

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

ISABELLA DE OLIVEIRA KRÜGER

LETÍCIA FERNANDA PONTIN WALTER

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONTENÇÕES EXECUTADAS PELO
SISTEMA TRADICIONAL E INVERTIDO**

**CASCABEL - PR
2018**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

ISABELLA DE OLIVEIRA KRÜGER

LETÍCIA FERNANDA PONTIN WALTER

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONTENÇÕES EXECUTADAS PELO
SISTEMA TRADICIONAL E INVERTIDO**

Trabalho apresentado à 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.

**Professor Orientador: Mestre, Engenheiro Civil
Maycon André de Almeida.**

**CASCADEL - PR
2018**

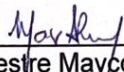
CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

**ISABELLA DE OLIVEIRA KRÜGER
LETÍCIA FERNANDA PONTIN WALTER**

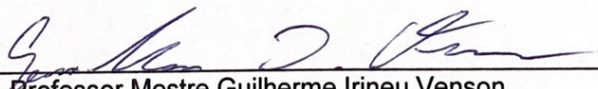
**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONTENÇÕES EXECUTADAS PELO
SISTEMA TRADICIONAL E INVERTIDO**

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 Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida.

BANCA EXAMINADORA



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



Professor Mestre Guilherme Irineu Venson
Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Engenheiro Civil



Professor Especialista Ricardo Paganin
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil

Cascavel, 06 de dezembro de 2018.

DEDICATORIA DE ISABELLA DE OLIVEIRA KRÜGER

Dedico esse trabalho aos meus pais Geovani Krüger e Itamar de O. S. Krüger, à minha irmã Ana Laura O. Krüger, aos meus avós Maria Luiza O. Silva e Rosalvo Luiz Lopes. E por fim, dedico esse trabalho a vocês que me mostraram a beleza da simplicidade e a dor da eterna saudade, meus avós, Valmor Krüger e Maria de Lourdes F. Krüger, (*in memoriam*).

AGRADECIMENTOS DE ISABELLA DE OLIVEIRA KRÜGER

Agradeço primeiramente a Deus por me abençoar sempre e permitir que eu chegasse até aqui, pois, sem Ele, nada disso seria possível.

A minha amiga e dupla, Letícia F. P. Walter, por ter me suportado ao longo dessa caminhada e principalmente, ao longo da elaboração desse presente trabalho. Agradeço a ti, que com a sua calma, me fez aguentar todas as dificuldades que surgiram e me incentivar a continuar. Agradeço pela companhia e dedicação sempre, para que esse nosso sonho se tornasse realidade. Agradeço a ti por não ser apenas a minha dupla ou amiga de graduação, mas, por ser uma amiga que irei levar no coração a vida inteira. Imensa gratidão a ti, “Leri”, por tudo. Amo tu.

Agradeço ao meu professor orientador Maycon André de Almeida, por ter sido um grande apoio para a realização desse trabalho. Agradeço pelas orientações, pela disponibilidade, pela atenção e, por ser minha inspiração como profissional. Você foi e é, para mim, o melhor professor que tive durante a minha graduação.

Agradeço à equipe e a empresa Solitec Fundações por ter cedido os dados necessários e funcionários para a realização do presente trabalho.

Agradeço ao Engenheiro Civil responsável pela obra, Ricardo Antônio Walker, ao Engenheiro Valmir Pacini e ao mestre de Obras Hebert, por permitir que tomássemos o tempo de vocês, fazendo incansáveis perguntas sobre a obra e projetos e, por todo auxílio dado.

A vocês, Jhonatan e Eduardo, funcionários do laboratório de mecânica do Solos II, bem como aos demais funcionários dos laboratórios do Centro Universitário Assis Gurgacz, por toda a assistência dada.

Agradeço a equipe da Construtora Alsolo e em especial a minha chefe, Engenheira Civil Andrieli Maria Barcelos, por permitir que eu faça parte desse time. Obrigada “Adi” por ser luz em qualquer lugar que você passe. Obrigada por ser compreensiva comigo e por se colocar no lugar dos outros, é sendo assim que você me faz querer sempre me espelhar em ti para tudo. Obrigada pelas inúmeras tardes de dispensa para que a realização desse trabalho fosse possível. A ti, eu tenho meus eternos e imensuráveis agradecimentos, por tudo.

Agradeço aos meus amigos, Caroline Machado, Eduardo Henrique Gallas e Tiago Rodrigues Ferreira, por me suportarem e me apoiarem em todos os obstáculos encontrados no meio do caminho. Meu amor por vocês é inexplicável e faltam palavras para agradecer por tudo o que vocês fizeram por mim nesse tempo todo.

Obrigada a toda a minha família e em especial a minha irmã Ana Laura, que mesmo em meio as nossas diferenças, sempre acreditou e torceu por mim. Obrigada também, vó Luiza e vô Rosalvo, por todo apoio e amor dado, não só para a realização desse trabalho, mas sempre.

Como desfecho, agradeço aos mais importantes para que esse sonho se realizasse, meus pais. A vocês, Geovani e Itamar, meu eterno agradecimento por serem os melhores pais do mundo e acreditarem em mim. Obrigada por serem meu maior exemplo. Eu amo vocês incondicionalmente.

DEDICATÓRIA DE LETÍCIA FERNANDA PONTIN WALTER

Dedico esse trabalho aos meus pais, Cleomar Walter e Marisa Pontin, e a minha irmã
Manuela Caroline Pontin Walter.

AGRADECIMENTOS DE LETÍCIA FERNANDA PONTIN WALTER

Primeiramente agradeço aos meus pais, Cleomar Walter e Marisa Pontin, por toda confiança, a apoio e amor incondicional e por darem o melhor de si para que eu pudesse chegar até aqui, e minha irmã, Manuela Caroline Pontin Walter, que mesmo em ausência acompanhou minha dedicação e torceu por mim. Sem vocês isso não seria possível.

A minha amiga Isabella de Oliveira Krüger, por ser minha companheira não só nesse trabalho, mas por todos os anos da graduação, sempre presente em todos os momentos. Ainda, meu agradecimento a toda sua família, por me acolher tão bem em sua casa e por todo apoio concedido, vocês estarão para sempre em meu coração.

Aos amigos que conheci e me acompanharam por esses cinco anos, especialmente a Caroline Machado, Eduardo Henrique Gallas e Tiago Rodrigues Ferreira. Vocês foram muito importantes nessa formação e vão continuar sempre presentes em minha vida.

Ao professor e orientador, Maycon André de Almeida, pelo grande apoio, atenção e dedicação, nos auxiliando sempre que necessário e esclarecendo dúvidas com muita competência. Também, por todo conhecimento proporcionado no decorrer desse trabalho, essenciais para seu desenvolvimento.

A equipe da empresa Solitec Fundações, pela disponibilidade de seus funcionários e auxílio na realização de procedimentos em campo.

Ao Engenheiro Civil Ricardo Antônio Walker e sua equipe e ao Engenheiro Eletricista Valmir Pacini, por disponibilizar a coleta de amostras de solo em sua obra, e todos os dados necessários para a realização desse trabalho.

Aos professores do curso, que compartilharam seus conhecimentos e, de alguma forma, contribuíram nessa caminhada.

A toda equipe de laboratório do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, por todo apoio na realização dos ensaios.

A todos que contribuíram de alguma forma para a conclusão de mais essa etapa em minha vida.

RESUMO

O presente trabalho trata-se de um estudo comparativo entre o dimensionamento de uma estrutura de contenção pelo método convencional e *Top-Down Construction*, para uma obra de um condomínio composto por uma edificação comercial e residencial, o qual conterá dois subsolos de uso comum, localizado na cidade de Cascavel, Paraná. A contenção invertida difere do método convencional pela ordem de execução dos serviços, onde a escavação dos subsolos e a fundação são realizadas simultaneamente ao avanço da superestrutura, sendo assim uma opção para obras com cronograma apertado e/ou restrições construtivas. Para o dimensionamento de estruturas de contenção e fundação, é de extrema importância que se conheça os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo a ser trabalhado, com isso, realizou-se ensaios triaxiais para que esses dados fossem obtidos e verificados se estavam de acordo com o solo natural de Cascavel-PR. O ensaio resultou em um ângulo de atrito de 28° e intercepto de coesão de 12 kPa, esses dados foram inseridos nas modelagens numéricas das contenções. Em seguida, foi realizado então o dimensionamento das cortinas através do software CypeCAD[®] 2016 (módulo cortina de estacas) para o método convencional, convencional otimizado e *Top-Down Construction* otimizado, considerando dados coletados do objeto de estudo. Com os resultados obtidos para as modelagens, foi realizada a análise através de gráficos, avaliando o desempenho das cortinas para as solicitações impostas. Com isso, verificou-se o bom desempenho da contenção pelo método *Top-Down Construction*, a qual além de apresentar melhor resposta ao momento fletor e menor deslocamento de 0,10%.H. quando comparado com 0,18%.H. para os métodos convencionais, também apresentou possível ganho em tempo e, economia dos principais materiais para execução de uma estrutura de contenção.

Palavras-chave: Ensaio triaxial; Resistência ao cisalhamento; Contenção; Cortina de estacas; Contenção Invertida; *Top-Down Construction*.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Decomposição da tensão num plano genérico	25
Figura 02 – Esquema do equipamento de cisalhamento direto	27
Figura 03 – Representação do resultado típico do ensaio	28
Figura 04 – Esquema da câmara de ensaio triaxial	29
Figura 05 – Resultados de compressão triaxial de argilas na situação não drenada com diferentes velocidades	31
Figura 06 – Representação dos critérios de ruptura de acordo com Coulomb	32
Figura 07 – Representação dos critérios de ruptura de acordo com Mohr	33
Figura 08 – Gráfico de efeito da pressão neutra no estado de tensões em um elemento de solo	34
Figura 09 – Equipamento montado para uso da sondagem SPT	35
Figura 10 – Vista superior da cortina de estacas espaçadas.	37
Figura 11 – Cortina de estacas espaçadas em Morumbi, SP	38
Figura 12 – Vista superior da cortina de estacas justapostas tangentes	39
Figura 13 – Vista superior da cortina de estacas justapostas secantes	39
Figura 14 – Cortina de estacas justapostas secantes	40
Figura 15 – Estruturas de um tirante	40
Figura 16 – Escavação confinante sendo realizada para posterior realização da laje do seguinte subsolo	43
Figura 17 – Escavação confinante e avanço da superestrutura, executadas simultaneamente	46
Figura 18 – Exemplos de obra em que os empuxos são de natureza ativa: (A) muro de proteção contra erosão superficial; (B) muro de gravidade.....	48
Figura 19 – Ponte em arco, exemplo de empuxo passivo	49
Figura 20 – Empuxos (ativo, passivo e repouso) em estruturas de contenção.	49
Figura 21 – Região de influência das sobrecargas das fundações de edificações junto a escavações	51
Figura 22 – Curvas granulométricas determinadas para solo do CEEF com ou sem a influência de defloculante	52
Figura 23 – Local da obra	55
Figura 24 – Planta baixa do pavimento térreo da edificação com testada para a Avenida Brasil	55

Figura 25 – Cortinas de estacas realizada no local de estudo	56
Figura 26 – Localização dos furos de sondagem à percussão na edificação e local de coleta de amostras.	57
Figura 27 – Variação de resistência ao longo da profundidade	58
Figura 28 – Molde de amostras cilíndricas	59
Figura 29 – Local e fases de coleta das amostras	60
Figura 30 – Extração da amostra e corpos de provas utilizados no ensaio triaxial CU	60
Figura 31 – Preparação do corpo de prova	61
Figura 32 – Equipamento de prensa triaxial durante realização do ensaio.	61
Figura 33 – Perfil estratigráfico do terreno	65
Figura 34 – Caracterização das lajes no <i>software</i>	66
Figura 35 – Resultados traçados pelo <i>software</i> para o ensaio triaxial	71
Figura 36 – Modelagem numérica para sistema convencional e <i>Top-Down Construction</i>	73
Figura 37 – Diagrama de deslocamentos relativos	74
Figura 38 – Diagrama de esforços cortantes.	75
Figura 39 – Diagrama de momento fletor	76
Figura 40 – Localização do canteiro de obras no local de estudo	79
Figura 41 – Comparativo de economia gerada pela utilização do método <i>Top-Down</i>	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Parâmetros de resistência ao cisalhamento para o solo do CEEF ao longo da profundidade	53
Tabela 02: Característica das camadas de solo ao longo da profundidade de acordo com o laudo de sondagem da obra analisada	57
Tabela 03: Valores característicos da edificação conforme projeto arquitetônico	63
Tabela 04: Coeficiente k_1 para solos argilosos (kN/m^3).	64
Tabela 05: Coeficiente de reação horizontal	64
Tabela 06: Peso próprio das lajes	66
Tabela 07: Carga total das lajes	67
Tabela 08: Etapas para método convencional	67
Tabela 09: Etapas para método <i>Top-Down Construction</i>	68
Tabela 10: Resultados de tensões dos corpos de prova	71
Tabela 11: Massa específica natural do solo	73
Tabela 12: Comparativo dos esforços resultantes para as modelagens numéricas	78
Tabela 13: Quantitativo de materiais para 130 m linear de contenção	80

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 01: Equação de Coulomb.....	32
Equação 02: Máxima tensão de cisalhamento	32
Equação 03: Módulo de rigidez reação horizontal	64
Equação 04: Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal	64
Equação 05: Módulo de rigidez axial.....	67

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

kg– Quilograma

kgf – Quilograma-força

kN - Kilonewton

kPa – Kilopascal

NBR – Norma Brasileira

NR – Norma Regulamentadora

SPT - *Standard Penetration Test*

t – Tonelada

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	17
1.1 INTRODUÇÃO	17
1.2 OBJETIVOS	18
1.2.1 Objetivo geral.....	18
1.2.2 Objetivos específicos	18
1.3 JUSTIFICATIVA.....	19
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	20
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	20
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	21
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1.1 Propriedades dos solos	22
2.1.2 Resistência ao Cisalhamento	24
2.1.2.1. Ensaio de cisalhamento direto	27
2.1.2.2. Ensaio de compressão triaxial	28
2.1.2.3. Critérios de ruptura.....	31
2.1.3 Investigação geotécnica	34
2.1.4 Tipos de contenção utilizadas para subsolos	36
2.1.4.1 Cortina de estacas escavadas	37
2.1.4.2. Tirantes	40
2.1.5 Contenção invertida ou método <i>Top-Down Construction</i>	42
2.1.5.1 Método executivo contenção invertida ou <i>Top-Down Construction</i>	44
2.1.6 Cargas atuantes em estruturas de contenção que devem ser consideradas para o dimensionamento.....	47
2.1.6.1 Ações provenientes da superestrutura	47
2.1.6.2 Ações provenientes do terreno	48
2.1.6.3 Ações decorrentes da água superficial e subterrânea	50
2.1.6.4 Ações excepcionais.....	50
2.1.7 Caracterização do solo de Cascavel-PR	52
CAPÍTULO 3	54
3.1 METODOLOGIA.....	54
3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa	54

3.1.3 Caracterização do solo do local da obra	56
3.1.3 Ensaio triaxial.....	58
3.1.3.1. Coleta, extração e preparação de amostras indeformadas	59
3.1.4 Modelagem numérica das contenções em <i>software</i>	63
3.1.4.1 Dimensionamento da estrutura de contenção para os métodos convencionais	67
3.1.4.2 Dimensionamento da estrutura de contenção pelo método <i>Top-Down Construction</i> ..	68
CAPÍTULO 4.....	70
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	70
4.1.1 Ensaio Triaxial.....	71
4.1.2 Análise da modelagem numérica das contenções.....	73
4.1.2.1. Influência do sistema <i>Top-Down</i> no prazo de entrega da obra	78
4.1.2.2. Influência do sistema <i>Top-Down</i> na economia dos principais materiais de execução para uma estrutura de contenção	80
CAPÍTULO 5.....	82
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	82
CAPÍTULO 6.....	84
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	84
REFERÊNCIAS	85

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Atualmente o vasto crescimento urbano fez com que o número de carros por pessoa aumentasse, juntamente com a crescente falta de vagas para estacionar, sobretudo nas regiões centrais e comerciais das cidades. Por esse motivo, o uso de subsolos em edifícios urbanos vem sendo empregado frequentemente por meio de estruturas de contenção.

Ranzini e Negro Junior (1998) definiram como contenção todo elemento ou estrutura que tem como funcionalidade principal conter empuxos ou tensões geradas em maciços, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação.

A realização das obras de fundações e estruturas de contenções para edifícios que apresentam subsolos, em sua maioria, são dimensionadas para serem realizadas pelo método tradicional. Ou seja, após a realização da investigação geotécnica, estudo e definição do tipo de fundação e contenção a ser empregada, iniciam-se as etapas de edificação. De um modo geral, as etapas podem ser apresentadas na seguinte ordem executiva: execução das estruturas de contenção, escavação dos subsolos, realização da obra de fundação e, por último a construção da superestrutura seguida das etapas de acabamento.

As obras de contenção que não seguem o método tradicional apresentam uma mudança na sequência executiva da construção, as quais são conhecidas como contenção invertida ou sistema *Top-Down Construction*. A realização da estrutura de contenção é feita inicialmente do mesmo modo do método convencional, porém o sistema invertido consiste na presença simultânea de diferentes equipes em duas frentes de trabalho: fundação e superestrutura, ou seja, a escavação dos subsolos do edifício é realizada ao mesmo tempo em que a estrutura superior avança (URZÊDO, 2017).

Segundo Urzêdo (2017), para o dimensionamento da contenção invertida é importante sempre verificar se o incremento de cargas verticais, transmitidas pela estrutura está respeitando a capacidade da fundação provisória de forma a garantir a segurança das equipes que trabalharão ao mesmo tempo – principalmente do nível mais inferior até o nível mais elevado da edificação.

O presente trabalho trata-se da realização de um estudo de caso para uma obra que conterá dois edifícios e dois subsolos de uso comum das edificações, localizados na cidade de Cascavel, Paraná. Para isso, foram realizados ensaios de laboratório de compressão triaxial

adensando não drenado (modalidade CU), com amostras indeformadas de solo que foram coletadas no canteiro da obra. Os ensaios foram conduzidos afim de obterem-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento, como ângulo de atrito e coesão, que apresentassem dados reais do objeto de estudo. Com os parâmetros reais da obra analisada, realizou-se o dimensionamento geotécnico e estrutural da contenção e, o comparativo do seu comportamento de acordo com as fases executivas.

Foram analisadas três modelagens numéricas de contenção, sendo a primeira simulação pelo sistema convencional, representando a situação real da obra, ou seja, foi dimensionada com os mesmos dados da contenção executada *in loco* do objeto de estudo. Para a segunda e terceira simulação, foi considerada uma otimização da estrutura, buscando um possível ganho econômico em relação aos demais, os quais foram readequados os espaçamentos entre as estacas e armaduras utilizadas. A segunda modelagem foi realizada pelo sistema convencional enquanto a terceira pelo *Top-Down Construction*.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar o comportamento de contenções dimensionadas para serem executadas pelo sistema tradicional e *Top-Down Construction* em estacas espaçadas escavadas e atirantada, de uma obra localizada em Cascavel-PR, considerando parâmetros reais de cisalhamento do solo da obra obtidos através de ensaios triaxiais.

1.2.2 Objetivos específicos

- Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo da obra analisada, por meio de ensaios triaxiais;
- Dimensionar em *software* a contenção em estacas escavadas para o sistema tradicional e para o sistema invertido;
- Comparar os dimensionamentos pelos sistemas: *Top-Down Construction* e convencional e, o possível ganho em tempo e econômico que essa escolha pode gerar.

1.3 JUSTIFICATIVA

Algumas restrições construtivas e/ou administrativas presentes na construção civil, como no caso de obras de contenções, fazem com que se aumente a procura por técnicas alternativas para a resolução desses problemas.

Este tema de trabalho foi adotado com a finalidade de auxiliar a compreensão de um processo executivo alternativo para contenções largamente difundidas e utilizadas no Brasil, conhecido como *Top-down Construction*, por meio de comparativos com o método tradicional.

O método *Top-Down Construction* apresenta uma abordagem diferenciada, desde as etapas de concepção e dimensionamento e, principalmente, na fase executiva, quando comparado com o sistema tradicional, que consiste na sequência executiva da construção da estrutura de contenção, escavação do subsolo e realização da fundação, seguida da superestrutura. No método *Top-Down Construction* ocorre o inverso, ou seja, a escavação dos subsolos e a fundação são realizadas simultaneamente ao avanço da estrutura, sendo uma saída para obras com cronograma justo ou restrições construtivas, desde que bem dimensionado e executado corretamente (URZÊDO, 2017).

Segundo Urzêdo (2017), o sistema executivo *Top-Down Construction* vem melhorando consideravelmente a velocidade de entrega dos empreendimentos. Por ser um sistema em que minimiza os movimentos do solo, apresenta uma redução do uso de recursos, como a dispensa do uso de tirantes em relação às contenções executadas tradicionalmente.

Deste modo, torna-se interessante o comparativo do dimensionamento entre o método *Top-Down Construction* e o tradicional, visto que esta técnica inovadora é pouco abordada e conhecida no Brasil.

O comparativo dos métodos propostos tem grande importância para o conhecimento e apoio à constante modernização dos processos construtivos na engenharia civil. Além de contribuir para a modernidade e ganhar mais espaço no mercado brasileiro, incentiva os profissionais a buscarem frequentemente novas técnicas como soluções alternativas, ao invés de optarem por técnicas habituais.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Quais são as reduções que o sistema *Top-Down Construction* oferece à estrutura de contenção de uma obra para 02 subsolos, situada em Cascavel-PR, quando comparado com o sistema tradicional?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Para o dimensionamento de uma estrutura de contenção, independentemente do método escolhido, deve-se primeiramente fazer o estudo geotécnico do local da obra. Esse estudo pode ser realizado por meio de laudos de sondagem e, quando se deseja informações mais precisas, como por exemplo, dados reais de resistência ao cisalhamento (ângulo de atrito e coesão), podem ser realizados de laboratórios para esse fim.

Dentre os ensaios de laboratório que permitem conhecer os dados de resistência ao cisalhamento do solo, pode-se destacar os ensaios de compressão triaxial, modalidade CU, os quais foram adotados no presente trabalho por permitir dados confiáveis em relação a situação real do local de estudo para posterior dimensionamento das estruturas de contenção.

Para a modelagem numérica, no método convencional, consideram-se as cargas definitivas atuantes na estrutura, enquanto que no método invertido, devido à frequente ausência de fundações permanentes em várias etapas desse método, a estrutura se apoia em fundações provisórias. Com isso, a medida que a estrutura avança, além de considerar as cargas definitivas, como no método tradicional, é necessária ainda a verificação do incremento de cargas, respeitando os limites de carregamento da fundação já existente – provisória e/ou definitiva (LOPES, 2014).

Segundo Lopes (2014), a busca por novos sistemas se dá pelo frequente aumento da dificuldade construtiva em centros urbanos, principalmente quando estes apresentam subsolos. Na maioria dessas construções, pode haver interferência devido à proximidade de edificações vizinhas ao longo do subsolo, situações em que pode ocorrer a inviabilidade do uso de tirantes nas paredes de contenção. No caso do método invertido, não há necessidade do uso de tirantes, tendo em vista que as lajes do térreo e dos subsolos irão servir de travamento para as paredes de contenção.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa foi limitada ao dimensionamento dos métodos de contenção invertida e convencional de um condomínio composto por duas edificações, comercial e residencial, que possuem três pavimentos e onze pavimentos, respectivamente, apresentando dois subsolos de uso comum dos dois edifícios. A obra fica localizada na Avenida Brasil, 6281, com testada secundária para a Rua Rio Grande do Sul, no centro da cidade de Cascavel, Paraná.

O levantamento de dados foi realizado por meio do laudo de sondagem e projetos (arquitetônico e estrutural), além da realização de ensaios triaxiais com três amostras indeformadas do solo coletado na obra, para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Com os resultados obtidos e dados analisados, foram feitas as modelagens numéricas das soluções para as estruturas de contenção, com o *software CypeCAD*® 2016, módulo Cortinas.

Restringiram-se à pesquisa a caracterização das etapas do dimensionamento para os dois métodos de contenção, o próprio dimensionamento e apontamento das principais diferenças entre os resultados obtidos.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para o dimensionamento de estruturas de contenção alguns conceitos devem ser entendidos inicialmente. Por este motivo, neste capítulo será abordado o assunto de propriedade dos solos, investigações geotécnicas, atividades que as compõe e sua importância para o dimensionamento de uma estrutura de contenção, seja convencional ou não. Também será abordado o conceito de contenção, quais os tipos mais utilizados para subsolos, e as cargas atuantes na estrutura.

2.1.1 Propriedades dos solos

Todo projeto de fundações contempla as cargas aplicadas pela obra e a resposta do solo a estas solicitações. Toda ação atuante transmitida pelas construções sempre se relaciona ao tipo de solo existente, pois esses são muitos distintos entre si e respondem de maneira muito variável (PINTO, 2006).

Todos os solos se originam da decomposição das rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre, intactas (em profundidade) ou fraturadas (próximo a superfície). O conjunto de processos que envolvem de modo geral a formação dos solos e de partículas se diferenciam pelo tamanho e composição química, distinguindo-se acerca das variações de temperatura, processos químicos e agentes físicos e elevadas tensões (PINTO, 2006).

Pinto (2006) relata que a primeira característica que diferencia os solos é o tamanho das partículas que os compõem. A diversidade do tamanho dos grãos é enorme, e num solo geralmente há partículas de diversos tamanhos.

Para a realização deste trabalho, denominações específicas serão empregadas para as diversas faixas de tamanhos de grão com seus limites variando conforme classificação dos parâmetros estabelecidos pela NBR 6502 (1995). A norma estabelece que as partículas menores que 0,002 mm são classificadas como argila, e de 0,002mm à 0,006mm como silte. As areias possuem partículas maiores que 0,06mm e menores que 2,00mm, sendo divididas em: areia fina quando apresenta partículas de 0,06mm a 0,20mm; areia média quando

apresenta 0,20mm a 0,60mm; areia grossa de 0,60mm a 2,00mm. Por fim, as partículas que possuem tamanhos superiores a 2,00mm são caracterizadas como pedregulho.

Além dos tamanhos das partículas, a constituição mineralógica também é importante para a classificação correta do tipo de solo. Segundo Rebelo (2008), as partículas do solo dependem sempre do tipo da rocha que as originou. O quartzo, presente na maioria das rochas, é bastante resistente a desagregação formando grão de siltes e areias, ou seja, os materiais de maiores grãos. Pinto (2006) aborda os feldspatos como os minerais mais atacados pela natureza que dão origem aos argilominerais, os quais constituem a fração mais fina dos solos, geralmente com dimensões inferiores a 2 mm (argilas). As argilas apresentam variadas formas de composição química, o que determina comportamentos diferentes, como a possibilidade de absorver mais ou menos água (REBELO, 2008).

Para a obtenção da classificação é necessário analisar o solo quanto ao tamanho das partículas. Essa classificação é feita em laboratório por meio de uma análise granulométrica, composta por dois ensaios (peneiramento e sedimentação), que são descritos de forma detalhada na NBR 6457 (2016). O processo executivo do peneiramento pode ser simplificado, tal como a passagem de solo por peneiras de variadas aberturas, podendo com isso determinar o diâmetro máximo da porção que passou pela peneira. Para as porções mais finas é utilizado o processo de sedimentação, baseado na lei de Stokes, pela qual a velocidade de queda de partículas esféricas em um meio viscoso é proporcional ao quadrado do diâmetro da partícula (REBELO, 2008).

Como complemento à classificação dos solos, tem-se a classificação pela origem, Pinto (2006) diz que esse entendimento não deixa de ser um conhecimento importante, pois, a indicação da origem do solo é tão ou mais útil do que a classificação sob o ponto de vista constituição física. Os solos podem ser classificados em solos residuais, transportados, orgânicos e lateríticos.

Pinto (2006) classifica os solos residuais como aqueles que são de decomposição das rochas que se encontram no próprio local em que se formaram. E, tratando-se de solos residuais, é de grande interesse a indicação da rocha-mãe, pois ela condiciona, entre outras coisas, a própria composição física. Já os solos transportados são classificados por Pinto (2006) como aqueles que foram levados ao seu atual local por algum agente de transporte, sendo as características dos solos determinadas em função do agente transportador.

Os solos orgânicos são chamados assim por conter uma quantidade apreciável de matéria decorrente de decomposição de origem vegetal ou animal, em vários estágios de decomposição. Os solos orgânicos são constituídos em sua maioria por argilas ou areias finas,

sendo identificados facilmente por suas cores escuras e odor característico. No Brasil, esses solos são encontrados geralmente em depósitos litorâneos e por serem orgânicos geralmente são problemáticos devido a sua alta compressibilidade (PINTO, 2006).

Os solos lateríticos são de particular interesse para o Brasil, pois, são típicos da evolução de solos em clima quente, com regime de chuvas moderadas a intensas. Esses solos têm sua fração argila constituída predominantemente de minerais cauliníticos e apresentam elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos que dão a característica de sua coloração avermelhada (PINTO, 2006).

Na natureza, geralmente, os solos lateríticos se apresentam de forma não saturada, com índice de vazios elevados e, por isso, sua pequena capacidade de suporte. Para um aumento dessa capacidade, os solos costumam ser compactados e empregados em pavimentações e aterros. Após a compactação, o solo laterítico apresenta contração se o teor de umidade diminuir, porém, o inverso (expansão) não ocorre na presença de água (PINTO, 2006).

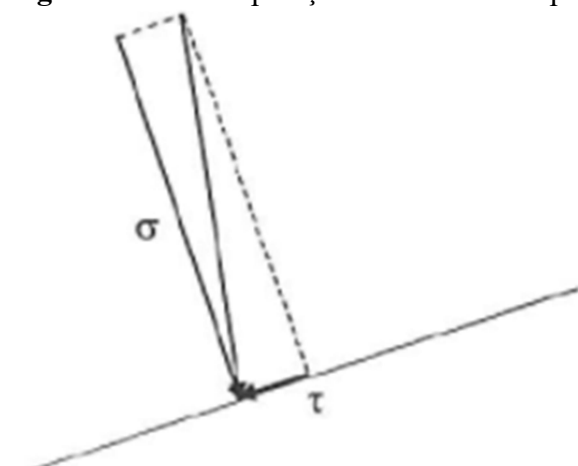
2.1.2 Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura ocorrer (PINTO, 2006).

Segundo Rebelo (2008), considera-se que ocorre ruptura em um solo quando as partículas que formam a sua estrutura sofrem um deslocamento permanente, provocando uma mudança expressiva na forma original do solo. Essa ruptura é comumente dada pela perda de resistência ao atrito entre as partículas, quando na verdade essas partículas não se rompem, mas, sim, escorregam, ou seja, a ruptura do solo sobrevém normalmente por cisalhamento.

Pinto (2006) relata que em um plano genérico no interior do subsolo, a tensão atuante não é necessariamente normal ao plano, pois, para efeitos de análise, ela pode ser decomposta num componente normal chamada de tensão normal (σ), e em um componente paralelo ao plano (ou tangencial) que é denominada de tensão cisalhante (τ). Essa decomposição, de acordo com o autor, pode ser observada na Figura 01.

Figura 01: Decomposição da tensão num plano genérico.



Fonte: Pinto (2006).

Segundo Caputo (1988), a resistência ao cisalhamento de um solo se compõe, basicamente, de duas componentes: a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ) entre as partículas.

Pinto (2006) esclarece que o ângulo de atrito pode ser entendido como o ângulo máximo, onde a força transmitida por um corpo à superfície pode fazer com que a força normal ao plano de contato ocorra sem que haja deslizamento. Ou seja, o ângulo de atrito é formado pela resultante de da força vertical e horizontal com a força normal.

O fenômeno de atrito nos solos se diferencia do fenômeno de atrito entre dois corpos, porque o deslocamento envolve um grande número de grãos, que podem deslizar entre si ou rolar uns sobre os outros, acomodando-se em vazios encontrados no percurso. Devido a isso, os grãos de areia e de argila apresentam uma diferença entre as forças transmitidas no contato entre eles (PINTO, 2006).

Para o caso dos contatos entre os grãos de areia, geralmente as forças transmitidas são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície. Já no caso das argilas, devido ao número de partículas serem bem maiores, a parcela de força transmitida em cada contato é extremamente reduzida. Diante disso, as forças de contato não são suficientes para remover moléculas de água presentes nas argilas, essa característica, responsável pelo adensamento secundário faz com que haja uma provocação da dependência da resistência das argilas a velocidade de carregamento que são submetidas (PINTO, 2006).

Apesar da resistência ao cisalhamento dos solos serem essencialmente devido ao atrito entre partículas, a atração química entre essas não deve ser desprezada, visto que essa atração pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano e constituir uma coesão real. Com isso, a coesão proporciona resistência ao solo devido à entrada de água no maciço e as cimentações entre partículas (PINTO, 2006).

Existem dois tipos de coesão, real e aparente. A primeira é definida por Pinto (2006) como a parcela resistente ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devido à tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água, característica presente em solos lateríticos.

Já a coesão aparente, ou temporária, é definida por Pinto (2006) como um fenômeno de atrito, no qual a tensão normal que a determina é consequente da pressão capilar e, com a saturação do solo, a parcela da resistência existente desaparece resultando em uma coesão aparente. Ou seja, a resistência temporária só é obtida devido a entrada de água na estrutura do solo, resultando em um efeito de capilaridade, o qual cessa quando a água sai da estrutura do solo devido à infiltração ou evaporação.

As areias têm como características os espaços entre grãos grandes e desprezíveis, diferença esta que faz com que as forças capilares também sejam desprezíveis, além disso a areia é definida como um material não coesivo (quando traçados círculos de Mohr correspondentes as máximas tensões correspondentes a ruptura), pois, obtêm-se círculos cuja envoltória é uma reta passando pela origem. Porém, é possível fazer a moldagem eventual de um corpo de prova de areia úmida, devido à tensão capilar ser neutra e negativa. Sendo nula a tensão total, a tensão efetiva é positiva e numericamente igual à tensão capilar; daí o fato das areias possuírem coesão aparente. Embora esse fenômeno seja mais visível nas areias, é nos solos argilosos que a coesão aparente pode adquirir maiores valores (PINTO, 2006).

As argilas em geral são classificadas como solos coesivos devido ao espaçamento entre os seus grãos serem pequenos permitindo a pressão capilar elevada. Com isso, a resistência ao cisalhamento das argilas, assim como o das areias depende primordialmente do atrito entre as partículas e, conseqüentemente, das tensões efetivas. Portanto, as argilas são coesivas, porém, seus valores são variáveis conforme a sua constituição (PINTO, 2006).

Pinto (2006) ressalta que para a definição de comportamento dos solos, vários fatores devem ser considerados, tais como: nível de carregamento do solo, condições de drenagem, trajetória de tensões e tempo de carregamento. Esses fatores não são as características físicas dos solos, mas, sim, parâmetros de definição de resistência e comportamento deles.

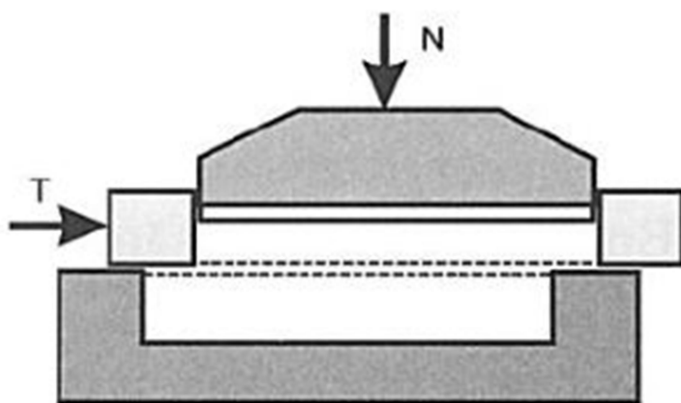
Ainda, Pinto (2006) destaca os dois tipos de ensaios que são costumeiramente empregados para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos: o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial, que são realizados em laboratório. Segundo Caputo (1988), as amostras utilizadas para a realização desses ensaios podem ser indeformadas, ou deformadas desde que reproduzam as condições que se pretende alcançar no local de estudo.

2.1.2.1. Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é considerado o mais prático dentre os ensaios de determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo, por consistir na aplicação de uma tensão normal (σ) num plano, verificando-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura do corpo de prova (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), a realização do ensaio consiste basicamente na colocação parcial de um corpo de prova numa caixa de cisalhamento, com sua metade superior dentro de um anel. Inicialmente, aplica-se uma força vertical N , na caixa, e uma força tangencial T , no anel que contém a parte superior do corpo de prova. Com isso, um deslocamento é provocado ao se medir a força suportada pelo solo, conforme a Figura 02.

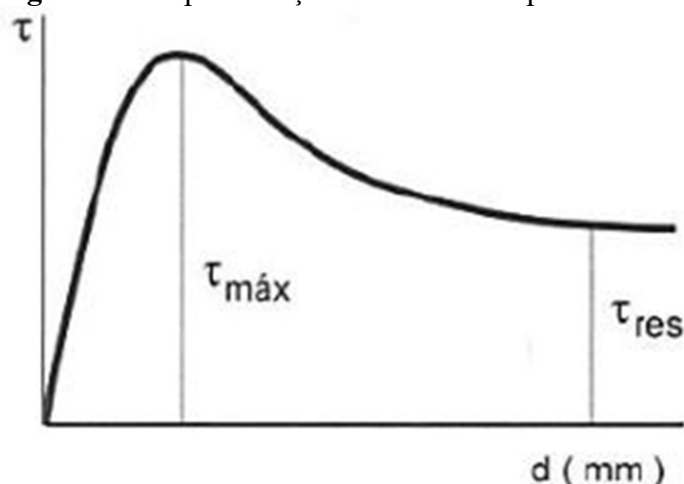
Figura 02: Esquema do equipamento de cisalhamento direto.



Fonte: Pinto (2006).

A tensão cisalhante (τ) do ensaio pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, representação a qual também pode se identificar a tensão máxima de ruptura ($\tau_{\text{máx}}$) e a tensão residual (τ_{res}) que o corpo de prova ainda sustenta depois de ultrapassada a situação de ruptura, conforme Figura 03 (PINTO, 2006).

Figura 03: Representação do resultado típico do ensaio.



Fonte: Pinto (2006).

Por meio da realização de ensaios com diversas tensões normais, obtém-se a envoltória de resistência. Além disso, o deslocamento vertical durante o ensaio também é registrado, indicando se houve diminuição ou aumento do volume do corpo de prova durante o cisalhamento (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), apesar do ensaio de cisalhamento direto ser simples de executar, a análise de tensões durante o carregamento é bastante complexa. Inicialmente, antes da aplicação das tensões cisalhantes, o plano horizontal é considerado o plano principal maior. Após a aplicação das forças T , ocorre rotação dos planos principais. Porém, as tensões são conhecidas apenas num plano horizontal e mesmo que ainda se imponha que o cisalhamento ocorra somente nesse plano, ele pode ser precedido de rupturas internas em outras direções.

Por fim, o ensaio de cisalhamento apresenta limitações aos parâmetros obtidos, pois, não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo, nem mesmo do módulo de cisalhamento e , devido a isso, é considerado menos interessante do que o ensaio de compressão triaxial, sendo utilizado ainda apenas por sua simplicidade e pela sua utilidade quando se deseja conhecer apenas a resistência residual do solo (PINTO, 2006).

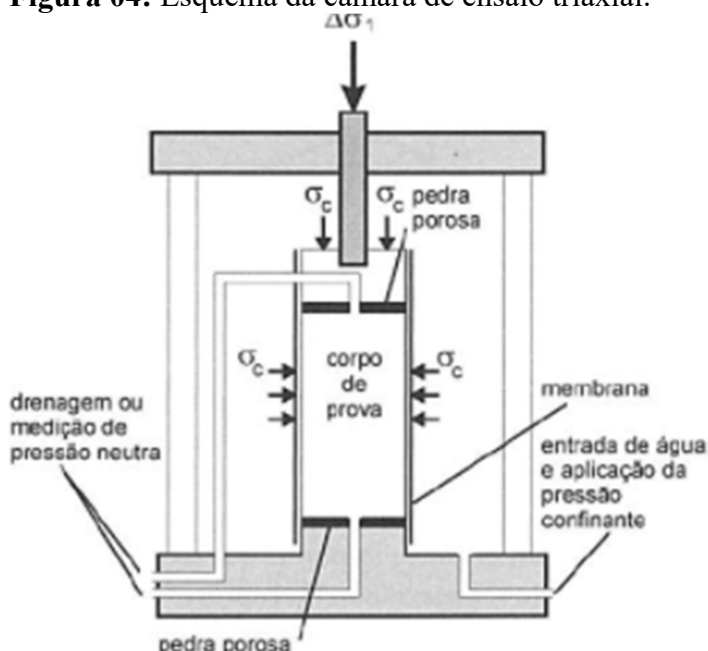
2.1.2.2. Ensaio de compressão triaxial

Segundo Caputo (1988), o ensaio de compressão triaxial é teoricamente mais perfeito que o ensaio de cisalhamento direto, e também o mais utilizado para determinação de resistência ao cisalhamento do solo.

Os ensaios triaxiais são realizados em aparelhos, constituído por uma câmara cilíndrica, no interior da qual é colocada a amostra, entre dois jogos de pedra porosa e papel filtro. A câmara também possui uma entrada de água para aplicação da tensão confinante (σ_3) e tubo de drenagem ou medição de pressão neutra (μ), fazendo com que o corpo de prova fique sob um estado hidrostático de tensões (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), o carregamento axial é feito por meio da aplicação de força no pistão que penetra na câmara e, a carga pode ser medida por uma célula de carga intercalada no pistão. A vantagem desse procedimento está em medir a carga efetivamente aplicada ao corpo de prova, eliminando o efeito do atrito do pistão na passagem para a câmara. O supracitado autor esquematiza a câmara de ensaio triaxial por meio da Figura 04.

Figura 04: Esquema da câmara de ensaio triaxial.



Fonte: Pinto (2006).

Segundo Caputo (1988), para reproduzir as diferentes condições de solicitação existentes nos maciços que se encontram na prática, no que se refere às condições de drenagem, os ensaios de compressão triaxial se classificam em: ensaio lento ou adensado drenado (CD); ensaio rápido ou adensado não drenado (CU); ensaio rápido com pré-adensamento ou não adensado não drenado (UU).

O ensaio adensado drenado (CD) permite a drenagem do corpo de prova e aplica-se a pressão confinante esperando que o corpo de prova adense, ou seja, que a pressão neutra se dissipe. Em seguida, a tensão axial é aumentada lentamente, para que a água sob pressão possa sair. As tensões totais aplicadas indicam as tensões efetivas (σ') que estão ocorrendo, devido à pressão ser praticamente nula durante todo o carregamento. Se o solo tiver uma

característica de permeabilidade alta, o ensaio pode ser realizado em poucos minutos, mas para as argilas, que não apresentam essa característica, o carregamento axial pode durar em torno de 20 dias ou mais (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), no ensaio adensado não drenado (CU), em que a drenagem é impedida em qualquer fase do ensaio, a água fica sob pressão e as pressões neutras são induzidas pelo carregamento, podendo ser medida por meio de transdutores conectados aos tubos de drenagem.

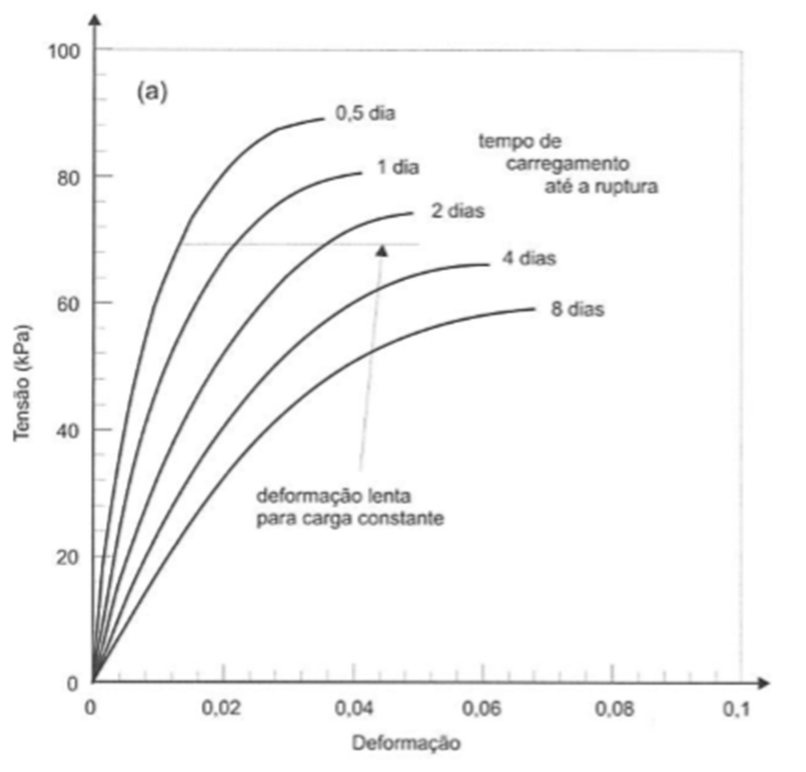
A sequência de montagem e realização do ensaio CU se inicia com o corpo de prova sendo colocado na base da câmara de confinamento e com a câmara sendo cheia com água, a qual é aplicada uma pressão chamada confinante e contrapressão, escolhida de acordo com o tipo do ensaio, deixando dissipar a pressão neutra correspondente. Portanto, o corpo de prova adensa sob a pressão confinante (PINTO, 2006).

Para a condição não drenada, os registros de contrapressão, pressão neutra e de variação de volume devem estar fechados, com isso nenhuma água sairá da amostra durante o ensaio, ou seja, a água ficará sob pressão. A seguir o corpo de prova é carregado axialmente, sem drenagem, por meio da aplicação de forças no pistão que penetra na câmara. Durante o carregamento, em diversos intervalos de tempo são medidos os acréscimos de tensão axial atuantes e a deformação vertical do corpo de prova (PINTO, 2006).

Portanto, após a aplicação lenta da pressão confinante, a amostra é levada a ruptura por uma aplicação da carga axial de maneira que não se permita a variação de volume, na fase de aplicação, sem a saída de água.

Ainda, segundo Pinto (2006) a resistência ao cisalhamento do solo para o ensaio triaxial de modalidade CU, depende da velocidade de carregamento (tempo decorrido entre o início do carregamento e a ruptura), pois, quanto mais lento o carregamento, menor a resistência não drenada (Figura 05).

Figura 05: Resultados de compressão triaxial de argilas na situação não drenada com diferentes velocidades.



Fonte: Pinto (2006).

Por último, o ensaio não adensado não drenado (UU) ou rápido (por não requerer tempo para a drenagem), é o ensaio em que o corpo de prova é submetido à pressão confinante e, a seguir, ao carregamento axial, sem que se permita qualquer drenagem. O teor de umidade nessa modalidade permanece constante e, caso o corpo de prova esteja saturado, não há variação de volume (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), a análise de tensões que provoca a ruptura do solo é o estado de resistência ao cisalhamento, obtido por meio dos ensaios de cisalhamento de compressão triaxial. Os critérios de ruptura que melhor descrevem esse comportamento são os critérios de Coulomb e Mohr.

2.1.2.3. Critérios de ruptura

Segundo Pinto (2006), critérios de ruptura são formulações que buscam refletir as condições em que ocorre ruptura dos materiais. Os critérios de ruptura de um solo podem ser expressos por Coulomb e Mohr.

O Critério de Coulomb diz que não haverá ruptura se a tensão de cisalhamento de um solo não ultrapassar um valor dado pela Equação 01 e representados na Figura 06 (PINTO, 2006).

$$\tau_r = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (01)$$

Onde:

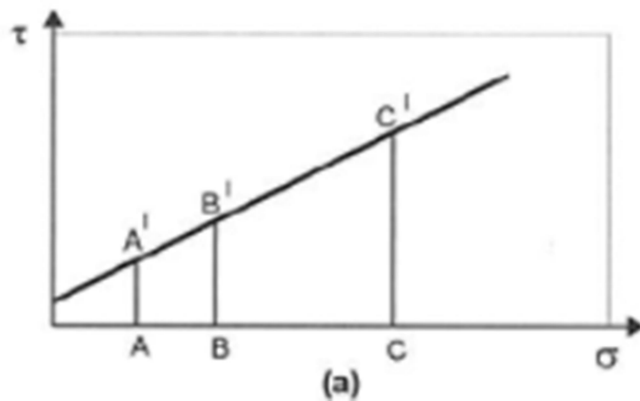
τ_r = Resistência ao cisalhamento;

σ = Tensão normal ao plano de cisalhamento;

c = Coesão do solo;

ϕ = Ângulo de atrito interno do solo.

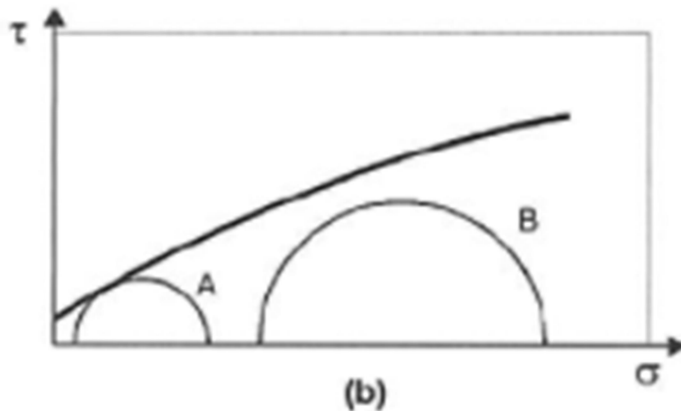
Figura 06: Representação dos critérios de ruptura de acordo com Coulomb.



Fonte: Pinto (2006).

Para o Critério de Mohr, Pinto (2006) expõe que não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrarem no interior de uma curva, que é envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura. Para melhor entendimento, o autor ainda exemplifica o critério por meio da Figura 07 em que, o círculo “A”, tangente a envoltória, indica um estado de tensões na ruptura e, o círculo “B” – que se encontra no interior da curva – representa um estado de tensões em que não há ruptura.

Figura 07: Representação dos critérios de ruptura de acordo com Mohr.



Fonte: Pinto (2006).

Para Pinto (2006), por meio da análise do círculo de Mohr é possível chegar a diversas conclusões, tais como:

- a) A máxima tensão de cisalhamento ocorre em planos que formam 45° com os planos principais.
- b) A máxima tensão de cisalhamento, ou tensão desviadora, é igual à semidiferença das tensões principais, conforme Equação 02.

$$S_{\text{máx}} = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (02)$$

Onde:

$S_{\text{máx}}$ = Tensão máxima de cisalhamento ou tensão desviadora;

σ_1 = Tensão normal;

σ_3 = Tensão confinante.

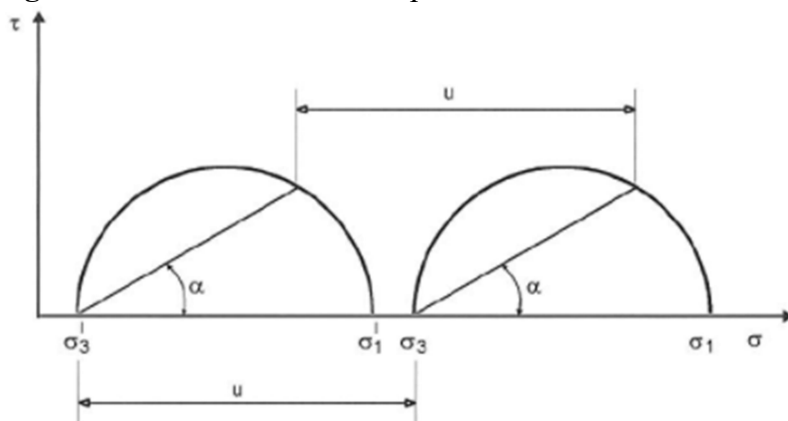
- c) As tensões de cisalhamento em planos ortogonais são numericamente iguais, mas de sinal contrário.

- d) Em dois planos que foram o mesmo ângulo com o plano principal maior, de sentido contrário, ocorrem tensões normais iguais e tensões de cisalhamento numericamente iguais, mas de sentido contrário.

Pinto (2006) afirma que ao fazer uma reta como a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coulomb, por isso, costumeiramente em Mecânica dos Solos é empregado a junção desses dois critérios, justificando a expressão conhecida como “Mohr-Coulomb”.

O estado de tensões pode ser determinado tanto em termos de tensões totais como de tensões efetivas. Pinto (2006) explica as tensões efetivas a partir do gráfico de efeito da pressão neutra no estado de tensões em um elemento de solo (Figura 08), em que o autor considerou as tensões principais (σ_1 e σ_3) e a pressão neutra (μ), num solo, para a construção dos dois círculos.

Figura 08: Gráfico de efeito da pressão neutra no estado de tensões em um elemento de solo.



Fonte: Pinto (2006).

2.1.3 Investigação geotécnica

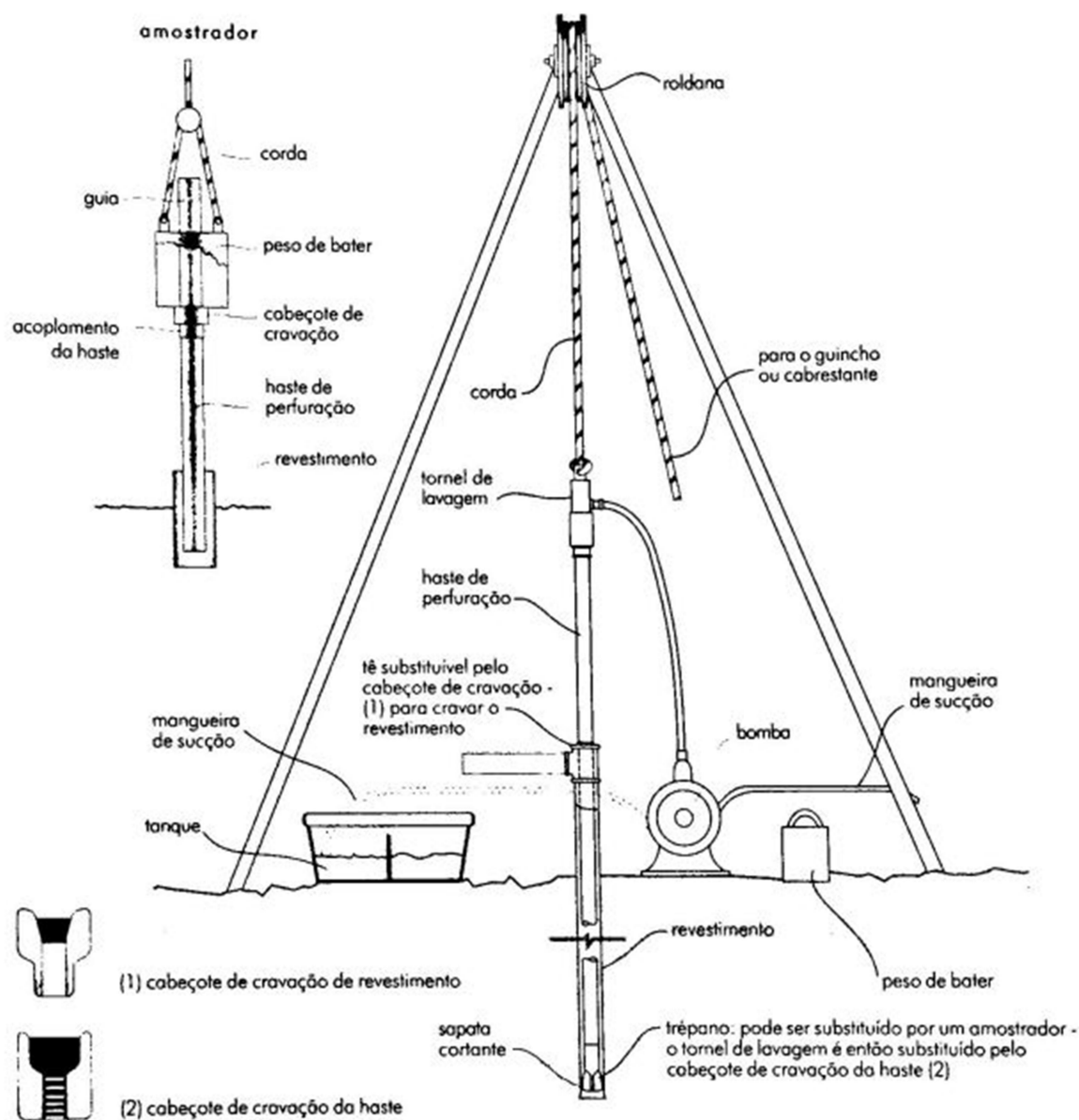
O conhecimento das características físicas do solo é muito importante, não só para escolha do tipo de fundação e seu dimensionamento, como também para a determinação da existência de água, de matacões, e de vazios que possam influenciar o processo construtivo. A sondagem é o procedimento que objetiva conhecer essas condições naturais do solo, reconhecer seu tipo, as características físicas e principalmente sua resistência (REBELO, 2008).

Segundo Rebelo (2008), o método de sondagem *Standard Penetration Test* (SPT) é o mais utilizado no mundo, tratando-se de um processo padronizado internacionalmente de forma que os seus resultados possam ser interpretados por todos. Cintra *et al.* (2014), resume o SPT como um ensaio de penetração dinâmica que consiste de três etapas: perfuração, amostragem e o ensaio penetrométrico.

Segundo Cintra *et al.* (2014), como primeiro passo para o ensaio SPT, realizam-se perfurações verticais no maciço, os chamados furos de sondagem. Cada furo de sondagem é iniciado na profundidade de 1m, por meio de cavadeiras manuais ou de uma haste de

perfuração, parte integrante do “tripé”, equipamento utilizado para a realização do ensaio (Figura 09).

Figura 09: Equipamento montado para uso da sondagem SPT.



Fonte: Rebelo (2008).

Em seguida, apoia-se no fundo do furo um tubo de aço padronizado, também conhecido como amostrador-padrão (Figura 09), a partir daí a sequência executiva é padronizada, consistindo basicamente em lançar um peso de 65 kgf sobre o amostrador, de uma altura de 75 cm, contando-se a quantidade de golpes necessários para a cravação de cada segmento de 15cm de uma profundidade total de 45cm (QUARESMA *et al.*, 1998).

Realizada a amostragem, o amostrador é substituído pelo trépano para que a perfuração possa avançar e em seguida realizar uma nova amostragem, e assim por diante.

Portanto, as etapas de perfuração e amostragem são realizadas alternadamente. Por fim, cada amostragem deve ser realizada metro a metro, sendo os primeiros 45cm penetrados pelo amostrador e os demais 55 cm avançados por meio de perfuração (CINTRA *et al.*, 2014).

Quaresma *et al.* (1998) diz que, dessa maneira, a sondagem avança em profundidade, medindo a resistência a cada metro e retirando amostras do tipo de solo de atravessado, com o auxílio do amostrador.

Ao término de uma sondagem SPT, as informações obtidas são colocadas em laudos denominados como perfis individuais de sondagem. Os perfis individuais de sondagem devem apresentar o nível d'água (quando houver), cota de início da perfuração, desenho do perfil do subsolo com as camadas ou horizontes de solos encontrados e o número de golpes N_{SPT} que pode ser definido como a soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm, desprezando-se os golpes dos primeiros 15 cm, devido à acomodação inicial do amostrador (QUARESMA *et al.*, 1998).

Segundo a NBR 8036 (1983), o número de sondagens e sua localização em planta depende do tipo da estrutura, características especiais do projeto, e condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens devem ser de no mínimo de:

Uma para cada 200m² de área de projeção em planta do edifício, até 1200m² de área. Entre 1200m² e 2400m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400m² que excederem de 1200m². Acima de 2400m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção (NBR 3086:1983, p. 1).

Quaresma *et al.* (1998), afirma que para a execução de sondagens, no caso de edificações, procura-se dispor os pontos de sondagem em posições próximas aos limites de projeção delas e nos pontos de maior concentração de carga.

A profundidade a ser atingida depende do porte da obra e, conseqüentemente, das cargas que serão transmitidas ao terreno. Porém, a NBR 6484 (2001) fornece critérios mínimos para orientar a profundidade das sondagens e critérios de paralisação (QUARESMA *et al.*, 1998).

2.1.4 Tipos de contenção utilizadas para subsolos

Segundo Ranzini e Negro Junior (1998), as contenções são feitas pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que conterà. Existem vários tipos de contenção para várias finalidades, sendo

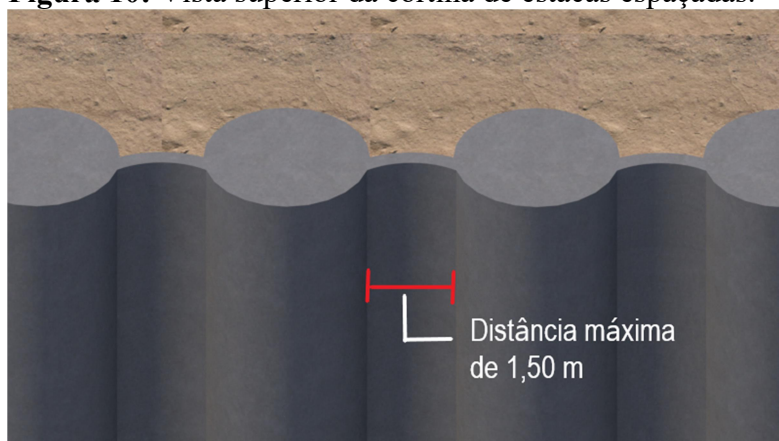
assim, os mais utilizados para conter empuxos e outras cargas geradas pela alteração do maciço para uso de subsolos, são as cortinas de estacas escavadas; parede diafragma, e o reforço dessas estruturas com tirantes.

2.1.4.1 Cortina de estacas escavadas

As cortinas de estacas escavadas podem ser do tipo espaçadas ou justapostas. Segundo Ranzini e Negro Junior (1998), as estacas justapostas podem ser escavadas (tangentes ou secantes), realizadas com estacas do tipo hélice contínua; raiz; escavada com ou sem lama bentonítica.

Segundo Meireles e Martins (2006), as cortinas de estacas espaçadas consistem num conjunto de estacas alinhadas que podem possuir um espaçamento livre entre si até cerca de 1,5 m, conforme Figura 10.

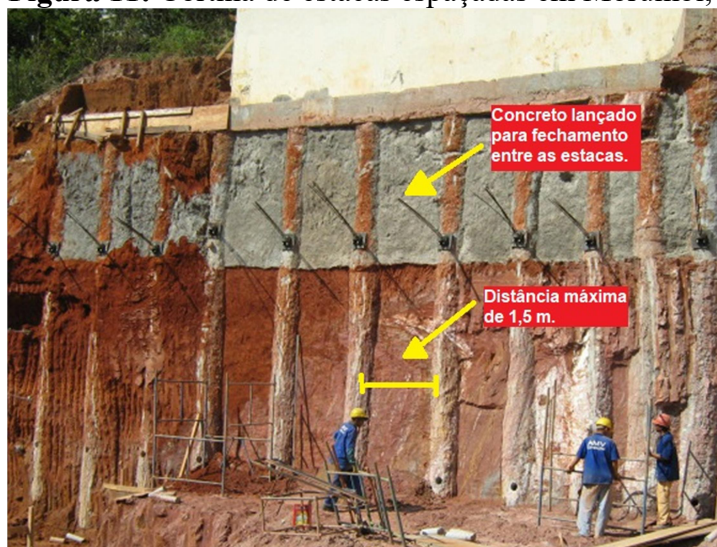
Figura 10: Vista superior da cortina de estacas espaçadas.



Fonte: Autoras (2018).

Matos (2010) acrescenta que para impedir o desmoronamento do solo e garantir resistência do mesmo, é necessário, muitas vezes, concluir a contenção com o lançamento de concreto de alto *slump* nos espaços entre as estacas e fechamento com a colocação de painéis, para que assim haja a melhor distribuição de tensões do maciço, conforme ilustração da Figura 11.

Figura 11: Cortina de estacas espaçadas em Morumbi, SP.



Fonte: Carvalho (2014).

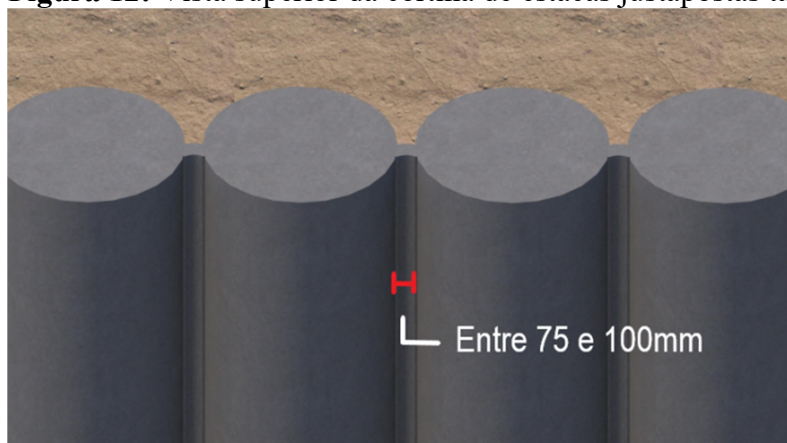
Como a impermeabilização é inviável para este sistema, este tipo de estrutura só é aplicável caso o lençol freático se situe em uma cota muito baixa em todas as épocas do ano – portanto, é necessário fazer uma análise abrangendo todas as épocas e suas variações do nível freático. Em casos onde a posição do lençol não seja compatível com a contenção, é possível utilizar como saída o rebaixamento do nível freático (MATOS, 2010).

Matos (2010) relata que o uso de cortinas de estacas com grande espaçamento entre elas é limitado, sobretudo pela dificuldade em calcular estas soluções, pois, esse tipo de cortina possui uma estrutura mais esbelta do que as cortinas clássicas, sendo assim, os deslocamentos do maciço e os deslocamentos à superfície são maiores e em casos onde tais não sejam impeditivos, deve-se utilizar medidas de estabilização, caso contrário é mais viável outro sistema.

Cortesão (2014) destaca como principais vantagens desse método, a boa flexibilidade em termos de tipos de estacas e respectivas aberturas e elevada rigidez quando apresentado grandes diâmetros. Já como desvantagens, ele destaca a obrigatoriedade de quase sempre a colocação de escoras e o fato de só serem aplicáveis em solos relativamente estáveis.

Segundo Meireles e Martins (2006), as cortinas de estacas justapostas tangentes, ou contíguas, são um tipo de cortina de estacas semelhantes às espaçadas, que são construídas ao longo de um alinhamento com pequenos espaços livres entre as estacas, com cerca de 75mm a 100mm no máximo, conforme Figura 12. As estacas tangentes são aplicadas principalmente para solos argilosos onde as ações da água não constituem um problema para esse tipo de contenção.

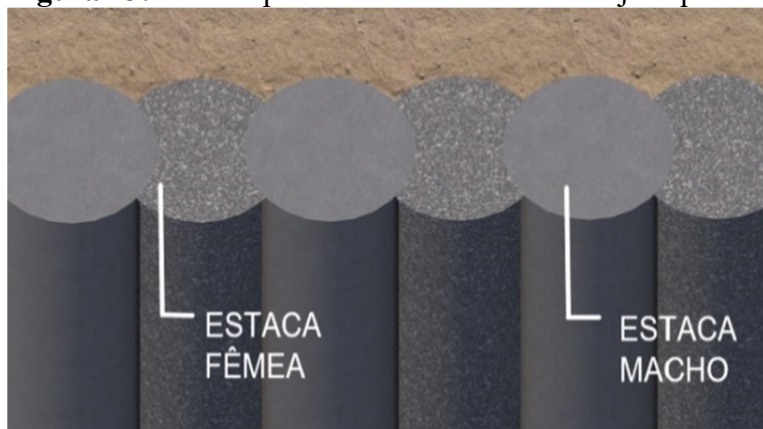
Figura 12: Vista superior da cortina de estacas justapostas tangentes.



Fonte: Autoras (2018).

Segundo Meireles e Martins (2006), as cortinas de estacas secantes são construídas de modo que elas se intersectem entre si. A intersecção é feita com as estacas machos, que são estacas intermédias das estacas fêmeas, e as estacas fêmeas, que seguem o alinhamento para que a parede fosse dimensionada e armada (Figura 13), podendo ainda variar a profundidade em que elas são construídas.

Figura 13: Vista superior da cortina de estacas justapostas secantes.



Fonte: Autoras (2018).

As contenções em estacas do tipo secantes são indicadas para solos arenosos e com presença de água, pois, essas formam uma estrutura rígida com elevada resistência à pressão horizontal da terra e as decorrentes ações da água, sendo praticamente impermeável (Figura 14). As vantagens dessa alternativa em relação a paredes-diafragma com lama bentonítica estão na possibilidade de se fazer escavações menores, utilizando equipamentos mais compactos e executando uma concretagem rápida e limpa (CORSINI, 2013).

Figura 14: Cortina de estacas justapostas secantes.



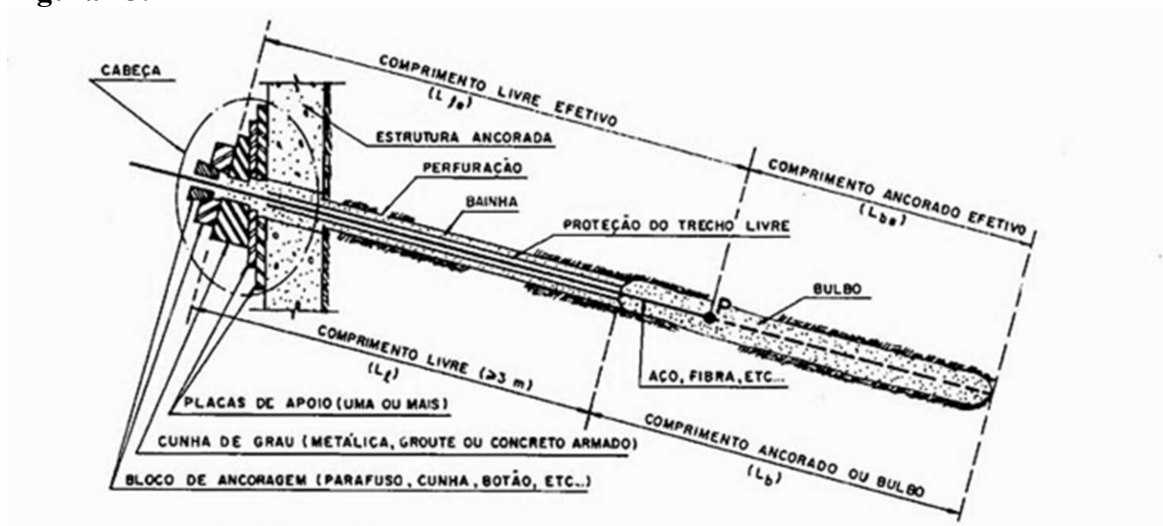
Fonte: Meireles e Martins (2006).

2.1.4.2. Tirantes

Yassuda e Dias (1998) definem, conforme o conceito universal, que o tirante é um elemento linear capaz de transmitir esforços de tração entre suas extremidades. Ou seja, a função básica do tirante é transmitir um esforço externo de tração para o terreno, por meio de seu bulbo.

A NBR 5629 (1996) classifica os tirantes em: tirante injetado, provisório, permanente, reinjetável e não reinjetável. A norma também relaciona as principais partes constituintes de um tirante como: cabeça do tirante; comprimento livre e comprimento ancorado ou bulbo, conforme Figura 15 que representa as partes componentes típicas de um tirante.

Figura 15: Estruturas de um tirante.



Fonte: Yassuda e Dias (1998).

Segundo a NBR 5629 (2006), a cabeça é um dispositivo que transfere a carga do tirante à estrutura a ser ancorada, constituído de placas de apoio, cunhas, cones, porcas, etc. O comprimento livre pode ser conceituado como distância entre a cabeça do tirante e o ponto inicial de aderência do bulbo de ancoragem, observada na montagem do tirante conforme prevista em projeto. Enquanto o comprimento ancorado é o trecho do tirante projetado para transmitir a carga aplicada ao terreno.

Segundo Yassuda e Dias (1998), existem dois tipos de trecho ancorado: os que trabalham a compressão e os que trabalham à tração. Porém, no Brasil só é utilizado o último, no qual a transferência de cargas do aço para a calda de cimento ocorre do fim do trecho livre em direção a extremidade mais profunda.

Segundo Magnus e Santos (2013), o sistema de contenção por tirantes possui grande vantagem uma vez que instalados, pois, a escavação fica livre de qualquer obstrução, permitindo a execução de trabalho no seu interior. Além disso, quando os tirantes são do tipo protendidos, pode acarretar em uma redução de deflexão da parede e do assentamento do solo adjacente, dependendo da magnitude da carga de protensão.

Yassuda e Dias (1998) dizem que, quando o tirante é usado para suporte do escoramento, há uma limitação na carga imposta pela espessura da estrutura. Neste caso, irá implicar no aumento de vãos e, conseqüentemente, o aumento de sua carga, no entanto o momento fletor aumentará proporcionalmente em relação ao vão, o que limitará o aumento indiscriminado da carga.

Outra vantagem dos tirantes é a simplicidade construtiva. A carga de reação é obtida no interior do maciço e os elementos utilizados são relativamente simples e de fácil manejo. As etapas de execução podem ser divididas na seguinte ordem: preparo do tirante, perfuração do maciço, instalação dos tirantes, injeção da calda de cimento e protensão dos tirantes (YASSUDA; DIAS, 1998).

Como os tirantes são instalados nos terrenos adjacentes da contenção executada, estes só podem ser utilizados – mesmo que de forma provisória – por meio de autorização dos proprietários dos terrenos em questão. E, no caso de logradouros públicos, deve ser feito no processo de licenciamento da obra a indicação dos elementos necessários para a análise, a fim de o órgão público licenciar a obra já considerando o atirantamento e indicar as ressalvas que forem cabíveis (YASSUDA; DIAS, 1998).

Para a imprescindível autorização dos vizinhos, a elaboração do projeto deve considerar que o atirantamento pode causar interferências com as fundações (rasas ou profundas) de suas edificações. As interferências são os recalques causados pelas perfurações

para instalação dos tirantes e, a introdução de cargas horizontais nas fundações das edificações adjacentes, causadas pelas injeções para fixação dos tirantes e a protensão (YASSUDA; DIAS, 1998).

Yassuda e Dias, (1998) também atentam que além das fundações adjacentes, é necessário verificar a presença de obras enterradas, sendo essas: tubulações de gás ou petróleo ou ainda dutos energizados, os quais podem levar a situações catastróficas na execução, caso não sejam considerados no projeto.

Um detalhe importante para o uso de tirantes com aço é a consideração de que esses particularmente possuem um risco a corrosão, por isso, no trecho livre o aço deve ser isolado da calda de injeção. Com esta finalidade, durante a montagem do tirante o comprimento livre é protegido por um tubo ou mangueira (YASSUDA; DIAS, 1998).

Peão e Watanabe (2018) definem a cortina atirantada como um componente construtivo projetado em parâmetro vertical de paredes de escavações, que contêm esforços de empuxos do solo impedindo seu desabamento. Os componentes da cortina atirantada consistem em painéis pressionados por tirantes em suas encostas, esses painéis podem ser confeccionados de diversos materiais, como por exemplo, placas de concreto armado, parede diafragma, estacas-prancha, estacas raiz e perfis metálicos.

Ranzini e Negro Junior, (1998) esclarecem que as cortinas ancoradas são contenções que apresentam menor deslocabilidade, o que pode levar os maciços contidos a terem solicitações maiores do que as calculadas no equilíbrio limite.

2.1.5 Contenção invertida ou método *Top-Down Construction*

Como abordado até o presente momento neste trabalho, o uso de subsolos é possível graças às estruturas de contenção, as quais são empregadas normalmente pelo método de execução tradicional.

Porém, muitas vezes, encontram-se dificuldades durante a realização dessas estruturas, que podem complicar de maneira significativa a prática da obra e até mesmo inviabilizar o projeto. Durante ou até mesmo antes da execução pelo método convencional, podem ser encontradas dificuldades como: restrição quanto ao tempo de entrega da obra (visto que o método convencional tem escavações de longa duração, para daí as etapas de edificação ter suas atividades iniciadas); dificuldade no travamento de paredes de contenção; espaço de trabalho limitado, o qual pode atrapalhar principalmente na estocagem de materiais até o término das atividades de escavação (LOPES, 2014).

A inviabilidade do uso de tirantes, devido às restrições de terceiros de ordem particular (autorização de proprietários de edificações vizinhas para uso do subsolo adjacente), ou públicas, como no caso de metrô, etc., também é uma restrição comumente ocorrida no cenário da Engenharia Civil.

Como solução das corriqueiras dificuldades encontradas no método de contenção convencional, pode-se adotar a aplicação da contenção invertida ou *Top-Down Construction*. Nesse sistema, como o próprio nome sugere, a execução é feita de ‘cima para baixo’, ou seja, esse tipo de construção envolve a realização dos subsolos ao mesmo tempo em que a superestrutura avança. Isto é, para a utilização do método há o emprego simultâneo de diferentes equipes em duas frentes de trabalho – fundação e estrutura superior (URZÊDO, 2017).

Em 2011, na cidade do Rio de Janeiro, mais especificamente na Avenida Presidente Vargas, a construção do Edifício Virtus teve sua realização impossibilitada pelo método convencional, devido a desafios logísticos e executivos, principalmente na restrição quanto ao uso de tirantes, visto que havia risco de atingir uma linha de metrô localizada a frente. Com isso, o projetista responsável optou pelo método de contenção invertida (TAMAKI, 2011). Outro caso com a mesma restrição do uso de tirantes para escoras da parede de contenção, aconteceu recentemente na obra de um conjunto comercial e residencial em Porto Alegre/RS, o qual o projetista também adotou como solução o método invertido de contenção. O subsolo escavado e os perfis metálicos dessa obra e do Edifício Virtus podem ser observados na Figura 16.

Figura 16: Escavação confinante sendo realizada para posterior realização da laje do seguinte subsolo.



Fonte: Tamaki (2011) e Estaq (2018).

2.1.5.1 Método executivo contenção invertida ou *Top-Down Construction*

Para o dimensionamento de uma estrutura de contenção pelo método invertido, a ordem de execução é um fator importante devido às sobrecargas excepcionais e permanentes que atuarão na estrutura. Lopes (2014) ressalta que, cada obra possui sua particularidade e limitações fazendo com que o método possa sofrer alteração e adaptações a cada caso, porém, de uma maneira geral as etapas construtivas são:

- a) Execução das paredes de contenção;
- b) Execução da fundação provisória;
- c) Execução da laje superior no nível térreo;
- d) Escavação confinada abaixo do nível térreo e início do avanço da superestrutura;
- e) Compactação do solo;
- f) Execução da primeira laje do subsolo;
- g) Repetição das atividades;
- h) Execução da fundação definitiva;

Segundo Lopes (2014), a escolha pelo método *Top-Down Construction* na construção de subsolos pode envolver riscos com relação a prazo, custo e segurança da obra, caso este seja mal planejado e/ou mal executado. Com isso, para que o dimensionamento da estrutura de contenção e a execução da obra sejam bem sucedidos é importante que haja uma definição e caracterização corretas das etapas construtivas do método, definidas a seguir.

De acordo com Lopes (2014), para execução das paredes de contenção: toda escavação deve ser contida por meio de uma estrutura de contenção para evitar desmoronamentos do maciço ou problemas decorrentes, desse modo, a contenção deve ser realizada entorno de todo o perímetro de escavação. A contenção é executada inicialmente, comumente parede diafragma e/ou cortina de estacas (justapostas ou espaçadas), igual ao método tradicional, e sua estabilidade é garantida com a construção das lajes que servirão de travamento horizontal da contenção, dispensando o uso de tirantes.

Cravação de perfis metálicos como fundação provisória: a cravação de perfis metálicos como fundação provisória é importante, pois, estes servem como escoramento para a estrutura superior. Tamaki (2011) relata que, a estrutura deve ser dimensionada por completo, descarregando nas fundações provisórias as cargas, para que após isso sejam feitos os pilares do pavimento térreo para baixo, até a execução de blocos definitivos da fundação.

Apesar dos perfis serem dimensionados para suportar o prédio inteiro, é necessário que a cada etapa seja consultado o projeto estrutural, obtendo informações para concluir se é

possível executar os lances seguintes, sem a necessidade de travamento ou de uma viga. Além disso, os perfis devem ser posicionados fora do futuro pilar definitivo, a fim de não impossibilitar a execução do projeto quando necessário (TAMAKI, 2011).

Execução da laje superior no nível térreo: antes da execução da laje do nível térreo deve ser considerado que essa possuirá aberturas para que seja possível a remoção vertical do solo dos níveis inferiores, fornecimento de equipamentos, mão de obra e outros materiais de construção necessários. No processo construtivo em si, a laje do piso térreo é moldada acima do solo ainda não escavado e, então, é executada e curada (TEACHMESTRUCTURES, 2015).

A execução da laje é feita antes da escavação, devido ao seu uso como travamento das paredes de contenção no entorno da edificação, como forma de substituição da função exercida pelos tirantes. Não é possível iniciar a escavação sem que a laje tenha seu processo construtivo finalizado, visto que, a contenção quando dimensionada considerando escoras não iriam suportar as ações geradas pelo maciço, levando ao seu desmoronamento (TAMAKI, 2011).

No que tange a escavação confinada abaixo do nível térreo e início do avanço da superestrutura, Lopes (2014) aborda que após a execução da laje superior do pavimento térreo, inicia-se a escavação confinada abaixo dessa estrutura com a utilização de equipamentos de pequeno porte. As escavações no método invertido, por serem em locais confinados, são consideradas como se fosse uma mina (ou seja, em ambiente fechado), com pouca ventilação e iluminação artificial, devendo atender os itens impostos pela Norma regulamentadora (NR) 33 do ministério do trabalho, que trata das condições de trabalho e trabalhadores em locais confinados.

Lopes (2014) também ressalta a importância dessa etapa ser bem executada, chamando a atenção das empresas que realizam e projetam esse tipo de contenção, pois é imprescindível a garantia da segurança estrutural da laje e das paredes de contenção no entorno da escavação, evitando o desmoronamento dessas estruturas.

Paralelamente a escavação sob a laje do pavimento térreo, pode haver o início a montagem de escoramento sobre a laje do térreo para a execução da forma da laje do 1º pavimento da edificação. Ou seja, ao mesmo tempo em que a obra avança em profundidade, são executadas as lajes superiores em outra frente de trabalho, fazendo com que a superestrutura suba, mas sempre de acordo com os limites de carga das fundações provisórias (LOPES, 2014). Exemplo prático da escavação de subsolos e avanço da superestrutura pode

ser observado na Figuras 17 para uma obra realizada pelo método invertido em Nova Delli, Índia.

Figura 17: Escavação confinante e avanço da superestrutura, executadas simultaneamente.



Fonte: Vsk infra (2011).

A compactação do solo¹ é feita imediatamente após o término da escavação até o nível da laje do primeiro subsolo da edificação. Essa compactação é necessária para que seja montada a forma da laje do 1º subsolo (LOPES, 2014).

A execução da primeira laje do subsolo é feita nos mesmos moldes da laje do pavimento térreo, deixando também uma abertura para que seja possível a repetição das atividades executivas supracitadas, até que profundidade de projeto das fundações definitivas sejam atendidas.

Segundo Lopes (2014), a execução da fundação definitiva é realizada somente após a conclusão da escavação do último subsolo e, a sua realização dependerá do tipo de fundação permanente estabelecida em projeto.

Em alguns casos é possível que os pilares definitivos da fundação aproveitem os perfis metálicos, usados inicialmente como provisórios, executando pilares mistos – perfil metálico mais concreto. Portanto, nesses casos, estes devem ser arrasados assim que os pilares atingirem a sua resistência máxima (LOPES, 2014).

Como todo método construtivo, o *Top-Down Construction* também possui suas limitações, tais como: acesso, espaço de escavação e construção das lajes inferiores

¹ A compactação de um solo é a sua densificação por meio de equipamento mecânico, geralmente por um rolo compactador (PINTO, 2006).

(TEACHMESTRUCTURES, 2015). Contudo, Urzêdo (2017) aborda as vantagens desta técnica, visto que ela dispensa a necessidade de um vasto canteiro de obras, gerando benefícios para o planejamento e orçamento do empreendimento. Essa técnica vem apresentando bons resultados, desde que conte com equipes capacitadas, tanto para execução quanto para o dimensionamento.

2.1.6 Cargas atuantes em estruturas de contenção que devem ser consideradas para o dimensionamento.

Independentemente do tipo de obra de fundação, os carregamentos atuantes na escavação e contenção são essencialmente os mesmos. O carregamento final atuante no elemento estrutura pode ser dividido em: ações permanentes provenientes da superestrutura, ações do terreno, ações decorrentes da água superficial e subterrânea, ações excepcionais e análise de interação fundação-estrutura (MARZIONNA *et al.*, 1998).

2.1.6.1 Ações provenientes da superestrutura

A definição de superestrutura pode ser entendida como todo elemento de construção que se encontra acima do nível do solo. As partes constituintes da superestrutura podem ser divididas em: lajes, vigas e pilares. O esquema de distribuição das cargas nas estruturas se dá do nível superior até o mais inferior, ou seja, as lajes descarregam suas cargas atuantes (peso próprio e sobrecarga permanente) nas vigas, que por sua vez descarregam suas cargas nos pilares e que, por último, descarregam suas cargas nas estruturas de fundação e algumas vezes nas estruturas de contenção, resistindo a tais ações e transmitindo a carga resultante de todas essas para o solo.

No caso das cargas atuantes da superestrutura, no método de contenção *Top-Down Construction*, deve-se considerar a estrutura completa descarregando na fundação provisória, até a execução de blocos definitivos de fundação, uma vez que nesse sistema o travamento da contenção é feito pelas lajes, que por sua vez, descarregam suas cargas sobre a estrutura de contenção nos pontos de ligação da laje. (TAMAKI, 2011).

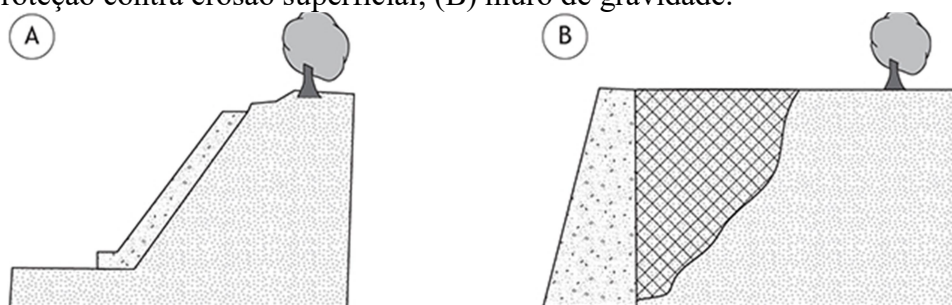
2.1.6.2 Ações provenientes do terreno

Segundo Gersocivh; Donziger e Saramago (2016), entende-se por empuxo de terra a ação horizontal produzida por um maciço de solo sobre as estruturas com ele em contato. Ou seja, o empuxo de terra é a resultante da distribuição das tensões horizontais atuantes em uma estrutura de contenção.

Marzionna *et al.* (1998) esclarece que o valor do empuxo da terra, assim como a distribuição das tensões ao longo da altura do elemento de contenção, depende da interação solo-estrutura durante todas as fases executivas da obra. Os deslocamentos horizontais provocados pelo empuxo atuante sobre a estrutura de contenção alteram o valor e a distribuição do empuxo ao longo das fases construtivas da contenção e durante sua vida útil, portanto, o carregamento do elemento estrutural de contenção depende fortemente das próprias características geométricas e reológicas².

Segundo Gersocivh; Donziger e Saramago (2016), os empuxos podem ser definidos em empuxo ativo, passivo e de repouso. O primeiro tipo, empuxo ativo, é verificado quando determinada estrutura é constituída para suportar um maciço de solo, nesse caso as forças que o solo exerce sobre as estruturas de contenção são de natureza ativa, ou seja, o solo ‘empurra’ a estrutura, que reage, tendendo a se afastar do maciço, conforme Figura 18. Em síntese, o empuxo ativo atua no mesmo sentido dos deslocamentos da estrutura que este mesmo provoca.

Figura 18: Exemplos de obra em que os empuxos são de natureza ativa: (A) muro de proteção contra erosão superficial; (B) muro de gravidade.



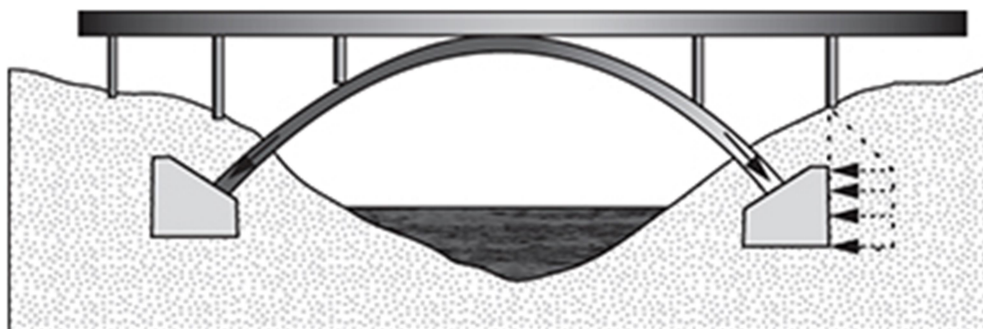
Fonte: Gersocivh; Donziger e Saramago (2016).

Gersocivh; Donziger e Saramago (2016) definem que, o empuxo passivo, ao contrário do ativo, é o elemento estrutural que é empurrado contra o solo, ou seja, a força

² É o ramo da física que estuda a viscosidade, plasticidade, elasticidade e o escoamento da matéria, ou seja, um estudo das mudanças na forma e no fluxo de um material, englobando todas estas variantes. Pode-se concluir que é a ciência responsável pelos estudos do fluxo e deformações decorrentes deste fluxo, envolvendo a fricção do fluido.

exercida pela estrutura, proveniente de cargas permanentes e acidentais sobre o solo e é de natureza passiva. Em síntese, o empuxo passivo atua no sentido oposto aos deslocamentos da estrutura. Um exemplo desse tipo de interação solo-estrutura é o de fundações que transmitem ao maciço forças com elevada componente horizontal, como é o caso de pontes em arco, conforme Figura 19.

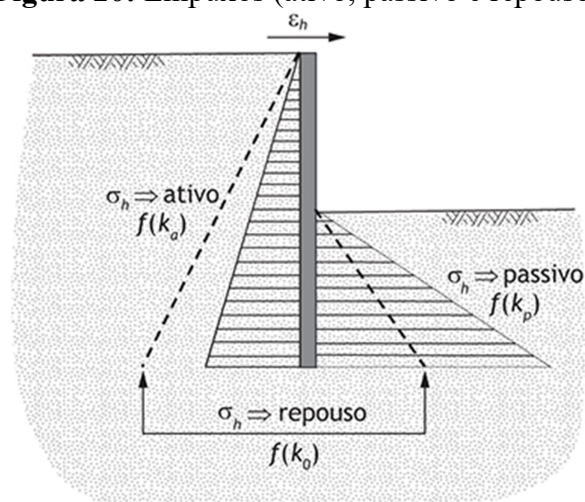
Figura 19: Ponte em arco, exemplo de empuxo passivo.



Fonte: Gersovich; Donziger e Saramago (2016).

O empuxo em repouso é aquele em que não há nenhuma deformação e mudança nas tensões horizontais na interação solo-estrutura, ou seja, existe um equilíbrio perfeito em que o maciço de solo e a estrutura de contenção se mantêm estáveis não sofrendo deslocamentos. Em síntese, nessa condição de repouso as tensões horizontais estão associadas à condição de deformação nula (GERSCOVICH; DONZIGER e SARAMAGO, 2016). Em contenções, as três situações de empuxo podem ser vistas na Figura 20.

Figura 20: Empuxos (ativo, passivo e repouso) em estruturas de contenção.



Fonte: Gersovich, Donziger e Saramago (2016).

2.1.6.3 Ações decorrentes da água superficial e subterrânea

A influência da água é marcante na estabilidade de uma estrutura de contenção, basta dizer que o acúmulo de água, por deficiência de drenagem, pode chegar a duplicar o empuxo atuante (MARZIONNA *et al.*, 1998).

A presença da água no subsolo deve ser considerada a partir dos condicionantes hidrogeológicos da região, das permeabilidades das várias camadas de solo do terreno a ser escavado e da parede de contenção, assim como seu embutimento. Para evitar quaisquer problemas, deve-se considerar a influência da água nos empuxos, para isso deve haver a determinação das pressões neutras não somente na parede de contenção, mas, também, na superfície potencial de ruptura (MARZIONNA *et al.*, 1998).

A NBR 6122 (2010) aborda que, em caso de ações decorrentes de água superficial e subterrânea, os empuxos de suas ações devem ser considerados no dimensionamento das estruturas de contenção. No caso de fluxos de água deve ser considerada a possibilidade de erosão. E, como último item, aborda-se que o efeito favorável da subpressão no alívio de cargas nas fundações não pode ser considerado para o dimensionamento.

No empuxo passivo com a ação da água, diante da sua importância para a estabilidade da contenção, principalmente na última fase da escavação, é usual a utilização do peso específico submerso, mesmo que existam providências de drenagem, visto que uma falha pode resultar em redução imediata do empuxo passivo. Devido a isso, deve-se sempre verificar se a condição com rede de percolação não conduz a um valor de empuxo passivo inferior ao obtido apenas com a consideração da submersão; se sim, deverá então ser o valor adotado (MARZIONNA *et al.*, 1998).

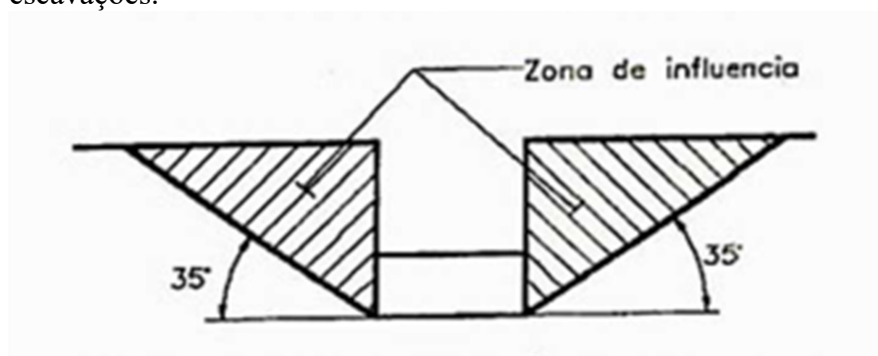
2.1.6.4 Ações excepcionais

A NBR 6122 (2010) estabelece que, em função da finalidade da obra e quando previamente conhecidas, devem ser consideradas as ações excepcionais (ou acidentais) no projeto das fundações:

- a) Alteração do estado de tensões causadas por obras nas proximidades (escavação, aterros, túneis, etc.);
- b) Tráfego de veículos pesados e equipamentos de construção;
- c) Carregamentos especiais de construção;
- d) Explosão, incêndio, colisão de veículos, enchentes, sismos, etc.

Marzionna *et al.* (1998) também considera as ações dessas cargas esclarecendo que qualquer tipo de obra é necessária a consideração das sobrecargas externas no cálculo da contenção, tais como: edifícios próximo a escavação, depósito de materiais nas proximidades, equipamentos que possam ser necessários a escavação e construção da contenção, etc. Só não deve ser considerado o efeito de sobrecargas decorrentes da fundação das edificações vizinhas, quando essa ação for localizada fora da área de influência definida pela região hachurada na Figura 21.

Figura 21: Região de influência das sobrecargas das fundações de edificações junto a escavações.



Fonte: Marzionna *et al.* (1998).

Para edificações vizinhas com fundações diretas, o nível de aplicação do carregamento é o próprio nível das sapatas. Já para fundações profundas, cada caso deve ser analisado separadamente a fim de estabelecer níveis mais adequados para cada aplicação do carregamento (MARZIONNA *et al.*, 1998).

Marzionna *et al.* (1998) expõe que em casos de depósitos de materiais de construção, tráfego de veículos e equipamentos atuando na faixa lateral da escavação, costuma-se definir dois tipos de sobrecargas, uma semi-infinita e outra com largura definida que representa os equipamentos. No meio técnico essa adoção de tipos de sobrecargas é feita com 10 kN/m² para sobrecarga semi-infinita e com 25 a 40 kN/m² para sobrecargas devido a equipamentos com largura de 1,50m.

Esses efeitos de sobrecargas nas paredes de contenções (tensões horizontais) são comumente calculados por meio da Teoria da Elasticidade (MARZIONNA *et al.*, 1998). É possível definir o emprego dessa teoria com a definição de Pinto (2006), que esclarece que a Teoria de Elasticidade é utilizada para a estimativa das tensões atuantes no interior da massa de solo em virtude de carregamentos na superfície, e mesmo no interior do terreno.

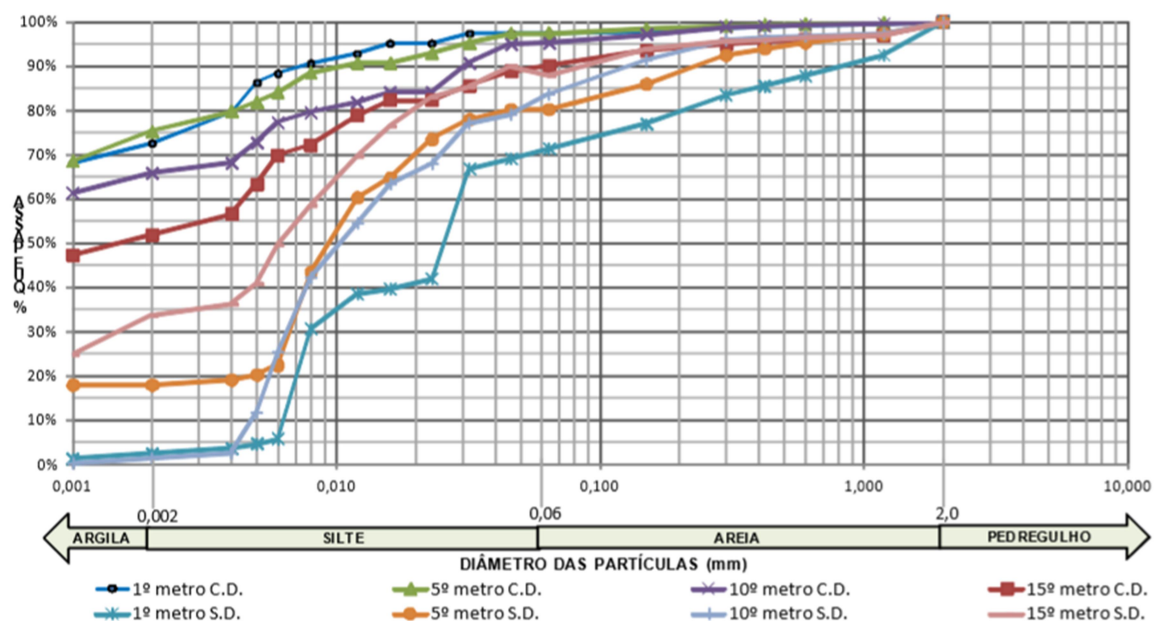
2.1.7 Caracterização do solo de Cascavel-PR

Segundo Zen e Almeida (2018), o solo de Cascavel, Paraná, é formado a partir do intemperismo do basalto. Sua coloração escura se dá devido à pressão de óxido de ferro, apresentando solos espessos com boa capacidade de retenção de água, e baixa permeabilidade. Além disso, a cidade possui um solo residual, laterítico e colapsível, característico da região oeste do Paraná.

Zen e Almeida (2018), analisaram três furos de sondagem SPT realizados no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário FAG (CEEFF), identificando o tipo de solo presente no subsolo até 15 metros como: argila siltosa marrom avermelhada muito mole a média para as primeiras camadas, e rija a dura para a última camada. Com isso, mostrou-se que devido ao solo de Cascavel-PR ser residual a variação de resistência ao longo da profundidade do solo é crescente.

A partir de ensaios de granulometria conjunta, Zen e Almeida (2018) determinou a curva média granulométrica do solo estudado ao longo de sua profundidade, conforme Figura 22. O solo apresentou predominância argilosa com uma média de 64,63% de partículas finas de argila, 29,01% de partículas de silte e 6,33% de partículas de areia.

Figura 22: Curvas granulométricas determinadas para solo do CEEFF com ou sem a influência de defloculante.



Fonte: Zen (2018).

Molina e Gandin (2015) e Almeida e Oliveira (2018) realizaram ensaios triaxiais com amostras indeformadas no CEEFF com a finalidade de obter os parâmetros de resistência

ao cisalhamento do solo através de ensaios triaxiais com amostras indeformadas, retiradas por meio de poços de inspeção ao longo da profundidade até 14 metros, conforme Tabela 01.

Tabela 01: Parâmetros de resistência ao cisalhamento para o solo do CEEF ao longo da profundidade.

Profundidade (m)	Intercepto de coesão (kN/m²)	Ângulo de atrito interno (°)
1m	2	14,2
2m	2	15,5
3m	12,8	17,4
4m	11,8	16,4
5m	11,8	20,2
5m	22	14,1
6m	56	13,4
7m	17	19,2
8m	12'	26,6
9m	31	26,2
10m	49	24,8
11m	24	30,4
12m	27	22,5
13m	64	19,7
14m	32	26,4

Fonte: Almeida e Oliveira (2018).

Almeida e Oliveira (2018) notaram um comportamento linear, com uma leve tendência ao crescimento ao longo da profundidade. Além disso, as variações significantes ao longo da profundidade podem ser justificadas por diversas possibilidades, como por poder haver possíveis perturbações na coleta das amostras que ocasionam pequenas alterações compactações ou deformações no corpo de prova. Alterações essas que não podem ser visualizadas no corpo de prova, mas apresentam influência direta nos ensaios.

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

Este capítulo visa descrever de que forma se procederão as coletas e avaliações de dados, bem como as etapas de trabalho consideradas para a modelagem numérica das técnicas de contenção, de forma que essas estruturas suportem as pressões laterais (empuxo) do solo a ser contido, garantindo a segurança da escavação durante as etapas construtivas.

3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa

A pesquisa foi realizada pelo método quantitativo por tratar-se de uma abordagem relacionada ao emprego de recursos e técnicas estatísticas que visaram quantificar os dados coletados, além de classificar a relação entre as variáveis para garantir a precisão dos resultados dos ensaios triaxiais e modelagens numéricas. Como complemento, a pesquisa pode ser classificada também como qualitativa, pois, nesse caso, os pontos de vista abordados estavam relacionados ao objeto de estudo, através de um número reduzido de simulações numéricas para as estruturas de contenção, para compreender o comportamento dos métodos executivos abordados (RODRIGUES, BRITO e CAMPANHARO, 2011).

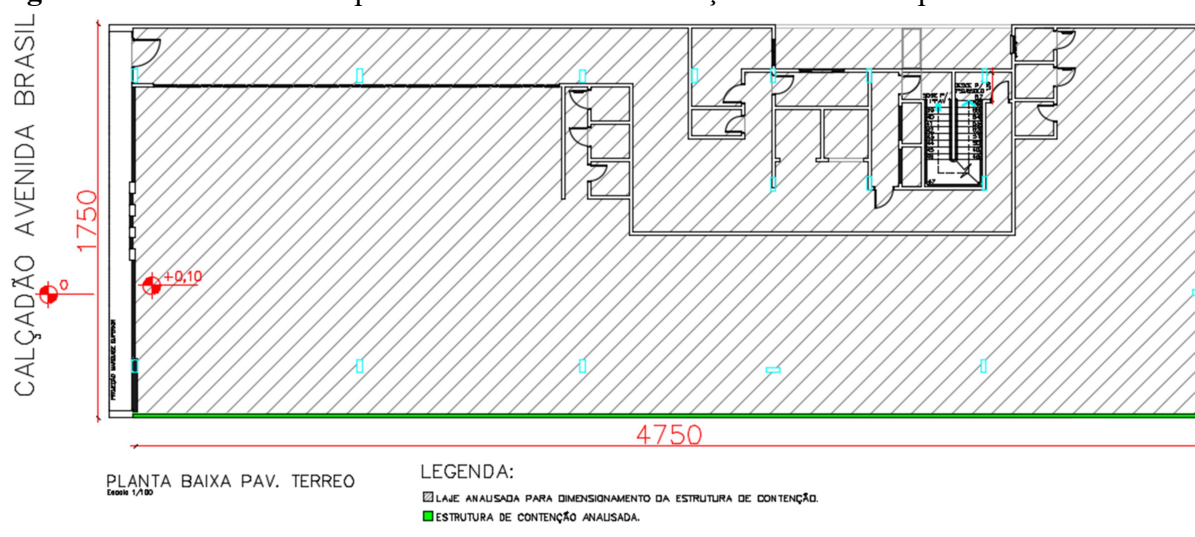
Dessa forma, foi analisado o comportamento das cortinas quando se altera a ordem de execução, verificando qual método possui a melhor resposta para os esforços que atuarão nas contenções. No dimensionamento realizado, com o uso de *software*, foram usados dados reais da obra analisada, como por exemplo, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo que foram obtidos por meio de ensaios triaxiais.

Para realizar o comparativo foi escolhida uma obra na cidade de Cascavel, Paraná, a qual será composta por dois edifícios conjugados, comercial e residencial, localizado no centro da cidade. Os edifícios, serão compostos por três pavimentos (comercial) e onze pavimentos (residencial) e dois subsolos de uso comum das duas edificações. O subsolo superior possuirá uma área de 1.205,11 m² com 43 vagas de garagens, além de saída dos elevadores, escadas, entre outras dependências, enquanto o subsolo inferior possuirá 1.247,71 m² com 45 vagas de garagens, com áreas comuns as do primeiro subsolo. A Rua Rio Grande do Sul dará acesso aos subsolos, conforme Figura 23, que também apresenta a localização exata da obra.

Figura 23: Local da obra.

Fonte: Google Maps, 2018.

O objeto de estudo foi estrutura de contenção para os subsolos localizados na parte da edificação com testada para a Avenida Brasil, representada na Figura 24. Essa parte da contenção foi escolhida por possui maior altura de cortina em relação as demais, além de possuir uma área de laje dos subsolos já executada na obra analisada.

Figura 24: Planta baixa do pavimento térreo da edificação com testada para a Avenida Brasil.

Fonte: Adaptado pelas autoras (2018).

A estrutura de contenção da obra para essa parte analisada (Figura 26) foi executada pelo método convencional, a qual é formada por uma cortina de estacas escavadas atirantadas, de 40 cm de diâmetro, espaçadas entre eixos com 50 cm e uma altura de 16 m, possuindo 130

m lineares e uma linha de tirante na cota -2,50m (Figura 25). As lajes já executadas nesse espaço são nervuradas, em concreto armado e com preenchimento EPS (Poliestireno Expandido). A altura total das lajes consideradas é de 40 cm, sendo 7,5 cm respectivos à capa de concreto e 32,5 cm de preenchimento de isopor. A partir desses dados foi possível realizar o dimensionamento das estruturas de contenção considerado os parâmetros adotados no projeto da obra.

Figura 25: Cortinas de estacas realizada no local de estudo.



Fonte: Autoras (2018).

3.1.3 Caracterização do solo do local da obra

Para a caracterização geotécnica do local da obra foram realizados 07 furos de sondagem SPT (sendo 4 desses furos embaixo da edificação comercial e 3 embaixo da edificação residencial) conforme Figura 26, com a finalidade de obter a descrição das camadas que constituem o solo, presença de nível d'água, e determinação dos índices de resistências à penetração dinâmica do solo (N_{SPT}). A sondagem foi realizada antes do início do presente trabalho e seu laudo foi utilizado como um dos instrumentos de dados necessários para o dimensionamento das estruturas de contenção.

Figura 26 – Localização dos furos de sondagem à percussão na edificação e local de coleta de amostras.



Fonte: Autoras (2018).

Para cada furo foi emitido um laudo individual de sondagem (Anexo A), com a caracterização de todas as situações representativas do subsolo, como a localização de camadas menos resistentes ou compressíveis, a partir da análise do N_{SPT} e presença ou não do lençol freático, conforme Tabela 02 que apresenta um resumo das informações do solo de acordo com o laudo de sondagem.

Tabela 02: Característica das camadas de solo ao longo da profundidade de acordo com o laudo de sondagem da obra analisada.

Nº Sondagem	Profundidade Argila Siltosa Muito Mole a Média	Profundidade Argila Siltosa Rija a Dura	Presença de nível da água
SPT 01	0 à 7m	7 à 13,45m	Não foi encontrado
SPT 02	0 à 10m	10 à 20,45m	
SPT 03	0 à 10m	10 à 18,45m	
SPT 04	0 à 9m	9 à 18,45m	
SPT 05	0 à 8m	8 à 18,45m	
SPT 06	0 à 8m	8 à 16,45m	
SPT 07	0 à 10m	10 à 20,45m	

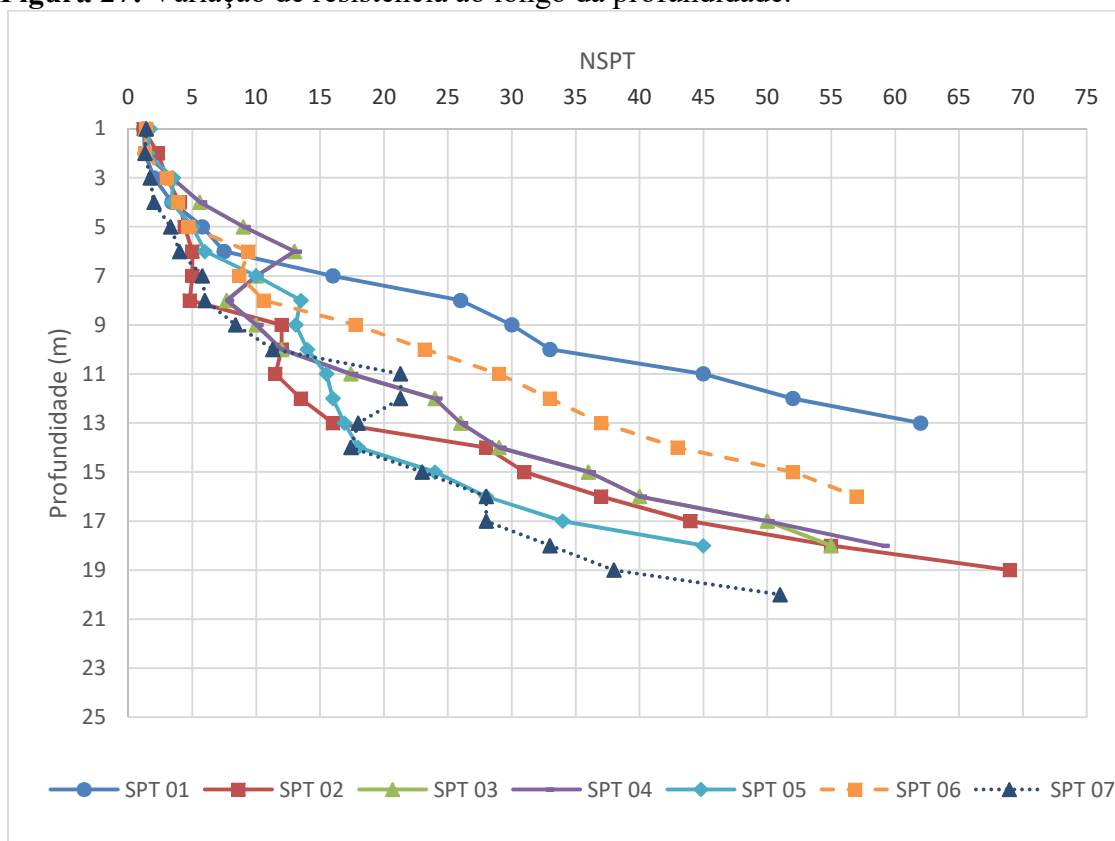
Fonte: Adaptado pelas autoras (2018).

De maneira geral com a análise tátil-visual, as principais camadas de solos apresentadas foram classificadas como argila siltosa marrom avermelhada com consistência de muito mole a média, e a segunda camada de argila siltosa marrom, com pigmentos brancos e consistência rija a dura. Sendo que em nenhum dos furos foi encontrado a presença do lençol freático ao longo da profundidade.

Além disso, foi possível verificar o comportamento do N_{SPT} para os furos realizados de acordo com as profundidades atingidas, conforme Figura 27, a qual apresenta uma análise comparativa dos dados obtidos por meio de laudos de sondagem. Com isso, observa-se que o comportamento ao longo da profundidade é semelhante e uniforme, tendo um crescimento do valor de N_{SPT} de acordo com o aumento da profundidade de cada furo. Segundo Pinto (2006),

a variação de resistência ao longo da profundidade deve-se ao fato de o solo ser residual, característica do solo de Cascavel, Paraná.

Figura 27: Variação de resistência ao longo da profundidade.



Fonte: Autoras (2018).

3.1.3 Ensaio triaxial

O ensaio de compressão triaxial realizado foi de acordo com a modalidade CU (ensaio adensado não drenado). No que se refere a drenagem, foi escolhido esse tipo de ensaio, pois, segundo Pinto (2006) em situações em que se deseja conhecer a resistência do solo (tensão de ruptura) no estado em que ele se encontra, é necessário realizar o ensaio que resulta na resistência não drenada do solo para que ele se equipare em situações reais do dia-a-dia, pois uma eventual ruptura ocorreria antes de qualquer drenagem.

Em solos argilosos o atrito entre grãos é extremamente prejudicado devido a presença de água entre contatos dos grãos, por esse motivo foi escolhido o ensaio que permitisse o adensamento do corpo de prova, fazendo com que as pressões neutras se dissipassem e houvesse uma variação volumétrica do corpo de prova. Com isso, o ensaio CU foi o ensaio que permitiu que essas condições fossem atendidas, além de proporcionar o

resultado em tensões totais e ser possível analisar os parâmetros de resistência ao cisalhamento reais do solo da obra. Os ensaios de compressão triaxial foram realizados no laboratório de Mecânica do Solos II, do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz.

3.1.3.1. Coleta, extração e preparação de amostras indeformadas

Para a realização do ensaio triaxial adensado não drenado, foram coletadas amostras indeformadas de solo do local da obra, ou seja, as condições de umidade, saturação, microestrutura do solo, dentre outras propriedades foram preservadas na amostragem. Devido a uma parte da contenção já estar executada, foi escolhido um talude no canteiro para que as amostras que foram coletadas resultassem em dados reais do solo natural da obra.

Para a coleta das amostras indeformadas, foram utilizados cilindros metálicos (Figura 28), levemente afunilado em uma das extremidades para facilitar a cravação no solo. Os cilindros utilizados apresentaram as medidas de 0,5 cm de espessura da parede, 5 cm de diâmetro interno e 11 cm de altura, resultando em um volume de 215,98 cm³. A altura de 11 cm foi adotada para que o cilindro tivesse uma “sobra” em relação a altura padrão de 10 cm, para que o excesso de solo que ficasse retido na cabeça da amostra pudesse ser retirado.

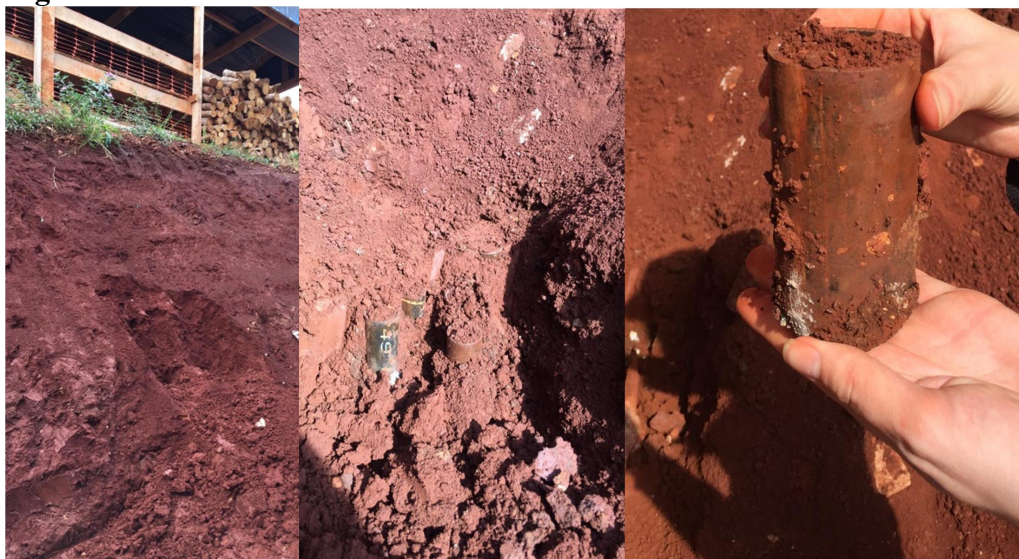
Figura 28: Molde de amostras cilíndricas.



Fonte: Autoras (2018).

Inicialmente foi retirado aproximadamente 0,5 m³ de solo na cota aproximada de – 3,50m em relação a Rua Rio Grande do Sul e, em seguida, foram dispostos os cilindros uns aos lados dos outros para que os mesmos fossem cravados com o auxílio de um martelo e um pedaço de madeira (utilizado para colocar em cima do cilindro e o solo não sofrer compactação com as batidas). Por fim, os cilindros foram cravados até a cota -4m até que seu volume estivesse completo de solo, conforme Figura 29.

Figura 29: Local e fases de coleta das amostras.



Fonte: Autoras (2018).

A etapa seguinte da preparação das três amostras indeformadas foi extraí-las dos moldes cilíndricos, para isso foi utilizado um extrator hidráulico. Em seguida, cada corpo de prova foi retirado cuidadosamente do extrator de amostras e em cada amostra de solo foram removidos 0,5 cm de cada lado do comprimento total, atendendo a relação altura-diâmetro compreendido entre 2,0 a 2,5, de acordo com a ABNT NBR (1192). (Figura 30).

Figura 30: Extração da amostra e corpos de provas utilizados no ensaio triaxial CU.



Fonte: Autoras (2018).

Após extração das três amostras foi realizada a preparação de cada corpo de prova para a realização dos ensaios, a qual consistiu em colocar sobre a base da câmara de compressão o corpo de prova assentado entre dois jogos de pedra porosa e papel filtro, respectivamente. Em seguida com o auxílio do expansor, foi envolvido o corpo de prova com a membrana de látex e fixada com os 'O' rings.

Após isso, foi encaixada a mangueira plástica (da base da câmara) no cabeçote e encaixado a câmara sobre a base. Seguidamente, para que o corpo de prova ficasse sobre um estado hidrostático de tensões foram fechados os registros da câmara de compressão e, então, encheu-a com água, retirando todo o ar do extravasor superior, e por último, foi posicionado a câmara na prensa para o ensaio de compressão triaxial, conforme Figura 31.

Figura 31: Preparação do corpo de prova.



Fonte: Autoras (2018).

3.1.3.2 Procedimentos do ensaio

Os ensaios triaxiais de modalidade CU foram realizados em três corpos de prova com o equipamento de prensa triaxial eletrônica interligada ao software Triaxial *Pavitest*[®] estático I-1077 (Figura 32).

Figura 32: Equipamento de prensa triaxial durante realização do ensaio.



Fonte: Autoras (2018).

Os procedimentos do ensaio iniciaram-se saturando todas as mangueiras que foram conectadas à câmara triaxial, e, em seguida, zerando todos os leitores de pressão. Após isso, foram conectadas todas as mangueiras nas entradas da câmara de compressão, mantendo todos os registros fechados (nessa etapa).

Em seguida aplicou-se um valor de 0,20 kgf/cm² para pressão confinante inicial e 0,10 kgf/cm² para contrapressão. Abriam-se os registros de pressão confinante e contrapressão para verificar se a leitura dos tradutores estava correta; e de pressão neutra e de variação de volume, a fim de fazer a água percolar no corpo de prova e verificando sempre se os mesmos estavam realizando a mesma leitura da contrapressão. Com isso, aumentou-se as pressões de confinamento e contrapressão simultaneamente, sempre mantendo a diferença de 0,10 kgf/cm² da pressão confinante em relação à contrapressão, até atingir o valor pré-estabelecido de 2 kgf/cm² para a press que seria utilizada no ensaio de adensamento.

Após isso, para a realização do ensaio de adensamento, foi zerada a leitura realizada pelo transdutor de volume (com o registro aberto) e fechado os registros da câmara de contrapressão, pressão neutra e volume. Em seguida, abriu-se o registro de variação de volume ao mesmo tempo em que foi iniciado o ensaio de adensamento. Esse ensaio teve uma duração média de 30 minutos para cada amostra e foi finalizado quando pelo menos três pontos das leituras da variação de volume se estabilizaram formando uma reta.

O próximo passo consistiu em determinar os parâmetros das tensões para os ensaios de ruptura de cada corpo de prova, como valores de contrapressão e pressão confinante. Os valores de contrapressão foram adotados 1 kgf/cm² para todos os corpos de prova, enquanto os valores de tensão confinante sofreram um acréscimo de 0,5 kgf/cm² em relação à tensão confinante realizada em cada amostra anterior, para que assim pudesse ser observado um padrão do comportamento de ruptura do solo, a cada acréscimo de tensão.

Com as tensões aplicadas para o ensaio de ruptura, foram zerados os leitores de deslocamento e carga axial. Em seguida foi inserido no *software* a velocidade determinada para a realização da ruptura do corpo de prova, correspondente à 0,112 mm/min, pois, ensaios realizados com velocidade mínima ou inferior à adotada apresentava erros no desligamento do ensaio realizado e, por esse motivo, optou-se em utilizar a velocidade média

Após isso, foram abertos os registros de contrapressão e pressão neutra e dado início ao ensaio. Esses registros foram abertos para que as leituras das tensões fossem realizadas durante o ensaio, e assim fosse obtidos os pares de tensões ($\sigma_1 - \sigma_3$). O ensaio de ruptura teve duração média de 3 horas e 30 minutos e era finalizado quando o corpo de prova tivesse 20% do seu tamanho deformado.

3.1.4 Modelagem numérica das contenções em *software*

As modelagens numéricas das soluções em contenções foram realizadas através do *software* CypeCAD® 2016, módulo Cortinas. Para isso, foram realizadas coleta de dados por meio de análise de projeto arquitetônico, estrutural das lajes e estrutural da cortina de estacas. Inicialmente foi realizada a caracterização da obra, lançando os dados referentes à edificação em relação a estrutura de contenção, conforme projeto arquitetônico (Tabela 03).

Tabela 03: Valores característicos da edificação conforme projeto arquitetônico.

Especificação	Valor
Tipo de fundação	Isolada sem ligação à cortina
Altura livre dos subsolos	3,10 m
Vãos transversais	1,85 m

Fonte: Autoras (2018).

Em seguida foram lançados os dados relacionados às divisas do terreno, considerando uma sobrecarga de 1,00 tf/m² no tardo da cortina, pois segundo Gerscovich; Donziger e Saramago (2016) é comum considerar essa sobrecarga uniformemente distribuída como carregamento representando veículos de rua, construção e maquinário da obra.

O próximo passo do dimensionamento foi indicar ao *software* as características do solo, de acordo com os laudos de sondagem realizados próximo ao ponto da cortina analisado; resultados de resistência ao cisalhamento obtidos através do ensaio triaxial.

Por fim, para entender o comportamento e características do maciço estudado, foi realizado o cálculo para estimativa de seus índices físicos, que apresentam informações quanto a estrutura do solo. As determinações dessas características físicas foram realizadas através de uma coleta de dados com as amostras de solo indeformadas coletadas em campo.

O primeiro índice analisado foi o teor de umidade do solo, para isso foram pesadas frações de solo em seu estado natural e depositados em três capsulas, às quais foram levadas à estufa permanecendo um tempo de 24 horas à uma temperatura de 110°C. Após o período de 24 horas, as amostras foram retiradas da estufa e pesadas com a finalidade de se obter a massa de sólidos seca. Com os valores obtidos da massa de sólidos no estado natural e seco, foi possível calcular o teor de umidade para as três amostras, obtendo a umidade média.

Além disso, foram calculados os dados relacionados aos carregamentos horizontais no solo, como coeficiente de recalque de empuxo. Segundo Mendes (2016), para obtenção do módulo de reação horizontal (kh), podem ser utilizadas correlações empíricas propostas por Terzaghi (1956), conforme a Equação 03.

$$kh = 0,2 \cdot \frac{k_1}{B} \quad (03)$$

Onde:

kh = Coeficiente de reação horizontal (kN/m³);

k_1 = Peso específico seco (kN/m³);

B = Diâmetro da estaca (m).

O valor de k_1 foi considerado de acordo com a classificação do solo da obra, sendo de 20.000 kN/cm³ para argila média, conforme Tabela 04.

Tabela 04: Coeficiente k_1 para solos argilosos (kN/m³).

Condição	Argila Mole	Argila Média	Argila Rija	Argila Dura
Seca ou saturada	0 a 15.000	20.000	50.000	100.000

Fonte: Mendes (2016) *apud* Terzaghi (1956).

Além disso, foi calculada a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade (mh), que pode ser calculada para argilas a partir do coeficiente kh e a profundidade da estaca em metros (z), segundo Velloso e Lopes (2011) conforme Equação 04.

$$mh = \frac{kh}{z} \quad (04)$$

Os dados obtidos para as camadas de solo da obra analisada, a partir desse cálculo, foram lançados no software e são apresentados na Tabela 05.

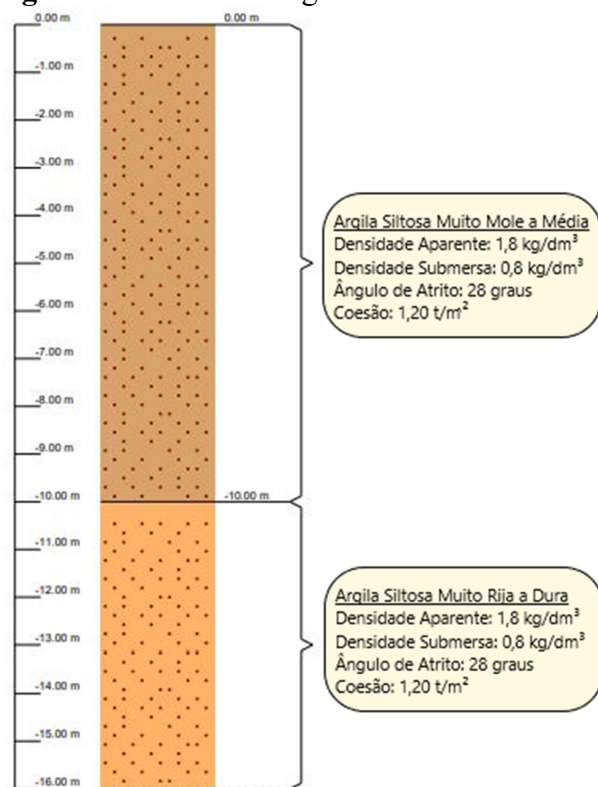
Tabela 05: Coeficiente de reação horizontal.

Descrição	$kh(t/m^3)$	$mh(t/m^4)$
Argila Siltosa Muito Mole a Média	1000	62,5
Argila Siltosa Muito Rija a Dura	5000	312,5

Fonte: Autoras (2018).

Após o cálculo e lançamento dos índices físicos do solo, o terreno foi caracterizado de acordo com suas especificações para cada camada, gerando um perfil estratigráfico. A Figura 33 ilustra o solo com suas camadas e cotas, conforme o laudo de sondagem e os índices físicos dos estratos.

Figura 33: Perfil estratigráfico do terreno.



Fonte: Autoras (2018).

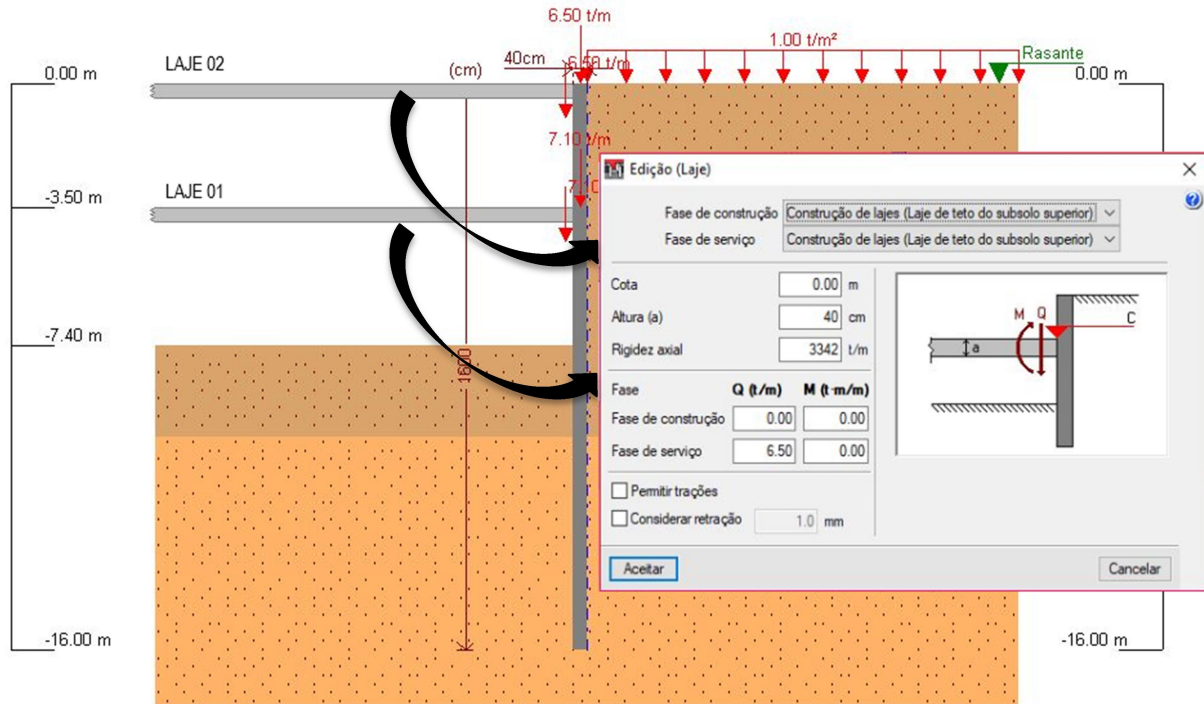
Após o cálculo e lançamento no software iniciou-se a modelagem numérica da estrutura de contenção, com os índices físicos reais do local de estudo. Foram realizadas três modelagens, sendo a primeira pelo sistema convencional, com as reais características da cortina da obra analisada. Enquanto na segunda, também pelo método convencional, foi considerada a possibilidade de mudança nas especificações da obra, como aumento dos espaçamentos entre as estacas, bem como suas armaduras, com objetivo de obter um ganho econômico pra a obra. Por fim, a terceira modelagem foi realizada pelo sistema *Top-Down Construction*, como uma alternativa otimizada, a fim de analisar a viabilidade do método construtivo.

Em seguida, para todas as modelagens, a estrutura de contenção foi caracterizada de acordo com as características da cortina executada na obra, como tipologia da estrutura, nesse caso, parede de estacas de concreto C-25, armaduras com aço CA-50, cobrimento mínimo de 7 cm, tamanho máximo do agregado de 19mm, ambiente de agressividade classe II de acordo com a NBR 6118 (2003) e altura do muro de 16m.

Após a caracterização da estrutura de contenção, foram calculados os carregamentos atuantes nas lajes do subsolo inferior (01) e superior (02) tendo como base o projeto estrutural da obra analisada. A Figura 34 representa as lajes na modelagem numérica e suas respectivas especificações. Inicialmente, foi calculado o peso próprio do elemento estrutural para ambas

as lajes, visto que essas apresentam as mesmas dimensões e especificações, variado apenas a sobrecarga de utilização.

Figura 34: Caracterização das lajes no *software*.



Fonte: Autoras.

Para o cálculo do peso próprio foi considerada a espessura do material e seu respectivo peso específico aparente (γ), de acordo com a NBR 6120 (1980), representado na Tabela 06. A laje do local de estudo é constituída de concreto armado, com preenchimento de EPS e revestimento de pisos de edifícios residenciais e comerciais.

Tabela 06: Peso próprio das lajes.

Material	γ (kN/m³)	h (m)	Coef. Majoração
Concreto Armado	25	0,075	1,25
EPS	14	0,325	1,25
Revestimento	1	0,05	1,4
Peso Próprio	8,10 kN/m²		

Fonte: Autoras (2018).

Além disso, foram consideradas as sobrecargas de utilização sendo 3 kN/m² para a laje do subsolo inferior (01) e 2 k N/m² para a laje (02) do subsolo superior (Tabela 07), valor característico de garagens e edifícios residenciais, respectivamente, conforme a NBR 6120 (1980).

Tabela 07: Carga total das lajes.

Carga	Laje 01	Laje 02
Peso Próprio (kN/m ²)	8,10	8,10
Sobrecarga (kN/m ²)	3	2
Carga Total (kN/m²)	11,10	10,10

Fonte: Autoras (2018).

Para considerações de dimensionamento, foi calculada a carga por metro linear da contenção, resultando em um carregamento de 71 kN/m e 65 kN/m, para as lajes dos subsolos superior e inferior, respectivamente. Além disso, foi determinada a rigidez axial da laje, de acordo com a armadura especificada no projeto estrutural da obra analisada, sendo de 3342 t/m, calculada pela Equação 05.

$$EA = E \times A \quad (5)$$

Onde:

EA = Módulo de rigidez axial (kN);

E = Módulo de elasticidade (kN/mm²);

A = Área da seção transversal do tirante (mm²).

3.1.4.1 Dimensionamento da estrutura de contenção para os métodos convencionais

Foram realizadas duas modelagens numéricas para os sistemas convencionais. Na primeira considerou-se todas as características da estrutura de contenção executada na obra, enquanto a segunda modelagem, foi dimensionada procurando otimizar a estrutura comparada com a realizada na obra, quando executada pelo sistema convencional.

Os dimensionamentos das estruturas de contenção para os métodos convencionais foram caracterizados pelas etapas mais críticas e seus respectivos carregamentos, sendo essas descritas na Tabela 08.

Tabela 08: Etapas para método convencional.

Etapas	Descrição
1	Escavação até a cota -3,90m
2	Aplicação de tirantes na cota -2,50m
3	Escavação até a cota -7,40m

Fonte: Autoras (2018).

Durante as fases de escavação não há consideração de incremento de cargas, visto que as únicas tensões atuantes na estrutura são provenientes do próprio solo, o qual já é calculado pelo *software* CypeCAD[®] 2016 (módulo cortina de estacas) a partir dos seus parâmetros físicos introduzidos inicialmente.

Para a aplicação dos tirantes foram considerados os elementos de apoio à cortina com as especificações do projeto estrutural de contenção da obra analisada. De acordo com o projeto foram considerados o uso de tirantes passivos, executados na cota -2,50m, com inclinação de 30°, o qual é composto por monobarras de 26 mm de diâmetro, com 8m de comprimento de ancoragem e 9m livres. A rigidez axial determinada para os mesmos foi de 2814 t/m, espaçados entre si por 2,35 metros.

3.1.4.2 Dimensionamento da estrutura de contenção pelo método *Top-Down Construction*

No caso do dimensionamento da contenção pelo método *Top-Down Construction*, foram consideradas todas as cinco fases construtivas e seus carregamentos atuantes na estrutura de contenção, considerando a ordem da execução das atividades invertida em relação ao método convencional. As fases que foram consideradas, respectivamente, são descritas pela Tabela 09.

Tabela 09: Etapas para método *Top-Down Construction*.

Etapa	Descrição
1	Escavação até a cota -0,40m
2	Construção da laje de teto do subsolo superior
3	Escavação até a cota -3,90m
4	Construção da laje de teto do subsolo inferior
5	Escavação até a cota -7.40m

Fonte: Autoras (2018).

A escavação até a cota -0,40m é considerada como a primeira fase pois é necessário realizar a escavação até a cota em que laje de piso do pavimento térreo/laje de teto do subsolo superior será apoiada até que a escavação até a próxima cota ocorra. Nessa fase ainda não há consideração de cargas atuantes que irão se apoiar na estrutura de contenção, pois, as únicas tensões atuantes na estrutura são as do próprio solo (empuxo) e essas são calculadas pelo *software* a partir dos parâmetros físicos do solo introduzidos inicialmente.

Para a construção da laje de teto do subsolo superior é necessário realizar o incremento de cargas devido ao peso próprio do elemento estrutural e sobrecarga atuante na laje que é construída. A carga de 7,1 tf/m calculada foi introduzida no coroamento da cortina

de estacas, pois, nessa fase a laje atua como travamento da estrutura transferindo a sua carga para a cortina. Essa transferência de carga para a estrutura de contenção ocorre por ainda não possuir pilares construídos nas cotas inferiores da laje (subsolo), para que assim a laje possa descarregar suas cargas nos pilares e consequentemente esses descarregarem suas cargas nas estruturas de fundação provisórias e/ou definitivas.

Simultânea a escavação até a cota -3,90m, há a construção do primeiro pavimento da superestrutura, porém, não há a necessidade de introduzir cargas atuantes dos elementos estruturais do edifício na estrutura de contenção, pois esses irão descarregar as cargas atuantes nas estruturas de fundação provisórias.

A construção da laje de teto do subsolo inferior é semelhante à fase 2, porém, nessa etapa foi introduzida a carga 6,5 tf/m gerada pela laje que descarrega na estrutura de contenção no nível em que a mesma é executada. Simultânea a essa etapa também há o avanço da superestrutura, porém, assim como na fase 3 as cargas geradas pelo avanço da construção só são consideradas nas estruturas de fundação provisórias.

A escavação até a cota -7.40m foi a última etapa considerada e, idem a fase 3, não há o incremento de cargas dos elementos estruturais que avançam simultaneamente na superestrutura.

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Quando se deseja realizar o dimensionamento geotécnico e estrutural de uma contenção, deve-se realizar primeiramente uma coleta e análise de dados em campo, laboratórios e, posteriormente em *softwares*. Deste modo, com a coleta das amostras indeformadas de solo, na cota -4,0 m do objeto de estudo situado a 24,95° de latitude e 53,45° de longitude e, execução dos ensaios de compressão triaxial de modalidade CU no laboratório de mecânica dos solos II do Centro Universitário Assis Gurgacz, foi possível determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo *in natura*.

Após os resultados obtidos dos parâmetros de resistência característicos da obra, coesão e ângulo de atrito interno, foi possível calcular os índices físicos do solo, além da rigidez axial dos tirantes presentes na cortina de estacas escavadas do objeto de estudo (para o método convencional) e, rigidez axial das lajes executadas na obra. Por intermédio desses dados foi possível realizar o dimensionamento das estruturas de contenção, simulando três casos de cortinas de estacas escavadas.

O primeiro caso foi respectivo a cortina de estacas que se encontra executada na obra, ou seja, foi realizado o dimensionamento considerando fielmente todas as características da cortina já presente na obra para o subsolo que faz parte da edificação comercial. O segundo caso simulou a modelagem numérica pelo método convencional também, porém, foram considerados apenas os dados calculados característicos do solo, rigidez axial das lajes e tirantes. Sendo assim, apenas foi modificado o espaçamento entre as estacas e demais dados da estrutura da cortina como solução de economia de custo para poder ser comparado, então, com a terceira modelagem numérica, a qual levou em consideração a otimização de custos e tempo para a execução de uma estrutura de contenção pelo método *Top-Down Construction*.

Portanto, neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios triaxiais realizados, bem como a comparação dos dados obtidos com valores de coesão e ângulo de atrito citados por Molina e Gandin (2015) e Almeida e Oliveira (2018), ambos determinados para Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário FAG (CEEF), ao longo da profundidade. Além disso, será analisado o comportamento das cortinas pelo método *Top-Down Construction* e quais seriam os possíveis ganhos em relação ao método tradicional.

4.1.1 Ensaio Triaxial

Por meio dos ensaios realizados de compressão triaxial para três amostras indeformadas de solo, obtiveram-se parâmetros reais de resistência ao cisalhamento do solo *in natura*, como ângulo de atrito e intercepto de coesão. Para cada ensaio foi obtido o círculo de Mohr correspondente dos resultados das variações da tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$), sendo que para todas as amostras foram adotados valores de contrapressão de 1 kgf/cm² e valores de pressão confinante distinta para cada corpo de prova, conforme Tabela 10.

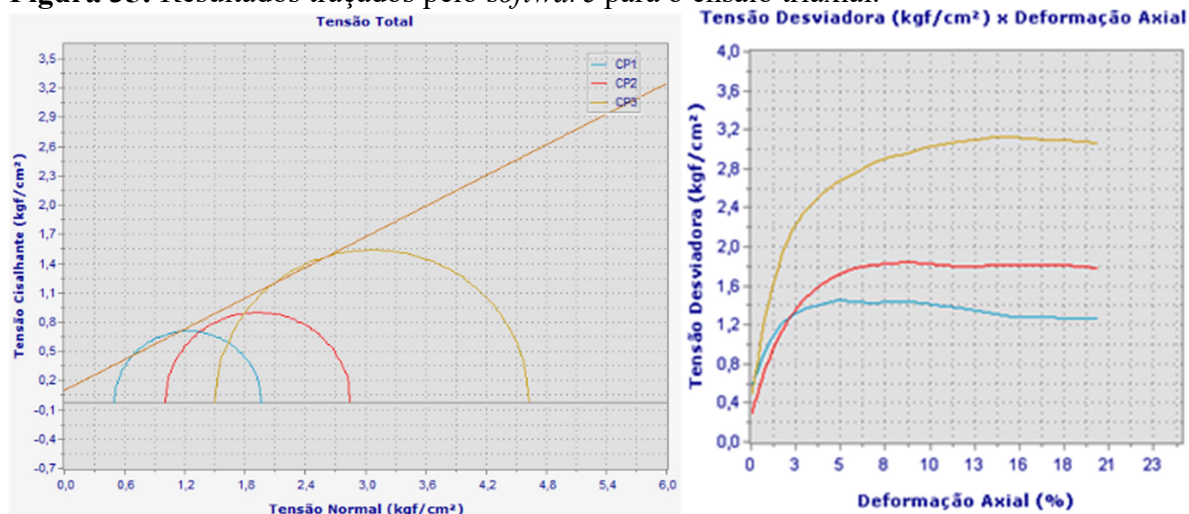
Tabela 10: Resultados de tensões dos corpos de prova.

Corpo de Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)
1	0,5	1,0	1,96	0,5
2	1,0	1,0	2,85	1,0
3	1,5	1,0	4,63	1,5

Fonte: Autoras (2018).

Em seguida, com os círculos de Mohr traçados foi possível obter a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb e, por fim, os valores de ângulo de atrito interno de 27,74° e coesão de 12 kN/m², valores característicos do local de estudo, em função das tensões totais. Além disso, através dos resultados traçados pelo *software* Triaxial Pavitest[®], obteve-se a relação da tensão desviadora com a deformação axial para cada corpo de prova, conforme Figura 35. O anexo B apresenta o relatório dos ensaios realizados.

Figura 35: Resultados traçados pelo *software* para o ensaio triaxial.



Fonte: Autoras (2018).

Os valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito interno do solo ensaiado foram então comparados com os valores de resistência ao cisalhamento característicos do CEEF

determinados por Molina e Gandin (2015) e Oliveira e Almeida (2018) que realizaram os ensaios de compressão triaxial de modalidade CU com uma velocidade de 0,112 mm/min do 1º ao 5º metro e do 6º metro ao 14º metro, respectivamente.

Com isso, em relação ao ângulo de atrito obtido por Molina e Gandin (2015), na cota -5m, de 20,2°, pode-se observar que o ângulo de atrito interno da obra analisada (27,7°) na cota -4m, deu 37% mais alto do que o obtido pelos autores. Enquanto o intercepto de coesão obtido pelas autoras (12 kN/m²) deu aproximadamente o mesmo comparado com os autores supracitados (11,8 kN/m²).

Segundo Pinto (2006), diversas considerações devem ser feitas a respeito da resistência não drenada das argilas e da sua obtenção a partir de ensaios, pois fatores como amostragem, estocagem, anisotropia e tempo de sollicitação, influenciam no resultado final da resistência ao cisalhamento do solo analisado.

Em relação as amostragens, como já citado anteriormente, não é possível observar as alterações no corpo de prova, somente no resultado do ensaio, porém, em relação ao tempo de sollicitação pode ser observado que Molina e Gandin e Almeida e Oliveira realizaram os ensaios com a velocidade mínima do *software* (0,064 mm/min), enquanto os ensaios realizados para o presente estudo tiveram uma velocidade média do *software* de 0,112 mm/min. Com isso justifica-se a razão da discrepância de 37% do valor do ângulo de atrito interno do solo de objeto de estudo, quando comparado com os valores obtidos por Almeida e Oliveira para o CEEF.

Além disso, a discrepância de resultados deve-se ao fato de o solo ter sido coletado em um talude abaixo do canteiro de obras, o qual pode sofrer pequenas compactações desconhecidas pelas autoras, devido à presença de trânsito de maquinários pesados no local, e que propagam uma grande carga em profundidade.

Em relação a coesão obtida de 12 kN/m², para a cota -4m, o valor apresentou coerência com os demais resultados já obtidos para o solo do CEEF, além de estar dentro do valor usual considerado para dimensionamento das técnicas de contenção, tendo em vista que os valores usuais de coesão são de acordo com o solo por estimativa do N_{SPT} . Nesse caso, o solo apresentou o valor de N_{SPT} igual a 3,5 para a cota -4m (conforme laudos de sondagens do Anexo A). Sendo assim, segundo Almeida e Oliveira (2018) *apud* Alonso (2010), N_{SPTs} que apresentam valores entre 2,0 e 4,0, geralmente emprega-se o valor de coesão de 10 a 20 kN/m².

Com as amostras de solo coletadas, foram encontrados os índices físicos do solo, para lançamento das características do solo do local da obra, a Tabela 11 apresenta o cálculo

da massa específica natural do solo (γ_n). Com os índices supracitados obtidos, foi calculada a densidade aparente (γ_d) e densidade submersa (γ_{sub}), de 1,80 g/cm³ e 0,75 g/cm³, respectivamente.

Tabela 11: Massa específica natural do solo.

Amostra	mT (g)	v_T (cm ³)	γ_n (g/cm ³)	w (%)
1	3626,78	196,35	1,67	37,80
2	323,50	196,35	1,65	41,00
3	332,37	196,35	1,69	39,40
Média			1,67	39,40

Fonte: Autoras (2018).

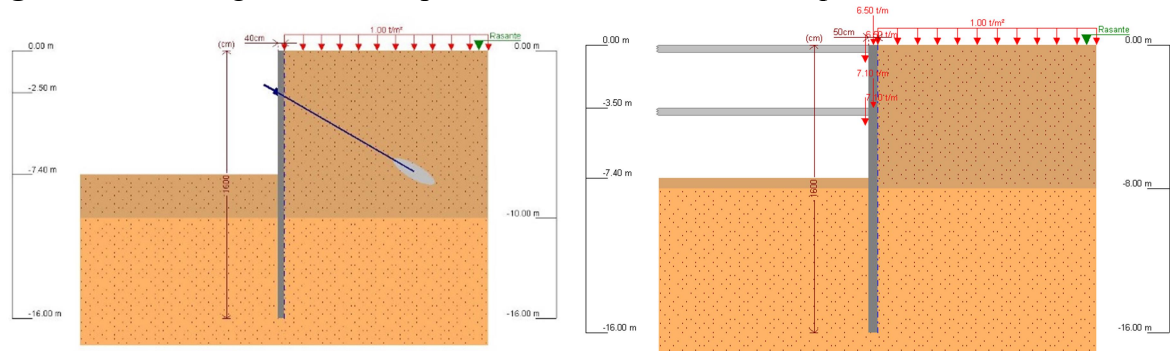
4.1.2 Análise da modelagem numérica das contenções

Uma contenção é executada por meio da introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos que apresentam rigidez de seus elementos, suficiente para absorver os esforços provenientes do maciço de terra a ser arrimado e ainda limitar os deslocamentos horizontais a níveis toleráveis.

Para o dimensionamento das estruturas de contenção, o *software* analisa a deformabilidade dos materiais e a deslocabilidade da estrutura, além da consideração dos empuxos atuantes na cortina. Com isso, foi possível a realização de comparativos entre as modelagens numéricas por meio da análise dos gráficos com as respectivas solicitações de esforços de acordo com as fases executivas.

As modelagens pelo sistema convencional e *Top-Down Construction*, respectivamente, são apresentadas pela Figura 36, enquanto seus parâmetros de dimensionamento foram destacados na Tabela 08 do capítulo 3.

Figura 36: Modelagem numérica para sistema convencional e *Top-Down Construction*.

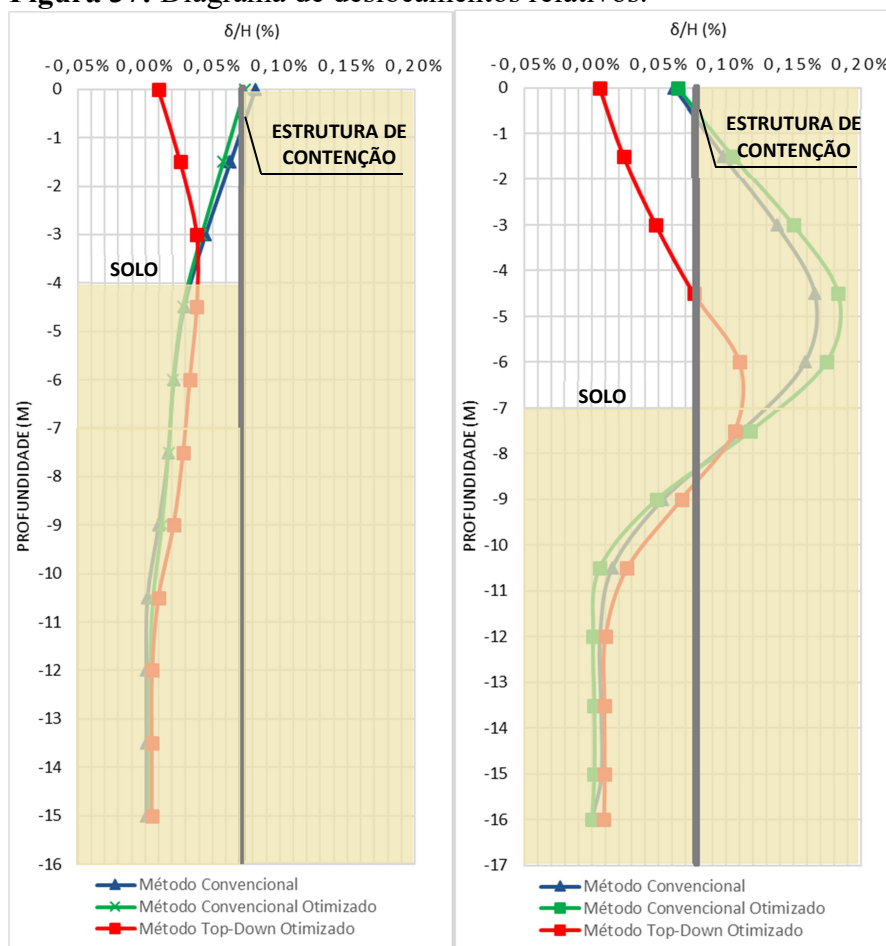


Fonte: Autoras (2018).

Foram analisados os gráficos de deslocamentos relativos, esforços cortantes e momentos fletores para as modelagens realizadas pelo método convencional, convencional otimizada e *Top-Down Construction*, de acordo com as fases mais críticas para todos os métodos, ou seja, fase de escavação até a cota -3,90m e -7,40m.

A primeira análise realizada foi em relação aos deslocamentos horizontais, os quais levam em consideração as combinações resultantes da carga permanente do muro, empuxos de terra e sobrecargas. A Figura 37 apresenta os diagramas de deslocamentos relativos para cada método construtivo, que é o deslocamento da contenção, em porcentagem, dividido pela altura do muro.

Figura 37: Diagrama de deslocamentos relativos.



Fonte: Autoras (2018).

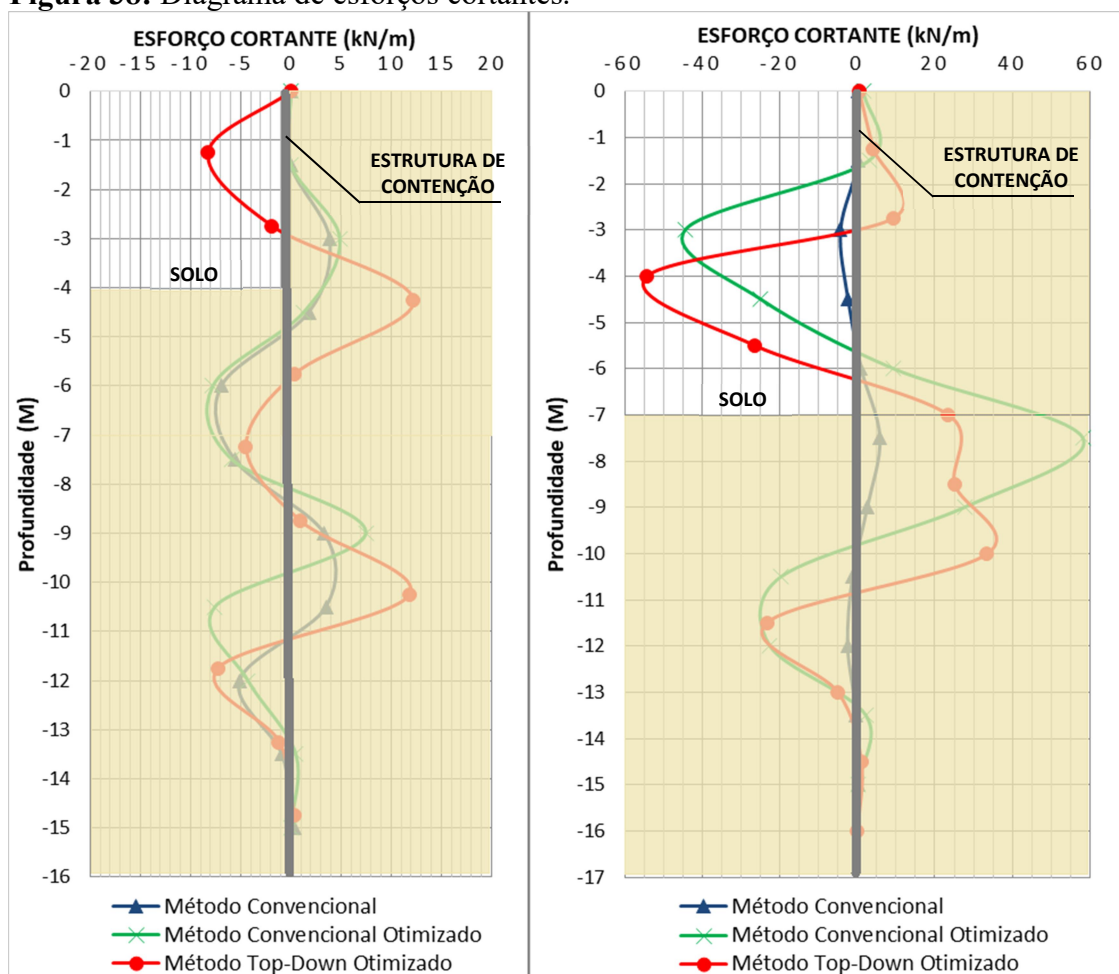
Para a primeira fase analisada (escavação até a cota -3,90m) foi possível observar que os deslocamentos relativos (δ/H) máximos ocorrem nas cortinas dimensionadas pelo sistema convencional, sendo de aproximadamente 0,06%.H. Enquanto no dimensionamento pelo método *Top-Down Construction*, o deslocamento foi semelhante, apresentando um valor de 0,05%.H.

Para a segunda fase analisada (escavação até a cota -7,40m), houve maior variação dos deslocamentos relativos entre os métodos analisados, sendo de 0,18%.H para ambas as modelagens pelo sistema convencional e 0,10%.H para o sistema *Top-Down Construction*.

Através das análises de deslocamentos pode-se observar que os métodos utilizados atendem ao esperado de deslocamento horizontal, o qual deve ser inferior a 0,4%.H para solos argilosos, para que não ocorram sinais de colapso, segundo Ranzini e Negro Jr. (1998). Esse baixo deslocamento horizontal se justifica pelas cortinas analisadas serem estruturas que estão ancoradas (métodos convencionais) ou acopladas a outras estruturas mais rígidas (método *Top-Down-Construction*).

Outro diagrama avaliado foi o de esforço cortante, com o objetivo de analisar a influência desses esforços atuantes na cortina, além de ser o qual dimensiona a estrutura de contenção ao cisalhamento. Na Figura 38 são apresentados os esforços cortantes atuantes na contenção, de acordo com o método construtivo.

Figura 38: Diagrama de esforços cortantes.



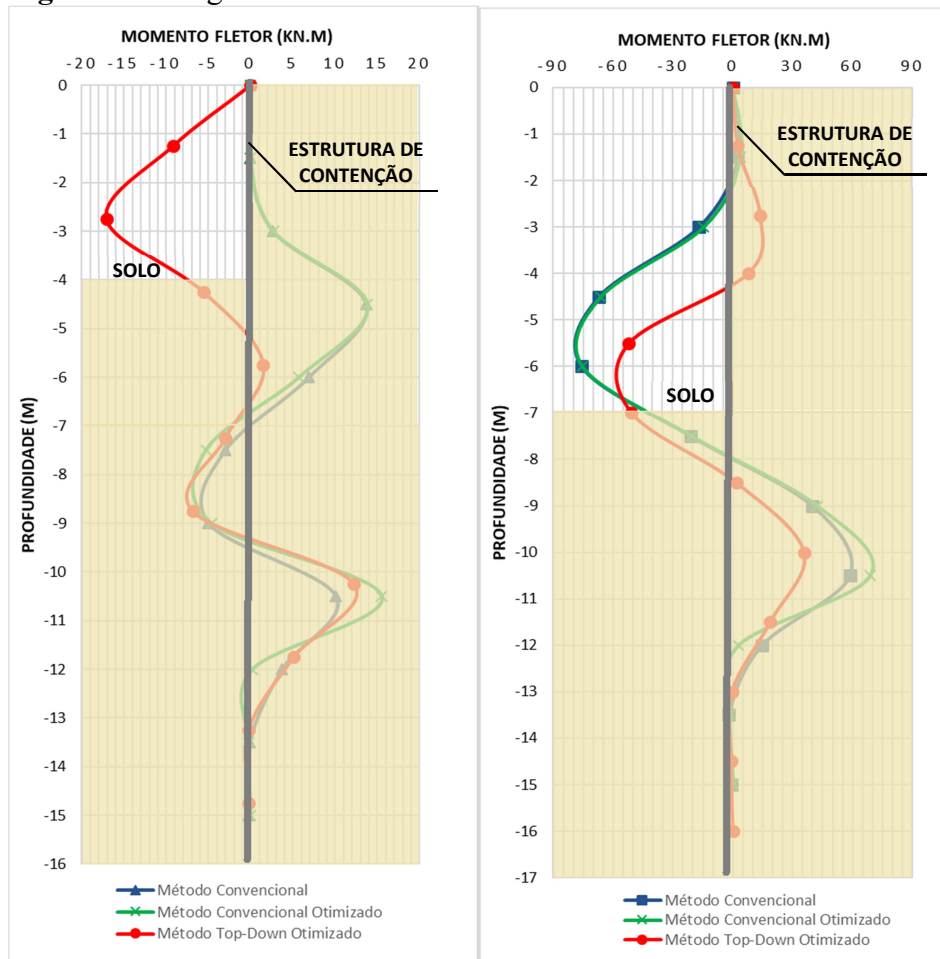
Fonte: Autoras (2018).

Na primeira fase analisada, que foi escavação até a cota -3,90m, houve similaridade no esforço cortante máximo para todos os métodos executivos, sendo de 6,9 kN para o convencional, 7,8 kN para o convencional otimizado e 8,3 kN para o *Top-Down Construction*. Na fase de escavação até a cota -7,40m também foi possível observar uma semelhança entre os esforços cortantes pelo método convencional otimizado e pelo *Top-Down Construction*, sendo de 44,4 kN e 54,2 kN, respectivamente, enquanto o método convencional apresentou apenas 4,35 kN de carregamento.

Os resultados para os esforços cortantes são de acordo com o esperado, pois, os deslocamentos são inversamente proporcionais a esses esforços e, dessa maneira, enquanto o *Top-Down Construction* apresentou menor deslocamento relativo, foi também o método que mais apresentou esforço cortante durante suas fases construtivas mais críticas. Com isso, teve uma taxa de armadura transversal maior, com menos espaçamentos, quando comparado com o método convencional otimizado.

Do mesmo modo, foi realizada a análise dos diagramas de momentos fletores atuantes na cortina para as três modelagens, conforme Figura 39.

Figura 39: Diagrama de momento fletor.



Fonte: Autoras (2018).

Na fase de escavação até a cota -3,90m nota-se que os momentos fletores máximos são aproximados para todos os métodos convencionais, apresentando um carregamento de 5 kN para o método convencional e 5,3 kN para o método convencional otimizado, enquanto o método *Top-Down*, apresentou um valor de 17,1 kN.

Para a segunda fase analisada, escavação até a cota - 7,40m, foi possível observar que os diagramas seguem a mesma tendência de atuação do momento fletor, variando apenas o seu valor de acordo com o método analisado, sendo de aproximadamente 75 kN para o convencional, 75 kN para o convencional otimizado e 52 kN para o *Top-Down*. Nota-se que os momentos atuantes são inferiores para o sistema *Top-Down*. Isso ocorre devido ao aumento dos espaçamentos entre as estacas que gera uma distribuição dos carregamentos para uma maior área.

Em seguida, foram analisados os diagramas de empuxo para os métodos abordados, considerando as mesmas fases executivas e combinações utilizadas para verificação dos deslocamentos. Pois, segundo Gersocihv; Donziger e Saramago (2016), a análise dos esforços de empuxos na cortina deve considerar cada estágio de escavação e levar em conta o tipo de execução prevista para a obra.

Com a análise dos empuxos atuantes na estrutura, pode-se notar a maior variação dos mesmos nas fases de escavação para todos os métodos construtivos, apresentando um empuxo ativo de 3,63 t/m² e um empuxo passivo de 8,23 t/m² para o método convencional. Enquanto para os métodos otimizados houve aumento da atuação desses esforços, sendo para o método convencional otimizado um empuxo ativo de 3,63 t/m² e passivo de 8,23 t/m², e para o método *Top-Down Construction* um empuxo ativo de 4,44 t/m² e passivo de 7,35 t/m².

Através dessa análise numérica para ambos os métodos e soluções, percebe-se que esses estão de acordo com o esperado para seus respectivos sistemas construtivos e suas fases críticas. No caso do método convencional, o aumento de empuxo ativo na última fase de escavação (fase mais crítica) justifica-se, segundo Gersocihv; Donziger e Saramago (2016), por conceitualmente admitir que nessas fases a cortina em balanço sofra uma rotação sob o efeito de seu empuxo ativo que atua no seu trecho livre. Essa rotação desperta o empuxo passivo à frente do trecho enterrado até o ponto de rotação e, logo abaixo desse ponto, as condições de empuxo se invertem, resultando o diagrama de empuxo ativo e passivo.

No caso das soluções alternativas construtivas, *Top-Down*, os diagramas de empuxo ativo e passivo podem ser considerados similares ao método convencional, sendo o maior índice de empuxo ativo na última fase de escavação, e logo abaixo desse ponto, as condições de empuxo se invertem também. Portanto, verifica-se que no caso de empuxo, o método

construtivo aplicado não apresenta diferenças significativas, visto que o empuxo é relacionado à água presente no solo e a profundidade de escavação para que a tensão gerada pelo maciço não seja capaz de rotacionar a estrutura.

Com os valores do momento fletor e esforço cortante, a seção transversal do elemento de contenção é dimensionada à flexão e ao cisalhamento, respectivamente. Através da análise dos diagramas resultantes de deslocamento, esforço cortante e momento fletor para os sistemas construtivos, nota-se que todos respeitaram os limites de estabilidade, porém houve redução dos esforços comparando a simulação numérica do sistema convencional e pelo *Top-Down Construction* (Tabela 12).

Tabela 12: Comparativo dos esforços resultantes para as modelagens numéricas.

Diagrama	Convencional	Convencional otimizada	<i>Top-Down</i>
1º subsolo			
Deslocamento Relativo (%)	0,06%.H	0,06%.H	0,05%.H
Esforço Cortante (kN)	6,9	7,8	8,3
Momento Fletor (t.m/m)	5	5,3	17,1
2º subsolo			
Deslocamento Relativo (%)	0,18%.H	0,18%.H	0,10%.H
Esforço Cortante (kN)	4,35	44,4	54,2
Momento Fletor (t.m/m)	75	75	52

Fonte: Autoras (2018).

Portanto, foi possível analisar que uma estrutura dimensionada para ser executada pelo método *Top-Down Construction*, para o local de estudo, apresentou uma melhor resposta aos carregamentos ao longo de sua vida útil.

4.1.2.1. Influência do sistema *Top-Down* no prazo de entrega da obra

A primeira vantagem do método *Top-Down* em relação ao método convencional pode ser observada através da redução de deslocamentos horizontais presentes na cortina e esforços atuantes na estrutura de contenção. Além disso, deve ser acrescida uma segunda vantagem quanto ao método convencional: o prazo de entrega da obra. Havendo muitas atividades que ocorrem de maneira simultânea há, desse modo, há rápida liberação de espaço no canteiro, pois uma das etapas iniciais nesse método é a execução da laje de piso do pavimento térreo, permitindo a utilização da mesma como canteiro de obras. Com duas frentes de trabalho, escavação dos subsolos e avanço da superestrutura, ocorre a liberação das lajes de forma mais rápida do que no método convencional, liberando as demais áreas para estocagem de materiais também, caso necessário (LOPES, 2014).

Segundo Lopes (2014), em um estudo de caso para uma obra realizada pelo método *Top-Down*, o ganho de tempo com a utilização desse método em relação ao convencional foi de aproximadamente 40 dias, em decorrência das atividades realizadas pelo método convencional na fundação ocorrerem ao término da escavação e a estrutura somente ser iniciada após a finalização dessas duas. Já no método invertido ocorrem várias atividades simultâneas, havendo menos atividades dependentes das outras para iniciarem. Com isso, a estrutura termina sua execução mais cedo, podendo ser iniciadas demais atividades, como instalações, acabamentos, entre outros, antes do método convencional.

No cenário atual da obra analisada (pelo método convencional) devido à falta de espaço para o canteiro de obras, foi realizada uma parte da contenção compreendida para os subsolos da Avenida Brasil e executado o avanço da estrutura de subsolos até o pavimento térreo, enquanto o canteiro de obras se localiza na parte compreendida da rua Rio Grande do Sul (Figura 40). Após o término da laje de piso do pavimento térreo do edifício da Brasil será transferido o canteiro de obras para essa região, para, então, por fim começar a estrutura de contenção da rua Rio Grande do Sul, escavação, fundação e demais etapas construtivas pelo método convencional.

Figura 40: Localização do canteiro de obras no local de estudo.



Fonte: Autoras (2018).

Caso o método *Top-Down* fosse adotado para o objeto de estudo, seria possível a vantagem em relação ao tempo de entrega na prática, pois a estrutura de contenção poderia ter sido realizada para o terreno inteiro e o canteiro de obras ser compreendido na laje de piso do

pavimento térreo desde o início, não impedindo o avanço da superestrutura para as edificações e podendo ser realizada a escavação dos subsolos ao mesmo tempo.

4.1.2.2. Influência do sistema *Top-Down* na economia dos principais materiais de execução para uma estrutura de contenção

Quando se opta pelo método construtivo *Top-Down* é possível observar possíveis ganhos econômicos na obra, tanto em relação ao menor tempo de entrega da construção e consequentemente menos gastos de execução, quanto em relação a quantidade de materiais utilizados quando comparados ao método convencional.

No caso do objeto de estudo do presente trabalho, através do comparativo das simulações para o método convencional e *Top-Down* foi possível observar a utilização de menos materiais e melhores resultados em relação aos esforços atuantes na contenção. O comparativo pode ser observado na Tabela 13, que considerou 130 m linear de contenção para os subsolos que farão parte da Avenida Brasil.

Tabela 13: Quantitativo de materiais para 130 m linear de contenção.

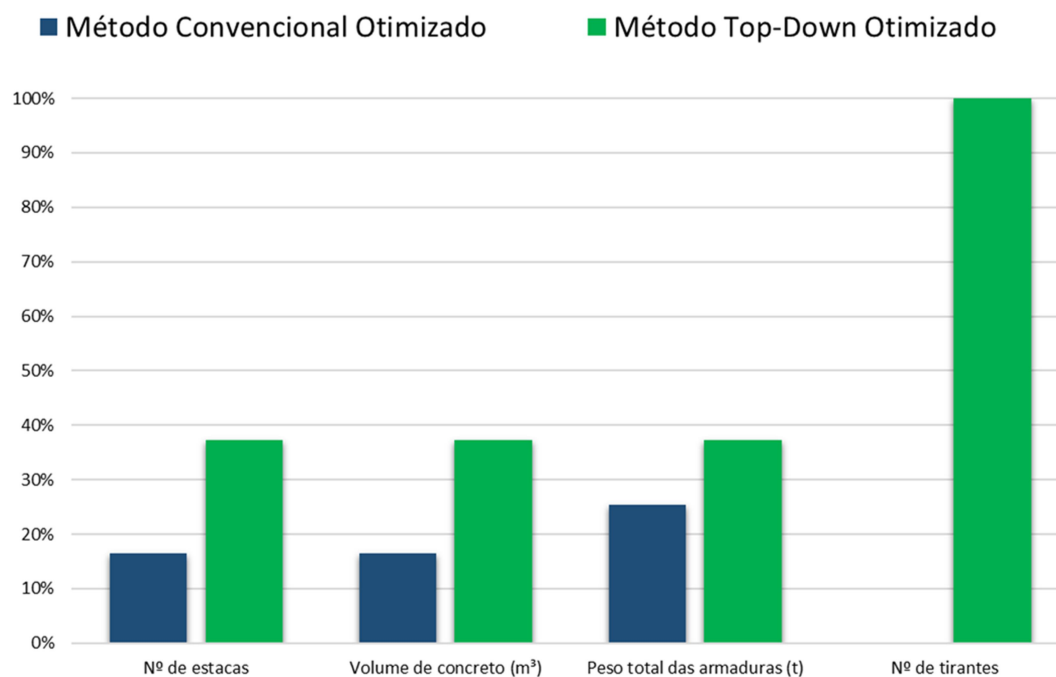
Materiais	Método Convencional	Método Convencional Otimizado	Método <i>Top-Down</i> Otimizado
Diâmetro estacas (cm)	40	40	40
Espaçamento entre estacas (cm)	50	60	80
Nº de estacas	260	217	163
Volume de concreto (m³)	522,60	436,17	327,63
Armadura longitudinal	6 Ø16 mm 16 m	8 Ø16 mm 16m	8 Ø16 mm 16m
Nº de barras longitudinais	1560	1736	978
Peso da armadura longitudinal (t)	18,02	20,06	11,33
Armadura dos estribos	127 Ø6.3 c/ 12	103 Ø6.3 c/ 15	127 Ø6.3 c/ 12
Nº de barras horizontais	33.020	22.351	20.701
Peso da armadura dos estribos (t)	97,07	65,71	60,86
Peso total das armaduras (t)	115,09	85,77	72,19
Nº de tirantes	55	55	0

Fonte: Autoras (2018).

Portanto, observa-se, quanto à quantidade de materiais utilizados para realizar a contenção da obra analisada, uma possível economia em relação ao método convencional otimizado, principalmente para a solução otimizada do método *Top-Down Construction* que possui resposta semelhante ao dimensionamento da estrutura em relação as demais

modelagens e um ganho maior em termos de economia para os materiais utilizados. Essa economia pode ser melhor observada através da Figura 41.

Figura 41: Comparativo de economia gerada pela utilização do método *Top-Down*.



Fonte: Autoras (2018).

Cabe ressaltar, através da análise da Figura 43, que há uma possível economia para ambos os métodos otimizados, sendo a maior para o método *Top-Down Construction*. Porém, para que possa afirma-se a economia gerada, deve-se analisar todos os materiais necessários para a execução das estruturas de contenção e considerar a mão de obra para todos os métodos. Além disso, o sistema *Top-Down Construction* apresenta-se como solução para obras com cronogramas justos ou onde haja a impossibilidade de execução de tirantes.

CAPÍTULO 5

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Segundo Oliveira et. al. (2014), escavações cada vez mais profundas estão sendo projetadas de maneira a tornar o aproveitamento do subsolo mais eficiente. Essa realidade tem aumentado a procura de soluções para estagnar o grande desafio dos engenheiros geotécnicos em equilibrar, através de estruturas de contenção, elevados esforços laterais com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo contido. Em muitos casos, a utilização de cortinas atirantadas torna-se a solução técnica mais viável. Contudo, quando essa solução não é possível de ser executada, deve-se buscar alternativas que atendam aos esforços solicitantes e sejam passíveis de serem executadas. Com isso, o método executivo de sistemas de contenção *Top-Down Construction* vem se mostrando como solução para esses casos.

O presente trabalho mostrou na prática as respostas do dimensionamento de estruturas de contenção para ambos os métodos, convencional e *Top-Down Construction*, através de dados de resistência ao cisalhamento característicos do local de estudo, obtidos por meio de ensaio de compressão triaxial de modalidade CU.

Para garantir a estabilidade das estruturas de contenção é necessário conhecer com maior precisão os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo local, parâmetros estes que são essenciais para o dimensionamento das cortinas. Desta forma, a partir de ensaios triaxiais que foram realizados com essa finalidade, obtiveram-se valores reais de intercepto de coesão ($1,2 \text{ t/m}^2$) e ângulo de atrito ($\cong 28^\circ$), do solo de local de estudo que atenderam ao esperado para o solo de Cascavel – PR quando comparado com demais bibliografias.

Ao dimensionar as estruturas de contenção, obteve-se um bom desempenho da cortina para o solo analisado, verificando-se a necessidade ou não do uso de tirantes para que essa estabilidade seja cumprida. Portanto, com a realização do dimensionamento das estruturas de contenção, para o método tradicional e invertido, na obra analisada, as cortinas de estacas escavadas apresentaram uma boa estabilidade respeitando os limites de deslocamento considerados no projeto, tendo melhor desempenho no sistema *Top-Down*.

Por meio das fases estabelecidas para o sistema *Top-Down Construction* verificou-se, quanto ao dimensionamento, os ganhos pela utilização desse sistema em relação ao tradicional, como a dispensa do uso de tirantes, maior estabilidade da estrutura apresentando um valor máximo de 8mm de deslocamento, enquanto o método convencional executado na obra apresentou um valor de 12mm e o convencional otimizado um valor de até 13mm.

Outro ganho da solução *Top-Down Construction* em relação as demais modelagens para o método tradicional, foi quanto a possível economia da quantidade dos principais materiais necessários para execução das estruturas, resultando em uma redução de 37% em relação ao número de estacas necessários para 130 m lineares de contenção e, consequentemente, 37% para o total de volume de concreto e armaduras, além da dispensa de tirantes, resultando em uma economia de 100% quanto a isso.

Por fim, também há o ganho de tempo de execução, o qual, segundo Lopes (2014), para o método executivo, o sistema já apresenta vantagens em relação ao cronograma e a sua eficácia, além de se mostrar uma técnica bastante segura, devido aos maiores cuidados que são tomados nos serviços de contenção (dimensionamento e execução).

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros, propõem-se as seguintes análises:

- Realizar uma análise comparativa para o método convencional e *Top-Down Construction* verificando a diferença de gastos para ambos os métodos e, a possível economia gerada para um estudo de caso, ao adotar o *Top-Down Construction*;
- Realizar uma análise comparativa para o método convencional e *Top-Down Construction* verificando a diferença de prazo de entrega para ambos os métodos e, a possível redução no cronograma para um estudo de caso, ao adotar o *Top-Down Construction*;
- Realizar uma análise comparativa para os diversos tipos de estruturas de contenção executada pelo método *Top-Down Construction* e avaliar qual das soluções adotadas possui melhor desempenho;
- Realizar uma análise comparativa para o método convencional e *Top-Down Construction* verificando o comportamento da cortina, para ambos os métodos, quando houver 03 subsolos ou mais, devido ao crescimento do número de subsolos atualmente para suprir a necessidade do vasto crescimento urbano.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, T. **Análise, projeto e execução da parede diafragma moldada *in loco***. 2013. Disponível em: < <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/115434>>. Acesso em: 15 abr. 2018.
- ALMEIDA, M. A.; 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 da Cidade de Cascavel no Estado do Paraná**. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5629**: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. v. 1.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. v. 2.
- CORSINI, R. **Estacas secantes: Como funciona o sistema**. 2013. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/30/artigo294316-1.aspx>>. Acesso em: 19 mar. 2018.
- CORTESÃO, J. **Contenções periféricas**. 2014. Disponível em: <<https://engenharia-civil-virtual.blogspot.com.br/2014/04/contencoes-perifericas.html>>. Acesso em: 19 mar. 2018.
- DAMIN, E. **Aplicação do modelo Cam-Clay modificado de solo de Cascavel/PR**. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) – Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, Cascavel, 2012.
- FAZIONI, A. A. G.; FERANDIN, R. **Análise do comportamento do solo de Cascavel/PR quanto ao cisalhamento com adição de areia fina e média**. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) – Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, Cascavel, 2017.

FRANKI. **Parede Diafragma.** 2018. Disponível em: <<ftp://ftpaluno.umc.br/Aluno/Godoi/7%BA%20per%EDodo/constru%E7%E3o%20civil/12%20funda%E7%F5es/funda%E7%E3o%20profunda/arquivos%20de%20funda%E7%E3o%20profunda/parede%20diafragma.pdf>>. Acesso em: 18 mar. 2018.

FUNDAMENTA. **Parede diafragma.** 2018. Disponível em: <<http://www.fundamentaeng.com.br/parede-diafragma>>. Acesso em: 18 mar. 2018.

GANDIN, R. M.; MOLINA, M. D. **Determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento através do ensaio de compressão triaxial rápido (CU) do subsolo da FAG em Cascavel (PR).** Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) – Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, Cascavel, 2015.

GEOFIX. **Paredes diafragma com clamshell e/ou hidrofresa.** Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/servico-paredes-hidrofresa.php>>. Acesso em: 19 mar. 2018.

GERSCOVICH, D.; SARAMAGO, R.; DANZIGER, B. R. **Contenções:** teoria e aplicações em obras. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

LOPES, H. O. G. **Aplicação da técnica construtiva de subsolo invertido em edificações – Vantagens e desvantagens do método em obra na cidade do Rio de Janeiro.** Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) – Escola Politécnica: Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MAGNUS, D. B.; SANTOS, A. A. **Dimensionamento de contenção para subsolo – Estudo de caso.** Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2013.

MARZIONNA, J. R. Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: HACHICH, W. C. *et al.* (Org). **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap 15, p. 537.

MATOS, M. A. S. **Aplicação do método de escavação sequencial a cortinas de estacas e betão projectado.** Dissertação de Conclusão de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil com especialização em Geotecnia) – Universidade do Porto: Faculdade de Engenharia Civil, Portugal, 2010.

MEIRELES, A.B.; MARTINS, J. G. **Fundações e Contenção Lateral de Solos:** Execução de Cortinas de Estacas. 2006. Disponível em: <http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17413/material/Cortinas%20de%20Estacas_web.pdf>. Acesso em: 15 abr. 2018.

MINISTÉRIO DO TRABALHO E EMPREGO (MTE). **NR 33:** Segurança e saúde nos trabalhos em espaços confinados. Brasília, 2006.

OLIVEIRA, L. H. B. *et al.* **Acompanhamento de deslocamentos horizontais de uma cortina de estacas espaçadas atirantada.** Goiânia, 2014.

PEÃO, C. E. A.; WATANABE, R. M. **Cortina Atirantada em concreto armado contém empuxos do solo.** Disponível em: <<https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/cortina->

atirantada-em-concreto-armado-contem-empuxos-do-solo_14268_0_0>. Acesso em: 18 mar. 2018.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**: em 16 aulas. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

QUARESMA, A. R. *et al.* Investigações Geotécnicas. In: HACHICH, W. C. *et al.* (Org). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap 3, p. 119.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JUNIOR, A. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, W. C. *et al.* (Org). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap 13, p. 497.

REBELO, Y. C. P. **Fundações**: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 3. ed. São Paulo: Ziguarte, 2008.

RODRIGUES, B. P.; BRITO, F. M. S.; CAMPANHARO, W. A. **Pesquisa Qualitativa versus Quantitativa**. Trabalho de conclusão de Pós-Graduação (Programa de Pós-Graduação em Ciência Florestais) – Universidade Federal do Espírito Santo, Jerônimo Monteiro, 2011.

ROMAND, R. R. **Métodos para construção de parede-diafragma: clamshell e hidrofresa**. 2013. Disponível em: <<http://pet.ecv.ufsc.br/2013/11/metodos-para-construcao-de-parede-diafragma-clamshell-e-hidrofresa/>>. Acesso em: 19 mar. 2018.

SOUZA, F. H. B.; NARESI JÚNIOR, L. A. **Paredes diafragma moldada “in loco” com auxílio de lama bentonítica**. Disponível em: <<https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/20-execucao-de-parede-diafragma-com-auxilio-de-lama-bentonitica>>. Acesso em: 19 mar. 2018.

TAMAKI, L. **Frentes simultâneas**. 2011. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/176/artigo285899-2.aspx>>. Acesso em: 07 mai. 2018.

TEACHMESTRUCTURES. **Top Down Construction Procedure**. 2015. Disponível em: <<https://teachmestructures.wordpress.com/2015/05/17/top-down-construction-procedure/>>. Acesso em: 17 mar. 2018.

URZÊDO, L. **Top-Down Construction**. 2017. Disponível em: <<http://www.canaldoengenhario.com/top-down-construction/>>. Acesso em: 07 mai. 2018.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. Tirantes. In: HACHICH, W. C. *et al.* (Org). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap 17, p. 603.

ZEN, B. A. B.; ALMEIDA, M. A. **Implantação e Caracterização Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz em Cascavel/Pr**. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador, 2018.

ANEXOS

ANEXO A - RELATÓRIOS DOS LAUDOS DE SONDAGENS – FURO: SPT01

[illegible]

ANEXO A - RELATÓRIOS DOS LAUDOS DE SONDAGENS – FURO: SPT02

Informações gerais			RESULTADOS DOS ENSAIOS "SPT-T"										DESCRIÇÃO DO SUBSOLO		
Cotas (m) em rel. à R.N.	Avanço do furo	Revestimento	n.º de golpes pela penetração (cm)			N	T _{máximo}	T _{mínimo}	N (n.º de golpes) T _{máx} ---- (kgf.m)					Prof. (m) das camadas	ANÁLISE VISUAL-TÁTIL
100,0	TH*	1,00	1 25	1 25	1 25	1,2			10	20	30	40	50	0	ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA MUITO MOLE A MEDIA
		1,00	1 23	1 24	1 23	1,3								1	
			2 21	1 20	2 20	2,3								2	
			2 15	1 15	2 15	3,0								3	
95,0			2 15	2 15	2 15	4,0								4	
			2 16	2 17	3 17	4,4								5	
			3 15	3 15	2 15	5,0								6	
			4 15	3 15	2 15	5,0								7	
			4 15	4 16	5 16	8,4								8	
90,0			5 15	6 15	6 15	12,0								9	ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA RIJA A DURA PERCOLAÇÕES BRANCAS
	TH		6 15	6 15	6 15	12,0								10	
			8 15	6 16	6 16	11,3								11	
			8 15	7 16	7 15	13,5								12	
			8 15	8 15	8 15	16,0								13	
85,0			10 15	14 15	14 15	28,0								14	
			16 15	15 15	16 15	31,0								15	
			18 15	19 15	18 15	37,0								16	
			21 15	22 15	22 15	44,0								17	
			26 15	27 15	28 15	55,0								18	
80,0			31 15	32 15	37 15	69,0								19	Eficiência transferência energia considerada 55% Impenetrável a percussão Impenetrável N45 > 50 golpes TERMINO DA SONDAGEM
	20,0													20	

Não foi encontrado N.A. na data de 17/10/2015

[illegible]

[illegible]

ANEXO A - RELATÓRIOS DOS LAUDOS DE SONDAGENS – FURO: SPT06

[illegible]



Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

Dados Cadastrais da Amostra

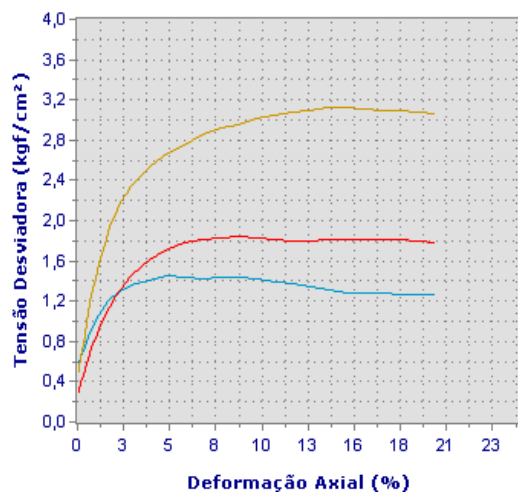
Nome da Amostra: Amostra 01
Condição Moldagem: Talhagem
Tipo Ensaio: Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
Data do Ensaio: 16/10/2018

Informações dos Corpos de Prova

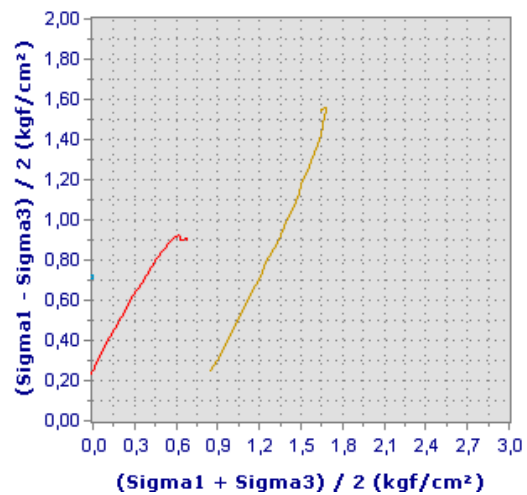
Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	0,50	1,00	0,73	1,96	0,50	-0,73
2	1,00	1,00	1,56	2,85	1,00	-0,29
3	1,50	1,00	3,24	4,63	1,50	0,11

Gráficos dos Resultados

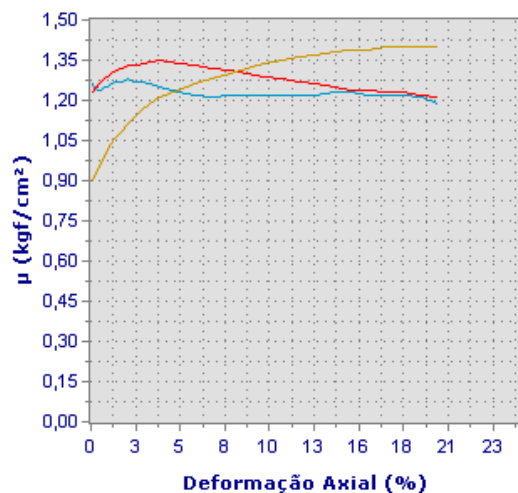
Tensão Desviadora (kgf/cm²) x Deformação Axial



Trajetórias de Tensão



μ (kgf/cm²) x Deformação Axial (%)



$\sigma_1' / \sigma_3' \times$ Deformação Axial (%)

