um pé-direito de 35 metros de altura. O edifício terá mais de 72.000 m² de área construída que serão distribuídos de forma harmônica sobre uma grande praça de uso público-privado. Os elementos das lajes corporativas e da praça público privada podem ser vistos na Figura 42.

Figura 42 – Lajes corporativas e praça público privada



Fonte: www.bsdesign.com.br

4.3 Escolha da contenção

Antes de ser introduzida a solução que foi escolhida para o *BS Design*, será apresentado o porquê de as outras soluções que foram abordadas até o momento não serem aplicáveis seja por impossibilidades construtivas ou por inviabilização de cronograma de projeto.

Segundo o projeto, as escavações no *BS Design* deveriam ter uma profundidade de aproximadamente 18 metros abaixo da Avenida Desembargador Moreira que estava na cota 99,52 metros e, após as sondagens feitas no local, identificaram que o lençol freático estava

na cota 88,30 metros e foi encontrado rocha no terreno há aproximadamente 14 metros de profundidade (informação verbal)⁴.

As estacas escavadas ou “brocas” possuem qualidade aceitável para profundidades de até 8 metros e a sua execução se torna inviável quando existe lençol freático no local como citado anteriormente. Portanto, essas limitações tornariam impossível a sua aplicação a situação do empreendimento.

As estacas raiz possuem pouca capacidade de resistência a momentos fletores já que o seu diâmetro é reduzido e, devido à grande profundidade de escavação que o *BS Design* necessitava, tornaria necessário pontos de ancoragem demasiados, além da sujeira residual da cravação das estacas.

A solução de contenção com estacas prancha já não apresentaria problemas pela presença do lençol freático do terreno, no entanto, como foi apresentado anteriormente, essa alternativa não pode ser executada em solos que possuem elevada quantidade de rochas em seu interior ou matacões e portanto as estacas prancha só poderiam ser cravadas até a profundidade de 14 metros devido a presença de rocha no terreno. Logo, para que essa solução fosse aplicada ao empreendimento era necessário uma contenção auxiliar que iria da profundidade que inicia a rocha no terreno até a cota final de escavação o que tornaria inviável em termos de cronograma.

A cortina com perfis pranchados, como citado anteriormente, torna-se muito onerosa quando aplicada em terrenos que apresentam lençol freático, já que necessitaria do rebaixamento do mesmo, e com isso causaria recalques bastante indesejados nos terrenos da vizinhança. Outro motivo que descartaria a sua utilização seria que, por ser um paramento temporário quando se utilizam pranchas de madeira, deveria haver um segundo trabalho para executar uma estrutura definitiva para essa contenção.

Por fim, a última alternativa de contenção apresentada nesse trabalho foi a cortina com estacas secantes. Essa solução se comporta bem em terrenos com o lençol freático, porém possui uma limitação que o seu equipamento perfura apenas até profundidades de 17 metros o que torna impossível a sua execução em uma única etapa para o *BS Design*. Portanto para que as estacas secantes fossem adotadas, deveriam ser executadas de forma escalonada. Primeiramente a contenção seria executada e o terreno iria ser escavado até o nível do terceiro subsolo. Depois todo o maquinário de execução das estacas deveria voltar para o canteiro para que a segunda linha de contenção fosse executada até a profundidade prevista em projeto.

⁴ Informação fornecida pelo Eng. Rafael Teixeira Gomes, engenheiro da construtora BSPAR, que é o responsável técnico da obra *BS Design* em entrevista feita pelo autor no dia 06 de Setembro de 2016.

Essa solução não seria tão limpa e a forma como uma cortina iria trabalhar com a outra deveria ser analisada com bastante atenção, além de haver uma redução de espaço a partir do quarto subsolo devido a outra cortina. Essa solução de contenção usando estacas secantes foi obtida através de informação verbal⁵.

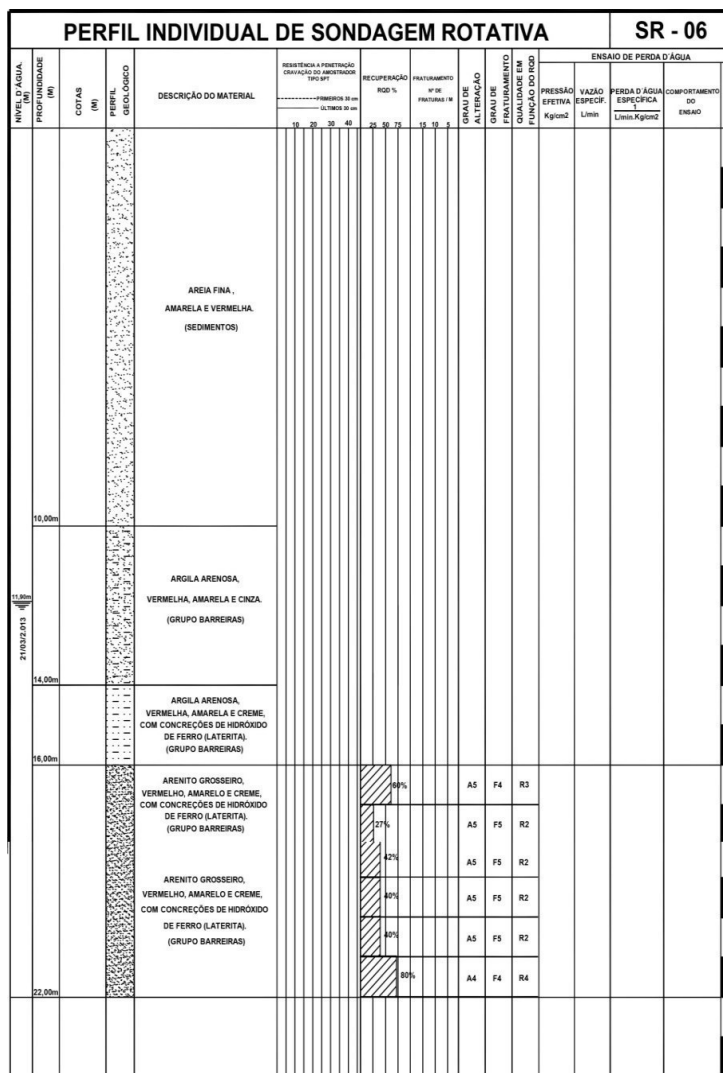
Portanto, após constatarmos as limitações dos outros tipos de contenção para esse tipo de obra, percebe-se a complexidade e importância da solução de parede diafragma do *BS Design* que será apresentada na próxima seção.

4.4 Projeto da parede diafragma

Segundo o projeto, as escavações no *BS Design* foram até a profundidade de 18 metros abaixo da Avenida Desembargador Moreira. Foram realizadas sondagens no terreno para identificar o tipo de solo presente no local, as sondagens feitas foram de 3 tipos: rotativas, percussivas e mistas, que é uma combinação das duas anteriores. A partir das sondagens, verificou-se que o lençol freático está presente a aproximadamente 5 metros acima do nível do 5º subsolo e que os tipos de solo predominantemente encontrados no local foram silte arenoso e arenito. A seguir, na Figura 43, será apresentada uma sondagem que foi realizada no terreno do empreendimento.

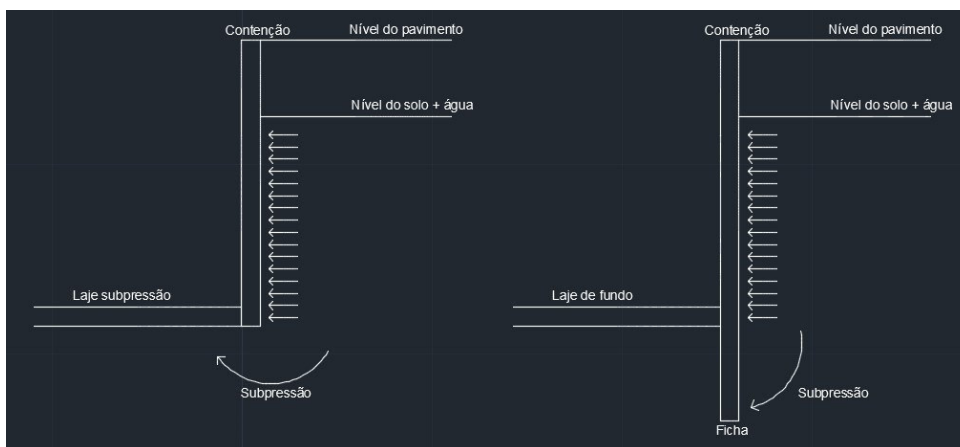
⁵ Informação fornecida pelo Eng. Alan Kélcio Figueiredo Scipião, sócio-gerente da empresa TECNORD – Tecnologia de Solos e Fundações em entrevista feita pelo autor no dia 15 de setembro de 2016.

Figura 43 – Perfil de sondagem rotativa

Fonte: Slides *BS Design* (2016)

Também, com a análise das sondagens, foi identificado a existência de uma camada altamente impermeável e que apresentava grande resistência para que a ficha da estrutura de contenção fosse embutida e, dessa forma, o uso da laje de subpressão, que é uma laje mais robusta com maior volume de concreto e ferro para resistir ao maior empuxo da água no solo saturado nessa região, pudesse ser dispensado. A Figura 44 apresenta de forma esquemática como a ficha embutida no solo rochoso dispensa o uso da laje desta laje.

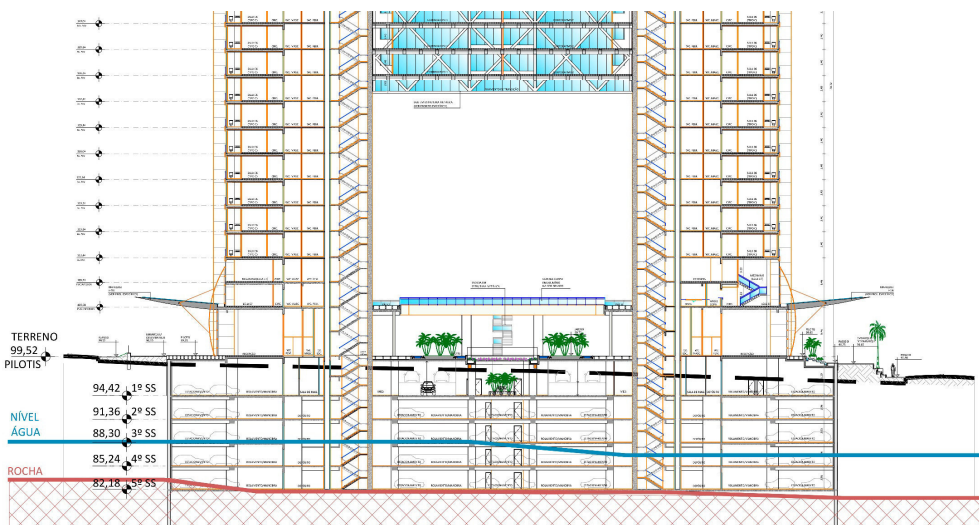
Figura 44 – Esquema de obra necessitando de laje de subpressão e obra não necessitando, respectivamente



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

Na Figura 45 será apresentado um corte esquemático das cotas dos pavimentos de subsolo com a indicação de onde passa o nível do lençol freático no terreno.

Figura 45 – Corte esquemático do subsolo



Fonte: Slides *BS Design* (2016)

O engenheiro Rafael Teixeira Gomes, responsável técnico pela obra do *BS Design*, informou que a solução de contenção para o local em todos os momentos foi considerada de uma forma que não houvesse rebaixamento do lençol freático no local, o que poderia provocar

recalques indesejáveis nos terrenos da vizinhança⁶. Portanto, a solução com parede diafragma foi considerada desde o início restando apenas a decisão se ela seria feita da forma convencional com painéis de concreto armado ou com estacas secantes.

Como foi apresentado no item anterior, a solução da parede diafragma utilizando estacas secantes teria de ser escalonada por limitação no equipamento de cravação e, por esse motivo, não seria viável em questões de cronograma.

Depois de decidido qual o projeto que seria executado, iniciou-se a preparação do local. O terreno já era nivelado e pavimentado e portanto foi necessária a realização de remoção do pavimento e limpeza do local. Como uma questão de economia, o terreno inteiro foi escavado um subsolo, com o auxílio de escavadeiras, até a cota 96,00 metros e bermas foram utilizadas para manter a estabilidade dessa escavação. Essa técnica inicial foi utilizada com a finalidade de iniciar a parede diafragma em um nível inferior e assim minimizar custos de área de parede.

Os painéis podem ter espessuras que variam de 30 centímetros até 1,20 metros e com comprimentos variando de 2,50 à 3,20 metros. No caso específico do *BS Design*, a parede tem uma espessura de 50 centímetros em todo o perímetro e um comprimento de 3,20 metros nos painéis convencionais.

Os equipamentos utilizados durante a execução da parede diafragma foram:

- Guindaste auxiliar;
- Diafragmadora;
- Silos da central de lama;
- Misturadores;
- Desarenadores;
- Floculadores;
- Juntas;
- Chapas espelho;
- Tubo tremonha;
- Bombas;
- Pré-furo.

Para a execução da parede diafragma do *BS Design* não foi utilizado o equipamento Hidrofresa, mesmo o terreno sendo rochoso a partir de certa cota. Ao invés desse maquinário, foi utilizado o pré-furo que é uma máquina de hélice com alto torque que

⁶ Informação fornecida pelo Eng. Rafael Teixeira Gomes, engenheiro da construtora BSPAR, que é o responsável técnico da obra *BS Design* em entrevista feita pelo autor no dia 06 de Setembro de 2016.

perfurava o terreno como se estivesse executando uma estaca com o objetivo de facilitar a realização da escavação, esse maquinário é apresentado na Figura 46. No local em que cada painel iria ser executado foram feitos três perfurações, duas nas extremidades do painel e uma no centro. Esse procedimento foi repetido até que o perímetro do terreno fosse inteiramente perfurado.

Figura 46 – Equipamento de pré-furo

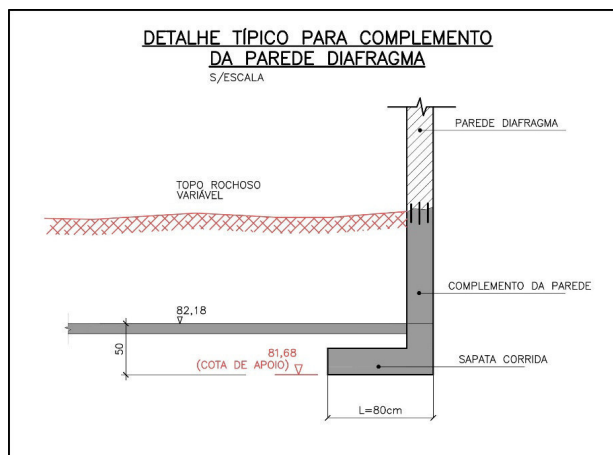


Fonte: Slides *BS Design*

A ordem em que os painéis são escavados é fundamental para o sucesso do cronograma esperado. Inicialmente é feito o painel de abertura com comprimento de 3,20 metros, que geralmente se localiza em um dos cantos do terreno, é quase regra, mas não obrigação, que o painel de abertura esteja localizado em um dos cantos, isso ocorre para que exista frente de trabalho para os demais painéis. Em seguida existem os painéis sequenciais com comprimento também de 3,20 metros. Os painéis não podem ser escavados em sequência pelo fato de a escavação do painel seguinte provocar instabilidade no predecessor e ter que aguardar o tempo de cura do concreto. Logo, deve ocorrer a execução de uma faixa da parede e após estar finalizada começar a execução do painel em outra frente. Os painéis são executados das extremidades para o centro, iniciando nos painéis de abertura e seguindo para os sequenciais, sendo que no centro é feito um painel de fechamento que tem comprimento diferente dos painéis convencionais de abertura e sequenciais.

Todos os painéis tem um detalhe de acabamento da parede que é uma sapata corrida de comprimento de 80 centímetros para garantir ainda mais estanqueidade a estrutura como pode ser visto na Figura 47.

Figura 47 – Detalhe do Complemento da parede diafragma



Fonte: Slides *BS Design*

A lama bentonítica utilizada durante as escavações era constantemente ensaiada antes da escavação e antes da concretagem para que houvesse garantia que suas características de densidade, viscosidade, pH, cake e teor de areia fossem sempre as especificadas. Mesmo com o constante uso dos floculadores para garantir o máximo reuso do fluido estabilizante, devido ao solo ser bastante arenoso e seco, havia considerável perda desse fluido por conta de absorção do terreno e portanto a lama teve que ser produzida novamente à medida que fosse necessária. O lançamento da lama é indicado na Figura 48.

Figura 48 – Lançamento da bentonita



Fonte: Slides *BS Design* (2016)

A armação das armaduras de cada painel foi realizada de acordo com o projeto que pode ser visto no anexo A e a sua colocação ocorreu por meio de guindastes auxiliares, como exposto na Figura 49.

Figura 49 – Armação e colocação da armadura no local



Fonte: Slides *BS Design* (2016)

O concreto usado para a execução dos painéis também deve atender características específicas que são especificadas em projeto. Para a parede diafragma do *BS Design* as exigências foram as apresentadas a seguir.

- a) O consumo de cimento mínimo deve ser de 400 kg/m³;
- b) O *slump test* deve ser de 22 cm com uma margem de 3 cm tanto para mais quanto para menos segundo a ABNT NBR NM 67;
- c) Fator água cimento (a/c) $\leq 0,6$;
- d) Dimensão máxima do agregado deve ser 19 mm (brita 1);
- e) Porcentagem em massa de argamassa $\geq 55\%$;
- f) Traço tipo bombeado;
- g) $F_{ck} \geq 25$ MPa.

Figura 50 – *Slump test*

Fonte: Slides *BS Design* (2016)

Os tirantes usados na parede diafragma do *BS Design* são temporários e estão dispostos a cada 3,0 metros em todos os painéis. Na maioria deles foram introduzidos 4 tirantes, exceto pelos painéis que ficam atrás do *stand* de vendas em que foi necessário fazer uma quinta fileira de tirantes para que a carga exercida pelo *stand* não provocasse ruptura no terreno.

Os tirantes são temporários pelo fato de, após as lajes dos subsolos terem sido concretadas, estas funcionaram como travamento para a parede diafragma. A concretagem das lajes do subsolo foi realizada de uma forma descontínua. Todas as lajes possuem protensão, em ambos os sentidos, e portanto foi necessário criar uma janela de protensão entre a parede e a laje com armação engastada na parede para ser concretada posteriormente a protensão ter sido executada e, somente a partir dessa etapa, as lajes seriam concluídas e escoradas na parede diafragma, travando-as. A Figura 51 mostra as janelas de protensão de forma esquemática.

Figura 51 – Esquema das janelas de protensão



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

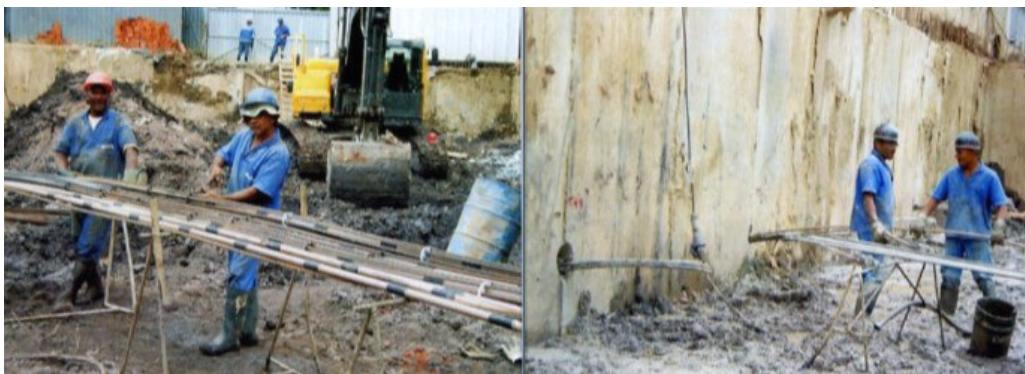
Os detalhes de projeto incluindo disposição, número de tirantes por fileira e detalhe de ancoragem estão presentes no anexo A. A seguir é apresentado imagens da perfuração, montagem e injeção e protensão dos tirantes nas Figuras 52, 53 e 54 respectivamente.

Figura 52 – Perfuração para colocação do tirante



Fonte: Slides *BS Design* (2016)

Figura 53 – Montagem e injeção dos tirantes



Fonte: Slides *BS Design* (2016)

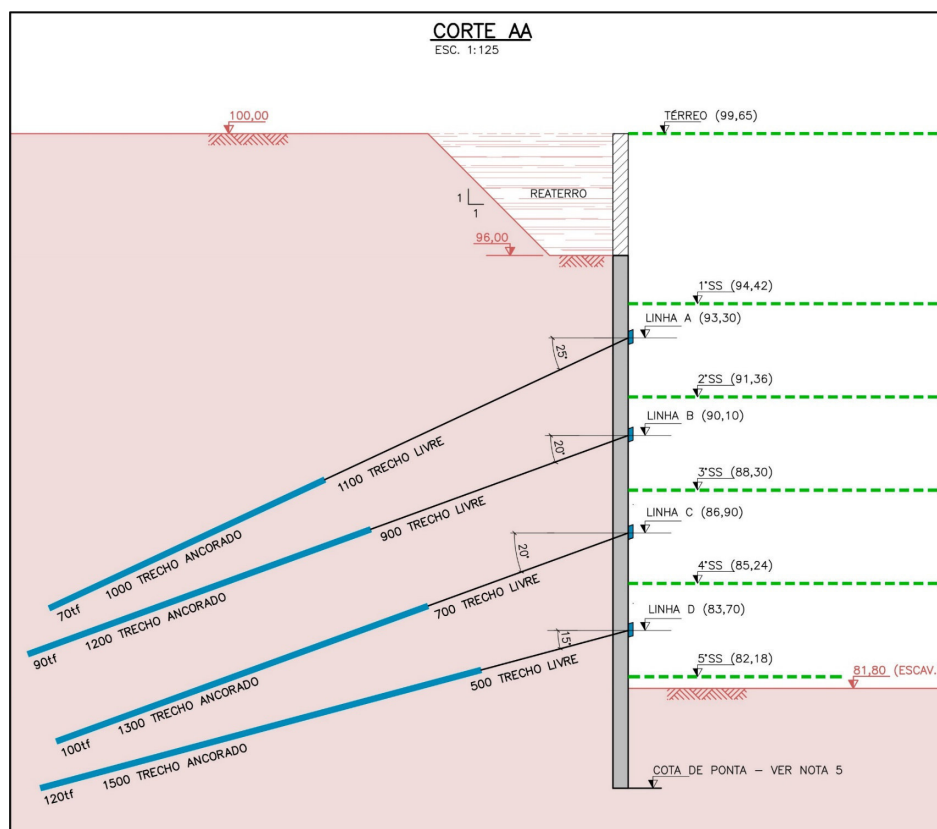
Figura 54 – Protensão dos tirantes



Fonte: Slides *BS Design*

A medida que a escavação era realizada, os tirantes eram executados e protendidos para somente em seguida prosseguir com a escavação. Na Figura 55, tem-se o detalhe dos cortes dos tirantes de um painel indicando as linhas de tirantes e as cotas de cada um dos subsolos.

Figura 55 – Detalhe do corte dos tirantes em um painel



Fonte: Slides *BS Design*

Nos painéis de abertura, ao invés de existir a ancoragem com tirantes, foi utilizado um travamento usando escoras metálicas nas cotas 93,70 m; 90,60 m; 87,60 e 84,50 m, como pode ser visto no anexo A, com o objetivo de economizar na quantidade de tirantes realizadas no local.

Pelo fato de, desde a concepção do projeto, o rebaixamento do lençol freático e o uso da laje de subpressão ter sido evitado, a ficha, que é a parcela da contenção que fica embutida no subsolo, tem um tamanho variando de 4,0 a 6,0 metros, sendo que a ficha de 6,0 metros está presente na faixa do terreno em que o *stand* de vendas se localiza. A maior função da ficha é garantir a estanqueidade da parede de modo que quando ela é introduzida no terreno rochoso evita que a água encontre o caminho para o interior do terreno.

A parede diafragma do *BS Design* concluída é apresentada na Figura 56 a seguir:

Figura 56 – Parede diafragma do *BS Design* finalizada



Fonte: Foto tirada pelo autor (2016)

5 CONCLUSÃO

5.1 Considerações finais

Com o término do presente estudo, temos que os objetivos traçados no início foram atingidos de forma satisfatória. Com relação as contenções periféricas para subsolos de edifícios, percebe-se que o constante desenvolvimento da tecnologia permite que estejam disponíveis no mercado atualmente, um conjunto de soluções de qualidade, quando são escolhidas e dimensionadas verificando-se todas as condicionantes de execução, para praticamente todas as situações encontradas nas obras dos grandes centros urbanos e que essa tomada de decisão cabe ao engenheiro civil que, além de selecionar a melhor alternativa, deve se ater a redução de custos e prazos de execução.

Em relação ao travamento das estruturas de contenção temos os escoramentos que tem o objetivo de estabilizar o paramento e podem ser usados separadamente ou em conjunto, fazendo com que sua aplicabilidade varie de acordo com os condicionantes da obra e o meio envolvente.

Em se tratando das cortinas de contenção, pode-se destacar todas possuem vantagens para determinadas situações, mas também limitações. Não se pode generalizar qual o melhor tipo de contenção pelo fato de que existe uma estrutura mais recomendável técnica e economicamente para cada situação, sendo cada projeto único, como foi no caso do *BS Design* em que a única alternativa viável para o cronograma do empreendimento era a parede diafragma, além das limitações construtivas das demais técnicas apresentadas anteriormente.

Portanto, é necessário que, mesmo para engenheiros que não pretendem se especializar na área de geotecnia, tenham conhecimento sobre os tipos de estruturas mais usados para contenções periféricas na construção civil e possam ter uma visão crítica sobre cada uma delas e se são ou não aplicáveis a obra em questão levando em consideração os condicionantes de execução como características do terreno e tipo de empreendimento, como apresentado neste trabalho, quanto a viabilidade econômica de cada projeto.

5.2 Recomendações para trabalhos futuros

A partir do presente trabalho, temos um ponto de partida para o desenvolvimento de outros estudos que complementem as informações aqui apresentadas.

Portanto, com o objetivo de complementar este trabalho, pode ser realizado um estudo sobre a análise econômica de cada um dos tipos de contenções expostos aqui em diferentes obras.

Pode-se realizar um estudo sobre os tipos de contenções mais comuns em outras obras civis, como tuneis de metrô, ou até mesmo fazer um estudo sobre as soluções que são elaboradas usando a combinação de mais de um dos métodos apresentados anteriormente para obras de subsolos de edifícios.

REFERÊNCIAS

- JOPPERT, Ivan Jr. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2007.
- DAS, Braja M. **Fundamentos da Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson, 2007.
- UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA. Faculdade de Engenharia – Nucleo de Geotecnia. Empuxos de Terra. [Juiz de Fora], 2009. Apostila.
- UNIVERSIDADE ESTADUAL DO RIO DE JANEIRO. Faculdade de Engenharia. Empuxos de Terra & Muros de Gravidade. [Rio de Janeiro]. Apostila.
- OLIVEIRA, Inês Nogueira. **Soluções de contenção e escavação periférica em meio urbano: Caso de estudo: Palácio dos Condes de Murça**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2012.
- COUTO, Pedro Miguel Ferreira. **Estudo de soluções de contenção periféricas em função das condicionantes de execução**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior de Engenharias de Lisboa, Lisboa, 2014.
- LOPES, Hugo Octávio Granato. **Aplicação da técnica construtiva de subsolo invertido em edificações – Vantagens e desvantagens do método em obra na cidade do Rio de Janeiro**. 2014. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.
- RANZINI, S. M. T.; NEGRO JR. Obras de contenção: Tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: Vários autores. **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. Cap. 13, p.497 – 515.
- SAEZ, J. L.; STUCCHI, F. R.; MILITTISKY, J. Concepção de obras de contenção. In: vários autores. **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. Cap. 14, p. 517 – 536.
- BOWLES, P. E. **Foundation analysis and design**. 5th ed. New York: McGraw-Hill, 1982. 816p.
- ABEF – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de execução de fundações e geotecnia: práticas recomendadas**. São Paulo: PINI, 2012.
- SANTOS, Fabiana Alves dos. **Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espaçadas, atirantada, em areia**. 2013. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.
- MENDES, Fernando Borges. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada**. 2010. Dissertação (Pós-Graduação em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

ORTIZ, Eveline Gazola. **Análise dos procedimentos metodológicos de dimensionamento e execução de parede diafragma.** 2011. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2011.

TEIXEIRA, Filipe Pinto Paulo. **Modelação numérica de paredes de contenção apoiadas em bandas de laje.** 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2014.

VARELA, Marcio. **Estruturas de contenção – parte 1.** Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal. (Apostila).

VARELA, Marcio. **Revisão de conceitos de mecânica dos solos.** Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal. (Apostila).

GERSCOVICH, D. M. S. **Empuxos de terra & muros de gravidade.** Rio de Janeiro. (Apostila).

MARANGON, M. **Unidade 6 – Empuxos de terra.** Universidade Federal de Juiz de Fora – UFJF, Juiz de Fora. (Apostila).

SCIPIÃO, Alan. **Contenção de subsolos em área urbana com estaca secante: Estudo de caso.** Fortaleza: Tecnord. 49 slides, color. Acompanha texto.

SCIPIÃO, Alan. **Modulo: Fundação e contenção.** Fortaleza: Tecnord, [2016]. 131 slides, color. Acompanha texto.

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO. **Muros e estruturas de contenção.** Lisboa: Instituto Superior Técnico. 248 slides, color. Acompanha texto.

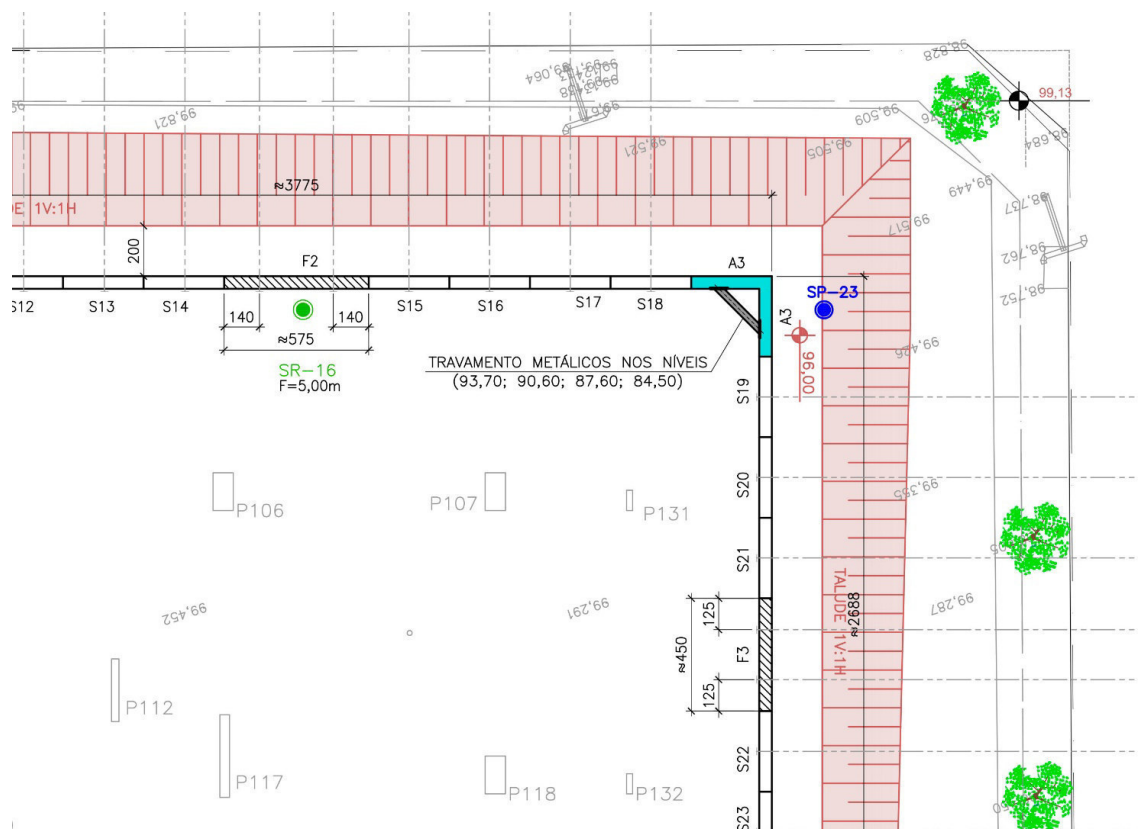
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e Segurança nas Estruturas:** NBR 8681. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto:** NBR 6118. Rio de Janeiro, 2007.

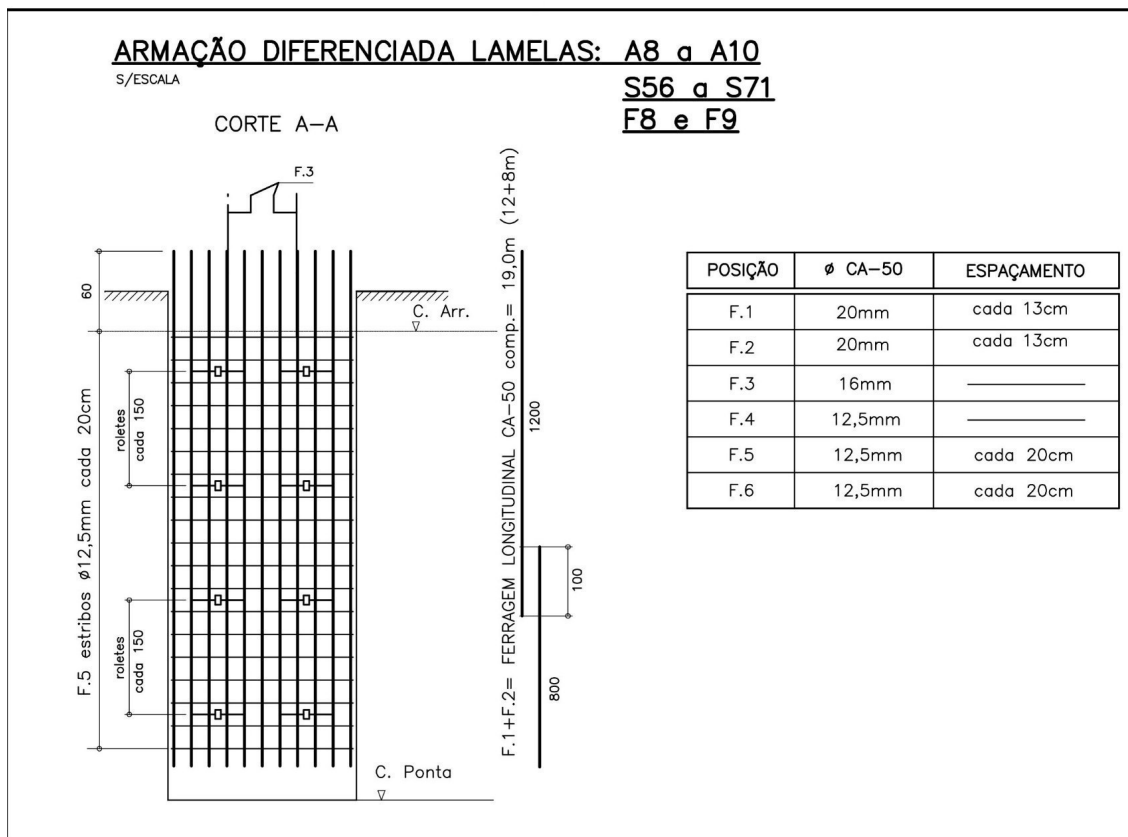
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Estruturas de Aço:** NBR 8800. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Fundações:** NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.

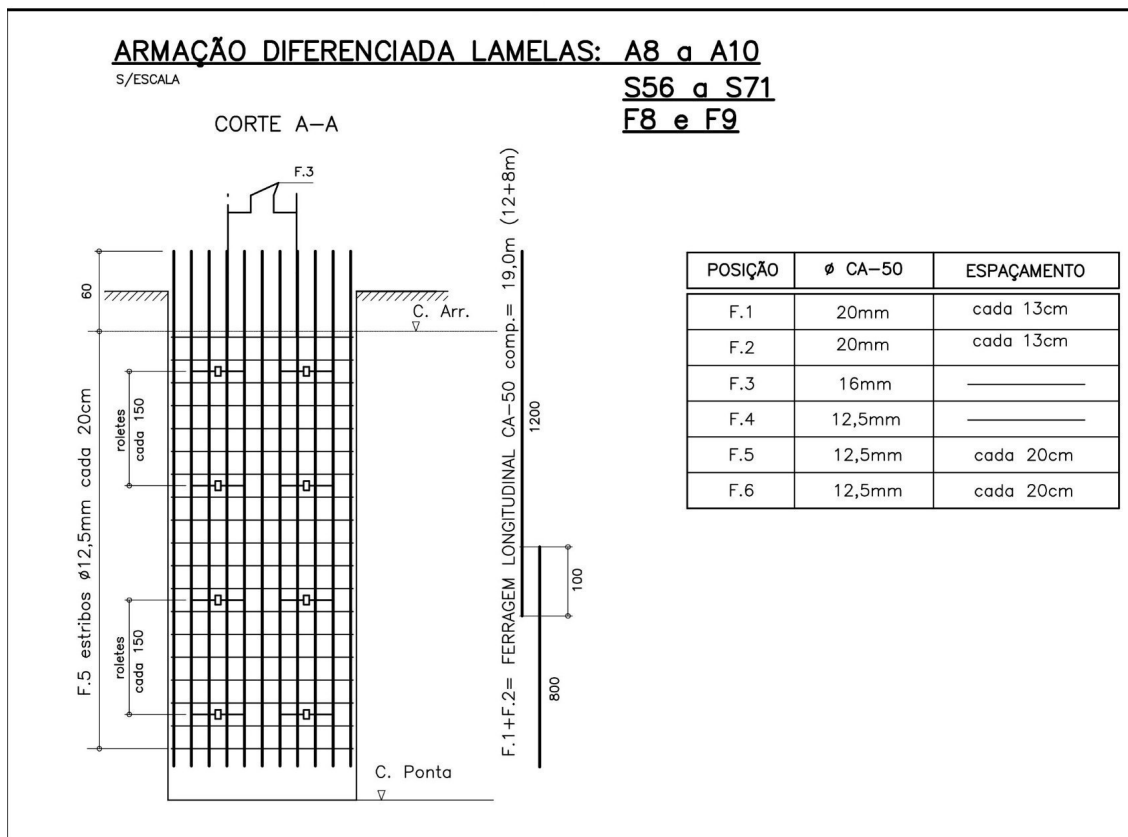
Detalhe do travamento metálico nos painéis de abertura



Detalhes de armação da parede diafragma



Detalhe da armação diferenciada de alguns painéis indicados



Detalhe das cotas de implantação e de execução

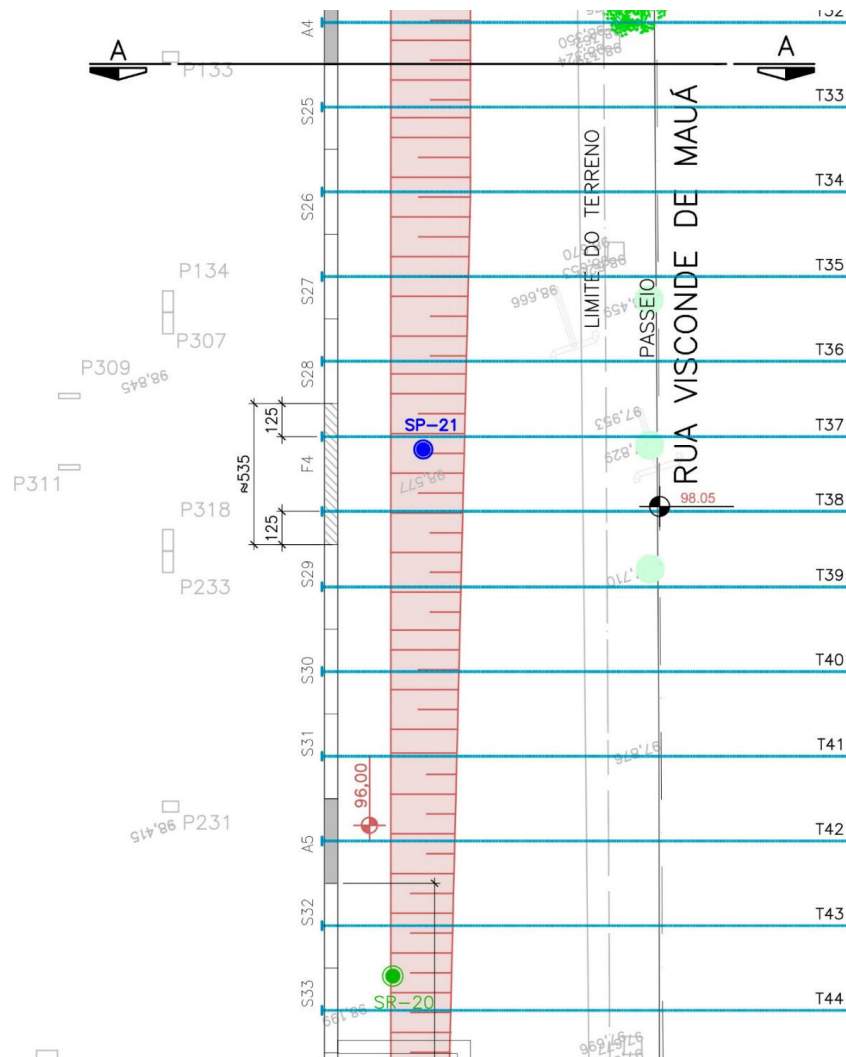
4 – COTAS DE IMPLANTAÇÃO:

- TÉRREO = 99,52
- 1° SUBSOLO = 94,42
- 2° SUBSOLO = 91,36
- 3° SUBSOLO = 88,30
- 4° SUBSOLO = 85,24
- 5° SUBSOLO = 82,18

5 – PAREDE DIAFRAGMA:

- COTA DE EXECUÇÃO = 98,50/96,00
- COTA DE PONTA PREVISTA = 78,00
- FICHA MÍNIMA PREVISTA = 4,00m
- LAMELAS PRÓXIMAS AS SONDAGENS SR-16 e SR-22:
 - FICHA MÍNIMA PREVISTA= 5,00 a 6,00m, ATÉ ENCONTRAR O TOPO ROCHOSO.
 - LAMELAS PRÓXIMAS A SONDAGEM SMA-27:
 - FICHA MÍNIMA PREVISTA= 7,00m, ATÉ ENCONTRAR O TOPO ROCHOSO.

Detalhe dos tirantes em vista superior



**APÊNDICE A – ALTURA EM BALANÇO DE 10 EMPREENDIMENTOS COM E
SEM O USO DE TIRANTES**

Nº	Empreendimento	Dist. Último subsolo - nível do terreno (m)		Bermas		Tirantes		Tamanho da ficha (m)	Diâmetro das estacas (cm)	Altura em balanço (m)
		S/N	H(m)	S/N	H(m)	S/N	Nº de linhas			
1	BSPAR-DELPHI-EVIDENCE LAGOA NOVA	N	0,00	S	0,00	S	2	3,07	30	5,43
2	CASABLANCA II MALL	N	0,00	S	0,00	S	2	2,12	30	5,58
3	RMIRANDA	N	0,00	S	0,00	S	1	2,54	30	4,96
4	ALVES LIMA	S	3,38	S	3,38	S	1	2,32	25	4,00
5	BSPAR MARAPONGA	S	1,00	N	1,00	N	-	1,71	30	3,29
6	FIBRA THE LINK	N	0,00	N	0,00	N	-	2,40	30	3,30
7	HBC CAPUCHE	S	1,58	S	1,58	N	-	2,54	30	3,38
8	MONTEPLAN DELLAMARE	S	1,60	S	1,60	N	-	1,60	30	3,30
9	MONTEPLAN JOÃO CORDEIRO	S	2,00	S	2,00	N	-	1,60	30	3,90
10	CAMERON BELIZE	S	1,00	S	1,00	N	-	1,32	25	1,88