

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

ISMAYLLOR REGIS CADAMURO

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM CORTINA ESTACAS
ATIRANTADAS COM MEDIÇÕES *IN LOCO* E *SOFTWARE*, EM SOLO
LATERÍTICO DA CIDADE DE TOLEDO-PR.**

CASCABEL - PR

2017

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

ISMAYLLOR REGIS CADAMURO

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM CORTINA DE ESTACAS
ATIRANTADAS COM MEDIÇÕES *IN LOCO* E *SOFTWARE*, EM SOLO
LATERÍTICO DA CIDADE DE TOLEDO-PR.**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Orientador: Prof. Me. Eng. Civil Maycon
André de Almeida.**

CASCADEL - PR

2017

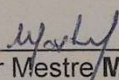
CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

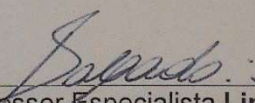
ISMAYLLOR REGIS CADAMURO

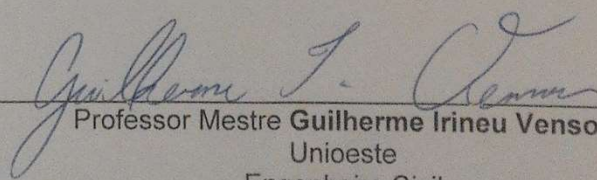
**ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM CORTINA ESTACAS
ATIRANTADAS COM MEDIÇÕES *IN LOCO* E *SOFTWARE*, EM SOLO
LATERÍTICO DA CIDADE DE TOLEDO-PR.**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor (a) Mestre **Maycon André de Almeida**.

BANCA EXAMINADORA


Orientador Professor Mestre **Maycon André de Almeida**
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil


Professor Especialista **Lincoln Salgado**
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil


Professor Mestre **Guilherme Irineu Venson**
Unioeste
Engenheiro Civil

Cascavel, 19 de junho de 2017.

Dedico:

Aos meus pais por me darem a vida;

Ao meu irmão, Ismael, por me inspirar;

À minha futura esposa, Luciana, por me incentivar.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pela sabedoria e oportunidade.

À Fundatti, em especial a Luan Maran, por disponibilizar o local para o estudo.

Ao Professor Me. Maycon André de Almeida, por acreditar no trabalho e na minha capacidade de fazê-lo, orientar e estimular a pesquisa acadêmica.

À toda minha família e amigos por estarem presentes nessa jornada acadêmica e contribuírem para o êxito.

À minha futura esposa, Luciana, por toda dedicação, amor, cuidados e incentivo ao longo de toda faculdade e no desenvolvimento do trabalho.

Aos meus pais, Ismael e Sonécima, por amar e acreditar na minha capacidade.

RESUMO

A previsão de deslocamento horizontal de uma cortina de estacas escavadas e atirantadas, pode ser obtida através de *softwares* geotécnicos específicos, tendo em vista que o deslocamento virtual varia de acordo com o tipo de contenção utilizada, índices do solo, dimensionamento estrutural, além das condições ambientais, adotados por cada engenheiro calculista. Sendo assim, esse trabalho apresenta uma avaliação dos índices de deslocamentos horizontais de uma cortina de estacas escavadas e atirantadas obtidos *in loco* e dos estimados pelo *software geotécnico CYPECAD*. As análises foram realizadas comparando o deslocamento horizontal encontrado na contenção, localizada na cidade de Toledo-PR, com os possíveis deslocamentos estimados de cortinas de estacas escavadas com ou sem tirantes, além de índices do solo obtidos por ensaio Triaxial ou por ensaio Standart Penetration Test (SPT). O longo dos meses de monitoramento da contenção, foi constatado um deslocamento horizontal máximo final de 1 milímetro, índice de deslocamento similar ao dimensionado com o uso do *software* e consequentemente em favor da segurança.

Palavras-chave: Contenção, Cortina de estacas atirantadas, Deslocamento horizontal.

LISTAS DE ANEXOS

Anexo 1 - Ensaio SPT do furo 1.....	58
Anexo 2 - Localização das estacas e tirantes.....	59
Anexo 3 - Deslocamentos da contenção sem tirantes e índices do solo laboratoriais:.....	59
Anexo 4 - Deslocamentos da contenção atirantada e índices do solo por SPT.....	60
Anexo 5 - Deslocamentos da contenção sem tirantes e índices do solo por SPT.	61
Anexo 6 - Deslocamentos da contenção atirantada e índices do solo laboratoriais.	61

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1.	18
Equação 2.	20
Equação 3.	20
Equação 4.	27

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Corte transversal de uma célula de ensaio triaxial (a); Corpo de prova na fase inicial do ensaio (b); Corpo de prova cisalhado (c); Corpo de prova deformado (d):	21
Figura 2 – Círculo de Mohr:	22
Figura 3 – Ensaio Standard Penetration Test:	23
Figura 4 - Empuxo ativo e passivo:	25
Figura 5 - Tipos de rupturas de cortina de estacas atirantadas:	29
Figura 6 - Método de Culmann:	32
Figura 7 - Método de Bishop:.....	33
Figura 8 - Tirante monobarra protendido:	35
Figura 9 - Localização dos furos de sondagem:	37
Figura 10 - Perfil representativo do subsolo:.....	38
Figura 11 - Localização da obra:	39
Figura 12 - Contenção Eixo B:	39
Figura 13 - Detalhamento da armadura das estacas:	40
Figura 14 - Detalhamento da viga de travamento e sua fretagem:	41
Figura 15 - Detalhamento da escavação:.....	41
Figura 16 - Estacas e viga de coroamento:	42
Figura 17- Marcos de aferição:.....	43
Figura 18 - Escavação e perfuração dos tirantes:	43
Figura 19 - Viga de travamento e protensão dos tirantes:	44
Figura 20- Escavação, fundação e estrutura:	44
Figura 21 - Coleta de dados:.....	45
Figura 22 – Dimensionamento 1:	48
Figura 23 - Dimensionamento 2:.....	48
Figura 24 - Dimensionamento 3:.....	49
Figura 25 - Dimensionamento 4:	49

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Deslocamento Horizontal Máximo:	51
Gráfico 2 – Momento Fletor Máximo:	52
Gráfico 3 –Força Cortante Máxima:.....	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correlação entre índice de resistência a penetração e coesão do solo:	19
Tabela 2 - Densidade relativa do solo em função do N_{spt} :	20
Tabela 3 - Coeficientes de empuxo ativo e passivo em relação ao ângulo de atrito do solo: ..	26
Tabela 4 - Ângulo de inclinação de taludes naturais:	30
Tabela 5- Dados gerais da contenção Eixo B:	46
Tabela 6 - Índices utilizados no dimensionamento:	47
Tabela 7 – Deslocamentos máximos in loco:	50

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	14
1.1 INTRODUÇÃO.....	14
1.2 OBJETIVOS.....	14
1.2.1 Objetivo geral	14
1.2.2 Objetivos Específicos	15
1.3 JUSTIFICATIVA.....	15
1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA.....	15
1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	16
CAPÍTULO 2	17
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1.1 Solos	17
2.1.2 Cisalhamento do solo	18
2.1.2.1 Coesão do Solo.....	19
2.1.2.2 Ângulo de atrito do solo	19
2.1.2.3 Ensaio de Compressão Triaxial.....	21
2.1.3.1 Standard Penetration Test (SPT).....	22
2.1.4 Esforços solicitantes oriundos do solo	24
2.1.4.1 Empuxo	25
2.1.5 Ruptura de cortinas atirantadas.....	27
2.1.6 Método de análise de estabilidade de taludes.....	30
2.1.7 Obras de estabilização de taludes	30
2.1.8 Arqueamento	31
2.1.9 Cortina de estacas atirantada	31
2.1.10 Tirantes	34
CAPÍTULO 3	36
3.1 METODOLOGIA.....	36
3.1.1 Tipo de estudo e local de pesquisa	36
3.1.2 Caracterização do solo.....	36
3.1.3 Caracterização da Amostra.....	38
3.1.4 Sequência de execução	42

3.1.5 Coleta de dados.....	44
CAPÍTULO 4	50
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES	50
CAPÍTULO 5	53
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	53
CAPÍTULO 6	55
6.1 SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS	55
REFERÊNCIAS.....	56
ANEXOS.....	58

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

O crescente aumento na demanda de terrenos urbanos destinados às edificações verticais com subsolos e a proporcional valorização dos mesmos, levaram os profissionais da construção civil a se atentarem pela necessidade de maximizar o aproveitamento desses espaços sem afetar construções vizinhas.

As contenções de solo são muito utilizadas para possibilitar o ganho de espaços em subsolos de edificações, de modo que cortinas de estacas atirantadas atendem muito bem as expectativas em escavações com mais de 6 metros, sendo essas, estruturas feitas de concreto armado com tirantes, recebendo esforços de tração e as estacas de flexão, trabalhando de forma simultânea para contenção de maciços de solo, sendo também chamados de muros de contenção.

À medida que surge a necessidade de escavações profundas em solos coesos, como o encontrado na cidade de Toledo no Oeste do Paraná, a Cortina de Estacas e suas variações se tornaram alternativas bastante viáveis na grande maioria das obras onde há necessidade de subsolos.

Mediante isso, o estudo do comportamento desse tipo de estrutura pode ser feita através de análises instrumentadas em campo, servindo como importante ferramenta na solução de problemas geotécnicos e favorecendo a compreensão dos fenômenos relacionados ao comportamento do solo e a estrutura de sua contenção.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo analisar os possíveis deslocamentos horizontais na parte superior de uma cortina de contenção, escavada com trado mecânico e reforçada através de tirantes, por meio da realização da coleta de dados *in loco* em subsolo de um edifício na região de Toledo-PR, e comparação com estimativas através do *software*.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar medições de deslocamento horizontal do topo das estacas;
- Comparar os resultados encontrados *in loco* com os estimados em *software*;
- Avaliar o dimensionamento da cortina de estacas e sua segurança.

1.3 JUSTIFICATIVA

À medida que surge a necessidade de escavações profundas em solos coesivos predominantemente argilosos, como o encontrado na cidade de Toledo no Oeste do Paraná, a Cortina de Estacas e suas variações se tornaram alternativas viáveis na grande maioria das obras onde há necessidade de subsolos.

A falta de estudos comparativos de projetos dimensionados por *softwares* e resultados *in loco*, podem ser um dos motivos de relatos de contenções que cederam no Paraná. Por mais que esse tipo de contenção seja bastante utilizada, rotineiramente o empirismo é levado em conta tanto no projeto de dimensionamento quanto no processo construtivo da contenção.

Os problemas de deslocamentos excessivos de muros de contenção, comprometimento estrutural e rupturas, são casos frequentes nos últimos tempos. Mediante isso, surgiu a necessidade de aprofundamento no estudo prático do real comportamento da contenção, desde a retirada do suporte de solo da face interna até a confecção de seus travamentos permanentes, no caso, as lajes do subsolo.

Muitas vezes a omissão de investigações adequadas por parte dos projetistas, os levam a superdimensionar a estrutura para conter possíveis deslocamentos, por mais que trabalhando em favor da segurança estão na contramão da economia, uma vez que aumentam desnecessariamente os gastos da obra.

1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

Qual o real deslocamento horizontal de uma cortina de estacas atirantadas possuindo dois subsolos e executada em solo laterítico e colapsível de Toledo-PR?

1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa foi realizada através de medições do deslocamento horizontal da viga de coroamento (localizada no topo das estacas) de um edifício habitacional com dois subsolos, localizado na cidade de Toledo – Paraná.

A pesquisa limita-se em um levantamento quantitativo referente ao deslocamento da contenção horizontalmente, análise dos dados obtidos *in loco* e através do *software*, além da identificação dos motivos pelo qual a mesma atingiu o comportamento estimado ou não.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Solos

Segundo Silva (2008), os solos são provenientes da interação de processos intempéricos, sendo que o primeiro se dividem em três tipos: intemperismo químico, físico e biológico. O intemperismo atua no substratocho e dependem de diversos fatores, como a rocha matriz, o relevo, agentes biológicos, o clima e a exposição da rocha à ação destes elementos.

Solo laterítico é uma variedade de solo típico das partes bem drenadas das regiões de clima tropical e úmida, possuindo características específicas, devido às condições geológicas que foram formados (VILLIBOR e NOGAMI, 2009).

O processo de laterização faz com que a fração argilosa dos solos lateríticos seja constituída essencialmente de argilo-minerais, hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. A estabilidade do solo em contato com a água das agregações é realizada através das combinações desses componentes e ainda, atuam como agentes cimentantes naturais. As frações de areia e silte são compostas principalmente por quartzo, agregações lateríticas (concreções lateríticas) e em frações menos por minerais pesados (SANTOS, 2006; SUAREZ, 2008).

Segundo Mendonça (1990), o colapso é a redução brusca de volume de um solo com o aumento do seu teor de umidade e/ou acréscimo de tensões em um solo argiloso.

Cintra (1998) afirma que, solos colapsíveis são solos que sofrem bruscas e significativas reduções de volume, quando umedecidos, sem variação da tensão total a que estejam submetidos. Caracterizam-se por apresentar baixo grau de saturação e estrutura porosa, com equilíbrio metaestável entre suas partículas, que são mantidas em suas posições por meio de algum vínculo capaz de proporcionar ao solo uma resistência adicional temporária e com o umedecimento ocorre a redução dessa resistência, provocando o colapso.

De acordo com Rohlfs Júnior (1996), os solos lateríticos, em geral apresentam-se na condição de saturação parcial. Os perfis de variação do teor de umidade, e conseqüentemente de sucção, apresentam uma variabilidade no tempo e no espaço devido à grande heterogeneidade e às condições climáticas. Estes solos, em geral, podem ser muito

compressíveis, mas apresentam deslocamento praticamente instantâneo, após a aplicação do carregamento. Os solos lateríticos são solos, que pela sua estrutura, composição, e formação, apresentam potencial de colapso. A magnitude do recalque com a presença de umidade depende do grau de saturação e do nível de tensões existentes no momento do colapso (DIAS, 1987 apud ROHLFES JÚNIOR, 1996).

No Brasil os solos colapsíveis foram identificados pela primeira vez em São Paulo, por volta de 1940 (Vargas, 1977), e desde então, têm sido objeto de investigações, ressaltando-se os trabalhos pioneiros para a construção de barragens brasileiras de Três Marias (Queiroz, 1960), Promissão (Décourt, 1971) e Ilha Solteira (Vargas, 1977).

No Paraná, os solos lateríticos ocupam cerca de 30% do território e apresentam tanto textura arenosa (região noroeste) quanto argilosa (região norte). São solos espessos, muito porosos, de coloração amarelada ou avermelhada em função do conteúdo e da natureza dos compostos de ferro (Fasolo et al., 1986).

2.1.2 Cisalhamento do solo

As características de cisalhamento do solo são representadas pela coesão e pelo ângulo de atrito interno dos grãos do solo (Ortigão, 1995). A coesão do solo é a força de atração entre as superfícies de uma partícula, podendo ser real ou aparente. A coesão real é resultado do efeito de cimentantes como teor de óxidos e argilas silicatadas (Mullins et al., 1990). Coesão aparente é o resultado da tensão superficial da água nos capilares do solo, formando meniscos de água entre as partículas de solo saturado aproximando entre si, constituindo uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos parcialmente saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993).

A resistência do solo ao cisalhamento é determinada pelas características coesivas e friccionais entre as partículas de solo, sendo definida como tensão máxima cisalhante que o solo pode suportar sem sofrer ruptura (Pinto, 2000).

A resistência ao cisalhamento do solo pode ser calculada através a Equação 1 dada por Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (1)$$

Onde:

τ = Resistência ao cisalhamento;

c = Coesão do solo;

σ = tensão normal atuante.

φ = ângulo de atrito.

2.1.2.1 Coesão do Solo

Segundo Pereira (1984), a coesão atua sempre no sentido de diminuir as tensões ativas e aumentar as passivas. Como as tensões ativas significam ações e as passivas significam resistências, a influência da coesão será sempre favorável, pois, diminui as ações e aumenta as resistências.

Segundo Alonso *apud* Castro (2008), se não existirem ensaios laboratoriais para determinar a coesão da argila, podendo utilizar como parâmetros geotécnicos de resistência uma correlação entre o índice de resistência a penetração do solo e a coesão, conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Correlação entre índice de resistência a penetração e coesão do solo:

Consistência do solo	NSPT	Coesão (Kpa)	Peso Específico (kN/m³)
Muito mole	<2	<10	13
Mole	2 a 4	10 a 25	15
Média	4 a 8	25 a 50	17
Rija	8 a 15	50 a 100	19
Muito rija	15 a 30	100 a 200	-
Dura	>30	>200	21

(Fonte: Castro, 2008).

2.1.2.2 Ângulo de atrito do solo

Segundo Pinto (2000), o ângulo de atrito interno do solo representa as características friccionais entre as partículas do solo, sendo definido como o ângulo máximo que a força transmitida a ele pode fazer com a força normal à superfície de contato, sem que haja cisalhamento do solo. O ângulo de atrito interno depende de fatores como grau de compactação, tipo de argila, tamanho e forma de grãos de areia do solo.

De Mello (1971) *apud* Schnaid (2000), apresentou a Equação 2 para determinação do atrito efetivo em função da densidade relativa do solo.

$$\tan \phi = \frac{0,712}{1,49 - D_r} \quad (2)$$

Onde:

ϕ = ângulo de atrito;

D_r = Densidade relativa;

Skempton (1986) *apud* Marangon (2009), forneceram correlações para determinação da densidade relativa de solos arenosos em função do N_{spt} , conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Densidade relativa do solo em função do N_{spt} :

N_{spt}	D_r (%)	Compacidade
0 – 3	0 – 15	Muito solta
3 – 8	15 – 35	Solta
8 – 25	35 – 85	Medianamento compacta
25 – 42	65 – 85	Compacta
>42	85 – 100	Muito compacta

(Fonte: Morangon, 2009).

Segundo Godoy (1983) *apud* Schnaid (2000), podemos determinar o ângulo de atrito de solos argilosos em função do N_{spt} de acordo com a Equação 3, dado esse muito próximo da realidade.

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{spt} \quad (3)$$

Onde:

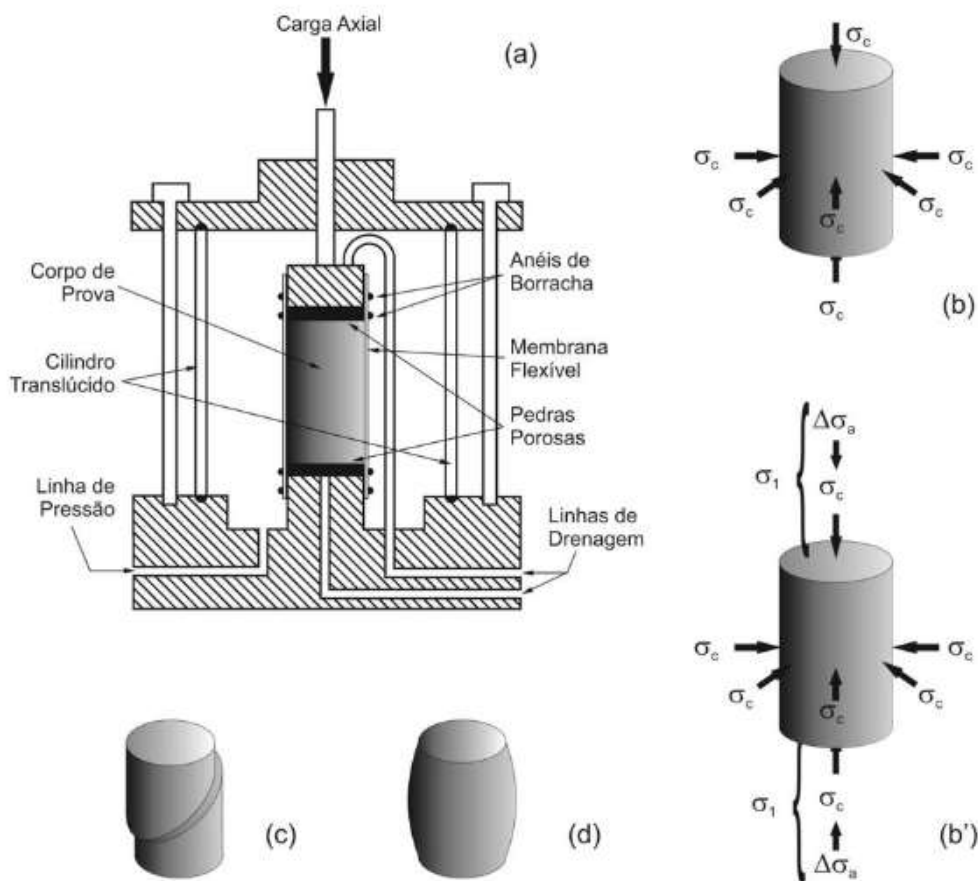
ϕ = ângulo de atrito;

N_{spt} = Número de golpes necessários para cravar 30cm o amostrador padrão.

2.1.2.3 Ensaio de Compressão Triaxial

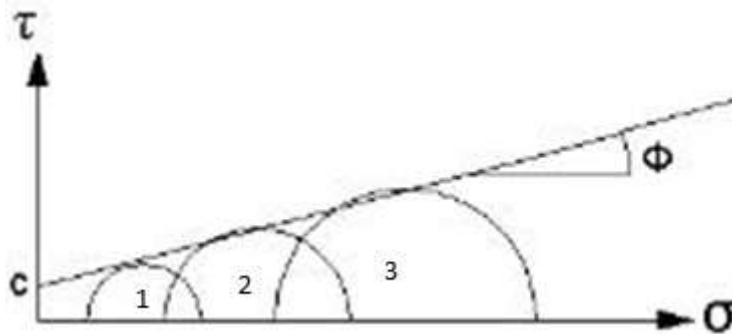
De acordo com Carlos de Souza Pinto (2000), podemos obter ângulo de atrito, coesão e resistência ao cisalhamento através do ensaio de compressão triaxial do solo, que consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial no corpo de prova cilíndrico de solo. No momento do carregamento mede-se em diversos intervalos de tempo o acréscimo de tensão que está atuando e também a deformação do corpo de prova. Com os dados de acréscimos de tensão em 3 corpos de prova é possível traçar o gráfico de círculos de Mohr e consequentemente determinar o ângulo de atrito, coesão e resistência ao cisalhamento.

Figura 1 - Corte transversal de uma célula de ensaio triaxial (a); Corpo de prova na fase inicial do ensaio (b); Corpo de prova cisalhado (c); Corpo de prova deformado (d):



(Fonte: Molina, 2017).

Figura 2 – Círculo de Mohr:



(Fonte: Autor, 2017).

2.1.3.1 Standard Penetration Test (SPT)

No Brasil, a sondagem de simples reconhecimento foi introduzida em 1939 pela Seção de Solos e Fundações do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e sua execução está atualmente normalizada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas através da Norma Brasileira NBR 6484/97.

Entrando no mérito dos ensaios de sondagem, Hachich et al (1998) cita que o “Standard Penetration Test” (SPT) é o ensaio mais executado na maioria dos países, inclusive no Brasil. Isto deve-se a sua praticidade e seu baixo custo, apresentando resultados satisfatórios. Não exige a necessidade de laboratório para análise dos resultados.

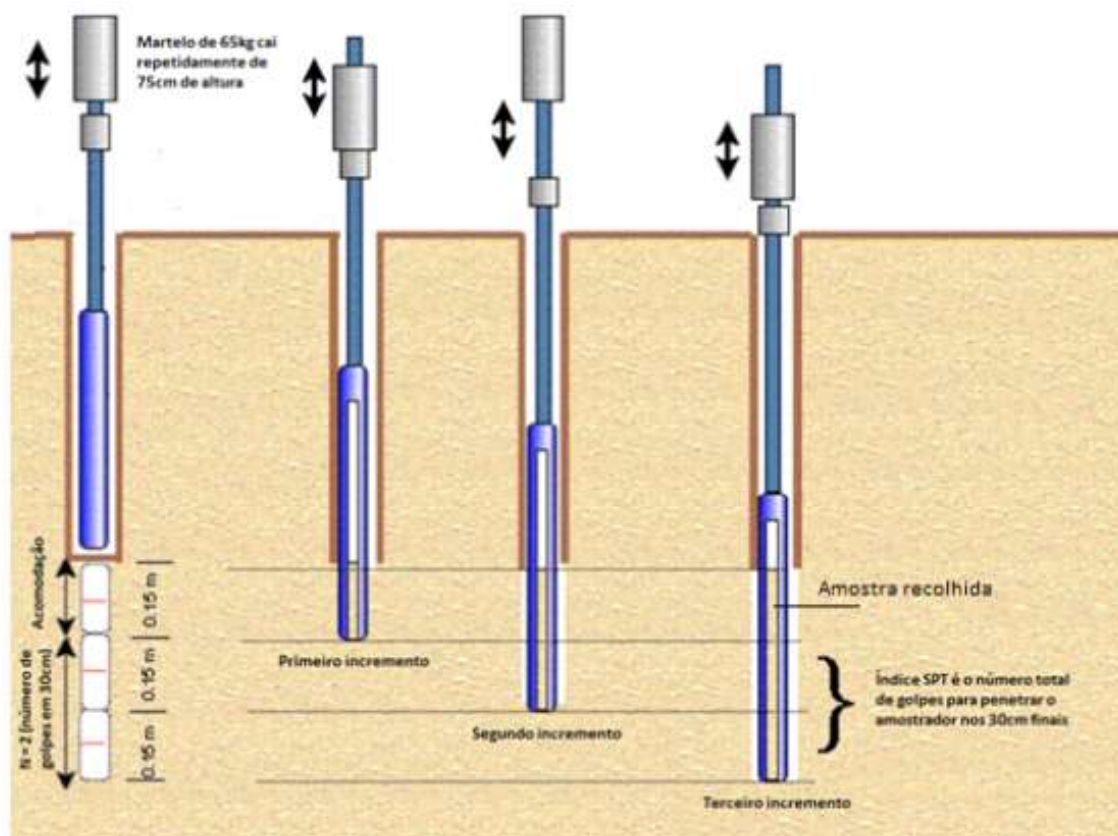
A execução dessa sondagem é recomendada quando se deseja conhecer:

1. O tipo de solo atravessado através da retirada de amostra deformada a cada metro perfurado;
2. A resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão também a cada metro perfurado
3. A posição do nível d’água, quando encontrado durante a perfuração.

Ao iniciar a sondagem deve-se determinar, na planta da área a ser investigada, os pontos a serem sondados devem estar distanciados de 15 a 30 metros, salvo especificações. No caso de edificações procura-se posicionar essas sondagens próximas às áreas de maior concentração de cargas. No caso de sondagens preliminares em áreas extensas, a distância entre os pontos, pode variar de 50 a 100 metros, evitando sempre um único ponto de sondagem, assim como pontos alinhados.

O ensaio SPT, descrito por Schnaid (2000), constitui em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65,0 kg, caindo de uma altura de 750 mm. O valor de N é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm, ilustrado na figura 3.

Figura 3 – Ensaio Standard Penetration Test:



(Fonte: PET Civil, 2015)

De acordo com a NBR 8036 (1983), o número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições

geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer o melhor quadro possível das várias camadas do subsolo do local estudado. As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem de 1200 m². Acima de 2400 m², o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m²;
- b) três para área entre 200 m² e 400 m²;

2.1.4 Esforços solicitantes oriundos do solo

Segundo Turcarelli (2013), a NBR 5629/2006 exige que o modelo de cálculo adotado leve em conta a deslocabilidade da estrutura de contenção o número de níveis de tirantes e a sequência executiva. Não há clareza sobre a obrigatoriedade do uso dos métodos evolutivos, uma vez que nos métodos não evolutivos existe uma série de diagramas de empuxo para cada situação da contenção. E a partir desses diagramas é possível projetar a contenção para cada fase da obra considerando os vários níveis de tirantes à medida que a escavação avança, o formato de cada um deles foi elaborado em função de valores medidos, de tal maneira que a deslocabilidade está englobada para cada caso em particular, mesmo que não seja calculado propriamente dito, os diagramas existentes só possuem seus formatos peculiares devido a deslocabilidade da contenção.

A norma ABNT NBR 6122/2010 classifica as ações em:

1. Ações provenientes da superestrutura decorrentes do terreno;
2. Ações provenientes da superestrutura decorrentes da água superficial e subterrânea;
3. Ações excepcionais considerando as solicitações que ocorrem nas proximidades da obra (escavações, aterros, túneis), tráfego de veículos pesados e equipamentos utilizados na construção, explosão, colisão de veículos, entre outras.

Conforme Budhu (2013), o cálculo da distribuição de tensões no interior do solo, oriundas de cargas de superfície requer suposições que simplificam grosseiramente o

comportamento do solo. A ação de um maciço de solo sobre as obras com ele em contato é chamado de empuxo (CAPUTO, 1987).

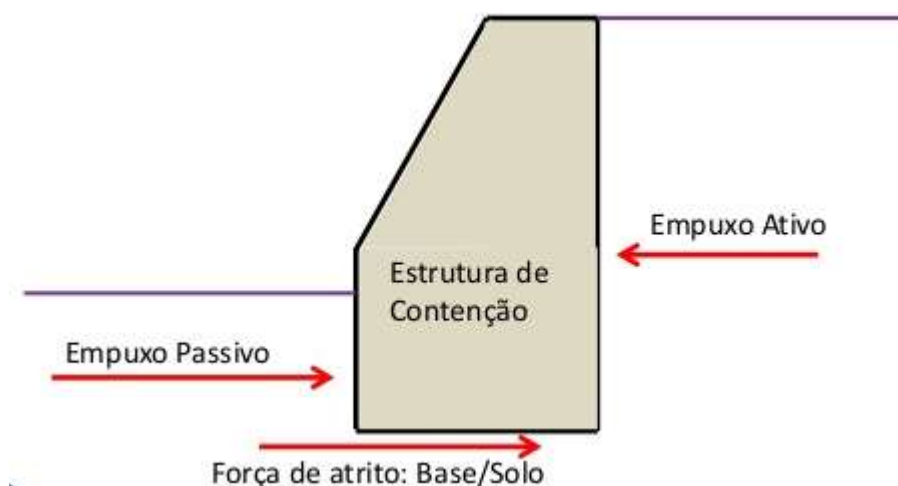
Ainda tratando de esforços solicitantes, segundo Craig (2007), a resistência passiva deve ser calculada admitindo-se que não há sobrecarga de superfície e a pressão ativa deve ser calculada admitindo que exista uma sobrecarga de superfície de, no mínimo de 10KN/m^2 .

2.1.4.1 Empuxo

Segundo Moliterno (1994), o esforço exercido pelo solo contra uma estrutura de contenção chama-se empuxo, sendo ele ativo ou passivo. É considerado passivo quando atua da estrutura contra o solo, comum nos casos de escoramentos de valas e galerias. Já o empuxo ativo, designa-se pela resultante da pressão da terra contra a estrutura, causado principalmente por cortes no terreno.

De acordo com Cavalcante (2006), na natureza, um maciço de solo pode se encontrar em três situações de equilíbrio: em repouso, em estado passivo ou em estado ativo, conforme figura 4.

Figura 4 - Empuxo ativo e passivo:



(Fonte: Marquetti, 2008)

Segundo Reckziegel (2014), empuxo ativo é a pressão exercida pelo maciço de terra sobre a estrutura de contenção quando existe a tendência de o solo deformar a estrutura a qual

cede com pequenos deslocamentos. Empuxo passivo é a pressão exercida pela estrutura sobre o maciço de terra quando existe a tendência de que a estrutura comprima, havendo um deslocamento no sentido contrário ao do empuxo ativo. E empuxo no repouso é a pressão exercida quando o maciço de terra não sofre expansão nem compressão (deslocamento nulo).

Usualmente na mecânica dos solos, na determinação dos valores de empuxos, são utilizadas duas teorias: uma proposta por Coulomb (1776) e outra apresentada por Rankine (1857). Conforme é relatado por Budhu (2013), o modelo é baseado em muros de contenções verticais, sem atrito na interface do muro e solo, a superfície do solo é horizontal e não há tensão cisalhante nos limites horizontal e vertical, além do muro ser rígido e se estende em uma profundidade de massa de solo seco, homogêneo e isotrópico.

Caputo (1987) afirma que, por desconsiderar o atrito solo-muro, a teoria de Rankine tende a oferecer resultados mais elevados de empuxo ativo, diferentes de outros modelos mais elaborados, mostrando-se conservativo. Rankine, ao desenvolver sua teoria, baseou-se na hipótese de que uma ligeira deformação do solo é suficiente para gerar um estado limite plástico em todo o maciço. Se com isso for superada a resistência ao cisalhamento do solo, o maciço pode movimentar-se, gerando estado ativo (no caso da expansão do solo) ou estado passivo (no caso de retração).

Entretanto, segundo Marzionna (1996), quando uma estrutura de contenção rotaciona em torno de sua base, como é o caso dos muros de arrimo, as tensões geostáticas a elas aplicadas se distribuem de forma triangular, nesses casos o empuxo pode ser calculado pelas teorias de Rankine e Coulomb. Já nas contenções atirantadas ou escoradas essas duas teorias não são válidas, pois o processo de deformação nessa estrutura é diferente, gerando distribuição de tensões diferentes ao longo da mesma. De acordo com cada valor de ângulo de atrito apresenta coeficientes de empuxo ativo e passivo diferentes, conforme Tabela 3.

Tabela 3 - Coeficientes de empuxo ativo e passivo em relação ao ângulo de atrito do solo:

Ângulo de Atrito	0°	10°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	60°
Coef. De Empuxo Ativo	1,00	0,75	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13	0,07
Coef. De Empuxo Passivo	1,00	1,42	2,04	2,47	3,00	3,69	4,40	5,83	7,55	13,9

(Fonte: Morangon, 2009).

Sendo assim, a resultante das forças de empuxo é considerada atuante 1/3 da altura da camada de solo. De acordo com Equação 4.

$$E = 0,5. \gamma. k. h^2 \quad (4)$$

Onde:

E= Empuxo.

γ = Peso Específico do solo.

k= Coeficiente de Empuxo.

h= Altura da camada de solo.

2.1.5 Ruptura de cortinas atirantadas

De acordo com Gaba et. al. (2003), a ruptura de contenções escoradas é raramente ocasionada por erros de determinação dos esforços ou dimensionamento da cortina propriamente dita. Geralmente são erros associados a fatores como: conhecimento inadequado das condições geológico-geotécnico e hidrológicas locais, projeto sem um bom detalhamento construtivo e de especificações, mão de obra mal qualificada, sequência construtiva inadequada, resultado em empuxos superiores aos de projeto e controle inadequado das etapas construtivas, tais como escavações e cotas de implantação do escoramento.

Segundo Strom e Ebeling (2002), de modo geral os tipos de rupturas de uma cortina atirantada podem ser classificadas em:

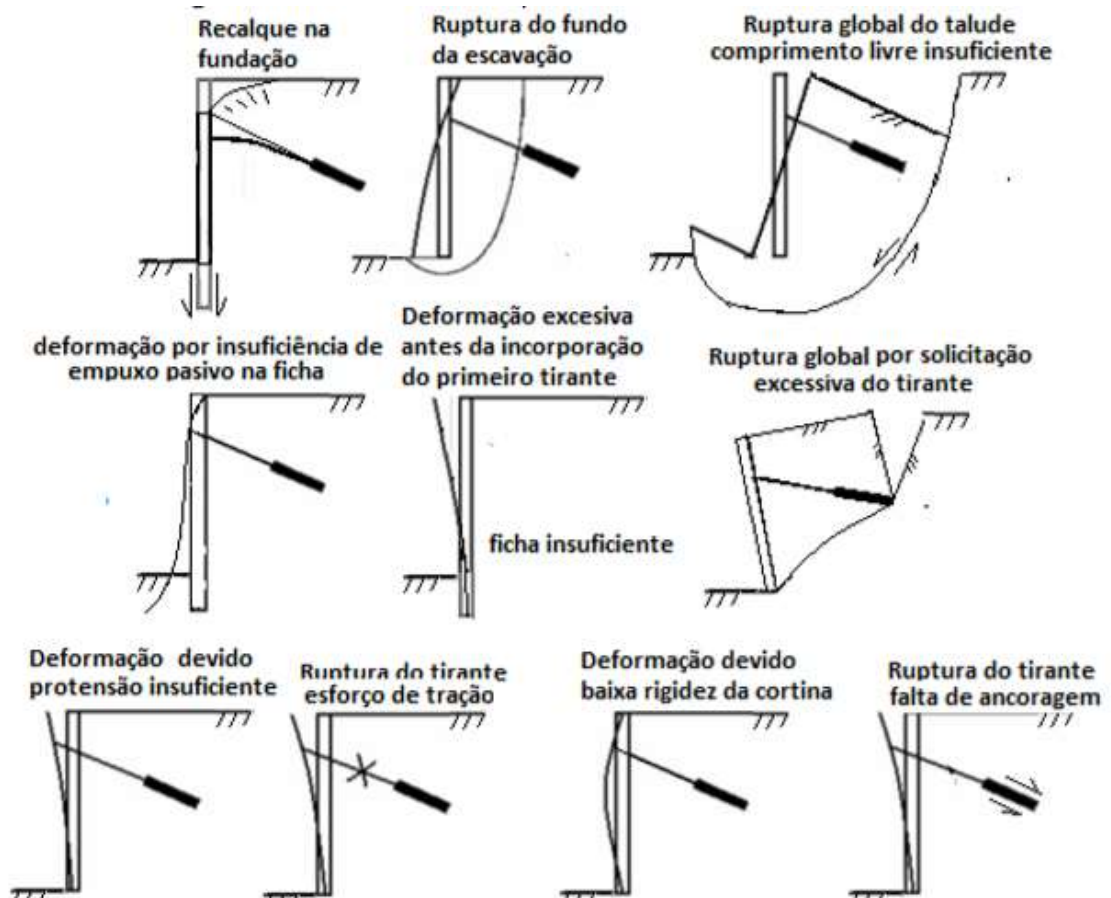
1. Ruptura do tirante, insuficiência de atrito entre bulbo e solo;
2. Insuficiência de protensão nos tirantes;
3. Baixa rigidez à flexão da cortina;
4. Ruptura por insuficiência do empuxo passivo na região fixa;
5. Ruptura por rotação antes da colocação da primeira linha de tirantes;
6. Puncionamento da base, quando o solo tem baixa capacidade de suporte;
7. Ruptura por tombamento;
8. Ruptura por cisalhamento;
9. Ruptura Global.

Segundo GeoRio (2000), os tipos de rupturas de cortina de estacas com tirantes se dá através:

1. Puncionamento da base – solo de fundação que suporta a base da cortina tem baixa capacidade de suporte, inferior a 20kPa e índice de resistência à penetração $N_{spt} < 10$;
2. Ruptura do fundo da escavação – pode ocorrer quando a camada de solo mole existir sob o nível da escavação;
3. Deformação excessiva – possível de ocorrer durante a construção, ou antes, da protensão dos tirantes;
4. Ruptura do Tirante – pode ocorrer se os componentes do sistema atirantado forem individualmente inadequados ou devido à ocorrência de sobrecarga nas ancoragens durante a construção;
5. Ruptura da cortina – ruptura por flexão excessiva ou puncionamento das ancoragens.

Strom e Ebeling (2002) ilustram através da Figura 5 os possíveis tipos de ruptura que uma cortina de estacas atirantadas pode sofrer.

Figura 5 - Tipos de rupturas de cortina de estacas atirantadas:



(Fonte: Strom e Ebeling, 2002).

De acordo com Costa Nunes (1975), as causas dos acidentes em estruturas de arrimo foram classificadas da seguinte forma:

1. Deficiência de drenagem – 33%;
2. Dimensionamento de base insuficiente – 25%;
3. Insuficiência Estrutural – 19%;
4. Falhas de execução durante o aterro – 10%;
5. Falhas nos apoios superiores ou laterais – 5%;
6. Acidentes nos trabalhos – 5%;
7. Causas diversas – 3%.

2.1.6 Método de análise de estabilidade de taludes

Os métodos de análise de estabilidade de taludes são divididos em duas categorias: *métodos determinísticos*, nos quais a medida da segurança do talude é feita em termos de um fator de segurança e *métodos probabilísticos*, nos quais a medida de segurança é feita em termos da probabilidade ou do risco de ocorrência da ruptura (GEORIO, 2000).

De acordo com Cardoso (2002), o ângulo de talude natural é o maior ângulo de inclinação para um determinado tipo de solo quando exposto ao tempo, obtido sem ruptura do equilíbrio do maciço. Quanto mais coesivo o solo, menos propenso a desmoronamento e maior o ângulo de inclinação, conforme Tabela 4.

Tabela 4 - Ângulo de inclinação de taludes naturais:

Natureza do terreno	Terreno Seco	Terreno úmido
Rocha dura	80° a 90°	80°
Escombros rochosos, pedras	45°	40°
Mistura de areia e argila	45°	30°
Solo com cobertura vegetal	45°	30°
Argila	40°	20°
Areia fina	30°	20°

(Fonte: Cardoso, 2002).

2.1.7 Obras de estabilização de taludes

Segundo a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE, 1998), a execução de cortes nos maciços pode condicionar movimentos de massa ou, mais especificamente, escorregamento de taludes, desde que as tensões cisalhantes ultrapassem a resistência ao cisalhamento dos materiais.

Vale salientar que, na opção por um destes tipos de obra, ou seja, na elaboração de projetos de estabilização de taludes, não se pode esquecer que “cada caso é um caso” e que “a natureza não se repete”, e, portanto, a adoção de uma solução deve estar embasada em estudos cuidadosos, que consideram as características do meio físico e os processos de instabilização envolvidos (CARVALHO, 2001).

2.1.8 Arqueamento

De acordo com Terzaghi (1943), o arqueamento só acontece quando a deformação da base do solo contido for igual ou superior ao topo, caracterizando movimento de translação ou rotação pelo topo, respectivamente. Isso faz com que na região superior haja concentração de tensão, tendo comportamento distinto ao proposto por Coulomb. Esse tipo de movimento é característico em estruturas que possuem apoio superior, como tirantes, grampos ou escoras.

More (2003), relata que em escavações estroncadas, o arqueamento é principalmente devido à distribuição local de tensões no solo, entre o último nível de estronca instalado e o fundo da escavação.

Fang e Ishibashi (1986), constataam no deslocamento rotacional da estrutura pelo topo, que o comportamento da tensão ativa na região compreendida está entre $H/2$ e $H/4$ acima da base é aproximadamente o proposto por Coulomb, onde H é a altura da estrutura.

2.1.9 Cortina de estacas atirantada

Conforme Tecnosolo (1978), cortinas de concreto armado são painéis esbeltos, devido ao alívio de esforços causados pela protensão dos tirantes. Os tirantes transferem os esforços através do comprimento ancorado por intermédio do bulbo de concreto, que é localizado na extremidade oposta à parede de concreto armado.

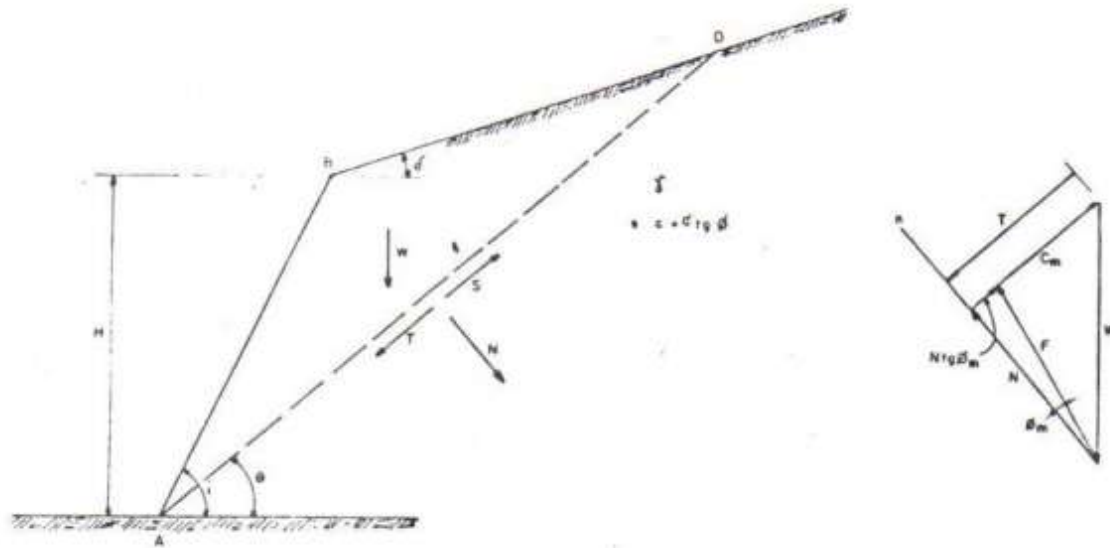
More (2003) afirma que, a utilização de cortinas ancoradas se constitui na solução técnica mais adequada, quando se procura conter os elevados esforços horizontais advindos de escavações de grandes alturas, com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas nas vizinhanças.

Um grande avanço ocorreu na década de 1970, na implantação das obras do metrô de São Paulo, com a introdução de ancoragens reinjetáveis com calda de cimento sob altas pressões (MORE, 2003).

De acordo com Massad (2003), a determinação da carga necessária nos tirantes pode ser feita por equilíbrio limite através dos métodos de Culmann e Bishop simplificado, porém, é condição necessária que na composição do comprimento dos tirantes, os bulbos estejam além do plano (ou superfície) de escorregamento crítico.

Segundo Marangon (2009), o método de Culmann apoia-se na hipótese que considera uma superfície de ruptura plana passando pelo pé do talude e a cunha definida é analisada quando a estabilidade fosse um corpo rígido que desliza ao longo desta superfície, conforme figura 6.

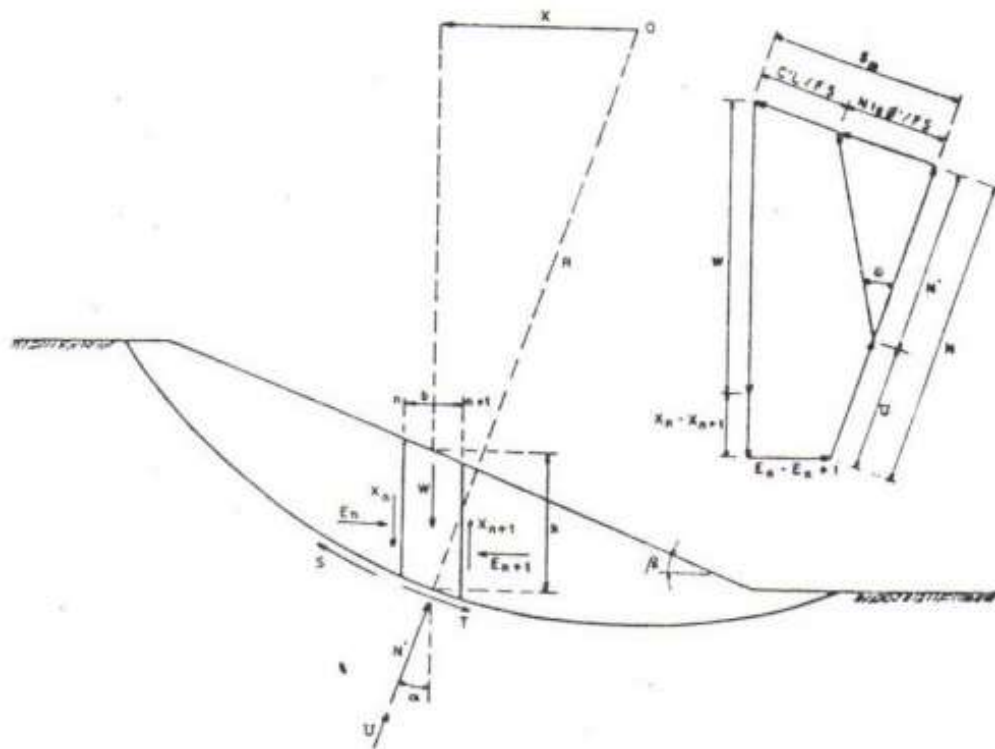
Figura 6 - Método de Culmann:



(Fonte: Marangon, 2014).

De acordo com o mesmo autor, o Método de Bishop, exposto na Figura 7, determina os esforços atuantes sobre a superfície de ruptura dividindo o corpo deslizando em lamelas circulares.

Figura 7 - Método de Bishop:



(Fonte: Marangon, 2014).

De acordo com Loturco (1983) e Fiamoncini (2009), a cortina de estacas com tirantes é um dos métodos mais modernos de contenção, valendo-se de tirantes protendidos e chumbadores para dar sustentação ao terreno. Sua principal vantagem é a possibilidade de aplicação sem a necessidade de cortar nada além do necessário. Com as cortinas atirantadas é possível vencer qualquer altura e situação, mesmo tendo algumas desvantagens, como o alto custo e a demora na execução.

Segundo Magalhães (2003), as cortinas atirantadas se destacam como obras de grande eficácia, versatilidade e segurança. Trata-se de execução de elementos verticais ou subverticais de concreto armado, que funcionam como parâmetro e que são ancorados no subsolo resistente do maciço através de tirantes protendidos. Em princípio esse tipo de obra pode ser utilizado em qualquer situação geométrica.

2.1.10 Tirantes

Segundo a NBR 5629 (2006), tirantes injetados são peças montadas, em que um ou mais elementos resistem aos esforços de tração. Esses são introduzidos no terreno segundo um método específico de perfuração. Já o bulbo de ancoragem resulta da injeção de calda de cimento, sendo responsável pela transmissão da força absorvida pelo tirante ao terreno. A mesma norma regulamentadora explica a diferença existente entre os diferentes tipos de tirantes:

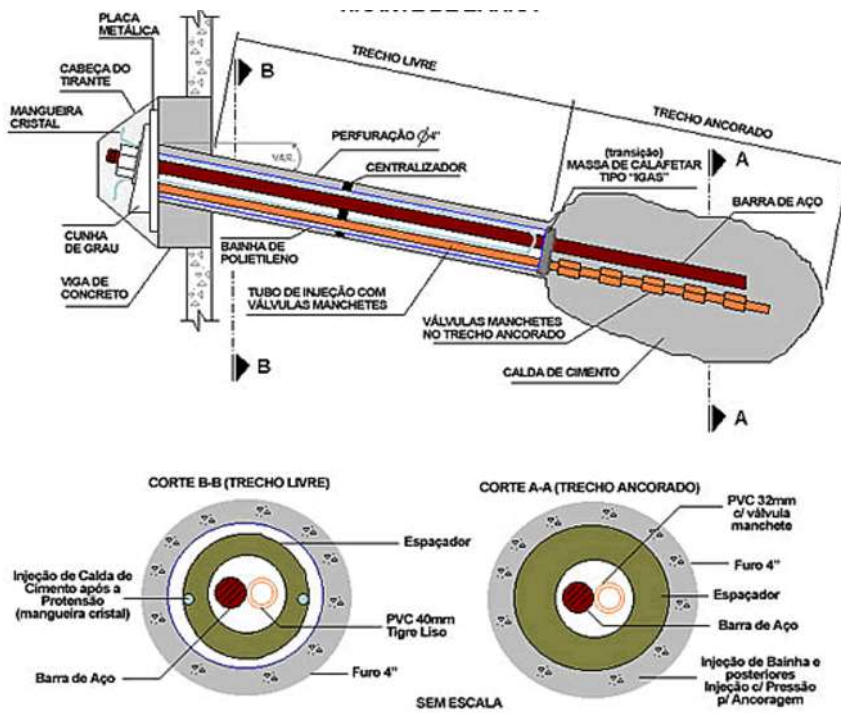
1. Provisórios: são peças destinadas a serem utilizadas por tempo inferior a dois anos;
2. Permanente: são peças destinadas a serem utilizadas por tempo superior a dois anos;
3. Reinjetáveis: são peças em que é possível mais fases de injeções após a sua instalação;
4. Não reinjetáveis: são peças em que não é possível mais fases de injeções após a sua instalação.

A protensão do tirante é normalmente realizada contra a estrutura a ser suportada, através de um conjunto composto de macaco hidráulico, bomba e manômetro devidamente calibrado e aferido uma vez ao ano. Visto que um erro de 10% na leitura do manômetro pode comprometer o elemento estrutural. A limitação da carga máxima a ser utilizada em qualquer tipo de ensaio não pode atingir 90% da carga teórica de escoamento do material. Com o objetivo de se calcular a carga máxima, deve ser considerada a menor seção da peça, que sofrerá os esforços de tração. No caso de tirantes com barras rosqueadas, essa localização é na rosca (YASSUDA; DIAS, 1998).

O tirante é composto por três partes principais, sendo essas, a cabeça, o comprimento livre e o bulbo ou comprimento ancorado (DUTRA, 2013).

1. A cabeça é o dispositivo que transfere a carga do tirante à estrutura a ser ancorada;
2. O comprimento livre é a região entre a cabeça e o bulbo de ancoragem, onde o aço deve permanecer isolado da calda de injeção;
3. O trecho ancorado ou bulbo se situa na extremidade do tirante interna ao solo, é a parte que se encarrega de transmitir os esforços do tirante para o terreno, sendo constituído por um aglutinante, geralmente calda de cimento, que envolve o aço.

Figura 8 - Tirante monobarra protendido:



(Fonte: Solotec, 2017).

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e local de pesquisa

Trata-se de uma análise do deslocamento horizontal de uma cortina de estacas atirantadas localizada na cidade de Toledo – PR., considerando qualquer movimentação e/ou não do topo das estacas.

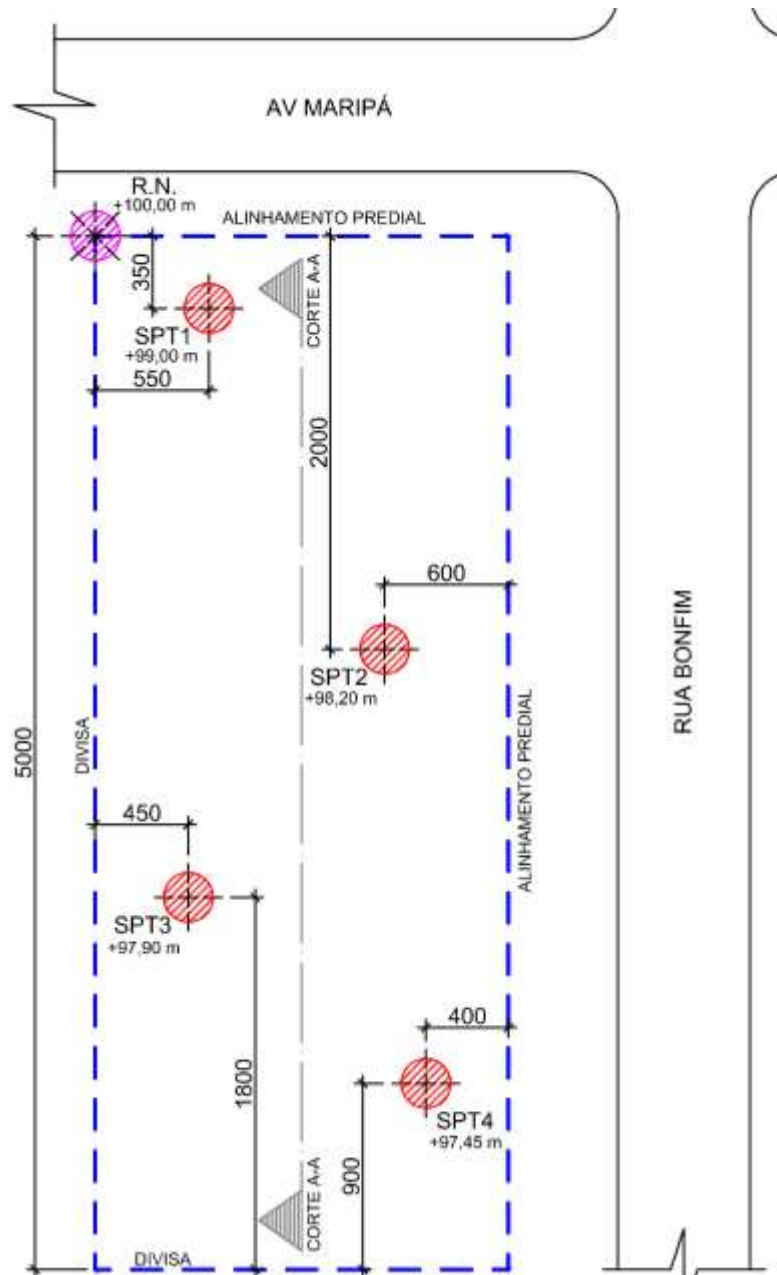
A pesquisa será realizada de forma quantitativa, aferindo *in loco* os dados de deslocamento e os comparando com a referente estimativa em *software*. A coleta de dados tem como objetivo averiguar possíveis movimentações horizontais da estrutura de contenção utilizada, certificando-as se encontram dentro do esperado.

3.1.2 Caracterização do solo

A contenção está localizada na região oeste do Paraná, cujo solo possui características lateríticas: solos bastante intemperizados, apresentando teor de silte inferior a 20% e argila variando entre 15% a 80%, alta porosidade e baixa permeabilidade.

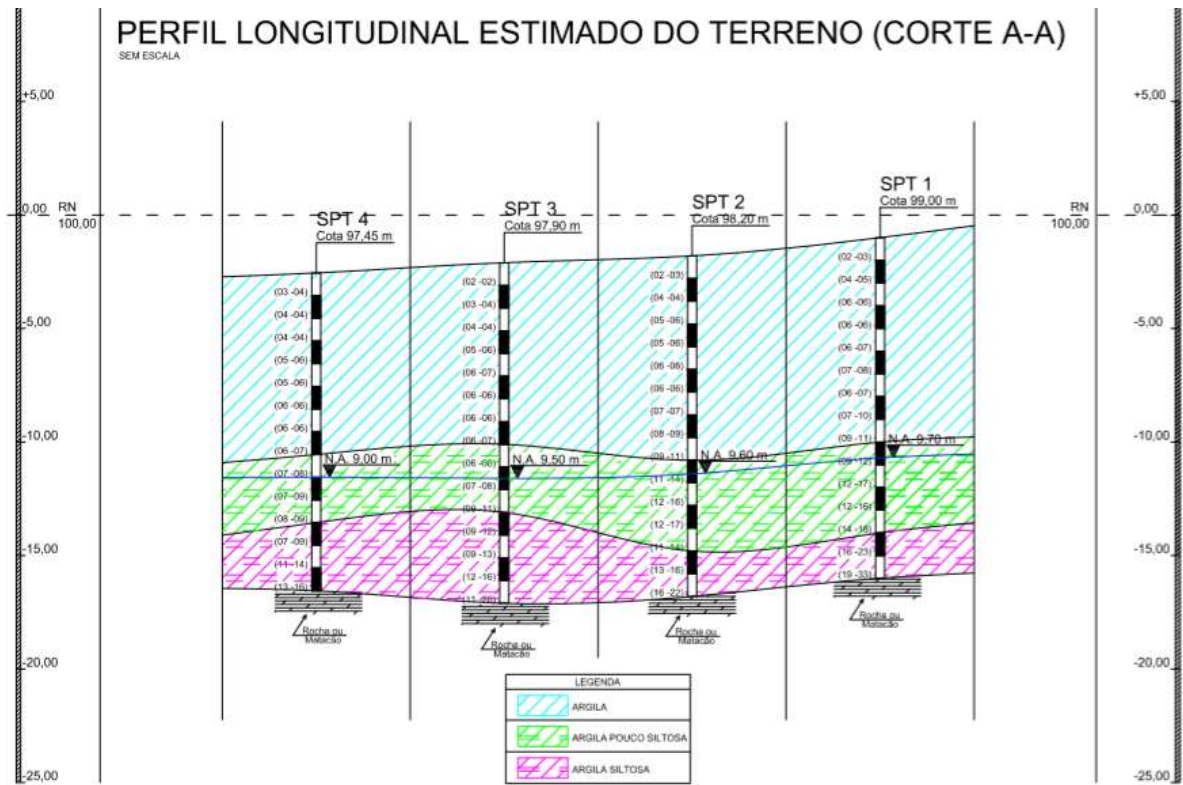
O local estudado teve o solo caracterizado a partir de sondagens SPT (Standart Penetration Test), através de 4 furos de sondagem. Os respectivos furos apresentaram composições idênticas, sendo elas Argila, Argila pouco Siltosa e Argila Siltosa, além de rocha, respectivamente. O nível de água variou entre -9 metros e -9,7 metros, tendo o furo paralisado em rocha entre -14,45 metros e -15,45 metros. Os ensaios SPT encontram-se anexados.

Figura 9 - Localização dos furos de sondagem:



(Fonte: Fundatti, 2016)

Figura 10 - Perfil representativo do subsolo:

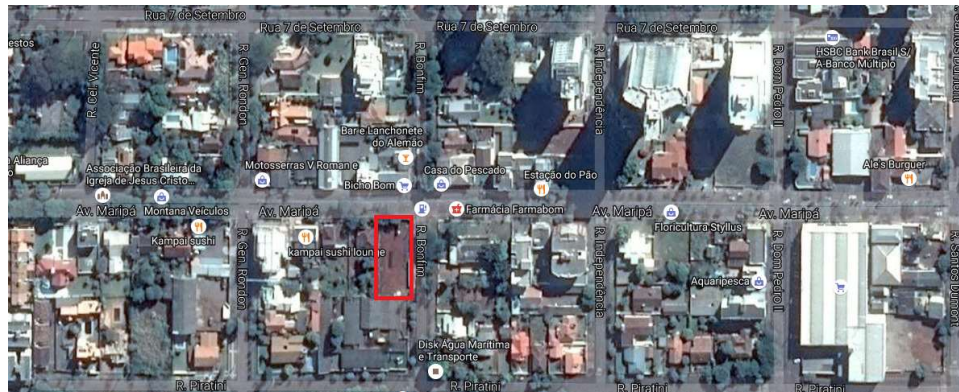


(Fonte: Fundati, 2017)

3.1.3 Caracterização da Amostra

O estudo de caso foi realizado em uma cortina de contenção de solo de uma edificação de uso comercial e residencial com 14 pavimentos, 2 subsolos para garagens, térreo mais 1º pavimento para uso comercial e demais andares para uso residencial, localizado na cidade de Toledo-PR, cujo endereço é: Avenida Maripá, Centro, quadra 57, lote nº 571, de acordo com a Figura 11.

Figura 11 - Localização da obra:



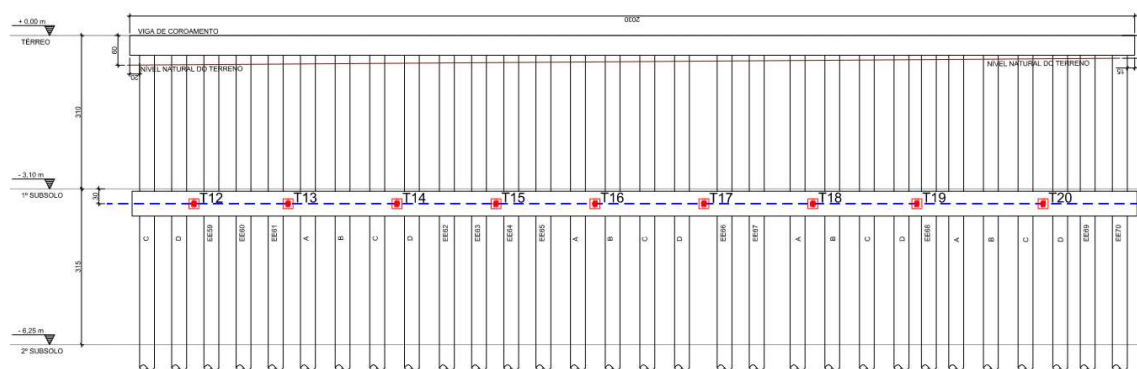
(Fonte: Autor, 2016).

A cortina de estacas atirantadas foi realizada através de uma perfuratriz hidráulica sobre caminhão, composta no total por 160 estacas escavadas, com fuste de 30 centímetros de diâmetro, espaçamento entre elas de 65 centímetros e altura útil de 10 metros. A cortina foi dividida em 3 segmentos de contenção, chamados de Eixo A, Eixo B e Eixo C.

A contenção Eixo A possui 68 estacas e de acordo com a inclinação do terreno a altura de escavação varia entre 3,55 metros e 6,25 metros. O Eixo B possui 30 estacas com altura de escavação constante de 6,25 metros, com 9 tirantes localizados na cota -3,4 metros. E o Eixo C possui 62 estacas, de acordo com a inclinação do terreno a altura de escavação varia entre 3,62 metros e 6,25 metros.

Devida a altura de escavação constante e a utilização de tirantes em toda sua extensão, apenas a contenção Eixo B foi analisada, conforme a representação da Figura 12.

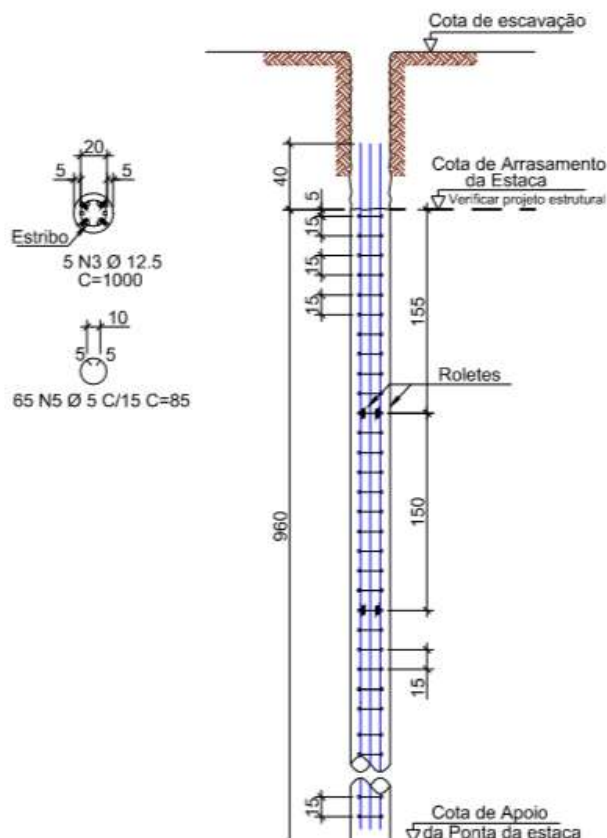
Figura 12 - Contenção Eixo B:



(Fonte: Fundatti, 2016)

Na execução de cada uma das estacas foi utilizado concreto de 20 Mpa, armadura longitudinal em aço CA-50 composta por 5 barras de 12,5 milímetros de diâmetro, além de armaduras transversais em aço CA-60 composta por 65 estribos de 5 milímetros de diâmetro, espaçados a cada 15 centímetros e acima das estacas, uma viga de coroamento, representada na Figura 13.

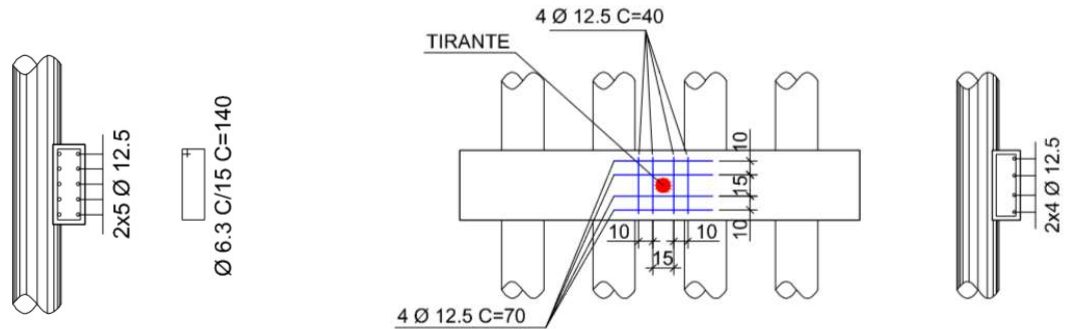
Figura 13 - Detalhamento da armadura das estacas:



(Fonte: Fundatti, 2017)

A viga de travamento foi posicionada na cota -3,4 metros, utilizando concreto de 20MPa, armadura longitudinal composta por 10 barras de 12,5 milímetros de diâmetro, estribos com 6,3 milímetros de diâmetro e espaçados a cada 15 centímetros. No local de cada tirante é feito um reforço de fretagem composto por uma malha de 8 barras de aço de 12,5 milímetros, 4 barras na horizontal e 4 barras na vertical, conforme Figura 14.

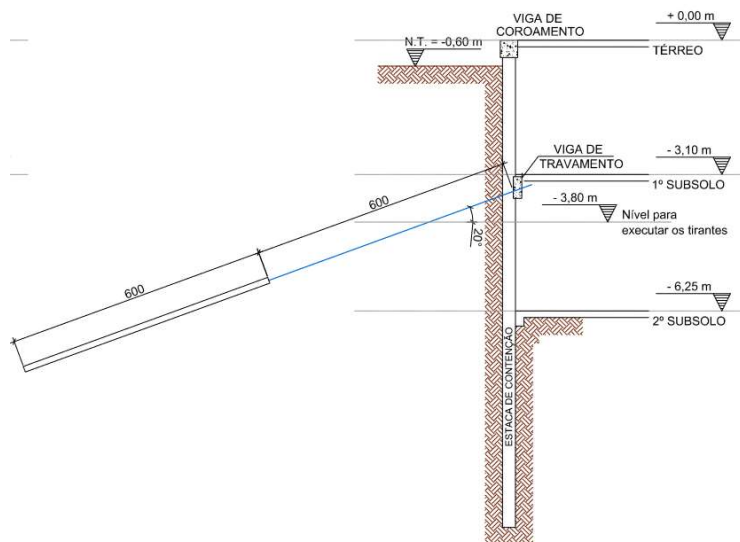
Figura 14 - Detalhamento da viga de travamento e sua fretagem:



(Fonte: Autor, 2017)

Foram utilizados 9 tirantes temporários na ancoragem das estacas, com inclinação de -20° com a horizontal e no nível $-3,10$ metros, compostos por 4 cordoalhas CP-190 com 6 metros de comprimento livre e 6 metros de comprimento ancorado, totalizando 12 metros de comprimento, representados na Figura 15.

Figura 15 - Detalhamento da escavação:



(Fonte: Fundati, 2017)

Após a execução da fundação, blocos, pilares, vigas e lajes, travando a contenção com a estrutura do edifício, os tirantes foram desativados. Sendo assim, os mesmos perderam sua

função de ancoragem e podendo posteriormente serem removidos caso os terrenos vizinhos passem por escavações.

3.1.4 Sequência de execução

É importante ressaltar que o terreno de execução da contenção possuía desnível 210 centímetros caindo o nível mais alto do terreno com o topo da viga de coroamento da contenção estudada e em paralelo a uma Avenida com alto fluxo de carros e caminhões.

A sequência executiva da contenção será descrita a seguir:

- Primeira etapa: Execução das estacas e da viga de coroamento, conforme Figura 16.

Figura 16 - Estacas e viga de coroamento:



(Fonte: Autor, 2016).

- Segunda etapa: Fixação dos marcos de aferição, um localizado no topo da viga de coroamento e outro no solo a 3 metros de distância, conforme Figura 17.

Figura 17- Marcos de aferição:



(Fonte: Autor, 2016).

- Terceira etapa: Escavação até a cota -3,8 metros e perfuração dos tirantes, conforme Figura 18.

Figura 18 - Escavação e perfuração dos tirantes:



(Fonte: Autor, 2016).

- Quarta etapa: Execução da viga de travamento e protensão dos tirantes, conforme Figura 19.

Figura 19 - Viga de travamento e protensão dos tirantes:



(Fonte: Autor, 2016).

- Quinta etapa: Escavação até a cota -6,25 metros, execução da fundação e estrutura, conforme Figura 20.

Figura 20- Escavação, fundação e estrutura:



(Fonte: Autor, 2016).

3.1.5 Coleta de dados

Os dados de deslocamento foram coletados no próprio local da contenção através de aferições predeterminadas, iniciando antes da escavação do interior da contenção e seguindo até o travamento da estrutura, ou seja, até a laje do primeiro subsolo ser concretada.

Após fixar dois pontos de referência foram aferidas as medidas de deslocamento, um pontalete metálico na própria viga de coroamento e perpendicularmente a ele, outro pontalete fixado no solo. Com o uso de uma trena a laser BOSH (Glm 30), coletou-se 3 medidas e realizada a média entre as mesmas, aferindo inicialmente o marco zero (antes mesmo da escavação) e a cada 1,5 metros escavados, conforme Figura 21.

Figura 21 - Coleta de dados:



(Fonte: Autor, 2016).

Finalizada a escavação, o monitoramento foi realizado da seguinte maneira:

1ª e 2ª semana: uma coleta de dados 3 vezes por semana (segunda-feira, quarta-feira e sexta-feira):

3ª até 8ª semana: uma coleta de dados por semana (nas quartas-feiras);

9ª até 15ª semana: uma coleta de dados a cada 15 dias;

16ª até 39ª semana: uma coleta de dados a cada 30 dias;

Ao longo das 39 semanas foram considerados como distância a média entre três coletas, sendo assim a média entre as distâncias e a diferença desses índices ao longo do tempo e cota escavada.

Após a coleta dos índices de deslocamento *in loco*, foi utilizado o *Software* CYPECAD 2015 para fazer os comparativos de deslocamento esperado e aferido. Sendo ele um sistema computacional utilizado para cálculo estrutural, lançamento, dimensionamento e detalhamento de elementos.

Na determinação dos índices característicos da cortina de estacas foi considerado as condições ambientais do terreno, ensaio Standard Penetration Test do furo 1 (SPT1) pelo fato de estar mais próximo da contenção Eixo B, além estudos específicos do solo da região.

Tabela 5- Dados gerais da contenção Eixo B:

Tipo de contenção	Parede de estacas em concreto armado e atirantada
Extensão da contenção	20,3 metros
Tipo de fundação	Isolada e sem ligação com a cortina
Divisas	Via de tráfego intenso (ônibus e caminhões)
Quantidade de subsolos	2
Altura do subsolo 1	3,10 metros
Altura do subsolo 2	3,15 metros
Altura do muro sobre a rasante	0,4 metros
Altura total	6,25 metros
Comprimento total das estacas	10 metros
Cota dos tirantes	-3,40 metros
Quantidade de tirantes	9
Profundidade do nível frático	9,70 metros
Profundidade de rocha	15,45 metros
Numero de estacas	30
Diâmetro das estacas	30 centímetros
Distancia entre eixos das estacas	65 centímetros
Resistência Caract. do concreto	20 Mpa
Aço das armaduras longitudinais	CA-50
Aço dos estribos	CA-60
Cobrimento	7 centímetros
Solo (até a cota -9,45 metros)	Argila marrom – consistência média.
Solo (da cota -9,45m até -10m)	Argila siltosa - consistência Rija.
Coefficiente de Empuxo Ativo	0,33
Coefficiente de Empuxo Passivo	3

(Fonte: Autor, 2017).

É possível determinar os índices do solo considerando o ensaio SPT, a coesão e a densidade através da correlação com índice de resistência a penetração (Tabela 1) e ângulo de atrito segundo a equação de Godoy (1983) *apud* Schnaid (2000).

Com a utilização do *software* CYPECAD foram realizados quatro dimensionamentos diferentes, assim efetuando uma análise mais criteriosa com múltiplas variáveis.

Os Dimensionamentos 1 e 2, foram utilizando índices do solo, obtidos através do ensaio Standard Penetration Test, cuja caracterização se dá de forma mais simples e prática. Já os Dimensionamentos 3 e 4, levaram em consideração os índices do solo mediante ensaios laboratoriais (Triaxial) com parâmetros criteriosos, podendo assim representar ao fim do estudo as diferenças entre os índices usuais. A utilização ou não do atirantamento em ambos dimensionamentos, serviram como comparativo de índices de deslocamento, analisando a real necessidade de sua utilização.

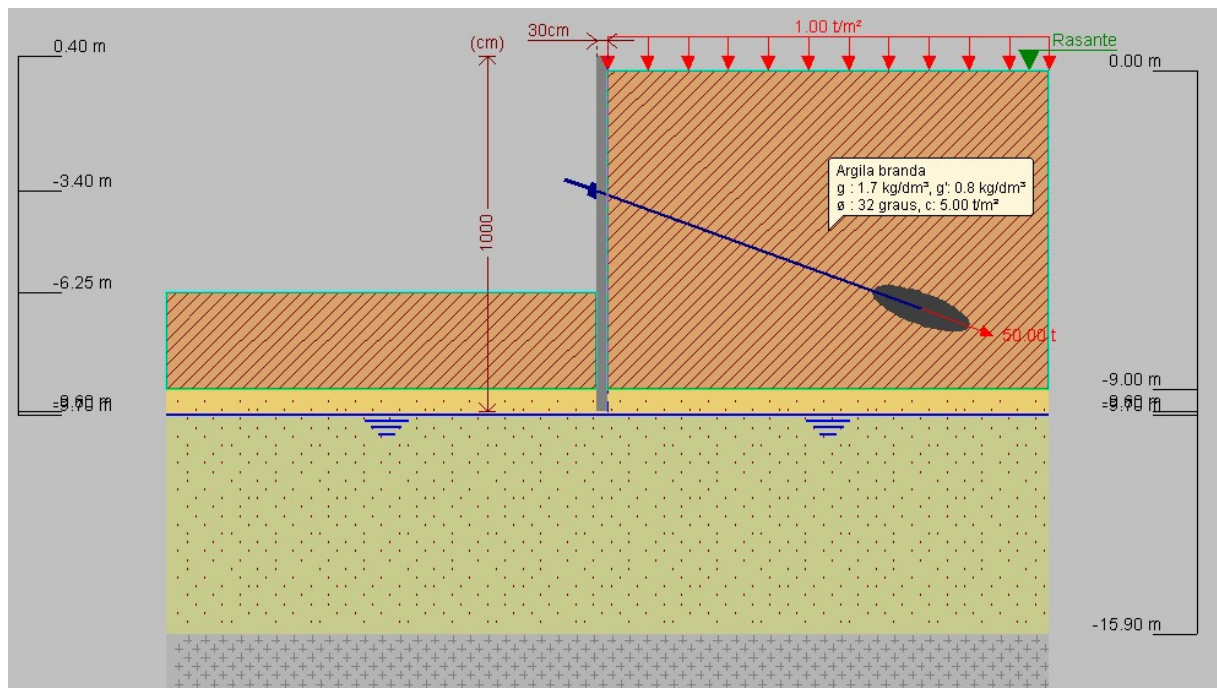
Através de pesquisas bibliográficas de ensaios laboratoriais do tipo Triaxial realizados no solo da região de Toledo-PR, determinando os índices do solo. Segundo Magrini (2016), em solo Laterítico e colapsível característico da cidade de Cascavel-PR, foi possível determinar coesão e ângulo de atrito ao longo da profundidade.

Tabela 6 - Índices utilizados no dimensionamento:

	Tirante	<i>Índices do solo</i>	Coesão	Ângulo de atrito	Peso Específico
Dim. 1	Sim	SPT	50 kPa	32°	17 kN/m ³
Dim. 2	Não	SPT	50 kPa	32°	17 kN/m ³
Dim. 3	Sim	Laboratoriais	35,9 kPa	19°	17 kN/m ³
Dim. 4	Não	Laboratoriais	35,9 kPa	19°	17 kN/m ³

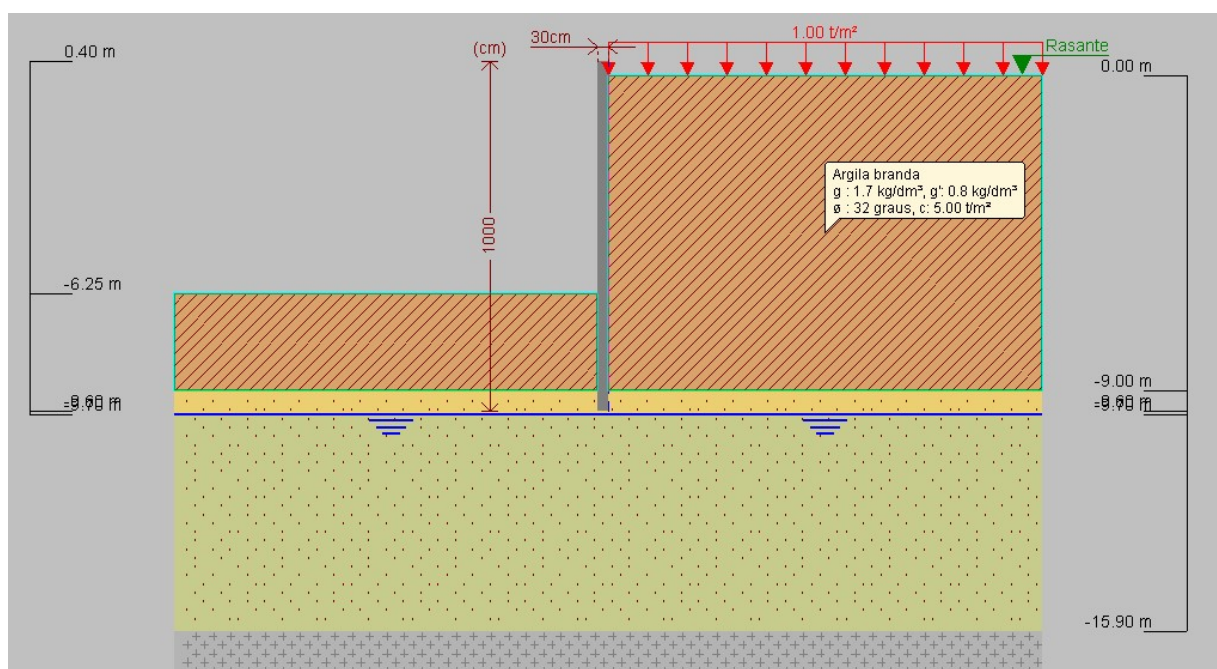
(Fonte: Autor, 2017).

Figura 22 – Dimensionamento 1:



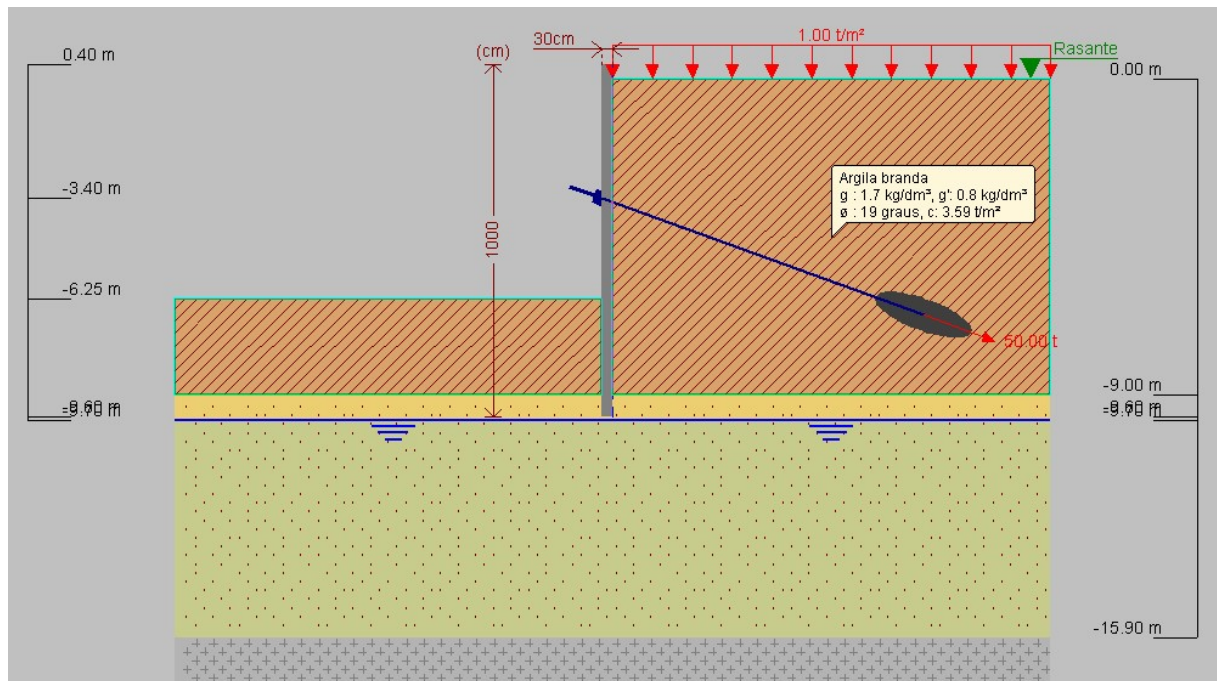
(Fonte: Autor, 2016).

Figura 23 - Dimensionamento 2:



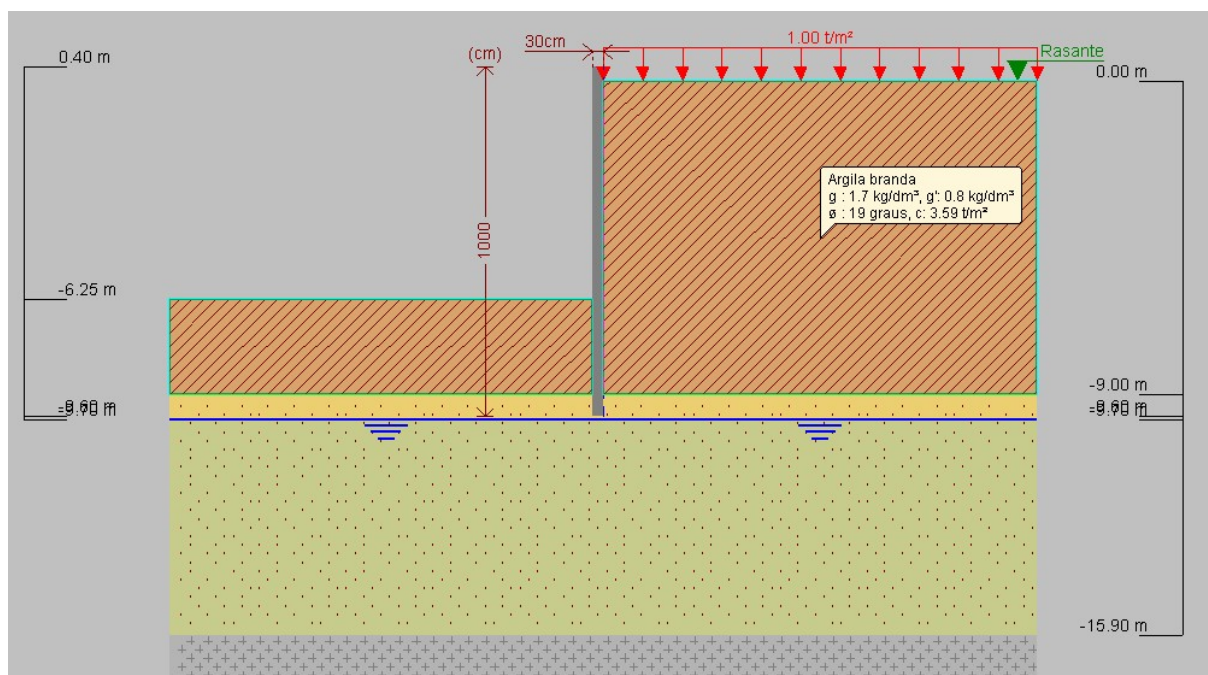
(Fonte: Autor, 2016).

Figura 24 - Dimensionamento 3:



(Fonte: Autor, 2016).

Figura 25 - Dimensionamento 4:



(Fonte: Autor, 2016)

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

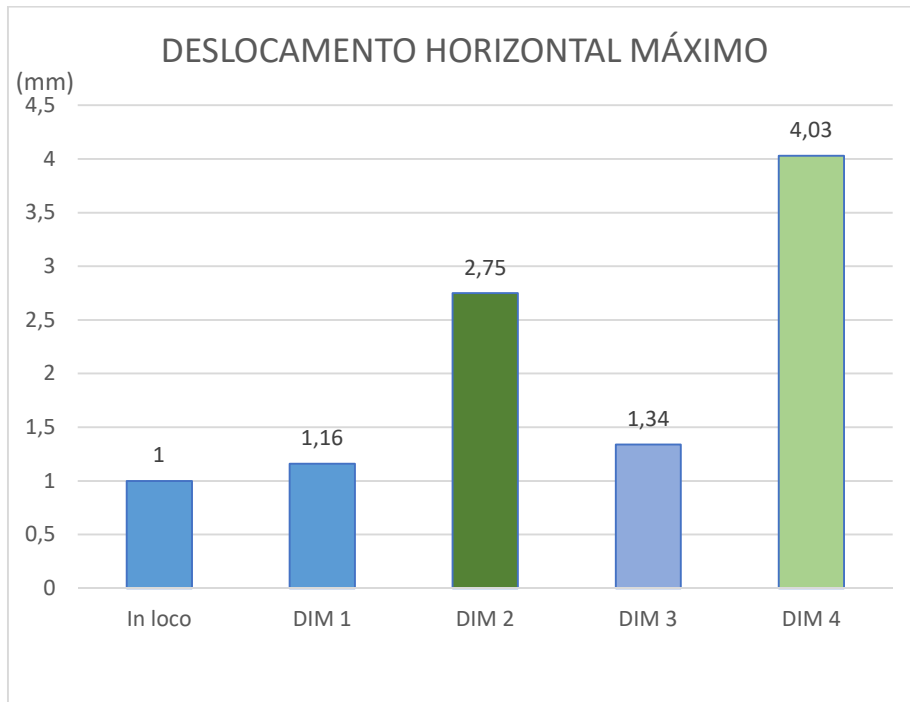
Passadas 39 semanas de aferições *in loco* de Deslocamento Horizontal da cortina de estacas atirantadas, foi possível constatar um deslocamento horizontal de 1 milímetro, índice esse comparado quantitativamente com a simulação em condições idênticas através do *software* CYPECAD, representada pelo Dimensionamento 1, conforme Tabela 7.

Tabela 7 – Deslocamentos máximos *in loco*:

nº	Se- mana	Dia	Tirante	Cota	1ª medição (m)	2ª medição (m)	3ª medição (m)	Média (m)	Deslocamento máximo (mm)
Aferição inicial				0	1,214	1,214	1,214	1,214	0
1	1º	01/ago	Não	-1	1,214	1,214	1,214	1,214	0
2	1º	03/ago	Não	-3	1,214	1,214	1,215	1,214	0
3	1º	05/ago	Não	-3,8	1,214	1,215	1,214	1,214	0
4	2º	08/ago	Não	-3,8	1,214	1,214	1,214	1,214	0
5	2ª	10/ago	Não	-3,8	1,214	1,214	1,215	1,214	0
6	2ª	12/ago	Não	-3,8	1,214	1,215	1,214	1,214	0
7	3ª	17/ago	Não	-3,8	1,214	1,214	1,215	1,214	0
8	4ª	24/ago	Não	-3,8	1,216	1,215	1,215	1,215	1
9	5ª	31/ago	Não	-3,8	1,215	1,215	1,215	1,215	1
10	6ª	07/set	Não	-3,8	1,216	1,215	1,215	1,215	1
11	7ª	14/set	Não	-3,8	1,215	1,215	1,216	1,215	1
12	8ª	21/set	Não	-3,8	1,215	1,216	1,215	1,215	1
13	9ª	05/out	Sim	-6,25	1,215	1,215	1,215	1,215	1
14	12ª	19/out	Sim	-6,25	1,215	1,215	1,216	1,215	1
15	13ª	02/nov	Sim	-6,25	1,216	1,215	1,215	1,215	1
16	15ª	16/nov	Sim	-6,25	1,215	1,215	1,216	1,215	1
17	19ª	14/dez	Sim	-6,25	1,215	1,216	1,215	1,215	1
18	23ª	11/jan	Sim	-6,25	1,217	1,215	1,214	1,215	1
19	27ª	08/fev	Sim	-6,25	1,215	1,215	1,216	1,215	1
20	31ª	08/mar	Sim	-6,25	1,214	1,215	1,215	1,215	1
21	35ª	03/abr	Sim	-6,25	1,215	1,215	1,215	1,215	1
22	39ª	03/mai	Sim	-6,25	1,217	1,215	1,214	1,215	1

(Fonte: Autor, 2017).

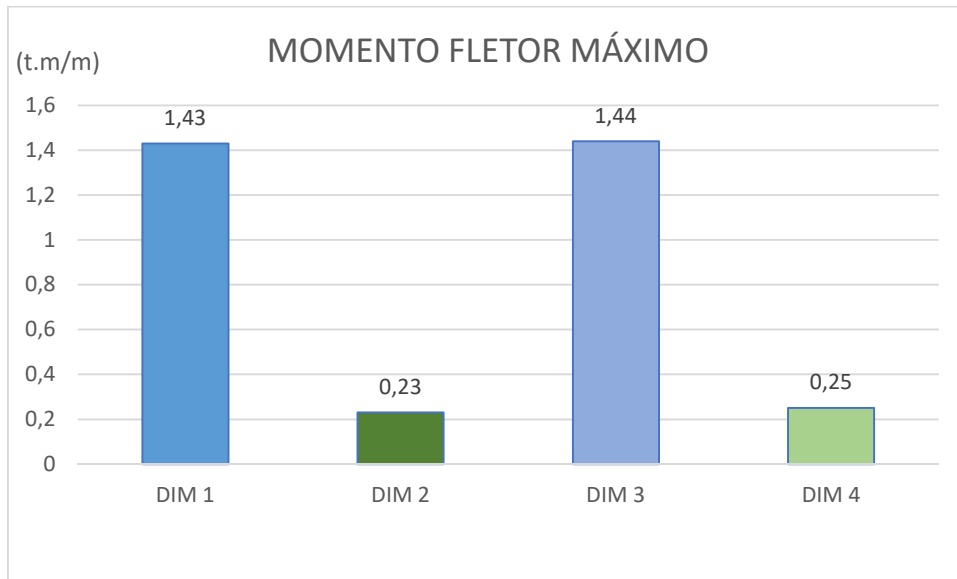
Gráfico 1- Deslocamento Horizontal Máximo:



Fonte: Autor, 2016).

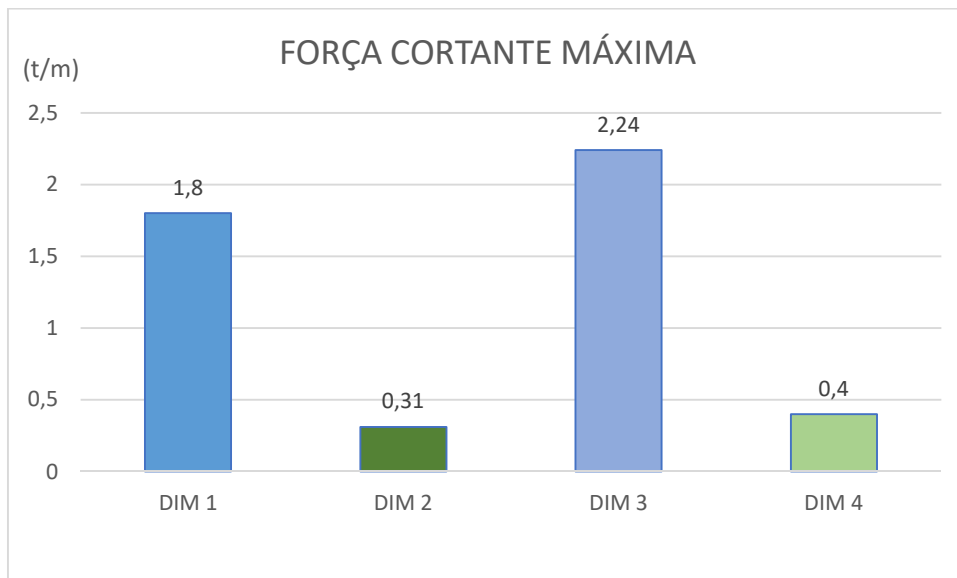
Os dimensionamentos 1, 2, 3, e 4 realizados com o *software* forneceram dados importantes para análises estruturais, como Momento Fletor Máximo e Força Cortante Máxima. Sendo assim, representando possíveis esforços absorvidos pela cortina de estacas atirantadas em condições diferentes, tanto com o uso ou não de tirantes protendidos quanto a forma de obtenção dos índices físicos do solo, conforme Gráfico 2 e Gráfico 3.

Gráfico 2 – Momento Fletor Máximo:



Fonte: Autor, 2016).

Gráfico 3 –Força Cortante Máxima:



Fonte: Autor, 2016).

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A cortina de estacas atirantadas foi instrumentada com marcos fixados em sua viga de coroamento e perpendicularmente no solo, com o objetivo de averiguar possíveis deslocamentos horizontais e assim, possibilitando análise dos índices com dimensionamentos futuros realizados com o uso do software CYPECAD.

Após a realização da escavação dos dois pavimentos de subsolos, houve monitoramento da contenção durante 39 semanas e foi constatado deslocamento horizontal de 1 milímetro na cota -3,8 metros. O uso dos tirantes protendidos de ancoragem foram instalados na cota -3,4 metros e em seguida realizada a escavação até a cota -6,25 metros, sem alteração no índice de deslocamento horizontal máximo.

Com os dados obtidos *in loco* foram realizados 4 dimensionamentos diferentes, possibilitando a comparação dos índices de deslocamento horizontal encontrados com os estimados em *software*. Todos os dimensionamentos possuíam características estruturais similares, sendo que os diferenciavam eram os índices físicos do solo (através do SPT ou laboratorial) e a utilização ou não de tirantes.

O Dimensionamento 1, utilizou atirantamento e índices físicos do solo obtidos através do ensaio Standart Penetration Teste (SPT) e similar à cortina de estacas atirantadas *in loco*, obteve resultado de deslocamento horizontal 16% maior que o constatado *in loco*, comprovando que é aceitável a utilização desses índices físicos no dimensionamento de cortinas de estacas atirantadas.

O Dimensionamento 2 obteve resultado de deslocamento horizontal 175% maior ao encontrado *in loco*, já o Dimensionamento 3 teve 37% maior e o Dimensionamento 4 chegou a 303% maior. Mediante esses resultados é possível constatar que o para cortinas de estacas atirantadas de 6,25 metros e com mesma taxa de armadura, o fator determinante é utilização de tirantes, afinal as simulações que não fizeram o seu uso apresentaram maior discrepância em relação ao encontrado *in loco*.

Dentre os 4 Dimensionamentos realizados através do *software CYPECAD*, todos estimaram deslocamentos horizontais máximos acima do aferido a campo, sendo assim,

conclui-se que a contenção de estacas atirantadas da forma que foi dimensionada e executada está à favor da segurança, pois apresentou índice menor que o estimado.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

- Análise de deslocamento horizontal de contenções com mais de 2 subsolos, com e sem atirantamento.
- Instrumentação de contenções analisando o comportamento das estacas em tempo real.
- Análise de deslocamento horizontal de estacas atirantadas utilizando inclinômetro.

REFERÊNCIAS

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 11682: **Estabilidade em encosta** – Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6484: – **Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio** – Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8036: **Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimento** – Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA E FUNDAÇÕES E GEOTECNIA – ABEF. **Manual de especificações de produtos e procedimentos**. 3 ed. São Paulo, Pini 2004.

BARBOSA, F. S. (2006). **Introdução à Extensometria**. Universidade Federal de Juiz de Fora. (apostila).

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro 1987.

CARDOSO, F.F. **Sistemas de Contenção**. São Paulo, SP, 2002. Disponível em: <<http://www.pcc.usp.br/pdf/sistemascontencao.pdf>> Acesso em: 29 fev. 2017.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

GERSOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. Departamento de Estruturas e Fundações. 160f. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2009.

GOMES, C.R. **Taludes e Movimentos de Massa**. Departamento de Engenharia Civil. 35f. Universidade Federal de Ouro Preto, 2011.

MARANGON, M. **Geotecnia de fundações**. UFJF, Juiz de Fora, Minas Gerais. (2009).

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo**. 1 ed. Editora Blucher. (2008).

MATOS, S. A. M. **Aplicação do método, Juiz de Fora**. Dissertação (Mestrado em engenharia Civil) Faculdade de Engenharia do Porto, 2010.

MENDONÇA, M. B. **Comportamento De Solos Colapsíveis Da Região De Bom Jesus Da Lapa – Bahia**. Tese de Doutorado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-RJ, 1990.

OLIVEIRA, A. S. **Fundações**. Apostila do curso de Engenharia Civil – Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel, 2012.

OLIVEIRA, R. M. M. **Estimativa do ângulo de atrito e coesão através de índices de resistência obtidos pela sondagem spt em solo laterítico e colapsível característico de Cascavel – PR**. Trabalho de Conclusão de Curso. FAG – 2016.

OLIVEIRA, J. R. M. S.; MARQUES, M. E. S.; CABRAL, D. A.; SILVA, M. R. L.; CARNEIRO, L. A. V. (2009). **Deslocamentos horizontais em uma parede diafragma**. In: Conferência brasileira de estabilidade em encostas, 5. Associação brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS, v. 1, p. 245 – 250, São Paulo.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo, São Paulo: Oficina de textos, 2002.

PINTO, C; FALCONI, F ; SAES, J; RANZINI, T.M.S. **Fundações teoria e pratica 2ed**. São Paulo, 1998.

SANTOS, E. F. **Estudo Comparativo de Diferentes Sistemas de Classificações Geotécnicas Aplicadas aos Solos Tropicais**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2006.

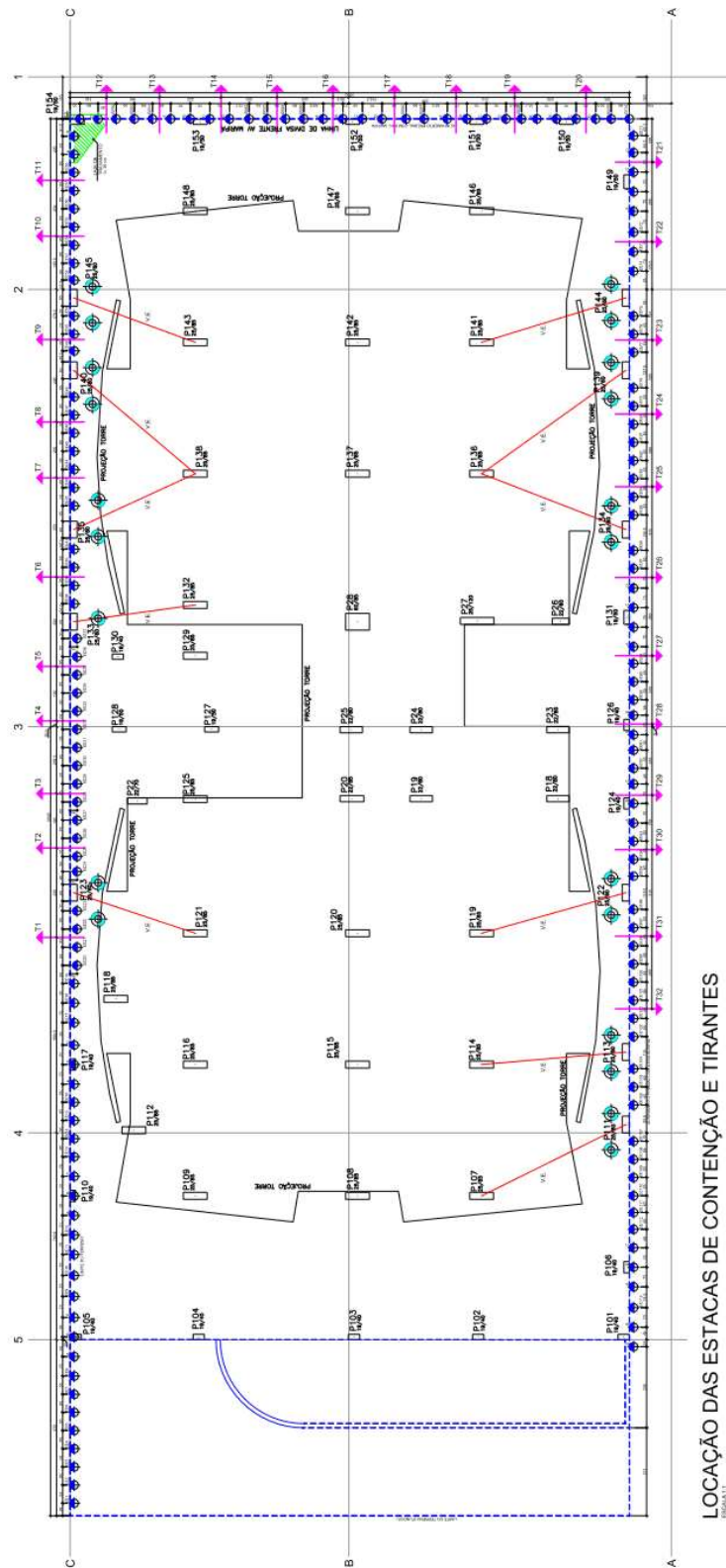
SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce k. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1981.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 2010. São Paulo-SP.

VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S. **Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos**. Arte & Ciência. 2009. São Paulo-SP.

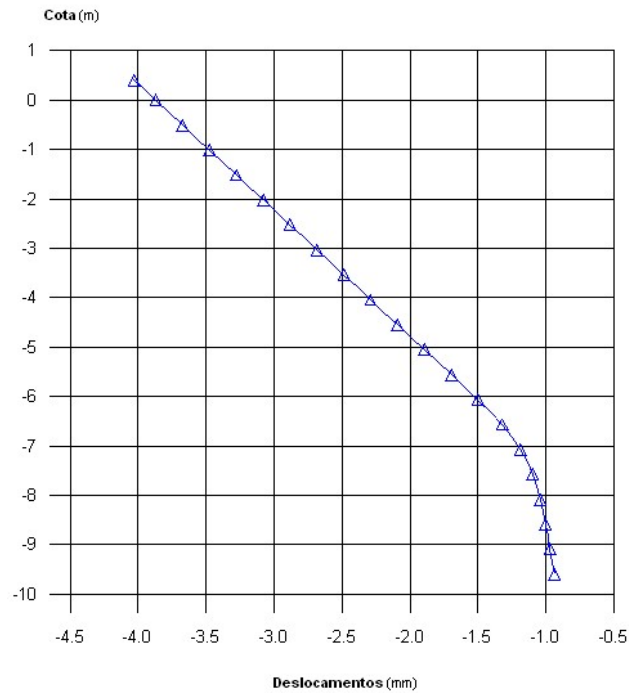
YASSUDA, C; DIAS, P.H.V. **Fundações: teoria e prática. Tirantes**. São Paulo, ABMS, 1998.

Anexo 2 - Localização das estacas e tirantes.



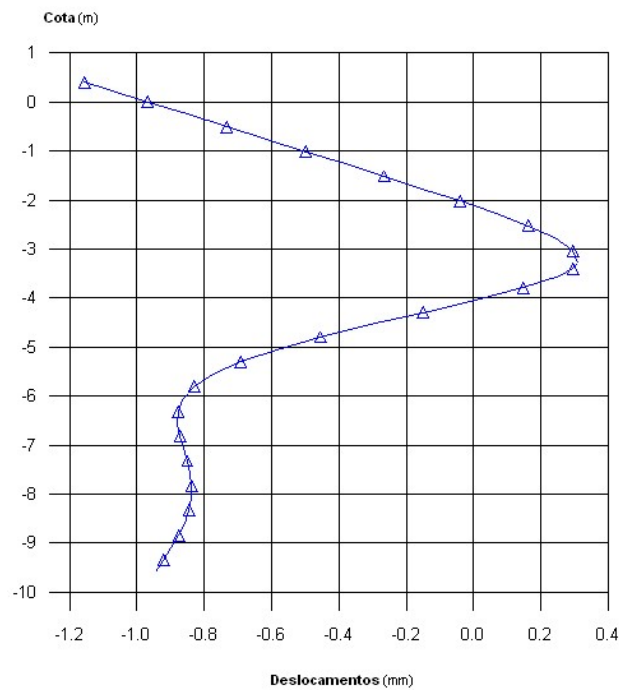
(Fonte: Fundatti, 2016)

Anexo 3 – CYPECAD, deslocamentos da contenção sem tirantes e índices do solo laboratoriais:



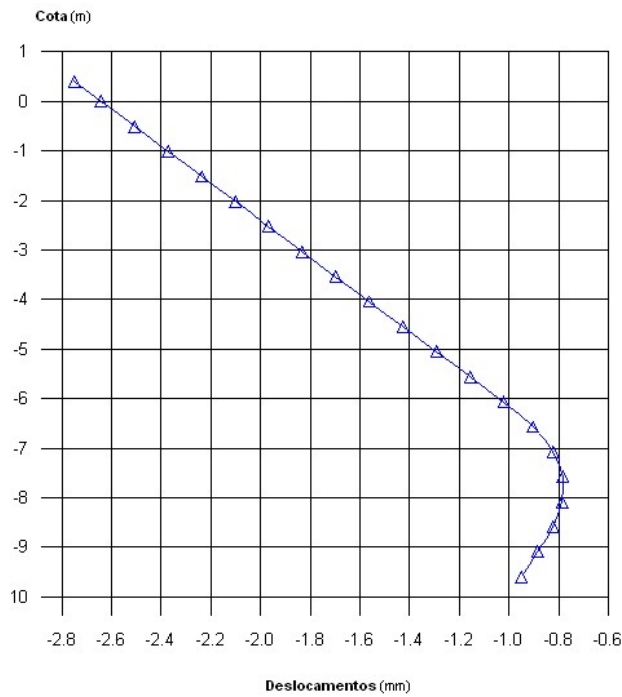
(Fonte: Autor, 2016).

Anexo 4 – CYPECAD, Deslocamentos da contenção atirantada e índices do solo por SPT.



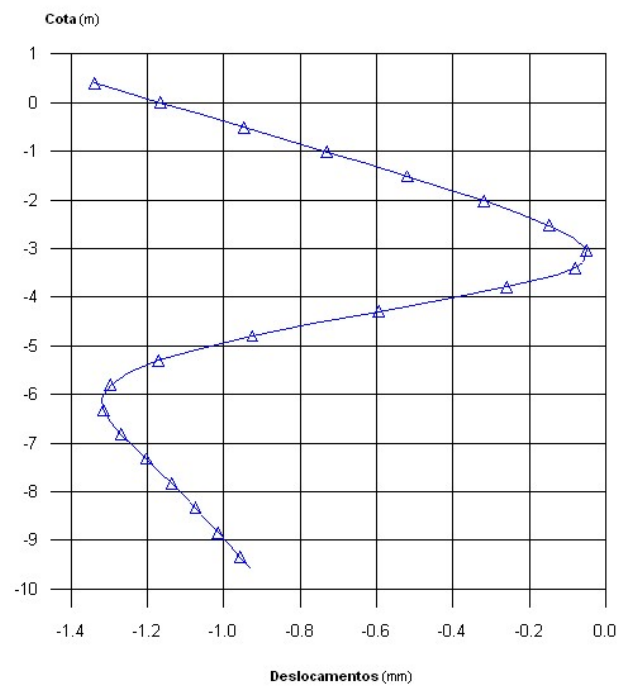
(Fonte: Autor, 2016).

Anexo 5 – CYPECAD, Deslocamentos da contenção sem tirantes e índices do solo por SPT.



(Fonte: Autor, 2016).

Anexo 6 – CYPECAD, deslocamentos da contenção atirantada e índices do solo laboratoriais.



(Fonte: Autor, 2016).