

**CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ**  
**DJHONY CHARLES SCHEIBNER**  
**EDSON RICARDO PRIEBE**

**ANÁLISE DO SISTEMA DE CONTENÇÃO DE SOLO EM PAREDE**  
**DIAFRAGMA**

**CASCADEL - PR**  
**2019**

**CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ**  
**DJHONY CHARLES SCHEIBNER**  
**EDSON RICARDO PRIEBE**

**ANÁLISE DO SISTEMA DE CONTENÇÃO DE SOLO EM PAREDE**  
**DIAFRAGMA**

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

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

**CASCAVEL - PR**  
**2019**

**CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG**

**DJHONY CHARLES SCHEIBNER  
EDSON RICARDO PRIEBE**

**ANÁLISE DO SISTEMA DE CONTENÇÃO DE SOLO EM PAREDE  
DIAFRAGMA**

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**



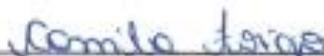
---

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



---

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



---

Professora Mestre Camila Forigo  
Centro Universitário Assis Gurgacz  
Engenheira Civil

Cascavel, 24 de Junho de 2019.

## **DEDICATÓRIA DE DJHONY CHARLES SCHEIBNER**

Dedico esse trabalho a Deus, pela graça da vida, e pela sabedoria e proteção a cada dia.

A meus pais Silmar e Lili, pela compaixão e amor sem medida.

A minha esposa Deborah, fonte de auxílio, força e apoio em todos os momentos.

E a meus amigos, pelo auxílio nos momentos de dificuldade com suas palavras, ações e orações.

## **AGRADECIMENTOS DE DJHONY CHARLES SCHEIBNER**

Cabe, neste TCC, o espaço para ser grato aos que têm sua contribuição na minha formação como ENGENHEIRO CIVIL.

Primeiramente, agradeço a DEUS, pela força divina, suporte e apoio em todos os momentos da minha vida.

Aos meus pais, Silmar e Lili Scheibner, pelo amor e educação recebida.

De insubstituível importância, a responsável por este mérito, minha esposa Deborah, por entender minha ausência diária durante esta longa caminhada de cinco anos, e por me suportar em todos os momentos difíceis dessa caminhada, obrigado por todos os sacrifícios feitos para me proporcionar a chance de concluir mais uma formação.

Ao professor e orientador, Engenheiro Civil Mestre Maycon André de Almeida, por acreditar no nosso potencial e por acompanhar, orientar, corrigir e instruir esse trabalho para que tivesse êxito. Também por ter proporcionado o conhecimento necessário, materiais auxiliares e interesse no trabalho, bem como pela paciência e tempo disponibilizado para que esse trabalho fosse concluído. Com toda a certeza essa vitória também é sua.

A todos os professores, por nos proporcionarem o conhecimento, não apenas racional, mas de caráter e afetividade da educação no processo de formação profissional, por tanto que se dedicaram a nós, não somente por nos terem ensinado, mas por nos terem feito aprender. A todos, incondicionalmente, obrigado.

Aos meus colegas João Victor Uliana Correa e Arthur Derciero da Mota, pela parceria e apoio nessa caminhada, na dura, mas louvável ação de aprender, de fazer trabalhos e de estudar para provas ao longo dessa caminhada. Soma-se a esses nomes, outros tantos que caminharam na turma de Engenharia Civil que se iniciou em 2014/02, ou que passaram por ela ao longo desses 5 anos e contribuíram de alguma forma na minha formação, obrigado.

Ao meu grande amigo e colega, Edson Ricardo Priebe, pela amizade ao longo do tempo, não somente do curso de Engenharia Civil, mas desde a infância. Meu parceiro de trabalhos e que contribuiu de forma magnífica para que esse trabalho fosse concluído, obrigado.

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

## **DEDICATÓRIA DE EDSON RICARDO PRIEBE**

Dedico este trabalho aos meus amigos, os antigos e os novos que fiz durante essa caminhada de 5 anos.

Dedico aos meus familiares pelo apoio e consolo nos momentos de dificuldade.

Dedico aos professores, grandes e especiais profissionais que sem eles não seria possível existir todas as profissões hoje existentes.

## **AGRADECIMENTOS DE EDSON RICARDO PRIEBE**

Agradeço primeiramente a Deus, pela sua infinita benção, proteção e sabedoria que me proporciona força de vontade e persistência para ir sempre além do que posso imaginar que conseguiria, sem essa luz divina nada seria possível.

A minha tão amada mãe, por todo o amor, a compreensão, o incentivo e apoio em todos os sentidos que são possíveis de se imaginar.

Ao meu amado pai (*in memoriam*), que mesmo que não esteja hoje presente em vida, sei que de alguma maneira nos olha, nos guia e nos protege, e nunca deixarei de lembrar em todas minhas conquistas.

A minha querida e amada irmã, que de todas as pessoas que já conheci, é de longe a pessoa mais protetora, carinhosa, incentivadora, sincera e amiga que eu possa ter ao meu lado.

A minha amada parceira Angela, que foi a que mais teve paciência, acompanhou e apoiou em todos os aspectos durante esses 5 anos.

Aos meus queridos amigos que participaram de alguma maneira nessa trajetória. Obrigado por entenderem a minha ausência, pela força, incentivo, e torcida para que eu conseguisse concluir mais essa etapa da vida.

Ao meu professor e orientador, Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida, pelo incentivo e pela inspiração para direcionarmos a essa área incrível, por acreditar em nosso potencial para realização deste trabalho, pela paciência e dedicação de horas para chegarmos à conclusão desse belo TCC. Com toda a certeza essa vitória também é sua.

A todos os professores que nos proporcionaram conhecimento, não apenas técnico, mas moral, racional e ético, durante esses 5 anos, nada seria possível sem a dedicação de vocês, de todo coração muito obrigado.

A professora Nilse Hitz pelo seu tempo disponibilizado para nos ajudar a deixar nosso trabalho ainda melhor. A empresa Construtora Jota Ele pela oportunidade para fazer o estágio supervisionado, obrigado pela confiança dos conhecimentos adquiridos na formação, para assim aplica-los, proporcionando-me todo o conhecimento prático que possuo até o momento, aprendendo assim ainda mais da área de atuação.

## RESUMO

Na prática do dimensionamento de contenções, comumente se utiliza estimativas dos parâmetros do solo via correlações, em especial com o ensaio SPT, ao invés de utilizar os dados reais obtidos por ensaios de laboratório como o ensaio Triaxial. Pensando nisso, esse trabalho teve como objetivo analisar os esforços atuantes em uma contenção em Parede Diafragma para 4 subsolos com o auxílio do *software* CypeCAD® 2016, na cidade de Cascavel/PR, considerando os parâmetros do solo via correlação com ensaio SPT e via ensaio Triaxial. Para isso, foram simulados 3 paredes, e para cada parede, 3 situações, uma considerando os parâmetros do solo via correlação com o ensaio SPT, outro considerando parâmetros reais do solo obtidos pelo ensaio triaxial e um último considerando o solo com os parâmetros reais, mas com um dimensionamento otimizado da contenção, sendo essa otimização obtida com o dimensionamento mínimo da estrutura para atender a todas as verificações realizadas pelo *software*. Como resultado, verificou-se que ocorre diferença de dimensionamento quando se compara as duas primeiras situações, dependendo, contudo, da configuração do perfil do solo onde está executada a contenção. Concluiu-se que o dimensionamento via correlação pode ser considerado seguro, mas deve ser comparado e/ou substituído por ensaios laboratoriais para obter os valores reais dos parâmetros de resistência do solo quando o objetivo é a otimização, e assim dimensionar uma contenção com o máximo de eficiência possível.

**Palavras-chave:** Parede Diafragma, ensaio triaxial, correlação, dimensionamento, otimização.

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 1:</b> Fases do solo em estado Natural e separada em volume .....  | 21 |
| <b>Figura 2:</b> Estados característicos de consistência dos solos finos e os limites de Atterberg...  | 23 |
| <b>Figura 3:</b> Parâmetros de ruptura para o critério de Coulomb (esquerda), e de Mohr (direita)  | 25 |
| <b>Figura 4:</b> Esquema de atrito entre dois corpos .....   | 26 |
| <b>Figura 5:</b> Esquema de ensaio SPT .....   | 29 |
| <b>Figura 6:</b> Ensaio de cisalhamento direto .....   | 32 |
| <b>Figura 7:</b> Esquema da câmara para ensaio triaxial .....  | 33 |
| <b>Figura 8:</b> Esquema do ensaio triaxial .....  | 34 |
| <b>Figura 9:</b> Envoltória de resistência obtida com resultados de ensaios de compressão triaxial   | 36 |
| <b>Figura 10:</b> Região de Influência das sobrecargas das fundações de edificações junto a valas.<br>.....  | 38 |
| <b>Figura 11:</b> Esquema de sobrecargas junto as valas .....  | 39 |
| <b>Figura 12:</b> Esquema de execução de parede diafragma.....   | 41 |
| <b>Figura 13:</b> Curvas granulométricas determinadas para solo do CEEF com e sem a influência<br>de defloculante.....   | 42 |
| <b>Figura 14:</b> Comparativo do ângulo de atrito via correlação SPT e via ensaio triaxial segundo<br>Almeida e Oliveira (2018).....                           | 44 |
| <b>Figura 15:</b> Comparativo do intercepto de coesão via correlação SPT e via ensaio triaxial<br>segundo Almeida e Oliveira (2018).....                       | 44 |
| <b>Figura 16:</b> Locação esquemática das verticais de inclinômetros e deslocamentos horizontais<br>medidos em VT-01 .....                                     | 46 |
| <b>Figura 17:</b> Deslocamento obtidos no SAP2000 para os modelos em “ $f=1.H$ ” de acordo como<br>o número de subsolos escavados segundo Almeida (2013) ..... | 48 |
| <b>Figura 18:</b> Contenção empregando lamelas como contrafortes .....   | 49 |
| <b>Figura 19:</b> Localização da obra .....  | 51 |
| <b>Figura 20:</b> Parede Diafragma executada .....   | 52 |
| <b>Figura 21:</b> Escavação da Parede Diafragma.....   | 52 |
| <b>Figura 22:</b> Colocação da armadura e concretagem da parede diafragma.....   | 53 |
| <b>Figura 23:</b> Detalhe da contenção em Parede Diafragma executada .....   | 54 |
| <b>Figura 24:</b> Posição dos ensaios SPT e Ensaios de sondagem SPT no local da obra .....   | 55 |
| <b>Figura 25:</b> Local da Retirada das Amostras Indeformadas .....  | 56 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 26:</b> Limpeza e escavação da vala.....   | 57 |
| <b>Figura 27:</b> Posicionamento dos moldes para extração da amostra e amostra extraída do molde .....     | 57 |
| <b>Figura 28:</b> Equipamentos utilizados no ensaio de compressão triaxial.....                            | 58 |
| <b>Figura 29:</b> Materiais utilizados no ensaio triaxial .....  | 59 |
| <b>Figura 30:</b> Preparo da Amostra e Amostra pronta para início dos ensaios .....                        | 60 |
| <b>Figura 31:</b> Preenchimento do sistema com água (esq), e corpo de prova montado na prensa (dir). ..... | 61 |
| <b>Figura 32:</b> Quadro com o controle das pressões .....   | 62 |
| <b>Figura 35:</b> Seção Transversal da Contenção .....   | 68 |
| <b>Figura 36:</b> Parâmetros de Resistência Adotados na Parede 1 .....                                     | 69 |
| <b>Figura 37:</b> Modelagem Parede Diafragma 1 .....   | 70 |
| <b>Figura 38:</b> Parâmetros de Resistência Adotados na Parede 2 .....                                     | 71 |
| <b>Figura 39:</b> Modelagem Parede Diafragma 2 .....   | 72 |
| <b>Figura 40:</b> Parâmetros de Resistência Adotados na Parede 3 .....                                     | 74 |
| <b>Figura 41:</b> Modelagem Parede Diafragma 3 .....   | 75 |
| <b>Figura 42:</b> Envoltória de Mohr-Coulomb com o resultado de 3 ensaios .....                            | 77 |
| <b>Figura 43:</b> Tensão Desviadora x Deformação Axial com o resultado de 3 ensaios.....                   | 78 |
| <b>Figura 44:</b> Deslocamento Relativo Parede 1 .....   | 81 |
| <b>Figura 45:</b> Esforço cortante e momento fletor na Parede 1 .....                                      | 82 |
| <b>Figura 46:</b> Diagrama de Empuxo Parede 1 .....  | 83 |
| <b>Figura 47:</b> Deslocamento Relativo da Parede 2 .....  | 85 |
| <b>Figura 48:</b> Esforço cortante e momento fletor na Parede 2 .....                                      | 86 |
| <b>Figura 49:</b> Diagrama de Empuxo da Parede 2.....  | 88 |
| <b>Figura 50:</b> Deslocamento Relativo Parede 3 .....   | 90 |
| <b>Figura 51:</b> Esforço Cortante e Momento Fletor Parede 3 .....   | 91 |
| <b>Figura 52:</b> Diagrama de Empuxo Parede 3 .....  | 92 |

## LISTA DE TABELAS

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabela 1:</b> Índices Físicos .....  | 22 |
| <b>Tabela 2:</b> Intercepto coesivo e peso específico de solos de acordo com o valor do $N_{SPT}$ .....     | 30 |
| <b>Tabela 3:</b> Índices Físicos calculado por Zen e Almeida (2018) .....                                   | 43 |
| <b>Tabela 4:</b> Intercepto de coesão e ângulo de atrito do solo do CEEF .....                              | 43 |
| <b>Tabela 5:</b> Armadura calculada por Almeida (2013) para resistir aos esforços solicitantes.....         | 47 |
| <b>Tabela 6:</b> Peso Específico de Solos Argilosos conforme correlação $N_{SPT}$ .....                     | 63 |
| <b>Tabela 7:</b> Correlações para cálculo do ângulo de atrito com base Ensaio SPT.....                      | 64 |
| <b>Tabela 8:</b> Fórmulas para obtenção do Intercepto de Coesão do solo com base Ensaio SPT ..              | 65 |
| <b>Tabela 9:</b> Valores de $K_1$ para solos argilosos ( $kN/m^3$ ) .....                                   | 67 |
| <b>Tabela 10:</b> Otimização Parede 1 .....   | 70 |
| <b>Tabela 11:</b> Otimização Parede 2.....  | 73 |
| <b>Tabela 12:</b> Otimização Parede 3 .....   | 75 |
| <b>Tabela 13:</b> Comparação Ângulo de Atrito Triaxial e Empírico com base Ensaio SPT .....                 | 78 |
| <b>Tabela 14:</b> Comparação Intercepto de Coesão pelo Ensaio Triaxial e Empírico com base Ensaio SPT ..... | 79 |
| <b>Tabela 15:</b> Índices Físicos do Solo .....   | 80 |
| <b>Tabela 16:</b> Comparativo dos esforços resultantes para as modelagens numéricas Simulação 1 .....       | 84 |
| <b>Tabela 17:</b> Comparativo dos esforços resultantes para as modelagens numéricas Simulação 2 .....       | 89 |
| <b>Tabela 18:</b> Comparativo dos esforços resultantes para as modelagens numéricas Parede 3...             | 93 |

## LISTA DE EQUAÇÕES

|  |    |
|--|----|
| <b>Equação 1:</b> Tensão de Cisalhamento.....  | 25 |
| <b>Equação 2:</b> Força de atrito.....   | 26 |
| <b>Equação 3:</b> Equação de Godoy para ângulo de atrito em relação ao NSPT.....     | 29 |
| <b>Equação 4:</b> Equação de Teixeira para ângulo de atrito em relação ao NSPT ..... | 30 |
| <b>Equação 5:</b> Equação de Teixeira e Godoy para coesão em relação ao NSPT.....    | 30 |
| <b>Equação 6:</b> Coeficiente de recalque - módulo de reação horizontal .....        | 66 |
| <b>Equação 7:</b> Cálculo da Rigidez Axial dos tirantes de reação horizontal.....    | 67 |

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ABNT** – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- CD** - *Consolidated drained* (Ensaio adensado drenado)
- CEEF** - Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz
- CU** - *Consolidated undrained* (Ensaio de adensamento não drenado)
- IP** – Índice de Plasticidade
- ISC** – Índice Suporte Califórnia
- kN** - KiloNewton
- kPa** - Kilopascal
- LC** – Limite de Contração
- LL** – Limite de Liquidez
- LP** – Limite de Plasticidade
- NBR** – Norma Brasileira
- N<sub>spt</sub>** – Valor da Resistência Padrão de Penetração
- SPT** – *Standard Penetration Test* (Ensaio de Penetração Padrão)
- TCC** – Trabalho de Conclusão de Curso
- UU** - *Unconsolidated undrained* (Ensaio não adensado não drenado)
- c** – Intercepto de Coesão
- $\phi$**  – Ângulo de atrito formado pela resultante das duas forças com a força normal
- $\tau$**  - Tensão de cisalhamento
- $\tau_{\text{máx}}$**  – Tensão máxima suportada antes da ruptura
- $\tau_{\text{res}}$**  – Tensão de ruptura
- $\sigma$**  - Tensão normal existente no plano de cisalhamento
- $\sigma_1$**  – Carga axial
- $\sigma_3$**  – Pressão de confinamento
- $\sigma_c$**  – Pressão de confinamento
- $\sigma_d$**  – Tensão desviadora
- $\gamma$**  – Peso específico do solo
- $\gamma_d$**  – Peso específico aparente seco
- $\gamma_s$**  – Peso específico dos sólidos
- $\gamma_{\text{sat}}$**  – Peso específico aparente saturado
- $\gamma_{\text{sub}}$**  – Peso específico aparente submerso

## SUMÁRIO

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>1</b> | <b>CAPÍTULO 1.....</b>                                 | <b>15</b> |
| 1.1      | INTRODUÇÃO .....                                       | 15        |
| 1.2      | OBJETIVOS .....  | 16        |
| 1.2.1    | Objetivo geral.....                                    | 16        |
| 1.2.2    | Objetivos específicos .....                            | 16        |
| 1.3      | JUSTIFICATIVA.....                                     | 17        |
| 1.4      | FORMULAÇÃO DO PROBLEMA .....                           | 17        |
| 1.5      | FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE .....                           | 18        |
| 1.6      | DELIMITAÇÃO DA PESQUISA .....                          | 18        |
| <b>2</b> | <b>CAPÍTULO 2.....</b>                                 | <b>20</b> |
| 2.1      | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....                            | 20        |
| 2.1.1    | O solo e sua importância para a Engenharia Civil ..... | 20        |
| 2.1.2    | Caracterização do solo .....                           | 21        |
| 2.1.3    | Cisalhamento do solo .....                             | 24        |
| 2.1.3.1  | Atrito entre as partículas ( $\phi$ ) .....            | 26        |
| 2.1.3.2  | Coesão (c).....  | 27        |
| 2.1.4    | Investigação geotécnica .....                          | 28        |
| 2.1.4.1  | Correlações existentes com o ensaio SPT .....          | 29        |
| 2.1.5    | Ensaio laboratoriais.....                              | 31        |
| 2.1.5.1  | Ensaio de cisalhamento direto .....                    | 31        |
| 2.1.5.2  | Ensaio de compressão triaxial .....                    | 32        |
| 2.1.6    | Concepção de um projeto de contenções .....            | 36        |
| 2.1.6.1  | Segurança para sistema de contenção.....               | 36        |
| 2.1.6.2  | Carregamentos atuantes em contenções .....             | 37        |
| 2.1.6.3  | Tipos de estrutura de contenção .....                  | 39        |
| 2.1.7    | Trabalhos já realizados sobre o tema .....             | 41        |
| 2.1.7.1  | Caracterização do solo de Cascavel.....                | 42        |
| 2.1.7.2  | Contenções em Parede Diafragma.....                    | 45        |
| <b>3</b> | <b>CAPÍTULO 3.....</b>                                 | <b>50</b> |
| 3.1      | METODOLOGIA DE ESTUDO .....                            | 50        |
| 3.2      | DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO .....                     | 50        |
| 3.2.1    | Descrição física do local .....                        | 50        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 3.2.2    | Descrição geológica e geotécnica do local.....  | 54         |
| 3.3      | COLETA E REALIZAÇÃO DE ENSAIOS TRIAXIAIS .....  | 55         |
| 3.3.1    | Coleta de amostras indeformadas em campo .....  | 55         |
| 3.3.2    | Realização de Ensaio Triaxial .....   | 58         |
| 3.4      | DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DO SOLO .....  | 63         |
| 3.4.1    | Peso Específico do Solo por meio de formulações empíricas e semi-empíricas .....                  | 63         |
| 3.4.2    | Ângulo de atrito.....   | 64         |
| 3.4.3    | Intercepto de Coesão .....  | 64         |
| 3.5      | MODELAGEM E DIMENSIONAMENTO DA CONTENÇÃO ATRAVÉS DE SOFTWARE.....                                 | 65         |
| 3.5.1    | Modelagem da contenção no software – Parede 1 .....   | 68         |
| 3.5.2    | Modelagem da contenção no software – Parede 2 .....   | 71         |
| 3.5.3    | Modelagem da contenção no software – Parede 3 .....   | 73         |
| 3.6      | ANÁLISE DOS DADOS .....   | 76         |
| <b>4</b> | <b>CAPÍTULO 4.....</b>  | <b>77</b>  |
| 4.1      | RESULTADOS E DISCUSSÕES .....   | 77         |
| 4.1.1    | Ensaio de compressão triaxial .....   | 77         |
| 4.2      | DETERMINAÇÃO DOS ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO .....  | 79         |
| 4.3      | MODELAGENS NUMÉRICAS DAS CONTENÇÕES .....   | 80         |
| 4.3.1    | Parede 1 .....  | 80         |
| 4.3.2    | Parede 2.....   | 85         |
| 4.3.3    | Parede 3 .....  | 90         |
| <b>5</b> | <b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>   | <b>94</b>  |
| <b>6</b> | <b>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>  | <b>96</b>  |
|          | <b>REFERÊNCIAS .....</b>  | <b>97</b>  |
|          | <b>APÊNDICE A – VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO PARA CADA CAMADA DE SOLO POR CORRELAÇÃO.....</b>      | <b>101</b> |
|          | <b>APÊNDICE B – VALORES DO INTERCEPTO DE COESÃO PARA CADA CAMADA DE SOLO POR CORRELAÇÃO. ....</b> | <b>104</b> |
|          | <b>APÊNDICE C – VALORES DO EXTRATO DO SOLO INFORMADO NO SOFTWARE....</b>                          | <b>107</b> |
|          | <b>APÊNDICE D – VALORES DO EDITOR DE ANCORAGEM ATIVA INFORMADO NO SOFTWARE. ....</b>              | <b>109</b> |
|          | <b>ANEXO A – LAUDO DO ENSAIO SPT S1 .....</b>   | <b>111</b> |

# 1 CAPÍTULO 1

## 1.1 INTRODUÇÃO

Atualmente, para dimensionar e executar a contenção de solo em obras com grandes escavações, há inúmeras variáveis que permeiam a mente do engenheiro na busca da melhor opção, consciente de que está trabalhando com algo imprevisível que é o solo.

O principal objetivo ao se dimensionar uma contenção é a segurança que ela trará para a obra, impedindo que o solo desmorone em cima do canteiro. Paralelamente a segurança, a escolha da contenção deve zelar também pela operacionalidade, eficiência e buscando soluções de menor custo.

Existem na engenharia muitos modos de se conter o solo em escavações, as de melhor eficiência em grandes profundidades são os: perfis metálicos, cortina de estacas de concreto atirantada e parede diafragma, que variam quanto à eficiência em relação ao tipo de solo.

Caso o solo seja formado por partículas finas, como a argila, que é caracterizada pela sua coesão, a contenção em estacas escavadas espaçadas de concreto atende perfeitamente, enquanto que para solos arenosos, com menos coesão, esta não seria a melhor opção, pois há o risco de colapso do solo entre as estacas, sendo mais interessante nesse sentido a parede diafragma. As contenções, dependendo dos esforços solicitados, podem ter a necessidade do uso de tirantes, que nada mais são do que cabos de aço embutidos no maciço, estes mantêm a tração para contrapor aos empuxos gerados pelo próprio solo.

Para a contenção da escavação executada na obra estudada nesta pesquisa, foi utilizado a solução em parede diafragma. Essa contenção foi executada no centro da cidade de Cascavel, em uma obra de ampliação de mais de 22 mil metros quadrados de área construída. Este bloco da ampliação apresentará 12 pavimentos, dos quais 04 serão no subsolo, que servirão de garagem para 200 carros.

A contenção em parede diafragma, consiste na execução de uma parede de concreto armado em trincheiras escavadas podendo ser de diversas espessuras e profundidades com intenção de conter o solo. Entre os benefícios desse método estão à possibilidade de construir junto a outras edificações existentes, com relativa facilidade, segurança e economia para fundações profundas, além de poder ser executada abaixo do nível da água, gerando uma caixa “estanque”, permitindo substituir a laje de subpressão por um sistema de drenagem.

Conforme Zen e Almeida (2018), o solo do local da obra, bem como da região, é predominantemente argiloso, esses pesquisadores verificaram através de ensaio laboratorial de granulometria conjunta, associado com ensaios do limite de liquidez, plasticidade e índice de plasticidade do solo cascavelense.

Devido ao pioneirismo desse tipo de contenção na cidade de Cascavel, esse estudo torna-se uma importante fonte de pesquisa para a geotecnia e engenharia, gerando informações para novas obras na região que utilizarão esse tipo de contenção.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

O objetivo da pesquisa foi analisar, com auxílio do *software* CypeCAD® 2016, a eficiência de uma contenção em parede diafragma atirantada para 4 subsolos, com a utilização de simulações, considerando para isso, os parâmetros reais da resistência do solo obtidos através de ensaios triaxiais com amostras de solo indeformadas do local e com correlações com os valores do ensaio SPT.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar ensaio triaxial das amostras indeformadas do solo a fim de obter o intercepto de coesão e ângulo de atrito reais do solo local;
- Verificar comparativamente se há diferença nas simulações com os parâmetros do solo estimados através da sondagem SPT e os valores reais do solo obtidos através do ensaio triaxial.
- Dimensionar com auxílio do *software* CypeCAD® a contenção em parede diafragma atirantada para 4 subsolos de maneira mais eficiente possível e comparar com o executado;

### 1.3 JUSTIFICATIVA

A pesquisa tem como objetivo analisar o dimensionamento da estrutura executada e se a mesma pode ser melhorada em algum quesito, considerando que foram usados parâmetros de resistência do solo estimados, enquanto que na pesquisa foram utilizados, para as simulações no *software* CypeCAD®, além dos parâmetros estimados, os parâmetros reais de resistência do solo obtidos através da realização dos ensaios em laboratório com amostras de solo do local.

Na prática, a maioria dos projetistas não utilizam os valores dos ensaios triaxiais para o dimensionamento das contenções, devido aos elevados custos para realização desses ensaios, optando assim, por se basear somente em correlações com o ensaio SPT, normalmente causando um superdimensionamento das contenções.

Existem muitas obras de contenção de médio porte que chegam ao ponto de não realizar análises de estabilidade de contenções, colocando assim em risco a vida dos trabalhadores.

Dessa forma, de posse dos dados dos ensaios triaxiais realizados em laboratório e dos resultados dos ensaios SPT que foram realizados, foi simulado com o auxílio do *software* CypeCAD® as três principais faces da contenção executada. Da mesma forma, foi simulado o deslocamento máximo previsto da maneira como a contenção foi executada, e se seria possível obter um dimensionamento mais otimizado com relação aos parâmetros construtivos da contenção.

### 1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Os ensaios em laboratório para determinar os parâmetros de resistência do solo, são realmente necessários? A contenção executada poderia ter sido dimensionada de maneira mais eficiente com a utilização desses parâmetros reais do solo local, determinados a partir de ensaios triaxiais?

## 1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

A contenção em parede diafragma nada mais é que uma parede de concreto armado, escavada com o auxílio de um *clamshell* que funciona como contenção em uma escavação. Dependendo do projeto, a parede diafragma pode se valer do auxílio de tirantes ou estroncas estruturais. Sua introdução ocorreu no fim da década 50, revolucionou a engenharia de fundações por permitir realizar escavações profundas com relativa facilidade, segurança e economia, mesmo sendo junto a edificações (SAES, STUCCHI e MILITTINKY, 1998).

Quando o assunto é execução em parede diafragma, é importante salientar que essa contenção apresenta um processo executivo mais rápido quando comparado, por exemplo, a solução com estacas justapostas, a qual ainda apresenta um acabamento de superfície de pior qualidade (MAGNUS e SANTOS, 2013).

Os autores comprovam em ensaio realizado comparativamente entre a contenção em parede diafragma e a de estacas justapostas em uma escavação de subsolo de edifício com 5 m de altura por 30 m de comprimento no município de Içara em Santa Catarina. A contenção em parede diafragma apresentou um custo em torno de 10% inferior ao custo da contenção em estacas justapostas. Concluíram, portanto, por questões executivas e econômicas que para aquela situação a contenção em parede diafragma era a melhor opção.

Com a afirmação de Magnus e Santos (2013), correlacionado a bibliografias sobre o tema, comprova-se que a utilização de parede diafragma apresenta um custo versus benefício interessante, principalmente, em obras de grandes dimensões que demandam grandes profundidades de escavação e que necessitam eficiência na contenção do solo.

Independentemente do método adotado para realizar a contenção, seu objetivo principal é conter o maciço de solo para que não haja um deslizamento sobre a construção. Porém, ao se dimensionar uma contenção, o projetista baseia-se muitas vezes somente por correlações com o valor do ensaio SPT, subestimando ou superestimando os parâmetros de resistência do solo, e negligenciando os parâmetros reais do intercepto coesivo e ângulo de atrito, que são os responsáveis pelo cisalhamento do solo, para a tomada de decisão e dimensionamento mais eficiente da contenção.

## 1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa ficou limitada a análise do dimensionamento da contenção em parede diafragma, localizado na Rua Engenheiro Rebouças, 2219 – Centro da cidade de Cascavel, no

Oeste do Paraná, composta no total por 10 faces (ou fases), para conter o solo da escavação de aproximadamente 12 metros onde ficará localizado a garagem da obra em estudo.

Com os valores reais do intercepto coesivo e ângulo de atrito do solo obtidos através do ensaio triaxial, a pesquisa visa analisar através de simulações no *software* CypeCAD® o dimensionamento da contenção em parede diafragma utilizada na obra estudada, buscando um sistema otimizado pelo uso dos parâmetros reais da resistência do solo.

## 2 CAPÍTULO 2

### 2.1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo será abordado o conceito de solos, contenção e fundações, suas origens e a importância do estudo de solos para a Engenharia Civil.

#### 2.1.1 O solo e sua importância para a Engenharia Civil

O Engenheiro Civil para desenvolver seus projetos necessita estudar o comportamento dos solos quanto as tensões aplicadas, como nas fundações, ou aliviadas quando ocorre escavações, bem como perante o escoamento de água nos seus vazios (PINTO, 2006).

Segundo Caputo (1988), a necessidade do homem em trabalhar com o solo, remonta do início da civilização, mas somente a partir do Século XVII, aparecem estudos a esse respeito, os mais notáveis são de: Vauban (1687 apud CAPUTO,1988), Coulomb (1773, apud CAPUTO,1988), Rankine (1856, apud CAPUTO, 1988), Darcy (1856, apud CAPUTO,1988) dentro outros, classificando os solos, como “massas ideais de fragmentos” atribuindo propriedades de material homogêneo e estudando-os mais no ponto de vista “matemático” do que “físico”. Contudo, um acúmulo de insucessos em obras de Engenharia Civil no início do Século XX, como as rupturas do Canal do Panamá, taludes em estradas e canais em construção na Europa e nos Estados Unidos, mostrou a necessidade de revisão dessa abordagem mais “matemática”.

Em 1936, Terzaghi apontou que para o solo não se pode aplicar as leis teóricas de uso corrente em projetos que envolviam materiais melhores definidos como o concreto e o aço. Também era enfático quanto a ideia de que não era suficiente determinar em laboratório parâmetros de resistência e deformabilidade em amostras de solo e aplicá-los a modelos teóricos como é aplicado para os demais materiais da construção civil. Quando se trata de solos e rochas, “a heterogeneidade é a regra e a homogeneidade é a exceção”. (CAPUTO, 1988).

### 2.1.2 Caracterização do solo

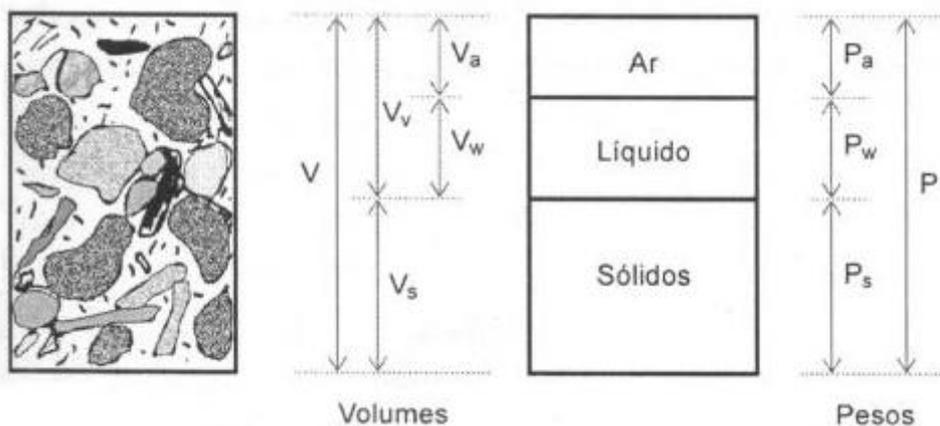
Para qualquer construção, um dos maiores riscos é iniciar uma obra sem um conhecimento mais preciso possível em relação ao terreno (rocha ou solo) de fundação. Daí a importância do estudo da Geotecnia, que visa determinar, o máximo possível, sob fundamentação científica, a interação terreno-fundação-estrutura (CAPUTO, 1988).

Para se entender melhor o solo, deve-se conhecer as suas propriedades. Uma dessas propriedades, é sua granulometria, a qual é determinada pela ABNT NBR 7181 (2016), que define a classificação conforme o tamanho da partícula. Outros índices físicos são de extrema importância no estudo do solo, como o teor de umidade, peso específico, índices de vazios, porosidade, dentre outros (PINTO, 2006).

Segundo o mesmo autor, em solos cuja textura tenha certa porcentagem de partículas finas, somente a granulometria não basta para caracterizá-los, pois suas características plásticas dependem do teor de umidade. Pensando nisso, desenvolveu-se o ensaio de plasticidade, o qual é definido como a capacidade que o solo tem de ser moldado sob certas condições de umidade sem variação de volume. Trata-se de uma das mais importantes propriedades das argilas.

Outra informação importante do solo consiste na sua estrutura, composta segundo Pinto (2006), por três fases: partículas/sólidos, água e ar, conforme Figura 1, onde o comportamento desse solo depende da quantidade relativa de cada uma das três fases, em peso e volume.

**Figura 1:** Fases do solo em estado Natural e separada em volume



Fonte: Pinto (2006)

Onde:

V: Volume total da amostra  
 Vv: Volume de vazios  
 Vs: Volume de sólidos  
 Va: Volume de ar  
 Vw: Volume de água  
 P: Peso total da amostra  
 Pa: Peso do ar  
 Pw: Peso da água  
 Ps: Peso dos sólidos

Para identificar o estado do solo, empregam-se índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases, conforme Tabela 1.

**Tabela 1:** Índices Físicos

| Nome   | Símbolo        | Equação  |
|--|----------------|--|
| Índice de Vazios                                 | e              | $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$                        |
| Porosidade (%)                                   | n              | $n = \frac{e}{1 + e}$                                      |
| Grau de Saturação (%)                            | Sr             | $Sr = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$           |
| Umidade (%)                                      | w              | $w = \frac{Sr \cdot e \cdot \gamma_w}{\gamma_s}$           |
| Peso Específico Natural (kN/m <sup>3</sup> )     | $\gamma$       | $\gamma = M/V$   |
| Peso Específico Saturado (kN/m <sup>3</sup> )    | $\gamma_{sat}$ | $\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1 + e}$ |
| Peso Específico Seco (kN/m <sup>3</sup> )        | $\gamma_d$     | $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$                        |
| Peso Específico Submerso (kN/m <sup>3</sup> )    | $\gamma_{sub}$ | $\gamma_{sub} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{1 + e}$     |
| Peso Específico dos Sólidos (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_s$     | $\gamma_s = \gamma_d \cdot (1 + e)$                        |

Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Onde:

M: Massa (g)  
 V: Volume (cm<sup>3</sup>)  
 $\gamma_w$ : Peso específico da água (10,0 kN/m<sup>3</sup>)

Segundo Pinto (2006), os volumes de ar e água podem variar, podendo um assumir o lugar do outro na composição, solos saturados, a água ocupa os espaços ocupados pelo ar, enquanto solos não saturados, as parcelas que não são ocupadas por sólidos ou água, são preenchidas por ar

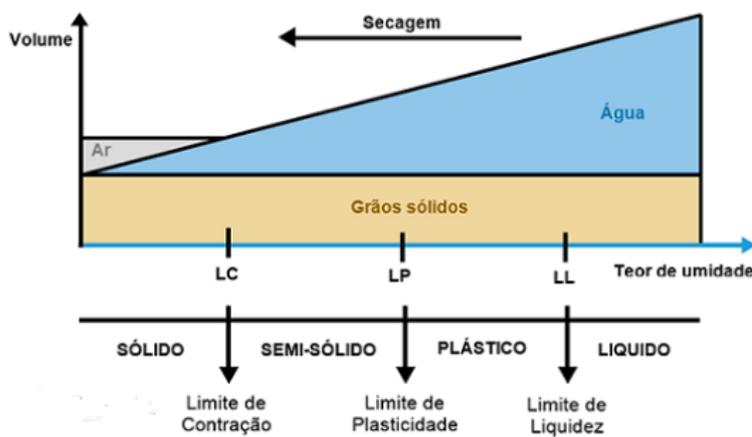
Caputo (1988), descreve que um solo dependendo da umidade, possui 3 limites que indicam a mudança do estado de consistência do solo, Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Contração (LC).

A mudança do solo do seu estado líquido para plástico é denominada Limite de Liquidez (LL). O solo fino saturado, à medida que a água evapora, começa a endurecer até chegar a um limite que ele perde sua capacidade de fluir, podendo, contudo, ainda ser moldado mantendo sua forma, encontrando-se ainda no seu estado plástico (CAPUTO, 1988).

Continuando o processo de perda de água o estado plástico começa a desaparecer até que chegue ao ponto onde o solo se desmancha ao ser trabalhado, entrando no estado semi-sólido, esse ponto é denominado Limite de Plasticidade (LP) (CAPUTO, 1988).

Avançando na perda de água, ocorre a passagem gradual para do estado semi-sólido para sólido, obtendo assim o chamado Limite de Contração (LP) conforme Figura 2 (CAPUTO, 1988).

**Figura 2:** Estados característicos de consistência dos solos finos e os limites de Atterberg



Fonte: Suporte Sondagens e Investigações (2017)

Obtidos esses índices, pode-se classificar os solos finos, encontrando o índice de plasticidade (IP) subtraindo do LL o LP, sendo que quanto maior o valor obtido, mais plástico é o solo e maior o potencial de recalque que o mesmo pode apresentar devido a presença de água (CHIOSSI, 2013).

Este pesquisador descreve que a determinação do limite de liquidez pode ser feita por meio do ensaio utilizando um pequeno aparelho que consiste numa cápsula de cobre ligada a um suporte e manivela, que fará com que a cápsula se eleve a uma altura constante de 1cm, caindo em seguida contra a base do aparelho. Nessa cápsula coloca-se o solo, abre-se uma

ranhura padronizada no centro, com o movimento da cápsula e a queda sobre a base, este movimento faz com que a ranhura se feche gradativamente. O limite de liquidez é obtido por convenção a umidade do solo que precisará aproximadamente 25 golpes necessários para fechar a ranhura (CHIOSSI, 2013).

O limite de plasticidade, por sua vez, é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade em que o solo começa a se fragmentar e tenta-se moldar um cilindro de 3mm de diâmetro por 10cm de comprimento, obtendo assim nesse instante a umidade do solo e o seu limite de plasticidade (CHIOSSI, 2013).

Apesar de todo o estudo para se conhecer o solo, sempre existe um risco na execução de uma fundação, dado às incertezas que se ocultam nos terrenos e nas presunções de cálculo da infraestrutura, no qual deve-se procurar reduzir ao máximo essas dúvidas, mesmo porque as falhas que vierem a ocorrer desses riscos e presunções atingem as três partes interessadas na construção que são: o proprietário, o projetista e o construtor (CAPUTO, 1988).

Quando do planejamento de uma fundação e contenção, além de se considerar as características do terreno, como a natureza, propriedades, disposição das camadas, e nível de água, deve-se também considerar o tipo de estrutura que será aplicada nesse solo, sendo ela grande ou pequena, pesada ou leve, rígida ou flexível (CAPUTO, 1988). O mesmo autor complementa que uma investigação geotécnica é indispensável para a definição do tipo de fundação mais adequado e que o seu custo é irrisório, se comparados, além de outros transtornos, aos elevados custos de recuperação da obra ou até mesmo o próprio colapso da estrutura.

### 2.1.3 Cisalhamento do solo

O suporte de cargas e a capacidade de conservar a estabilidade do solo, depende da resistência ao cisalhamento do mesmo, onde toda massa de solo se rompe quando esta resistência é excedida (PINTO, 2006). Caputo (1988) complementa que é dessas características de resistência ao cisalhamento que dependem importantes problemas na Engenharia Civil, como estabilidade de taludes (aterros, cortes e barragens), capacidades de carga de sapatas e estacas, empuxos de terra sobre túneis e sobre paredes de contenção.

A ruptura do solo por cisalhamento ocorre quando é ultrapassado o limite coesivo. Os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os de Coulomb e de Mohr (PINTO, 2006).

Segundo o mesmo autor, o critério de Coulomb consiste que para haver ruptura do solo, deve haver uma tensão de cisalhamento que ultrapasse o limite determinado pela tensão normal existente no plano multiplicado pela tangente do ângulo de atrito somado com o intercepto de coesão do solo conforme expresso pela Equação (1).

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Onde:

$\tau$  = Tensão de Cisalhamento

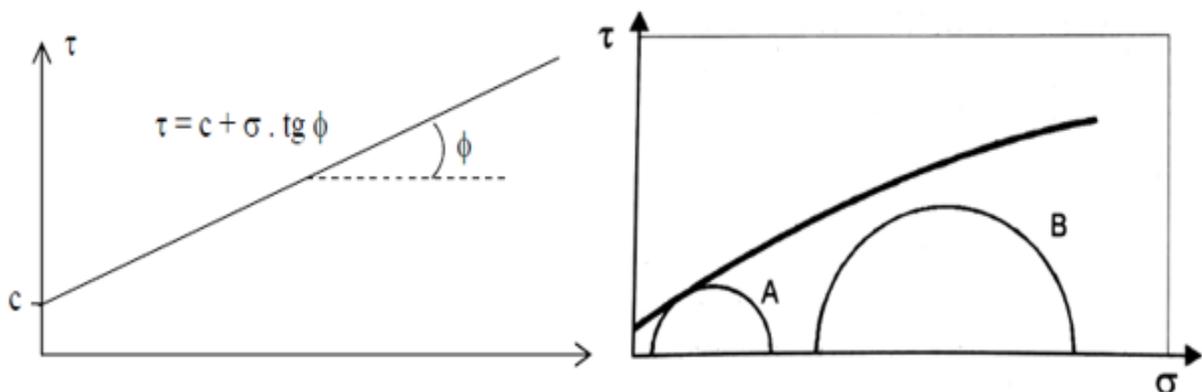
$c$  = Intercepto de coesão do solo

$\phi$  = Ângulo de atrito

$\sigma$  = Tensão normal existente no plano de cisalhamento

O critério de Mohr define que para haver ruptura, o círculo representativo do estado de tensões do solo, deve ultrapassar a curva da envoltória dos círculos relativos ao estado de ruptura observados experimentalmente para o material. Esses 2 parâmetros podem ser analisados na Figura 3.

**Figura 3:** Parâmetros de ruptura para o critério de Coulomb (esquerda), e de Mohr (direita)



Fonte: Pinto (2006)

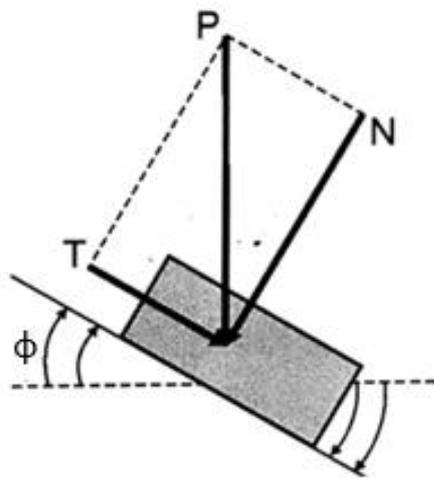
Quando se faz uma reta com a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica equivalente ao de Coulomb, justificando a expressão critério de Mohr-Coulomb (PINTO,

2006). Caputo (1988), descreve que a resistência ao cisalhamento é constituída basicamente por duas componentes: o atrito entre as partículas e a coesão.

### 2.1.3.1 Atrito entre as partículas ( $\phi$ )

Para Caputo (1988), o atrito se define como sendo o contato físico entre as partículas de solo e o seu arranjo, haja vista que nos solos não existe uma superfície nítida de contato, ao contrário, existe uma infinidade de contatos pontuais. Pinto (2006) complementa que a resistência por atrito pode ser demonstrada analogicamente com o problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana, onde uma força vertical  $N$  é aplicada pelo corpo, fazendo com que uma força horizontal  $T$  seja necessária para fazer o corpo deslizar conforme Figura 4, sendo o ângulo de atrito formado pela resultante de da força vertical e horizontal com a força normal.

**Figura 4:** Esquema de atrito entre dois corpos



Fonte: Pinto (2018)

A força  $T$ , deve ser superior a força  $N$  aplicada, vezes o coeficiente de atrito entre os dois materiais, conforme a Equação (2).

$$T = N * \operatorname{tg}\phi \quad (2)$$

Onde:

$T$ = Força horizontal necessária para fazer o corpo deslizar;

$N$ = Força vertical transmitida pelo corpo;

$\phi$ = Ângulo de atrito, formado pela resultante das duas forças com a força normal

Logo, o ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), pode ser entendido como o atrito entre um objeto e um superfície, onde, quanto maior esse ângulo, maior será a resistência que esse objeto terá de deslizar sobre o plano, ocorrendo o mesmo com o solo, quanto maior o ângulo de atrito, maior será a resistência que o solo terá ao cisalhamento (PINTO, 2006).

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).

#### 2.1.3.2 Coesão ( $c$ )

A coesão consiste na ligação entre as partículas do solo, a qual pode ser dividida em coesão aparente que é a resultante da tensão superficial da água nos capilares do solo, que age como se fosse uma pressão externa, e a coesão verdadeira ou real, que devido a forças eletroquímicas de atração das partículas de argila, e o efeito de cimentantes como o teor de óxidos e argilas silicatadas unem as partículas do solo (CAPUTO, 1988).

Segundo PINTO (2006), o coeficiente  $c$  na equação expressa a resistência em função da ligação entre as partículas do solo, sendo como tal referido como intercepto de coesão.

#### 2.1.4 Investigação geotécnica

Para elaboração de qualquer projeto de construção civil em contato com o solo, seja fundação ou contenção, é necessário conhecer o material que será implantado na obra. Esse conhecimento abrange a identificação e a classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser utilizado, bem como a avaliação das suas propriedades de engenharia (QUARESMA *et al.*, 1998).

As propriedades de engenharia podem ser obtidas por ensaios em laboratório, os quais são pouco comuns e restritos a poucos casos, especiais em solos coesivos, como também em ensaios de campo, o qual é o mais utilizado (QUARESMA *et al.*, 1998).

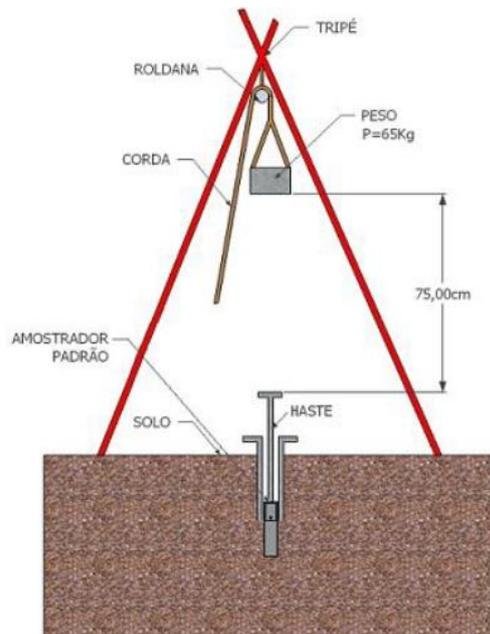
Dos ensaios de campo existentes, destaca-se o ensaio *Standard Penetration Test* (SPT), o qual é de longe o mais utilizado no Brasil. Esse ensaio é classificado como sondagem à percussão, cuja perfuração é capaz de ultrapassar o nível d'água e atravessar solos relativamente compactos ou duros (VELOSO e LOPES, 2010).

O ensaio à percussão SPT mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada, podendo fornecer ainda o tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada a cada metro, além do nível d'água (QUARESMA *et al.*, 1998).

O ensaio SPT consiste basicamente em cravar um amostrador padrão no solo, através da queda de um martelo de 65 kg a uma altura determinada (75 cm) sobre o amostrador que vai cravando no solo. Esse procedimento é realizado até a penetração de 45 cm do amostrador padrão no solo, contando-se o número de quedas do martelo necessário para a cravação de cada segmento de 15 cm do total de 45 cm. O número N, que é o resultado do ensaio SPT, consiste no número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais (VELOSO e LOPES, 2010).

O esquema do ensaio SPT pode ser visto na Figura 5, e está normatizado pela ABNT NBR 6484 (2001).

**Figura 5:** Esquema de ensaio SPT



Fonte: Wiebbelling (2014)

#### 2.1.4.1 Correlações existentes com o ensaio SPT

Na prática da engenharia, o ensaio SPT é utilizado em muitos casos como a única investigação geotécnica para a determinação de parâmetros geotécnicos a serem adotados na hora de projetar (GERSCOVICH, DANZIGER e SARAMAGO, 2016).

Os mesmos autores completam que a determinação dos parâmetros de resistência do solo com base em uma simples sondagem SPT é realizada por meio de correlações, podendo ser extrapoladas de forma não apropriada, variando em diversas situações e obras. O correto é a utilização de ensaios específicos (de laboratório e de campo) para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, sendo, contudo, válido a comparação desses resultados com os valores do  $N_{SPT}$ , para conhecimento técnico do profissional.

Para a estimativa do ângulo de atrito, temos duas fórmulas para obtenção dos valores por correlação com o ensaio SPT, a de Godoy (1983) (Equação 3) e a de Teixeira (1996) (Equação 4). Vale ressaltar que tais correlações não possuem estudo de aplicação para argilas, e sim para areias, apesar do solo da análise ser argiloso, ele possui comportamento laterítico, ou seja, apresenta comportamento de resistência de areia no estado natural.

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

Onde:

$\phi$  = Ângulo de atrito (°)

$N_{SPT}$  = Índice de resistência a Penetração do ensaio SPT

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15^\circ \quad (4)$$

Onde:

$\phi$  = Ângulo de atrito (°)

$N_{SPT}$  = Índice de resistência a Penetração do ensaio SPT

Para Almeida e Oliveira (2018), ambas equações apresentaram boa relação com o coeficiente de determinação ( $R^2$ ), com valores próximos aos obtidos em ensaios triaxiais, sendo o método de Teixeira (1996) o que se apresentou mais seguro para utilização.

A fim de estimar o valor do intercepto de coesão não drenada, Teixeira e Godoy (1996) *apud* Maragon (2009) sugerem uma correlação com o índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ , conforme apresenta Equação 05.

$$c = 10 \cdot N_{spt} \quad (5)$$

Onde:

$c$  = Intercepto de coesão (kN/m<sup>2</sup>);

$N_{SPT}$  = Índice de resistência à penetração.

Quando não se possui ensaios de laboratório, que contenham o intercepto de coesão e o ângulo de atrito, Alonso (1983) recomenda que para uma primeira aproximação, podem ser estimados os valores do intercepto coesivo de acordo com os valores de  $N_{SPT}$ , conforme Tabela 2 para solos argilosos. Godoy (1972), *apud* Cintra, Aoki e Albiero (2003), complementa as estimativas do peso específico natural para o mesmo solo e para os valores de  $N_{SPT}$ .

**Tabela 2:** Intercepto coesivo e peso específico de solos de acordo com o valor do  $N_{SPT}$

| ARGILAS    | $N_{SPT}$ | Intercepto Coesivo (kPa) | Peso Esp. Natural (kN/m <sup>3</sup> ) |
|------------|-----------|--------------------------|--|
| Muito Mole | <2        | <10                      | 13                                     |
| Mole       | 2 a 4     | 10 a 25                  | 15                                     |
| Média      | 4 a 8     | 25 a 50                  | 17                                     |
| Rija       | 8 a 15    | 50 a 100                 | 19                                     |
| Muito Rija | 15 a 30   | 100 a 200                | -                                      |
| Dura       | >30       | >200                     | 21                                     |

Fonte: Adaptado de Alonso (1983) e Godoy (1972)

### 2.1.5 Ensaio laboratoriais

Para obtenção do ângulo de atrito e intercepto de coesão, e por consequência a determinação da resistência ao cisalhamento do solo, pode-se realizar ensaios em laboratório, sendo os mais usuais o de Cisalhamento Direto e o de Compressão Triaxial.

Para todos os ensaios é necessário o uso de amostras indeformadas, ou na ausência delas, as que reproduzam as condições que se deseja alcançar na obra.

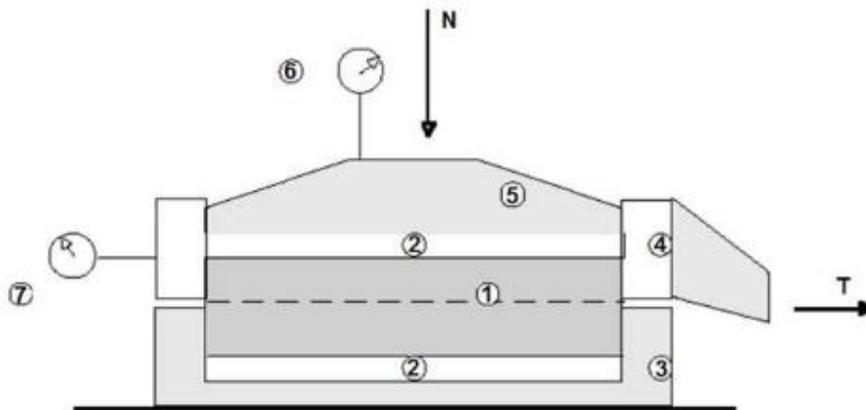
#### 2.1.5.1 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio por cisalhamento direto é o ensaio mais comum de determinação da resistência ao cisalhamento de solos. Consiste em determinar sob uma tensão normal ( $\sigma$ ), qual tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo (CAPUTO, 1988).

Ele consiste em um corpo de prova do solo colocado parcialmente numa caixa de cisalhamento, com sua metade superior dentro de um anel. Aplica-se uma força vertical  $N$  enquanto uma força tangencial  $T$  é aplicada no anel na parte superior do corpo de prova, provocando o seu deslocamento, até que ocorra a ruptura, conforme Figura 6 (PINTO, 2006).

As forças aplicadas em  $T$  e  $N$ , divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões cisalhante ( $\tau$ ) e normal ( $\sigma$ ) que nele ocorrem. A tensão  $\tau$  pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, a qual se identifica a tensão de ruptura  $\tau_{m\acute{a}x}$ , e a tensão residual que o corpo de prova ainda sustenta, após ultrapassada a situação de ruptura,  $\tau_{res}$ . O deslocamento vertical também é registrado durante o ensaio, indicando a diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento (PINTO, 2006).

**Figura 6:** Ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Pinto (2006)

Onde:

- 1 – Corpo de prova;
- 2 – Pedra porosa;
- 3 – Parte fixa da caixa de cisalhamento;
- 4 – Parte móvel da caixa de cisalhamento;
- 5 – Cabeçote metálico;
- 6 – Extensômetro para medida da variação de altura do corpo de prova;
- 7 – Extensômetro do deslocamento horizontal da parte móvel da caixa de Cisalhamento.

Como vantagem, Pinto (2006) elenca a facilidade e simplicidade de execução. Como desvantagem o mesmo autor destaca o plano de ruptura pré-determinado, impossibilidade da determinação de parâmetros de deformabilidade do solo, nem do módulo de cisalhamento, pois não é conhecida a distorção, além da impossibilidade de controle de drenagem do corpo de prova, pois não há um sistema de vedação adequado na caixa.

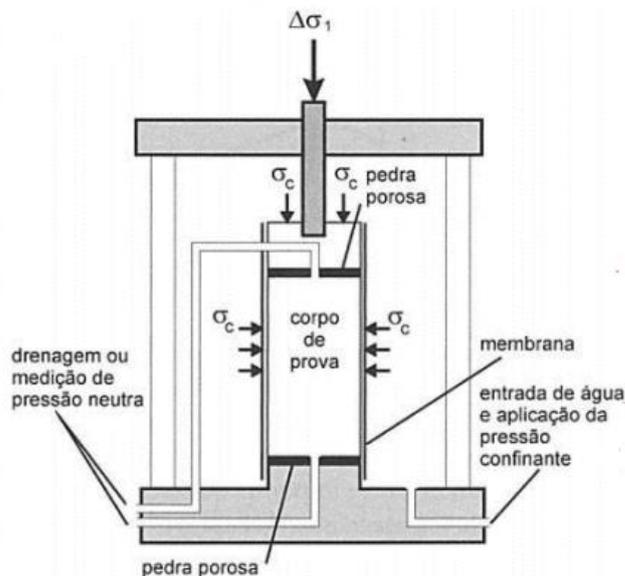
Pelas restrições citadas, o ensaio de cisalhamento direto, é considerado menos interessante que o ensaio de compressão triaxial, porém, por ser de simples aplicação, acaba se tornando muito útil quando se pretende medir simplesmente a resistência (PINTO, 2006).

#### 2.1.5.2 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial, é teoricamente melhor que o de cisalhamento direto, sendo atualmente, o mais utilizado para determinar as propriedades de tensão-deformação e resistência dos solos em laboratório (PINTO, 2006).

O ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial que atua verticalmente sobre um corpo de prova cilíndrico do solo conforme Figura 7. O ensaio mede o desvio das tensões principais, proporcionando a medida da resistência ao cisalhamento do solo, além da resistência não drenada obtida da construção de um círculo de Mohr (SIMONS e MENZIES, 1981).

**Figura 7:** Esquema da câmara para ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2006)

O corpo de prova é envolto em uma membrana de borracha dentro da câmara de ensaio, a qual deve ser vedada no topo e na base por anéis de borracha ou elásticos comuns, a fim de evitar contato com água e variação de umidade durante o ensaio (SIMONS e MENZIES, 1981). O ensaio pode ser dividido em 2 fases, a primeira chamada de compressão isotrópica e a segunda de cisalhamento (PINTO, 2006).

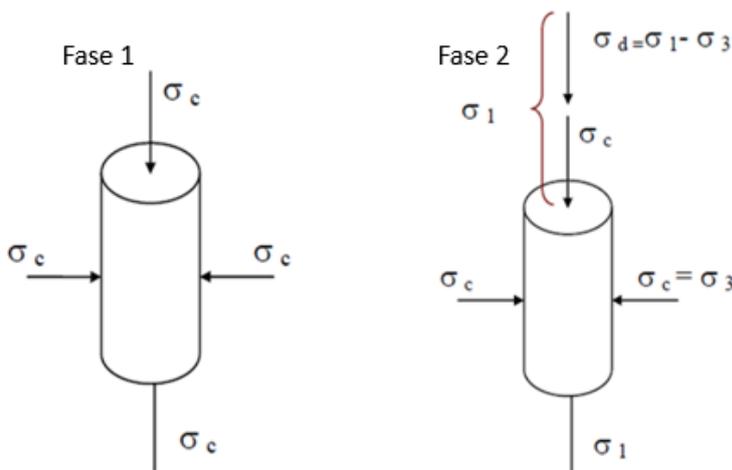
A primeira fase inicia-se enchendo a câmara com água, aplicando uma pressão chamada pressão de confinamento de ensaio ou pressão confinante isotrópica ( $\sigma_c$ ). Essa pressão atua em todas as direções, ficando o corpo de prova sob um estado hidrostático de tensões. Na base do corpo de prova e no cabeçote superior, são colocadas pedras porosas, o que permite a drenagem através dessas peças permeáveis, podendo ser impedidas com registros apropriados (PINTO, 2006).

Na segunda fase, chamada fase de cisalhamento, aplica-se uma carga axial ( $\sigma_1$ ) pelo pistão que penetra na câmara, esse método é chamado de ensaio com carga controlada, podendo

ainda colocar a câmara numa prensa que a desloca para cima pressionando contra o pistão o qual é chamado de ensaio de deformação controlada, enquanto que a pressão confinante, em ambos os métodos é aplicada através da pressão da água na célula. Em ambos os casos a carga é medida através de um anel dinamométrico externo, ou por meio de célula de carga intercalada no pistão, o qual tem a vantagem de medir efetivamente a carga aplicada sobre o corpo desconsiderando o atrito da passagem do pistão. A aplicação da tensão desviadora ( $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ ) deve ocorrer até que se atinja uma deformação pré-programada do corpo de prova (PINTO, 2006).

As tensões seguem dois trechos: um horizontal, correspondente a compressão isotrópica (fase 1) e um inclinado a 45°, correspondente ao aumento da tensão desviadora (fase 2). O esquema do ensaio triaxial com suas tensões é apresentado na Figura 8 (PINTO, 2006).

**Figura 8:** Esquema do ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2006)

Onde:

- Fase 1: Compressão Isotrópica
- Fase 2: Cisalhamento

Existem segundo Pinto (2006), três tipos de ensaios no que se refere as condições de drenagem, ensaio adensado drenado, ensaio de adensamento não drenado e ensaio não adensado não drenado.

O ensaio adensado drenado, ou *consolidated drained* (CD) é o ensaio onde a drenagem do corpo de prova é permanente. Aplica-se uma pressão confinante e espera-se que o corpo de prova adense, ou seja, que a pressão neutra se dissipe, aumentando lentamente a tensão axial,

deixando a água sobre pressão sair. Durante o carregamento, a pressão neutra é considerada nula e as tensões efetivas são indicadas pelas tensões totais aplicadas. Esse ensaio é conhecido como ensaio lento, pois, para argilas, o carregamento axial requer 20 dias ou mais (PINTO, 2006).

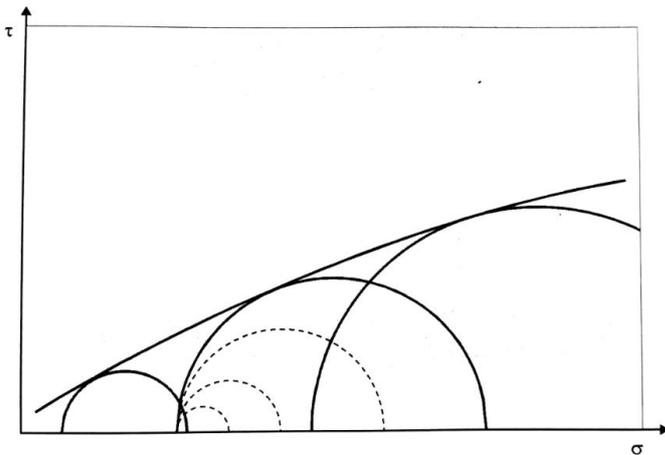
No ensaio de adensamento não drenado, ou *consolidated undrained* (CU) aplica-se a pressão confinante e deixa-se dissipar a pressão neutra correspondente, porém, sem drenar a amostra, aplica-se uma carga axial. Caso seja medidas as pressões neutras, é possível determinar a envoltória de resistência em um prazo muito menor que no CD, fato esse que justifica ser chamado de ensaio rápido pré-adensado (PINTO, 2006).

Por sua vez, o ensaio não adensado não drenado, ou *unconsolidated undrained* (UU), não permite qualquer drenagem, sendo submetido à pressão confinante e, a seguir, ao carregamento axial. O teor de umidade permanece constante e sendo a amostra saturada, não possui alteração no volume. Esse ensaio como não requer tempo para drenagem, também é chamado de ensaio rápido (PINTO, 2006).

Em ensaios do tipo CD ou CU em corpos de prova, ao se aplicar a pressão confinante de ensaio, a pressão neutra aumenta em relação ao valor aplicado, enquanto que em ensaios do tipo UU, a pressão neutra que surge é de igual valor a pressão confinante aplicada (PINTO, 2006).

Concluído o primeiro ensaio, deve-se proceder o mesmo ensaio para mais amostras, obtendo assim distintas variações de tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) para cada ensaio. De posse dos resultados, gera-se os círculos de Mohr conforme Figura 9, determinando assim a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, e com esses círculos determina-se os valores do intercepto de coesão (c) e do ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), em função das tensões totais aplicadas (ALMEIDA e OLIVEIRA, 2018).

**Figura 9:** Envoltória de resistência obtida com resultados de ensaios de compressão triaxial



Fonte: Pinto (2006)

### 2.1.6 Concepção de um projeto de contenções

Ao se falar de projeto de contenções, faz-se necessário o entendimento de algumas definições importantes sobre o sistema.

#### 2.1.6.1 Segurança para sistema de contenção

Devido ao grande aumento pela demanda de edificações verticais em terrenos urbanos houve uma expressiva valorização do metro quadrado da área, obrigando o empreendedor ao aproveitamento máximo da área, tanto ascendente quanto descendente a fim de otimizar os seus investimentos (ALMEIDA, CADAMURO e WIEBBELLING, 2018).

Conforme surgem demandas por escavações profundas, torna-se inevitável, bem como extremamente necessário a utilização de sistemas de contenção de solo. A medida que a escavação ocorre, uma camada de solo perde suas características, formando assim uma zona frágil que pode sofrer cisalhamento (VELOSO e LOPES, 2010).

Mediante a essas condicionantes, a busca por sistemas de contenção que proporcionem a segurança necessária a execução, a fim de assegurar a segurança na escavação torna-se uma das definições cruciais do Engenheiro.

Segundo Saes, Stucchi e Milittinky (1998), as atividades de projeto propriamente ditas devem ser precedidas de uma análise preliminar, a qual deve conter:

- Análise crítica do perfil geológico-geotécnico;
- Análise do comportamento provável do solo, tendo em vista sua formação geológica e suas características de resistência e deformabilidade, diante da descompressão causada pela escavação;
- Valores dos parâmetros a serem utilizados, de acordo com o comportamento previsto e outros fatores que forem julgados importantes. Nesse ponto, ensaios de laboratório são ferramentas importantes a serem utilizadas.

Veloso e Lopes (2010) completam que nessa etapa de análise, deve-se analisar o comportamento provável do solo, ou seja, uma avaliação crítica para a segurança, funcionalidade e economia do projeto.

Dessa forma, a análise e o projeto de um sistema de contenção devem envolver a determinação do carregamento, dos esforços solicitantes, o dimensionamento da contenção propriamente dita, além das verificações complementares aplicáveis a cada caso em particular (SAES, STUCCHI e MILITTINKY, 1998).

#### 2.1.6.2 Carregamentos atuantes em contenções

Marzionna *et al.* (1998), afirmam que independente da obra, os carregamentos atuantes nas escavações e contenções são os mesmos. O carregamento atuante, é composto segundo o autor de três parcelas básicas: empuxo de terra; empuxo devido a sobrecargas externas e empuxo devido a água.

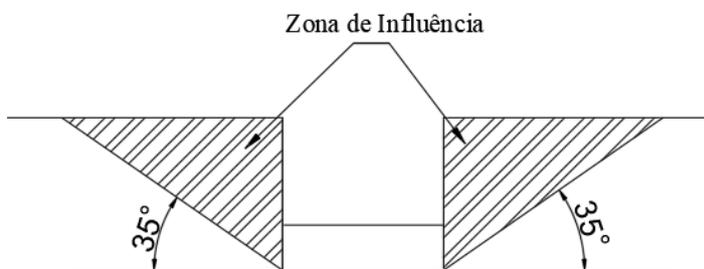
De acordo com Moliterno (1994), o empuxo como sendo a esforço exercido pelo solo contra uma estrutura de contenção, podendo o empuxo da terra ser ativo ou passivo. Se o empuxo atua no sentido da estrutura contra o solo, como é comum em escoramentos de valas e galerias, é considerado passivo. Caso atue no sentido do solo contra a estrutura, comum em cortes e aterros, é considerado ativo.

O empuxo devido a água deve ser determinado através das pressões neutras atuantes na parede de contenção e também na superfície potencial de ruptura. Já para o empuxo, devido a sobrecargas externas, para toda e qualquer movimentação de terra deve-se considerar as

sobrecargas causadas por edifícios próximos a vala, equipamentos e edificações provisórias necessárias a construção da obra enterrada (MARZIONNA *et al.*, 1998).

Ainda sobre o empuxo, devido a sobrecargas externas, os mesmos autores descrevem que se deve considerar a sobrecarga de fundações de edifícios cuja ação se localiza dentro da zona de influência conforme Figura 10 com ângulo de  $35^\circ$  em relação ao plano horizontal. Para edifícios de fundação direta, o nível de aplicação do carregamento é o próprio nível das sapatas, enquanto que para fundações profundas, deve-se analisar caso a caso a fim de se estabelecer o nível ou níveis mais adequados de aplicação de carregamento (MARZIONNA *et al.*, 1998).

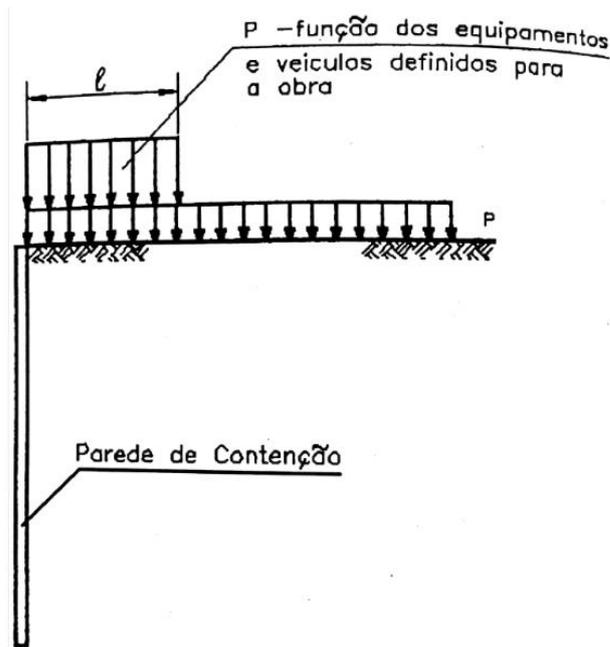
**Figura 10:** Região de Influência das sobrecargas das fundações de edificações junto a valas.



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

Quando é para atender a situações de equipamentos e edificações provisórias na faixa lateral da vala, utiliza-se dois tipos de sobrecargas equivalentes, uma semi-infinita e outra com largura definida que representaria os veículos especiais e equipamentos conforme Figura 11. Para fins de cálculo, costuma-se utilizar a adoção de  $10 \text{ kN/m}^2$  para a sobrecarga semi-infinita e de  $25\text{-}40 \text{ kN/m}^2$  para a sobrecarga devida aos equipamentos, com uma largura de 1,50 metros, devendo, contudo, ser analisados caso a caso (MARZIONNA *et al.*, 1998).

**Figura 11:** Esquema de sobrecargas junto as valas



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

Seja qual for o tipo de empuxo existente sobre a estrutura, de contenção, torna-se imprescindível a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (ângulo de atrito e intercepto de coesão), os quais ditam o comportamento do solo nesse tipo de situação (ALMEIDA, CADAMURO e WIEBBELLING, 2018).

### 2.1.6.3 Tipos de estrutura de contenção

A contenção do solo é feita pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez diferente daquela do solo que será contido, cuja finalidade é contrapor a empuxos ou tensões geradas por esse solo, cuja a condição de equilíbrio foi alterada por alguma escavação, corte ou aterro (RANZINI e NEGRO JR, 1998).

As contenções podem ser executadas de diversas maneiras, de acordo com as características e dimensões da obra necessária. Para escavações de subsolos, o método mais utilizado é por meio de cortinas e escoramentos compostos geralmente por paredes, longarinas, estroncas e tirantes (RANZINI e NEGRO JR, 1998).

Esses escoramentos podem ser de madeira, quando utilizada para abertura de valas destinadas ao assentamento de tubulações de redes de água e esgoto; como também metálico-

madeira composto por perfiz I de aço cravados ao longo dos planos das faces da abertura da vala antes do início da escavação, sendo acrescentado as pranchas de madeira horizontais a medida que for sendo escavado o solo.

Com a mesma função, tem-se ainda o uso de estacas pranchas metálicas formados por perfis de aço laminados com seções planas ou em forma de “U” ou “Z”, com encaixes longitudinais, ou ainda de concreto armado, com encaixes do tipo macho-fêmea, permitindo a construção de paredes contínuas (RANZINI e NEGRO JR, 1998).

Outro método de contenção são as estacas escavadas ou cravadas de concreto armado, executadas lado a lado sendo solidarizadas por meio de vigas de amarração na sua cabeça (RANZINI e NEGRO JR, 1998).

Nessa mesma linha existe também a contenção em parede diafragma, que consiste na concretagem de uma parede linear submersa com auxílio de tremonha em trincheiras escavadas com auxílio de *Clamshell*. A estabilidade dessa escavação é garantida com o uso de uma suspensão estabilizante formada por lama bentonítica ou polímeros (RANZINI e NEGRO JR, 1998).

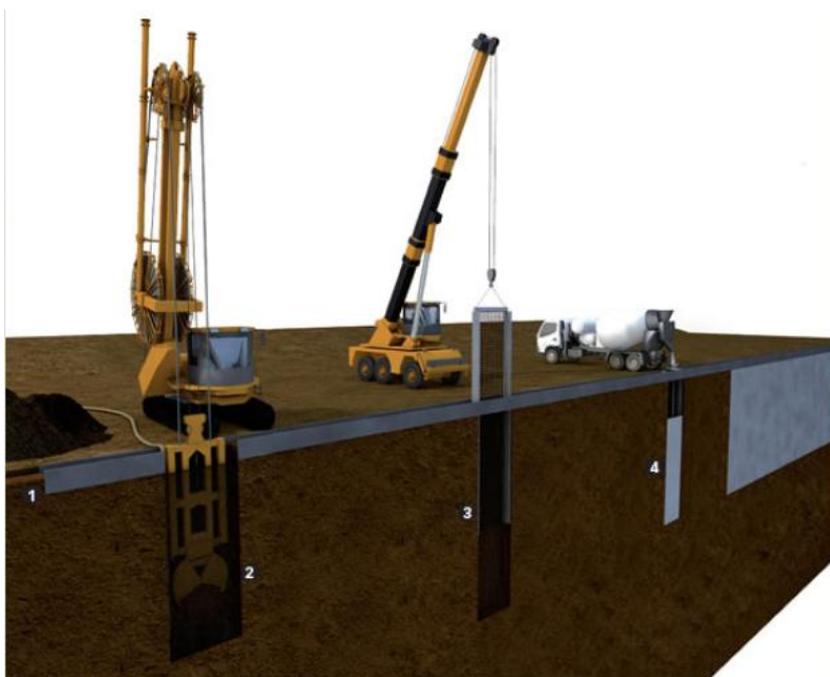
Esse método de contenção em parede diafragma permite executar desde a superfície do terreno ao longo de todo o perímetro da contenção uma parede contínua de concreto armado, sem provocar vibrações ou desconfinar o terreno, podendo ser executado em praticamente tipo de solo, tanto acima ou abaixo do N.A, com relativa facilidade, segurança e economia em escavações profundas mesmo junto a edificações já existentes (SAES, STUCCHI e MILITTINKY, 1998).

A construção da parede diafragma consiste na execução de uma mureta guia, que servirá para definir o perímetro da obra e guia para a ferramenta de escavação (*clamshell*). Posteriormente começa a escavação com preenchimento simultâneo com estabilizante para evitar desmoronamentos do solo. Concluído a escavação de projeto, coloca-se a chapa-junta tipo macho-fêmea nas extremidades dos painéis antes da concretagem. Em seguida coloca-se a armadura e inicia-se a concretagem submersa com auxílio do tubo tremonha que deve ser inicialmente posicionado no fundo da escavação, à medida que o concreto preenche a escavação, o tubo tremonha vai sendo retirado juntamente com a retirada gradativa do fluido utilizado na estabilidade da escavação, sendo seu espaço ocupado pelo concreto.

O concreto usado, nesta técnica, deve ter um consumo de cimento de 400kg por metro cúbico, ser confeccionado com brita 1 e *slump* variando entre 18 e 22cm. Quando iniciar o processo de pega do concreto, procede-se a retirada das chapa-junta das laterais. A construção de cada segmento ocorre deixando-se espaçado a distância de um segmento, ou seja, escava-se

e concretar-se um segmento, pula-se a distância de um segmento, sendo escavado e concretado o terceiro e assim por diante, vindo posteriormente escavando e concretando entre os segmentos já executados (SAES, STUCCHI e MILITTINKY, 1998). O esquema de execução da parede diafragma pode ser visto, conforme a Figura 12.

**Figura 12:** Esquema de execução de parede diafragma



Fonte: Roman (2013)

Onde:

- 1 – Mureta guia para início da escavação;
- 2 – Escavação do solo com auxílio de *Clamshell*;
- 3 – Colocação da Armadura no segmento escavado;
- 4 – Concretagem do segmento escavado.

### 2.1.7 Trabalhos já realizados sobre o tema

Apesar de o sistema de contenção em parede diafragma existir desde o final dos anos de 1950, somente agora esse sistema está sendo utilizado na cidade de Cascavel no Oeste do Paraná. Por ser um método novo na região, muitas perguntas permeiam os profissionais envolvidos tanto no quesito, do funcionamento dessa contenção, quanto a sua execução, assim

como os critérios necessários para se dimensionar essa estrutura (SAES, STUCCHI e MILITTINKY, 1998).

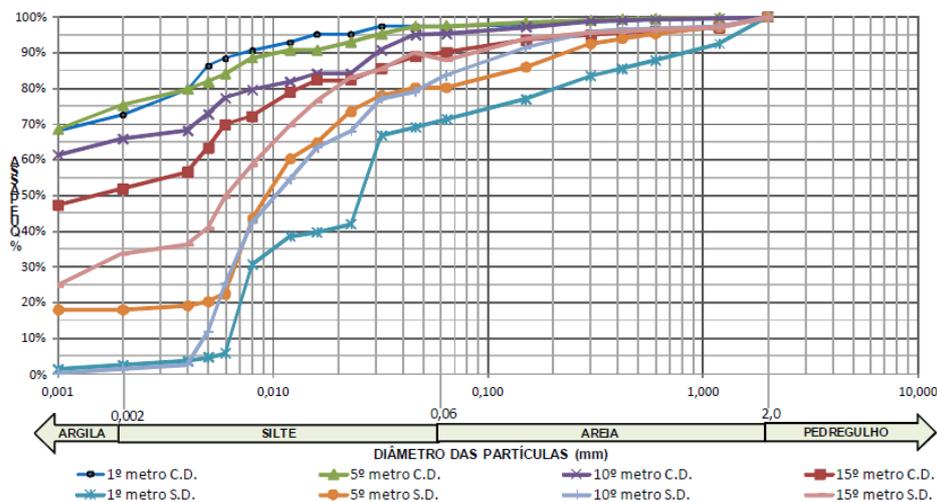
### 2.1.7.1 Caracterização do solo de Cascavel

O solo da cidade de Cascavel/PR, segundo Cardoso *et al* (2003), possui características de solo tropical argiloso residual, laterítico e colapsível, apresentando comportamento de areia em seu estado natural, ficando, no entanto, as edificações suscetíveis a ocorrências de recalque, devido ao adensamento das camadas. Segundo Zen e Almeida (2018), contudo, esse tipo de solo somado com a presença de minerais com propriedades cimentantes, apresentam boa coesão e estabilidade quando submetido a escavações.

O material utilizado neste estudo é um solo proveniente do basalto, conforme ensaiado por Zen e Almeida (2018) no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz (CEEF) de Cascavel que se aplica a toda a região urbana da cidade.

Sabe-se que o solo se classifica quanto a sua curva granulométrica em Argila Silto Arenosa, enquanto que pelo Sistema Unificado, obteve-se a classificação de CH que consistem em solos argilosos muito compressíveis e por último pelo Sistema Rodoviário, classificado como A-7-6, que são argilas siltosas medianamente plásticas. A curva granulométrica pode ser analisada na Figura 13.

**Figura 13:** Curvas granulométricas determinadas para solo do CEEF com e sem a influência de defloculante.



Fonte: Zen e Almeida (2018)

Os índices físicos médios determinados por ensaios laboratoriais por Zen e Almeida (2018), com amostras de solo do CEEF, está apresentado na Tabela 3. Como o solo de toda a região de Cascavel tem a mesma predominância, admite-se que esses valores obtidos no CEEF são similares para o solo do local da obra de contenção no centro da cidade.

**Tabela 3:** Índices Físicos calculado por Zen e Almeida (2018)

| Prof. | $\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | e    |
|-------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 1m    | 16,24                           | 10,8                            | 26,7                            | 16,75                               | 6,75                                | 1,47 |
| 2m    | 17,11                           | 11,19                           | 27,3                            | 17,09                               | 7,09                                | 1,44 |
| 3m    | 14,86                           | 11,89                           | 26,4                            | 17,39                               | 7,39                                | 1,22 |
| 4m    | 16,36                           | 13,09                           | 26,9                            | 18,23                               | 8,23                                | 1,05 |
| 5m    | 16,26                           | 13,11                           | 27,4                            | 18,33                               | 8,33                                | 1,09 |
| 6m    | 17,72                           | 12,58                           | 26,2                            | 17,78                               | 7,78                                | 1,08 |
| 7m    | 16,83                           | 11,51                           | 26,5                            | 17,17                               | 7,17                                | 1,30 |
| 8m    | 17,68                           | 12,57                           | 26,7                            | 17,86                               | 7,86                                | 1,12 |
| 9m    | 17,02                           | 12,01                           | 26,1                            | 17,41                               | 7,41                                | 1,17 |
| 10m   | 17,39                           | 11,82                           | 26,8                            | 17,41                               | 7,41                                | 1,27 |
| 11m   | 15,63                           | 10,28                           | 26,2                            | 16,36                               | 6,36                                | 1,55 |
| 12m   | 15,28                           | 9,84                            | 27,9                            | 16,31                               | 6,31                                | 1,83 |
| 13m   | 16,77                           | 10,85                           | 27,5                            | 16,91                               | 6,91                                | 1,53 |
| 14m   | 16,65                           | 10,72                           | 26,8                            | 16,72                               | 6,72                                | 1,50 |
| 15m   | 15,21                           | 8,27                            | 27,1                            | 15,22                               | 5,22                                | 2,28 |

Fonte: Zen e Almeida (2018)

Conforme Almeida e Oliveira (2018), por meio do ensaio de compressão triaxial adensado rápido - CU (*consolidated undrained*), realizado com amostras indeformadas de solo do CEEF, sendo extraído 6 corpos de prova para cada cota de apoio de 1 a 14 metros, determinando o intercepto de coesão e o ângulo de atrito do solo, apresentados na Tabela 4.

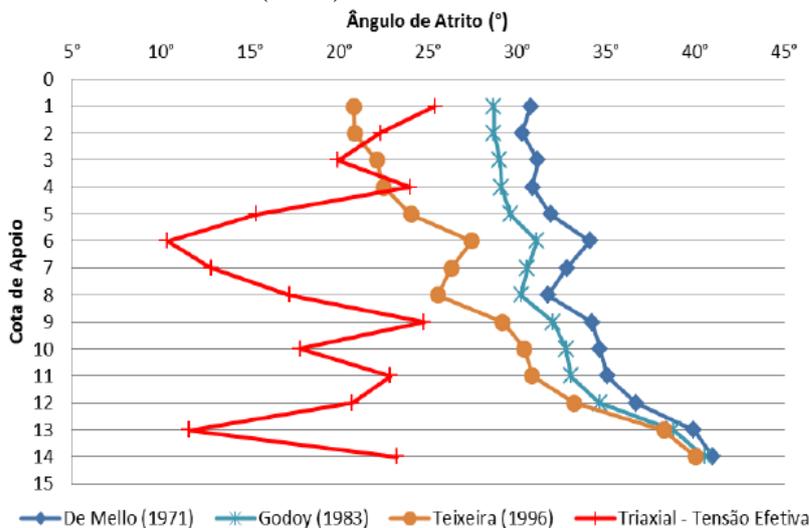
**Tabela 4:** Intercepto de coesão e ângulo de atrito do solo do CEEF

| Prof. | INTERCEPTO COESIVO | ÂNGULO DE ATRITO |
|-------|--------------------|------------------|
| 1m    | 2 kPa              | 14,2°            |
| 2m    | 2 kPa              | 15,5°            |
| 3m    | 13 kPa             | 17,4°            |
| 4m    | 12 kPa             | 16,4°            |
| 5m    | 22 kPa             | 14,1°            |
| 6m    | 56 kPa             | 13,4°            |
| 7m    | 17 kPa             | 19,2°            |
| 8m    | 12 kPa             | 26,6°            |
| 9m    | 31 kPa             | 26,2°            |
| 10m   | 49 kPa             | 24,8°            |
| 11m   | 24 kPa             | 30,4°            |
| 12m   | 27 kPa             | 22,5°            |
| 13m   | 64 kPa             | 19,7°            |
| 14m   | 32 kPa             | 26,4°            |

Fonte: Almeida e Oliveira (2018)

Almeida e Oliveira (2018), buscaram determinar os reais parâmetros de resistência do solo obtidos pelo ensaio triaxial e compará-los aos estimados pelo ensaio SPT estabelecendo na medida do possível, correlação entre eles. Na figura 14 estruturou-se o ângulo de atrito em profundidade pelos métodos De Mello (1971), Godoy (1983), Teixeira (1996) e a real obtida pelo ensaio Triaxial.

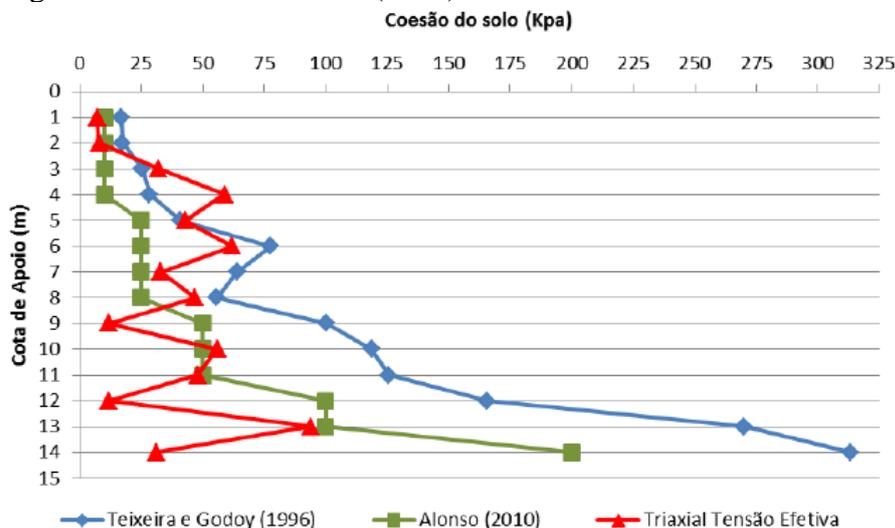
**Figura 14:** Comparativo do ângulo de atrito via correlação SPT e via ensaio triaxial segundo Almeida e Oliveira (2018)



Fonte: Almeida e Oliveira (2018)

Da mesma forma, na figura 15 estruturou-se o intercepto de coesão em profundidade pelos métodos Teixeira e Godoy (1996), Alonso (2010), e a real obtida pelo ensaio Triaxial.

**Figura 15:** Comparativo do intercepto de coesão via correlação SPT e via ensaio triaxial segundo Almeida e Oliveira (2018)



Fonte: Almeida e Oliveira (2018)

A conclusão dos autores, analisando os parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) pelos 2 métodos, foi de que os correlacionados com o ensaio SPT apresentaram valores superiores aos determinados pelo ensaio de compressão triaxial, aumentando ainda mais essa dispersão conforme o aumento da profundidade assumindo valores inseguros. Os autores finalizam dizendo, contudo, ser essa uma ótima ferramenta para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual e laterítico de Cascavel/PR, haja vista a determinação correlatas válidas para estimar o intercepto de coesão e o ângulo de atrito interno do solo, devendo servir para estudos preliminares, não substituindo os ensaios de maior precisão como o de compressão triaxial.

Outra pesquisa realizada na região foi de Zen e Almeida (2018), que buscou criar um banco de dados geotécnico envolvendo o solo da região. Para obtenção desse objetivo, foram realizados diversos ensaios que visavam caracterizar o solo, destacando os ensaios de caracterização, ensaios de proctor, ensaio Índice Suporte Califórnia (ISC) e ensaios triaxiais. A conclusão obtida nesse estudo, foi a classificação do solo estudado quanto a sua curva granulométrica em Argila Silto Arenosa; pelo Sistema Unificado, obteve-se uma classificação de CH que significa solos argilosos muito compressíveis; no Sistema Rodoviário (T.R.B), foi classificado como A-7-6, que consistem em argilas siltosas medianamente plásticas.

Os autores continuam afirmando que a partir dos ensaios de sondagem a percussão do tipo SPT, identificou-se 2 camadas de solo argilo-siltoso com comportamento crescente de resistência do solo ao longo da profundidade, típico de um solo residual. A camada de solo superficial da cidade de Cascavel é formada por uma argila madura, porosa, laterizada, colapsível, com predominância de minerais como a caulinita e óxidos de ferro, de estrutura micro agregada típica dos solos tropicais.

Os autores constataram que o solo apresenta baixa capacidade de suporte para pavimentação, necessitando de uma base espessa e resistente para que não ocorram processos de recalques.

#### 2.1.7.2 Contenções em Parede Diafragma

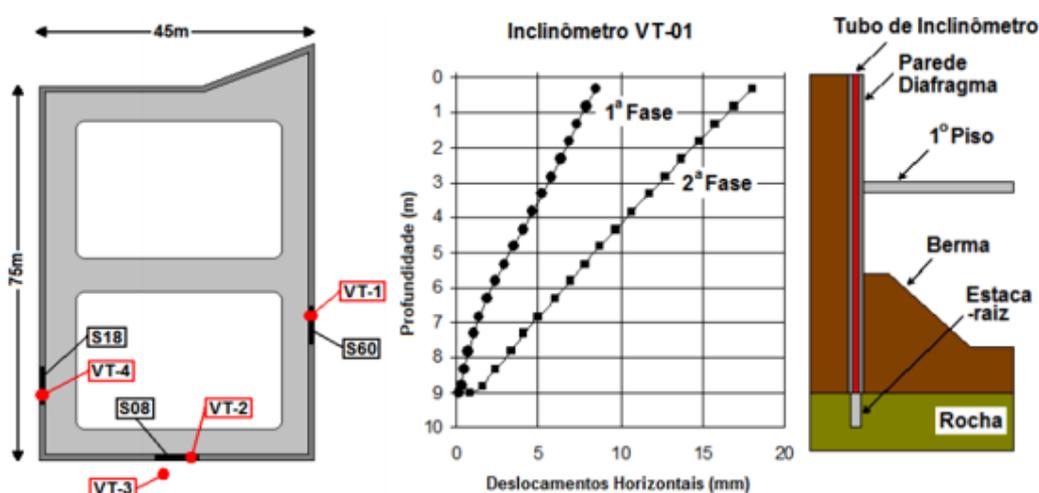
Oliveira *et al* (2018), realizaram um trabalho de monitoramento do deslocamento horizontal em uma parede diafragma. No estudo foi analisada uma parede diafragma de 10 m de profundidade, com 50 cm de espessura, compreendendo três subsolos na cidade de Porto

Alegre - RS. A estrutura foi construída entre edifícios já existentes, onde quatro painéis contiveram o terreno na forma retangular de 75 x 45 m de extensão. A escavação dentro da área foi realizada em três fases, durante quatro meses.

O solo local é areia argilo-siltosa bem graduada amarela residual laterítica. O terreno da execução é composto por um aterro de 1,5 m, uma camada de argila siltosa de 1,5 m, uma camada de 2 m a 4,5 m de areia argilosiltosa, acima da rocha intemperizada. A parte superior da rocha sã investigada varia de 8 a 14 m de profundidade. O nível d'água encontrava-se a 3,5 m de profundidade. A areia apresentou um elevado ângulo de atrito ( $36^\circ$ ) provavelmente devido à angulosidade dos grãos de areia e a graduação do solo, e um intercepto de coesão aparente de 26 kPa.

Para o monitoramento do deslocamento das paredes, foram instalados 4 inclinômetros conforme Figura 16, 3 dessas verticais foram instaladas dentro das paredes antes do lançamento do concreto, sendo a quarta vertical instalada dentro do solo, ao lado de uma das paredes instrumentadas a fim de permitir uma análise geral do comportamento. Para análise desenvolveu-se gráficos destacando VT-1 que está posicionada no lado maior da estrutura conforme Figura 16.

**Figura 16:** Localização esquemática das verticais de inclinômetros e deslocamentos horizontais medidos em VT-01



Fonte: Oliveira *et al* (2018)

Para comparação, haja vista não ter bibliografia nacional expressiva, os autores se basearam em estudos desenvolvidos por Hsieh *et al* (2003), no monitoramento de paredes diafragma em Taiwan, onde o deslocamento lateral das paredes resultante somente da

escavação de infraestrutura pode chegar a 0,3-0,5% da profundidade de escavação sob condições normais de construção em solos areno-siltosos. Essas porcentagens levam a deslocamentos horizontais de 1,8 a 3,0 cm, e quando associados a valores para 6 m de profundidade de escavação (escavação até a berma), medidos pelas verticais de inclinômetros que foram de aproximadamente 2,0 cm, conclui-se que os mesmos foram coerentes e aceitáveis.

Em outro estudo, Almeida (2013), desenvolveu um trabalho buscando dimensionar uma parede diafragma moldada in loco, utilizando, para obtenção dos esforços solicitantes, o programa SAP2000. Com esse trabalho, buscou-se a compreensão do comportamento estrutural do elemento, com posterior análise das armaduras obtidas no cálculo e deslocamento horizontal da contenção.

Para isto, inicialmente foram elaborados oito modelos no programa SAP2000 com diferentes alturas de escavação de solo. Os resultados encontrados dos momentos fletores e deslocamentos foram analisados, selecionando-se, assim, quatro modelos para cálculo das armaduras, com análise da viabilidade de execução de parede diafragma em escavação de um, dois, três e quatro subsolos, com respectivamente 3, 6, 9 e 12 metros de profundidade de escavação.

A pesquisadora observou nas simulações que o aumento da altura de escavação de solo aumenta consideravelmente o valor do momento fletor, utilizado no dimensionamento das armaduras longitudinais das paredes diafragma. Isto faz com que a área de aço obtida resulte em taxas altas, sendo necessária a adoção de barras com seções maiores ou utilização de espaçamentos menores entre as barras para suprir o aumento dos momentos fletores como pode ser visto na Tabela 5.

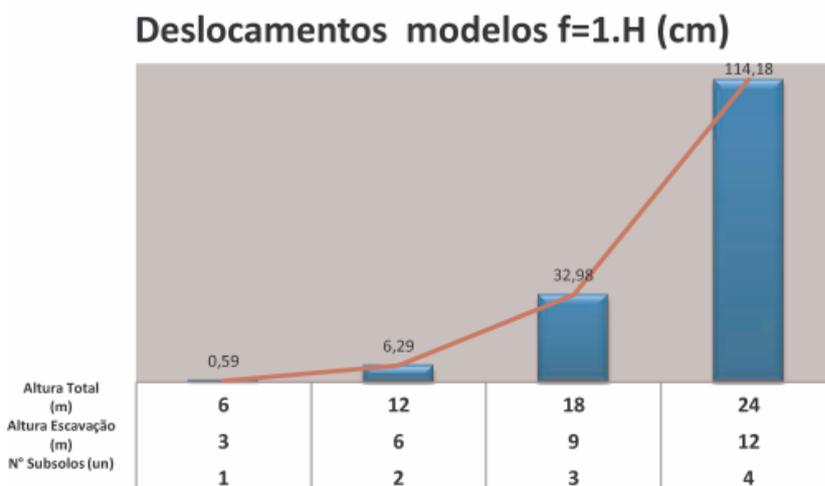
**Tabela 5:** Armadura calculada por Almeida (2013) para resistir aos esforços solicitantes

| Dados Par. diaf |                  | Armadura Longitudinal |           |                |            | Armadura Transversal |           |                |           |
|-----------------|------------------|-----------------------|-----------|----------------|------------|----------------------|-----------|----------------|-----------|
| Modelo          | Seção necessária | Øb (cm)               | S Øb (cm) | Nº Barras (um) | Descrição  | Øb (cm)              | S Øb (cm) | Nº Barras (um) | Descrição |
| 1               | 30x100           | 1,25                  | 19        | 53             | 53Ø12,5c19 | 1                    | 17        | 36             | 36Ø10c17  |
| 2               | 30x100           | 2,5                   | 11        | 91             | 91Ø25c11   | 1                    | 15        | 80             | 80Ø10c15  |
| 3               | 55x100           | 2,5                   | 6         | 167            | 167Ø25c6   | 1                    | 9         | 200            | 200Ø10c9  |
| 4               | 100x100          | 2,5                   | 6         | 167            | 167Ø25c6   | 1                    | 5         | 480            | 480Ø10c5  |

Fonte: Almeida (2013)

Outro parâmetro analisado foi o deslocamento da parede, conforme Figura 17 com as simulações realizadas pela pesquisadora.

**Figura 17:** Deslocamento obtidos no SAP2000 para os modelos em “ $f=1.H$ ” de acordo como o número de subsolos escavados segundo Almeida (2013)



Fonte: Almeida (2013)

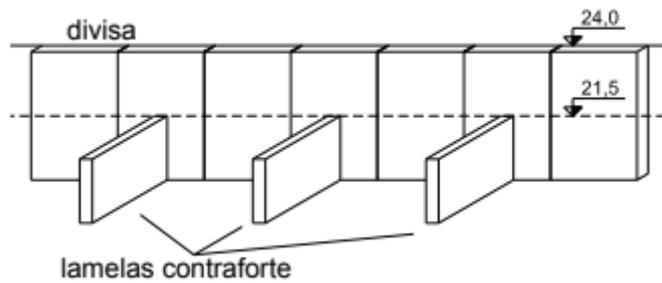
Analisando a Figura 18, é possível notar que, dependendo do número de subsolos escavados, fica inviável executar uma parede diafragma sem elementos de escoramento devido aos grandes deslocamentos gerados no topo do elemento. Na referência bibliográfica nacional expressiva, não há valores ou sugestões de deslocamentos admissíveis para as paredes diafragma.

Devido às considerações mencionadas anteriormente, a pesquisadora concluiu que é inviável a execução de paredes diafragma sem elementos de escoramento para conter a escavação de 2, 3 e 4 subsolos, sendo os dois últimos casos os mais críticos. Diante desta situação, faz-se necessário utilizar elementos de escoramento, como, por exemplo, tirantes, que, através da redução dos deslocamentos e valores de momentos fletores máximos, resultam em taxas de armaduras mais baixas, e deslocamentos menores.

A contenção em parede diafragma é uma maneira satisfatória para conter escavações em solos, sendo geralmente empregado tirantes para garantir sua estabilidade temporária. Sobre esse enfoque, Fraga e Jung (2018), desenvolveram um trabalho em um caso de utilização de parede diafragma de 8,0 metros de altura para contenção em uma obra onde não foi permitido o uso de tirantes adequados os quais invadiriam os subsolos vizinhos. O solo no local era composto por uma camada de argila com areia de consistência média à dura, seguida por outra

de alteração com granulação variada, siltosa, com pedregulhos. Como alternativa aos tirantes foi adotada a construção de contrafortes empregando o mesmo método construtivo de parede diafragma, construindo-se lamelas perpendiculares escadas até a profundidade impenetrável do terreno, o que produzia um engastamento da base da lamela em um solo bastante resistente, que serviu de apoio para a estrutura conforme Figura 18.

**Figura 18:** Contenção empregando lamelas como contrafortes



Fonte: Fraga e Jung (2018)

A solução adotada, segundo os autores, diante da impossibilidade de instalação de tirantes se mostrou satisfatória do ponto de vista de estabilidade global e de deformações. A escolha representou em uma vantagem executiva permitindo a construção da contenção antes da escavação total do terreno, diferentemente das contenções usuais que empregam contrafortes.

### 3 CAPÍTULO 3

#### 3.1 METODOLOGIA DE ESTUDO

A pesquisa proposta possui características qualitativas e experimentais sendo executada com solo da região onde está sendo executada a obra de contenção em parede diafragma na cidade de Cascavel – PR.

Esta pesquisa foi realizada com a coleta de amostras *in loco* para realizar ensaios triaxiais em laboratório, para posteriormente, com os parâmetros de resistência real obtidos, e com auxílio de *software* CypeCAD®, dimensionar e determinar os fatores de segurança da contenção em parede diafragma atirantada que foi adotada na obra.

Conforme Gil (1991), a pesquisa experimental consiste em definir um elemento de estudo, escolher as variáveis que seriam capazes de influenciar neste elemento e determinar formas de controle e de observação dos efeitos que essas variáveis possam causar no elemento.

Segundo Oliveira (2002), o método qualitativo não tem ambição de numerar ou medir unidades ou categorias homogêneas, mas apresentar de uma forma apropriada e legível a causa e efeito dos fenômenos e com isso chegar a sua verdade e razão. Ainda segundo o autor, as pesquisas qualitativas têm a facilidade de descrever a complexidade de uma determinada hipótese, analisar, compreender, classificar variáveis e entender as particularidades de um estudo.

#### 3.2 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

##### 3.2.1 Descrição física do local

A obra analisada nesta pesquisa está localizada no centro da cidade de Cascavel, região Oeste do Paraná, com população estimada de 324.476 habitantes (IBGE, 2018), possuindo uma economia bastante variada, com destaque para o agronegócio, comércio a nível regional,

prestação de serviços, com destaque para o setor atacadista, de saúde e de ensino superior, fatos esses que fazem jus a denominação de capital da região do Oeste do Paraná.

A obra de contenção analisada consiste na ampliação de um edifício localizada na Rua Engenheiro Rebouças, número 2219, quadra 51, lotes, 02, 03, 07, 08 e 16, conforme representado pela seta indicada na Figura 19.

**Figura 19:** Localização da obra

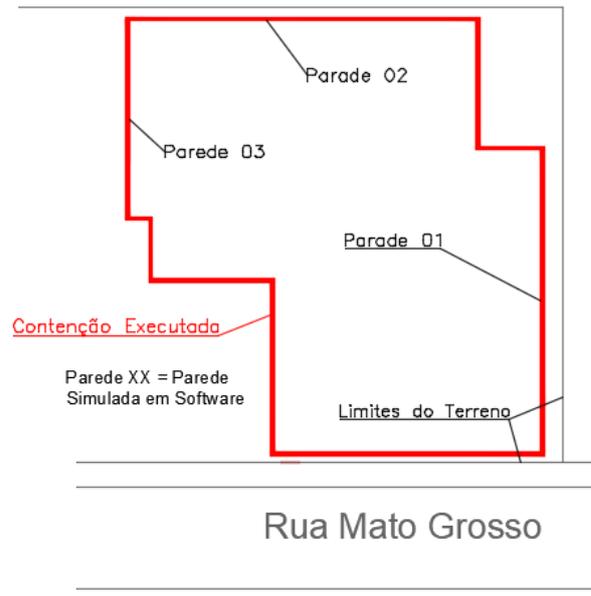


Fonte: Google Earth Pro (2019)

A contenção executada circunda todo o terreno junto à edificação. É composta por 10 partes dispostas conforme Figura 20, cada uma executada em lamelas que variam de 2,5 metros a 6,0 metros de comprimento. No presente estudo simulou-se 3 paredes da contenção geral, sendo elas remarcadas na simulação como paredes 01, 02 e 03 como demonstra a Figura 20.

A escolha dessas paredes se deve a situações específicas de carregamento. A parede 01 é a parede mais complicada, pois possui um edifício residencial com 3 subsolos adjacentes a divisa do terreno. A parede 02 em tese é a que sofre menos carregamento, suportando o solo do terreno adjacente a obra, enquanto que a parede 03 sofre a ação das cargas do edifício que será ampliado na obra.

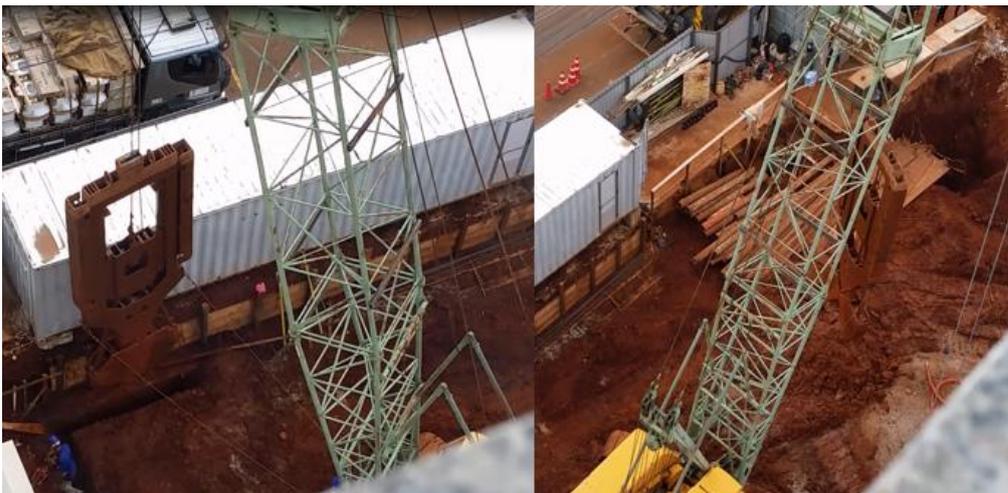
**Figura 20:** Parede Diafragma executada



Fonte: Autores (2019)

Para execução da contensão utilizou-se guindaste adaptado com clamshell para a escavação da parede. A execução das lamelas como são chamadas cada seção individual da contensão se deu gradualmente, conforme o tamanho do clamshell, em um processo como descrito no item 2.1.6.3 conforme pode ser visto na Figura 21.

**Figura 21:** Escavação da Parede Diafragma



Fonte: Autores (2019)

Concluída a escavação, o próximo passo é a posição da armadura e concretagem. Para isso, insere-se a armadura na escavação realizada com auxílio do guindaste hidráulico, na

sequência insere-se o tubo tremonha até a base da contenção e inicia-se a concretagem conforme Figura 22.

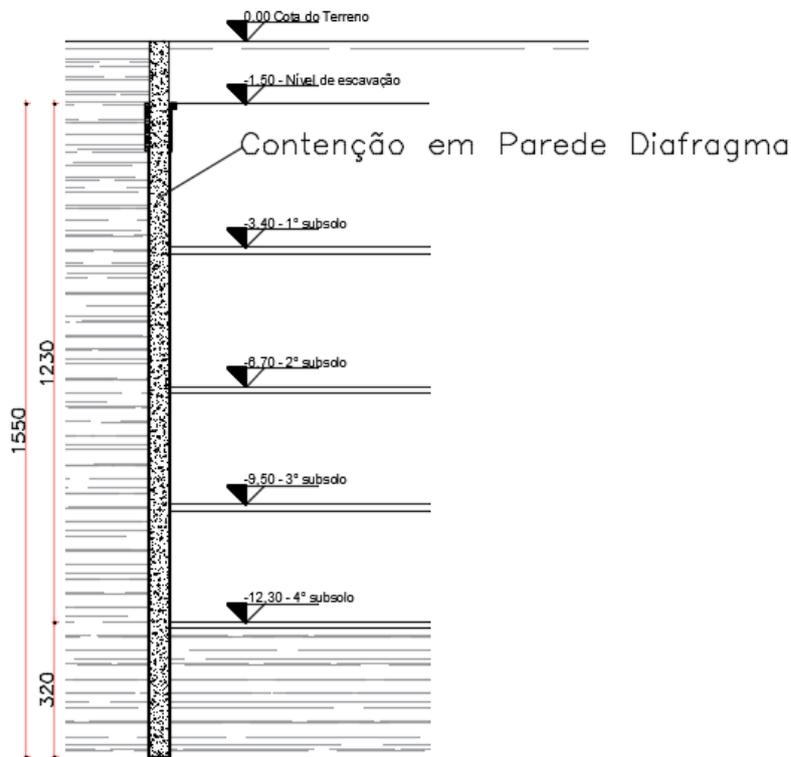
**Figura 22:** Colocação da armadura e concretagem da parede diafragma



Fonte: Autores (2019)

Conforme preenche-se com concreto, retira-se o fluido estabilizante que garantia a integridade da perfuração de não colapsar. Finalizado a execução das paredes, dado o tempo de cura do concreto, o passo seguinte é a escavação do solo, após concluído o processo de escavação e execução dos subsolos, a contenção apresentará a configuração conforme Figura 23.

**Figura 23:** Detalhe da contenção em Parede Diafragma executada



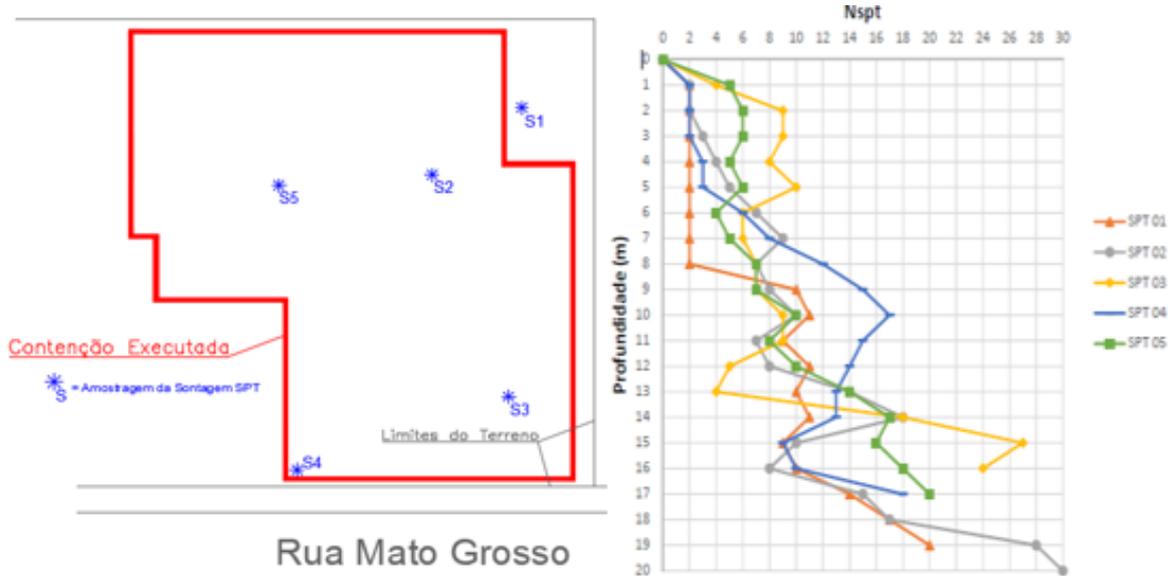
Fonte: Autores (2019)

### 3.2.2 Descrição geológica e geotécnica do local

Conforme Zen e Almeida (2018) o solo da região urbana de Cascavel apresenta características semelhantes aos valores obtidos no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz (CEEF) de Cascavel. Assim, o solo do local se classifica, segundo os autores, conforme sua curva granulométrica em Argila Silto Arenosa, enquanto que pelo Sistema Unificado, o mesmo se classifica em CH, que consistem em solos argilosos muito compressíveis e por último, classifica-se pelo Sistema Rodoviário – *Transportation Research Board* (T.R.B.), antigo *Highway Research Board* (H.R.B), como A-7-6, que são argilas siltosas medianamente plásticas.

O local foi previamente caracterizado mediante sondagens SPT em 05 pontos do terreno. As amostras iniciais apresentaram características muito semelhantes, com pequenas variantes na coloração, com amostras de argila siltosa, argila e rocha respectivamente. Com os ensaios SPT, foi possível determinar o nível do lençol freático aproximado de 10,26 metros, com o topo rochoso impenetrável variando de 17 a 21 metros de profundidade, apresentando resistências a penetração do amostrador padrão, conforme Figura 24.

**Figura 24:** Posição dos ensaios SPT e Ensaios de sondagem SPT no local da obra



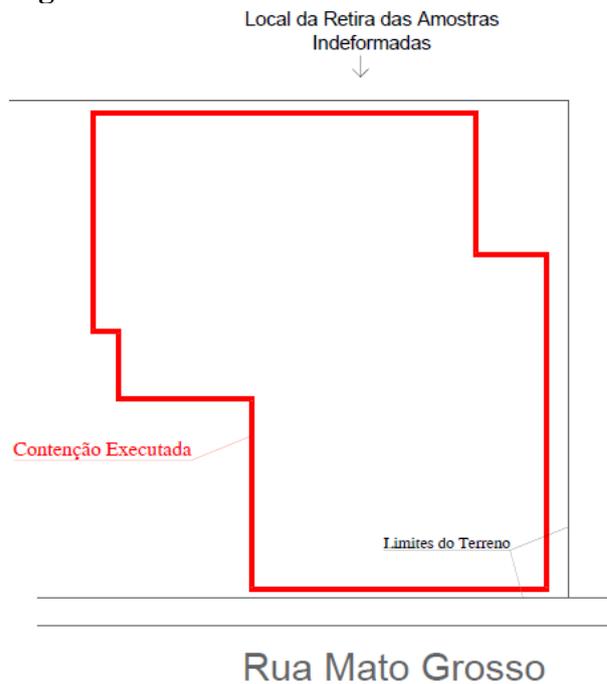
Fonte: Autores (2019)

Com base nos valores do ensaio SPT, utilizou-se as correlações de Godoy (1983) e Teixeira (1996) que determinam os valores do ângulo de atrito nas camadas mais profundas, também as correlações de Teixeira e Godoy (1996) e Alonso (2010) para determinar o intercepto de coesão. A fim de confirmar a proximidade dos parâmetros correlacionados com os valores reais do solo, foram realizados ensaios triaxiais com a primeira camada do solo.

### 3.3 COLETA E REALIZAÇÃO DE ENSAIOS TRIAXIAIS

#### 3.3.1 Coleta de amostras indeformadas em campo

Para a análise paramétrica do dimensionamento da contenção, e comparação com o método via correlação dos parâmetros do solo, foram utilizados ensaios triaxiais para obtenção dos parâmetros reais do solo, para isso foram coletadas amostras *in loco* no terreno ao lado da obra de contenção, conforme Figura 25, pois a escavação já estava em andamento, portanto o solo do terreno onde está localizado a contenção já havia sido movimentado, alterando suas características.

**Figura 25:** Local da retirada das amostras indeformadas

Fonte: Autores (2019)

Para a extração das amostras indeformadas, foram necessários: pá, enxada, espátula, picareta, martelo e o moldes cilíndricos de 5 cm de diâmetro interno com 11cm altura feitos de material metálico utilizados na retirada das amostras. resultando em um volume de 215,98 cm<sup>3</sup>. 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.

Inicialmente, foi removido a cobertura vegetal do local onde seria realizada a coleta. Foi escavada uma vala com um metro de largura por um metro de comprimento, por 0,70 m de profundidade, utilizando uma pá cavadeira e picareta, tomando cuidado para não provocar uma alteração no solo por percussão, conforme Figura 26.

**Figura 26:** Limpeza e escavação da vala



Fonte: Autores (2019)

Na sequência, posicionou-se os moldes no local da extração conforme Figura 27, colocou-se um pedaço de tábua sobre os moldes e com a ajuda do martelo, cravou-se o molde no solo de modo que esteja inteiramente inserido no terreno. Concluído essa parte, iniciou-se a escavação ao redor do molde, realizando a retirada do mesmo, cortando-se horizontalmente a parte inferior do solo. Para extrair os corpos de prova do molde, foi utilizado um macaco hidráulico específico no laboratório de Mecânica dos Solos II da FAG, (Figura 27), o qual foi protegido por saco plástico até a hora da realização do ensaio triaxial.

**Figura 27:** Posicionamento dos moldes para extração da amostra e amostra extraída do molde



Fonte: Autores (2019)

### 3.3.2 Realização de ensaio triaxial

Os ensaios foram executados no laboratório de Mecânica dos Solos II do Centro Universitário Assis Gurgacz, em Cascavel/Pr. Foram retirados um total de 24 corpos de prova do local. Desses corpos de prova, alguns desfragmentaram-se durante a retirada do molde cilíndrico, restando 15 amostras aptas para a realização do ensaio triaxial.

O método de ensaio adotado foi o ensaio triaxial adensado rápido, também conhecido como ensaio CU (*consolidated undrained*). Este tipo de ensaio é o que melhor representa o comportamento do solo, pois permite determinar a envoltória de resistência em um prazo muito menor do que o ensaio CD (*consolidated drained*), não admitindo nenhum adensamento adicional durante a fase de aplicação de carga axial (MARANGON, 2009).

Segundo Gersgovich (2016), velocidades de carregamentos muito rápidos na tensão axial podem gerar excesso de poro pressões positivas, que causam redução da resistência ao cisalhamento. Contudo, Bjerrum (1954) *apud* Gerscovich (2016), ressalta que a geração de poro-pressão se torna independente do tempo de ruptura após 05 horas. Assim, optou-se por aplicar a velocidade de 0,064mm/min na tensão axial, gerando um tempo de carregamento entre 5 e 6 horas para os corpos de prova ensaiados, condizente com as considerações apresentadas anteriormente.

De posse das amostras, pôde-se dar início aos ensaios de compressão triaxial. O equipamento utilizado para o ensaio de compressão triaxial foi ligada a um notebook com o *software* Pavitest Triaxial I-1077 conforme Figura 28.

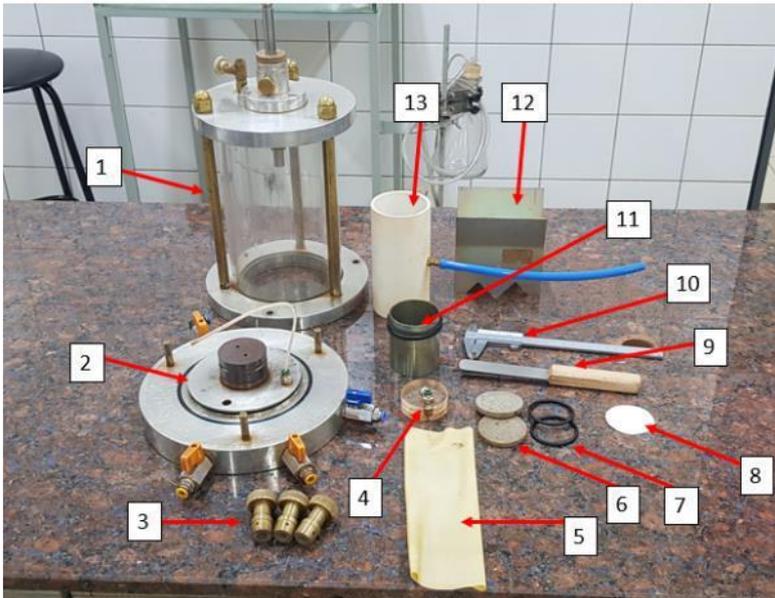
**Figura 28:** Equipamentos utilizados no ensaio de compressão triaxial



Fonte: Autores (2019)

Para preparo das amostras até o início do ensaio triaxial, também foram usados uma balança com capacidade de 1000g e precisão 0,01g, cápsulas de alumínio e estufa para determinação da umidade do solo, bem como os materiais apresentados na Figura 29.

**Figura 29:** Materiais utilizados no ensaio triaxial



Fonte: Autores (2019)

Onde:

- 1: Câmara de ensaio
- 2: Base da câmara de ensaio
- 3: Parafusos para travar a câmara na base
- 4: Cabeça da montagem do corpo de prova
- 5: Membrana para envolver o corpo de prova
- 6: Pedra porosa
- 7: Anéis de borracha para vedar o corpo de prova
- 8: Papel filtro
- 9: Espátula
- 10: Paquímetro
- 11: Guia de metal para posicionamento dos anéis de borracha
- 12: Berço metálico
- 13: Tubo de PVC para colocação da membrana

O primeiro passo, foi retirar a amostra do plástico de proteção, colocar no berço metálico e ajustar o tamanho da amostra para ficar com aproximadamente 10 cm atendendo a relação altura-diâmetro compreendido entre 2 e 2,5 de acordo com a ABNT NBR 12770 (1992), anotando os dados da amostra para ensaio. Nesse momento, pegou-se as raspas da amostra do solo e colocou-as nas cápsulas de alumínio, para levar para secar na estufa a fim de obter o teor de umidade do solo.

Na sequência, posicionou-se o corpo de prova cilíndrico na base câmara triaxial, usando a sequência: base da célula, pedra porosa, papel filtro, corpo de prova, papel filtro superior, pedra porosa superior e cabeçote, envolvendo-se com membrana de látex e prendendo a mesma com anéis de borracha na base e no topo, conforme Figura 30.

**Figura 30:** Preparo da Amostra e Amostra pronta para início dos ensaios

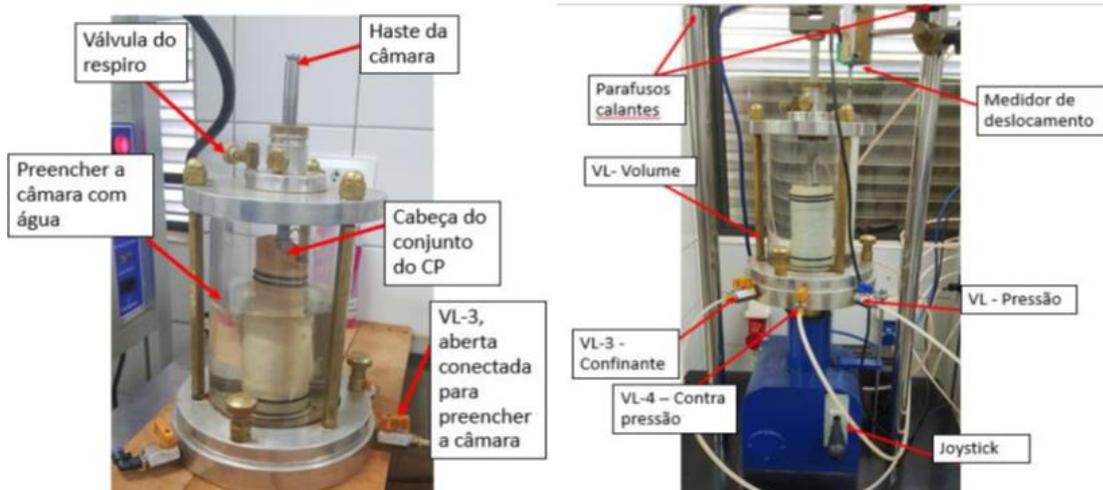


Fonte: Autores (2019)

Concluído o passo anterior, posicionou-se a câmara de ensaio na base, fixando-a com os parafusos. Na sequência, conectou-se a mangueira de enchimento de água na válvula VL-3, mantendo esse registro aberto e todos os demais registros da câmara fechados. Verificado o passo anterior, abriu-se o registro de água externo e o extravasor superior (válvula do respiro) da câmara de ensaio para encher a câmara de água, tomando o cuidado para retirar todo o ar do interior (Figura 31).

Com a câmara cheia, fechou-se o registro da água e a válvula do extravasor. Posicionou-se a câmara na prensa da máquina do ensaio triaxial, em seguida, ajustou-se os parafusos calantes até encostar o eixo do equipamento no topo da câmara de ensaio, com o auxílio do *joystick* do equipamento para o ajuste fino da posição (Figura 31).

**Figura 31:** Preenchimento do sistema com água (esq), e corpo de prova montado na prensa (dir).



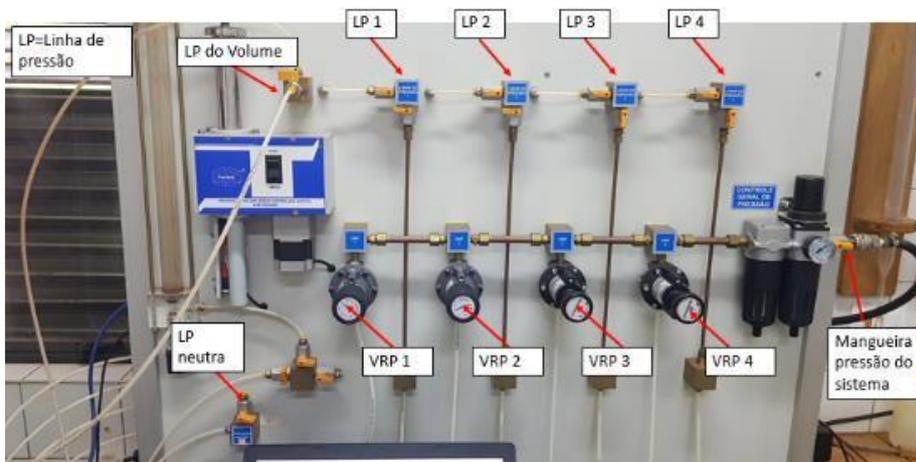
Fonte: Autores (2019)

Com o notebook ligado à porta serial do equipamento triaxial, abriu-se o *software* clicando na aba DB9, escolhendo a conexão correta. Na aba amostras, cadastrou-se um novo corpo de prova, a qual foi devidamente identificada, assim como os valores que foram usados como contrapressão e pressão confinante na aba de adensamento, selecionando adensamento após a contrapressão.

Na janela de leitores, selecionou-se os transdutores que foram utilizados para aplicar às pressões. Feito isso partiu-se para a parte física do equipamento, no qual se saturou as mangueiras das linhas de pressão confinante e pressão de controle, a fim de remover todo ar do sistema, acoplado na câmara zerando as pressões no software no mesmo instante.

Através do quadro de pressões (Figura 32), aplicou-se pressão confinante inicial de 0,2 kgf/cm<sup>2</sup> e pressão de controle inicial de 0,1 kgf/cm<sup>2</sup>, na sequência, abriu-se os registros da pressão neutra e de medição de volume para permitir a percolação de água no corpo de prova.

**Figura 32:** Quadro com o controle das pressões



Fonte: Autores (2019)

Continuando, conectou-se os transdutores nos registros de pressão neutra e medição de volume e verificou-se que as pressões estavam normais, para posteriormente aumentar a pressão confinante e de controle até que a pressão de controle atingisse o valor estabelecido para o ensaio, deixando a confinante com + 0,1 kgf/cm<sup>2</sup>.

No *software*, abriu-se a aba de adensamento, verificou-se as pressões e fechou-se os registros da pressão de controle, volume e pressão neutra. Aumentou-se a pressão confinante para o valor pré-estabelecido para o ensaio.

Para começar o adensamento, clicou-se simultaneamente em iniciar e abriu-se o registro de medição de volume, para que haja maior precisão na medição de variação do mesmo. Quando o adensamento finalizou, fechou-se o registro de medição de volume e salvou-se os dados do adensamento, para em seguida iniciar a ruptura do corpo de prova.

No *software*, clicou-se em ensaiar e inseriu-se o valor do tempo de ensaio desejado, no caso 0,064mm/min, na sequência, posicionou o extensômetro no topo da câmara e verificou-se a medição de deformação, bem como verificou-se a carga axial da prensa, zerando os dois sensores posteriormente.

Feito isso, abriu-se o registro da pressão neutra, zerou-se o mesmo no *software* iniciando a ruptura. O programa está configurado para terminar o rompimento quando a deformação do corpo de prova atingir 20% do seu tamanho. Ao se atingir esse ponto, encerrou-se o ensaio, sendo os dados obtidos salvos podendo ser visualizados.

### 3.4 DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DO SOLO

A investigação geotécnica do solo e a execução de ensaios de laboratório de cisalhamento (sejam eles de cisalhamento direto ou triaxiais) são o ponto de partida para um correto dimensionamento e previsão do comportamento da cortina a ser executada. Na prática, a maioria dos projetistas não utilizam os valores dos ensaios triaxiais para o dimensionamento das contenções, devido, principalmente, aos elevados custos para realização, ou até, em alguns casos mais extremos, ao comodismo técnico, optando assim, por se basear somente em estimativas utilizando dados dos ensaios de sondagem SPT.

#### 3.4.1 Peso específico do solo por meio de formulações empíricas e semi-empíricas

Com os dados das amostras ensaiadas, foi possível determinar a densidade do solo, conforme Tabela 6, e a densidade específica submersas reais do solo para a primeira camada. Porém, para as demais camadas, foram utilizados os valores correlacionados com o ensaio SPT conforme Godoy (1972) para solos coesivos, os quais representam melhor o comportamento do solo de Cascavel/PR como concluíram Almeida e Oliveira (2018).

**Tabela 6:** Peso específico de solos argilosos conforme correlação  $N_{SPT}$

| $N_{SPT}$ (n° de golpes) | Consistência | Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) |
|--------------------------|--------------|--------------------------------------|
| ≤ 2                      | Muito mole   | 13                                   |
| 3 – 5                    | Mole         | 15                                   |
| 6 – 10                   | Média        | 17                                   |
| 11 – 19                  | Rija         | 19                                   |
| ≥ 20                     | Dura         | 21                                   |

Fonte: Godoy (1972) *apud* Marangon 2009

### 3.4.2 Ângulo de atrito

O ensaio SPT na prática da engenharia é, em muitos casos, a única investigação geotécnica realizada na busca de dados de subsídios na hora de projetar estruturas de fundações. Sabendo disso, aplicou-se os métodos conhecidos desenvolvidos por Godoy (1983) e Teixeira (1996) para encontrar o ângulo de atrito do solo através da correlação com os valores do  $N_{SPT}$  conforme Tabela 7.

**Tabela 7:** Correlações para cálculo do ângulo de atrito com base Ensaio SPT

| Godoy (1983)                          | Teixeira (1996)                             |
|---------------------------------------|---|
| $\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{spt}$ | $\phi = \sqrt{20} \cdot N_{spt} + 15^\circ$ |

Fonte: Autores (2019)

Segundo Almeida e Oliveira (2018), ambas equações apresentaram grandes aproximações com relação ao solo residual laterítico o qual é típico da região Oeste do Paraná, sendo a de Teixeira (1996) a que se mostrou mais segura para utilização.

Desenvolveu-se os cálculos do ângulo de atrito através das correlações para cada um dos três pontos de referência adotados no trabalho, separando as camadas de solo por sua consistência ou capacidade (Muito mole, Mole, Média, Rija e Dura), conforme Apêndice A.

### 3.4.3 Intercepto de coesão

Segundo Pinto (2006), a coesão atua diminuindo as tensões ativas do solo e aumentando as tensões passivas. Como as tensões ativas significam ações e as passivas significam resistências, a influência da coesão será sempre favorável, pois diminui as ações e aumenta as resistências.

Da mesma forma que para encontrar o ângulo de atrito, utilizou-se os valores do ensaio SPT, autores se dedicaram no estudo de correlações com esse ensaio para determinar o valor do intercepto de coesão do solo. Teixeira e Godoy (1996), sugerem uma expressão para correlacionar o índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ , com a coesão, enquanto Alonso (1983), criou faixas de coesão, também em relação aos valores do  $N_{SPT}$  do solo, ambos os métodos discriminados na Tabela 8.

**Tabela 8:** Fórmulas para obtenção do Intercepto de Coesão do solo com base Ensaio SPT

| Teixeira e Godoy (1996) | Alonso (1983)      |              |              |
|-------------------------|--------------------|--------------|--------------|
| $c = 10 \cdot N_{spt}$  | $N_{SPT}$ (golpes) | Consistência | Coesão (kPa) |
|                         | < 2                | Muito mole   | < 10         |
|                         | 2 – 4              | Mole         | 10 – 25      |
|                         | 4 – 8              | Média        | 25 – 50      |
|                         | 8 – 15             | Rija         | 50 – 100     |
|                         | 15 – 30            | Muito rija   | 100 – 200    |
|                         | > 30               | Dura         | > 200        |

Fonte: Autores (2019)

Desenvolveu-se os cálculos do intercepto de coesão através das correlações para cada um dos três pontos de referência adotados no trabalho, separando as camadas de solo por sua consistência ou capacidade (Muito mole, Mole, Média, Rija e Dura), conforme Apêndice B.

Destaca-se no método proposto por Alonso (1983), um intervalo de variação para cada valor de resistência de penetração do solo ( $N_{SPT}$ ). Por fatores de segurança e conservadorismo, nesse método foi considerado o menor valor da faixa de  $N_{SPT}$ , para solos argilosos, e que segundo Almeida e Oliveira (2018), apresentaram comportamento semelhante e próximo aos valores obtidos em ensaios Triaxiais, enquanto que o método de Teixeira e Godoy (1996) apresentou dispersões em relação aos ensaios em laboratório.

### 3.5 MODELAGEM E DIMENSIONAMENTO DA CONTENÇÃO ATRAVÉS DE SOFTWARE

Após coletados todos os dados do solo em estudo, realizou-se a modelagem de 3 paredes da contenção através do *software* CypeCAD® 2016 módulo Cortinas. Para cada uma das 3 paredes, foram modelados 3 arquivos: um contendo o dimensionamento da estrutura com os dados do solo por correlação com o ensaio SPT; o outro contendo o dimensionamento da estrutura, porém com os dados reais do solo para a primeira camada obtidas no ensaio triaxial. Esses 2 primeiros arquivos foram modelados com os mesmos parâmetros construtivos da contenção, representando fielmente todas as características da parede executada na obra, variando apenas os dados do solo.

Com base na modelagem do arquivo com os valores reais do solo (triaxial), buscou-se otimizar ao máximo a contenção dentro dos critérios de verificação estabelecidos pelo *software*. Dessa forma gerou-se um terceiro arquivo com a contenção otimizada, com a qual foi possível

a realização de comparativos entre as modelagens numéricas por meio da análise dos gráficos com os respectivos parâmetros e solicitações de esforços do solo e de dimensionamento da estrutura da contenção.

No *software*, inicialmente, foi necessário cadastrar o tipo de obra desejada, sendo selecionada a opção cortinas em concreto armado em edifícios. Na sequência, foi aberto um assistente de projeto, no qual foi preenchido inicialmente os dados da edificação, tais como: tipo de contenção, materiais, altura do muro, espessura, profundidade da escavação, nível freático, nível da rocha e sobrecarga do terreno. Estas sobrecargas são carregamentos na superfície adjacente a contenção, que podem ocorrer devido ao tráfego de maquinários pesados durante a fase de construção, bem como construções já existentes na divisa ou até mesmo devido a vias com tráfego pesado. No caso em estudo, foi considerado uma sobrecarga de 10 kN/m<sup>2</sup> sobre o solo adjacente.

Nessa primeira etapa também foram determinadas as camadas do solo, conforme consta no laudo do ensaio SPT (Anexo A), sendo separadas pelo tipo de solo (muito mole, mole, média, rija e dura). Nesse momento não foram informadas as etapas intermediárias de escavação, fases de construção ou fases de serviço, admitindo a pior situação de execução que é a da escavação total e ininterrupta.

No preenchimento do ângulo de atrito e do intercepto de coesão, foram considerados os parâmetros por correlação com o ensaio SPT no primeiro arquivo (via correlação), e considerando os valores reais obtidos no ensaio triaxial para a primeira camada do segundo arquivo (via triaxial). Na parte correlacionada, foram informados para cada camada, os valores do ângulo de atrito, conforme o método de Teixeira (1996) e para os valores do intercepto de coesão, o método de Alonso (1983), de acordo com apêndice C.

Os coeficientes de recalque empuxo ativo ( $m_a$ ) e os coeficientes de recalque empuxo passivo ( $m_p$ ), também chamados de módulo de reação horizontal, foram obtidos por correlações empíricas (Equação 6) propostas por Terzaghi (1956) *apud* Mendes (2016) que podem ser considerados constante para solos argilosos.

$$K_h = 0,2 * \frac{K_1}{B} \quad (6)$$

Onde:

$K_h$  = Coeficiente de reação horizontal (kN/m<sup>3</sup>)  
 $K_1$  = Coeficiente para solos Argilosos (Tabela 9)  
 $B$  = Seção transversal da contenção.

Para os tipos de argila conforme Tabela 9.

**Tabela 9:** Valores de  $K_1$  para solos argilosos ( $\text{kN/m}^3$ )

| Condição         | Argila Mole | Argila Média | Argila rija | Argila Dura |
|------------------|-------------|--------------|-------------|-------------|
| Seca ou saturada | 0 a 15.000  | 20.000       | 50.000      | 100.000     |

Fonte: Adaptado de Terzaghi (1956) *apud* Mendes (2016)

Os valores considerados em cada camada do solo, encontram-se no apêndice C.

Na contenção executada foram utilizadas para cada tirante 6 cordoalhas CP190 RB12,70 com 12,7 mm de diâmetro nominal, na configuração de 6,0 metros livre (T.L), mais 9,0 metros ancorado (T.A), tracionados com 30 toneladas (300 kN), aplicadas a  $20^\circ$ , espaçados horizontalmente a 2,5 metros. O posicionamento da altura dos tirantes, bem como do número de linhas variou conforme cada parede analisada.

Dentre as propriedades dos tirantes a serem informadas, deve-se determinar a rigidez axial dos mesmos, determinado pela Equação 7.

$$EA = E * A * \frac{n}{L} \quad (7)$$

Onde:

EA = Rigidez Axial ( $\text{kN/m}$ )

E = Módulo de Elasticidade do aço (200.000.000 kPa)

A = Área seção transversal da cordoalha

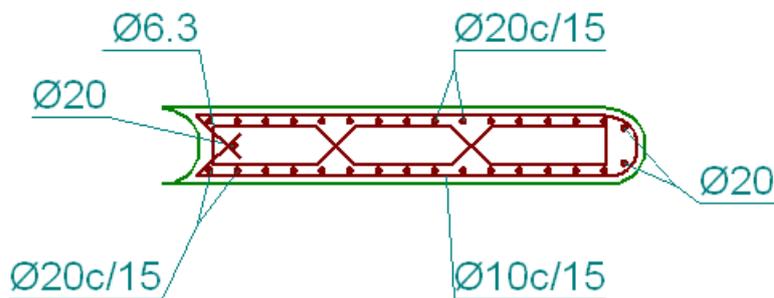
n = número de cordoalhas

L = Comprimento livre (m)

Na configuração adotada na contenção descrita anteriormente, determinou-se uma rigidez axial de 20.200  $\text{kN/m}$ . Os valores considerados para cada tirante em cada parede encontram-se no apêndice D.

As armaduras das estacas barrete utilizadas *in loco* que foram consideradas, foram compostas por barras de 20 mm de diâmetro na longitudinal a cada 15 cm, com estribos de 10 mm de diâmetro dispostos a cada 15 cm, além de estribos de travamento transversal e longitudinal de 6,3 mm. A seção transversal da contenção ficou disposta conforme Figura 35.

**Figura 33:** Seção transversal da contenção



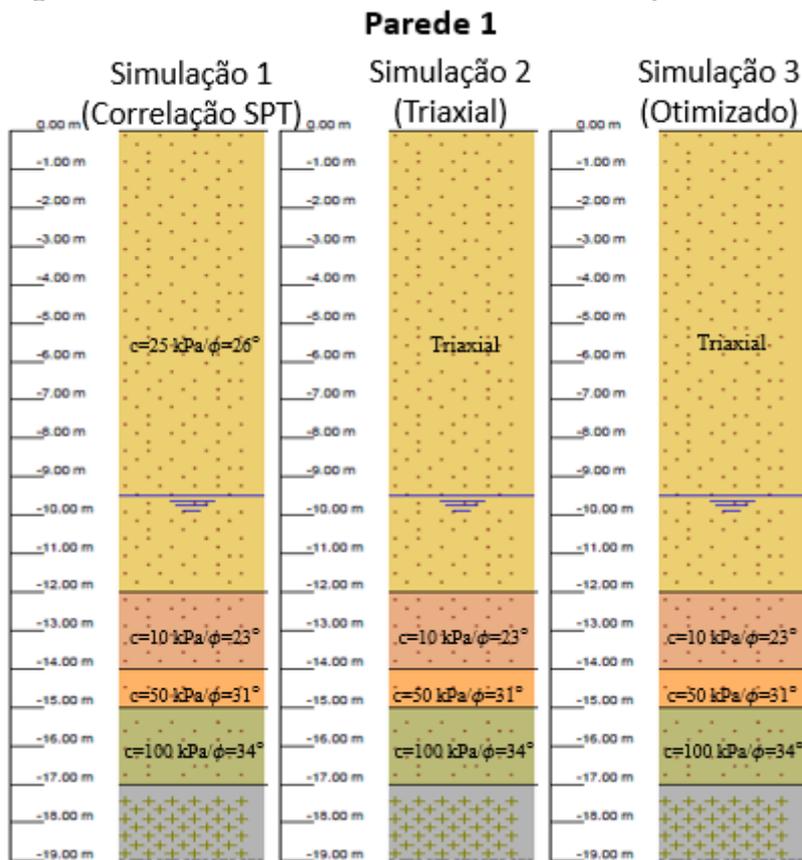
Fonte: Autores (2019)

Essas configurações de armadura, também representam a armadura para os 2 primeiros arquivos, sendo que o terceiro que é o sistema otimizado, sofreu ajustes e variações na busca de uma melhor eficiência da estrutura. Finalizado o preenchimento das armaduras, o próximo passo foi verificar as particularidades de cada estrutura modelada a fim de ajustar ao que foi realizado na obra.

### 3.5.1 Modelagem da contenção no software – Parede 1

Para modelagem da Parede 1, foram preenchidos os parâmetros de resistência do solo conforme Figura 34. Como o ensaio triaxial foi realizado para amostra da camada mais superficial do terreno, o seu resultado representa somente essa camada, sendo as demais camadas obrigatoriamente preenchidas com os valores obtidos pelas correlações com o ensaio SPT.

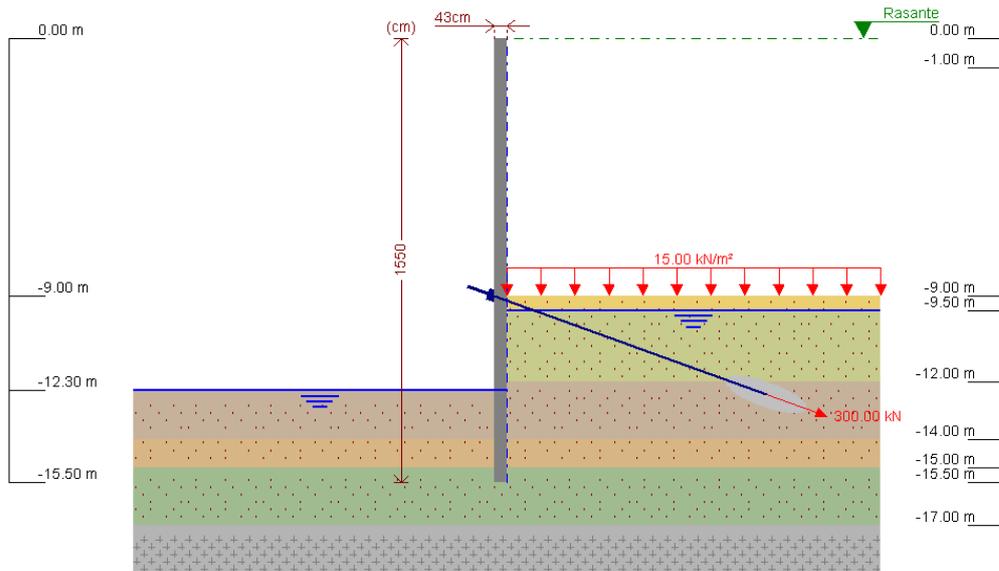
**Figura 34:** Parâmetros de resistência adotados na parede 1



Fonte: Autores (2019)

A parede 1, fica na divisa com um edifício residencial que possui 3 subsolos, por conseguinte apresenta uma configuração de tardoz diferente das demais. Para isso modelou-se a contenção considerando uma área de 9 metros (subsolos) sem maciço de solo. Considerou-se uma sobrecarga de  $15 \text{ kN/m}^2$  para compor o peso próprio e sobrepeso do piso da garagem sobre o solo. Não foi considerado a faixa de 2,12 m de solo entre a contenção da obra analisada e a contenção do edifício, devido a mesma ser uma área impermeabilizada entre as 2 contenções gerando esforços mínimos sobre a parede diafragma. Os demais parâmetros utilizados para dimensionamento da estrutura, estão no Apêndice C e D.

Como ancoragem ativa, essa parede utilizou 1 linha de tirantes, espaçadas a 2,5 metros aproximadamente, posicionados na cota -9 metros em relação a superfície, para reforçar a mesma devido os elementos de fundação do edifício vizinho. A configuração apresentada na parede 1 após concluída a modelagem pode ser visualizada na Figura 35.

**Figura 35:** Modelagem parede diafragma 1

Fonte: Autores (2019)

Para realização da simulação 3 (sistema otimizado), ajustou-se alguns parâmetros construtivos da parede de modo a atender os deslocamentos relativos máximos e esforços máximos resistentes da parede, bem como atendesse a todas as verificações aplicadas pelo *software*. Essas verificações consistem em:

- Relação entre o momento originado pelos empuxos passivos no intradorso e o momento originado pelos empuxos ativo no tardo;
- Relação entre o empuxo passivo total no intradorso e o empuxo realmente mobilizado;
- Espaçamentos máximos e mínimos das armaduras;
- Verificação a esforço cortante, conforme ABNT NBR 6118/2014, dentre outros.

Os itens otimizados na Parede 1 podem ser analisados na Tabela 10. Nela pode-se notar a redução da armadura, e aumento do espaçamento entre os tirantes, com redução da força aplicada em cada tirante.

**Tabela 10:** Otimização parede 1

| Item otimizado                 | Antes | Depois |
|--------------------------------|-------|--------|
| Armadura Principal (mm)        | 20    | 12,5   |
| Distância entre tirantes (m)   | 2,5   | 5      |
| Altura da parede (cm)          | 1550  | 1450   |
| Força aplicada no tirante (kN) | 300   | 145    |
| Ângulo do tirante (°)          | 20    | 30     |

Fonte: Autores (2019)

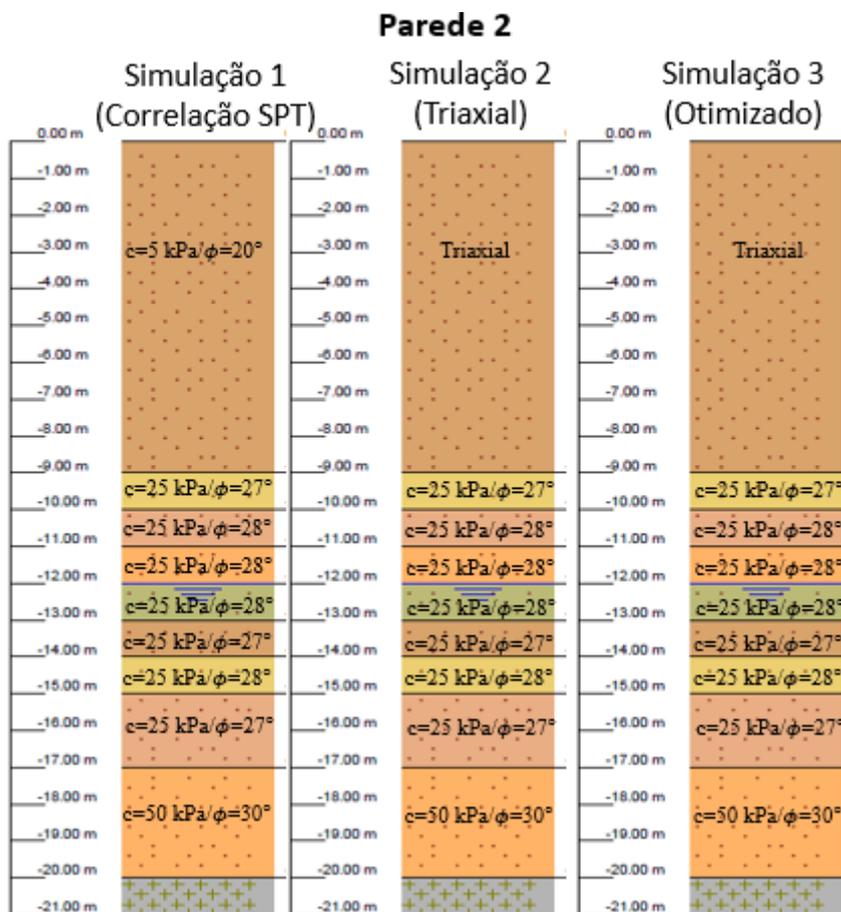
Concluída a otimização, foi possível analisar os gráficos de deslocamentos relativos, esforços cortantes, momentos fletores e empuxo para as 3 simulações realizadas.

### 3.5.2 Modelagem da contenção no software – Parede 2

A parede 2, consiste na parede localizada no fundo da obra em relação a rua Mato Grosso. Ela separa a construção do lote vizinho composto por um sobrado e o restante do seu lote ocupado por grama e plantas baixas, podendo se considerar apenas o maciço de solo a fazer esforço sobre a contenção.

Para modelagem da Parede 2, foram utilizados os parâmetros de resistência do solo conforme Figura 36.

**Figura 36:** Parâmetros de resistência adotados na parede 2

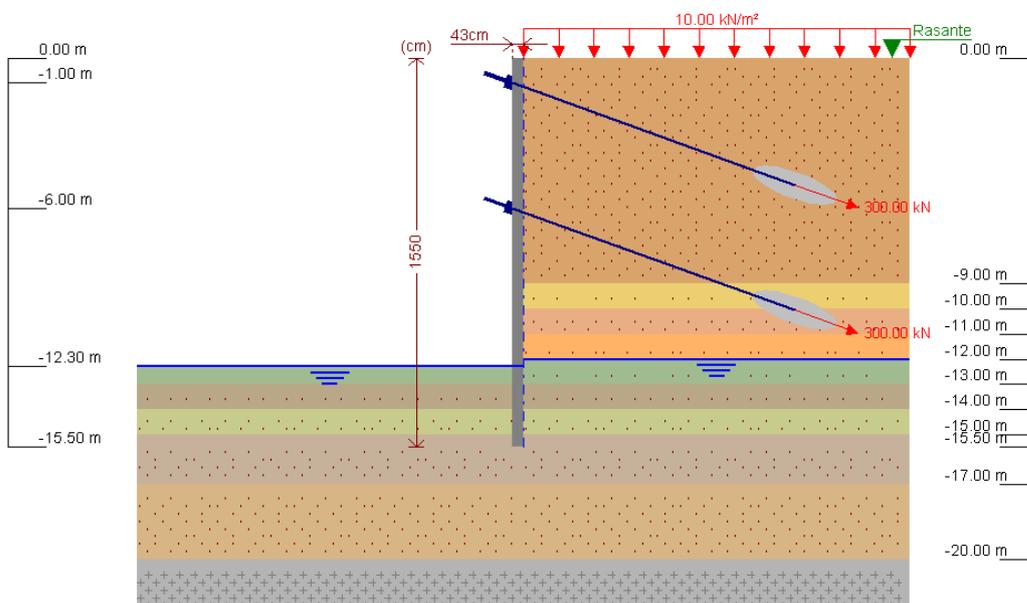


Fonte: Autores (2019)

Como o ensaio triaxial foi realizado para amostra da camada mais superficial do terreno, o seu resultado também representa somente essa camada, sendo as demais camadas obrigatoriamente preenchidas com os valores obtidos pelas correlações com o ensaio SPT. A primeira camada de solo, apresenta 8 metros de espessura, sendo esse um detalhe importante na análise entre as paredes e entre os métodos, por ser justamente a primeira camada que varia os parâmetros do solo considerados na análise (via correlação e via triaxial). Os demais parâmetros utilizados para dimensionamento da estrutura, estão no Apêndice C e D.

Apesar de no momento da análise o tardo da estrutura não apresentar tráfego de maquinários, veículos, ou cargas de relevância, considerou-se também uma sobrecarga de 10 kN/m<sup>2</sup> de carga acidental, para eventuais construções ou movimentações futuras. Como ancoragem ativa, essa parede utilizou duas linhas tirantes, espaçadas em 5 metros entre si, com a primeira linha na cota -1 metro, e a 2,5 metros entre tirantes na linha. A configuração apresentada na parede 2 após concluída a modelagem pode ser visualizada na Figura 37.

**Figura 37:** Modelagem parede diafragma 2



Fonte: Autores (2019)

Para a realização da simulação 3 (sistema otimizado), utilizou-se os parâmetros do solo do arquivo triaxial, por serem os valores reais do solo, e ajustou-se alguns parâmetros construtivos da parede de modo a atender os deslocamentos relativos máximos e esforços máximos resistentes da parede, bem como atendesse a todas as verificações aplicadas pelo *software*. Essas verificações consistem em:

- Relação entre o momento originando pelos empuxos passivos no intradorso e o momento originado pelos empuxos ativo no tardo;
- Relação entre o empuxo passivo total no intradorso e o empuxo realmente mobilizado;
- Espaçamentos máximos e mínimos das armaduras;
- Verificação a esforço cortante conforme ABNT NBR 6118/2014, dentre outros.

Os itens otimizados na Parede 2 podem ser analisados na Tabela 11. Nela pode-se notar a redução da armadura utilizada na contenção, tendo, contudo, aumentado a quantidade de tirantes e o tamanho da parede para se adequar as verificações.

**Tabela 11:** Otimização parede 2

| Item otimizado                 | Antes | Depois |
|--------------------------------|-------|--------|
| Armadura Principal (mm)        | 20    | 16     |
| Quantidade de tirantes         | 2     | 3      |
| Altura da parede (cm)          | 1550  | 1700   |
| Força aplicada no tirante (kN) | 300   | 250    |

Fonte: Autores (2019)

Concluída a otimização, foi possível analisar os gráficos de deslocamentos relativos, esforços cortantes, momentos fletores e empuxo para as 3 simulações realizadas.

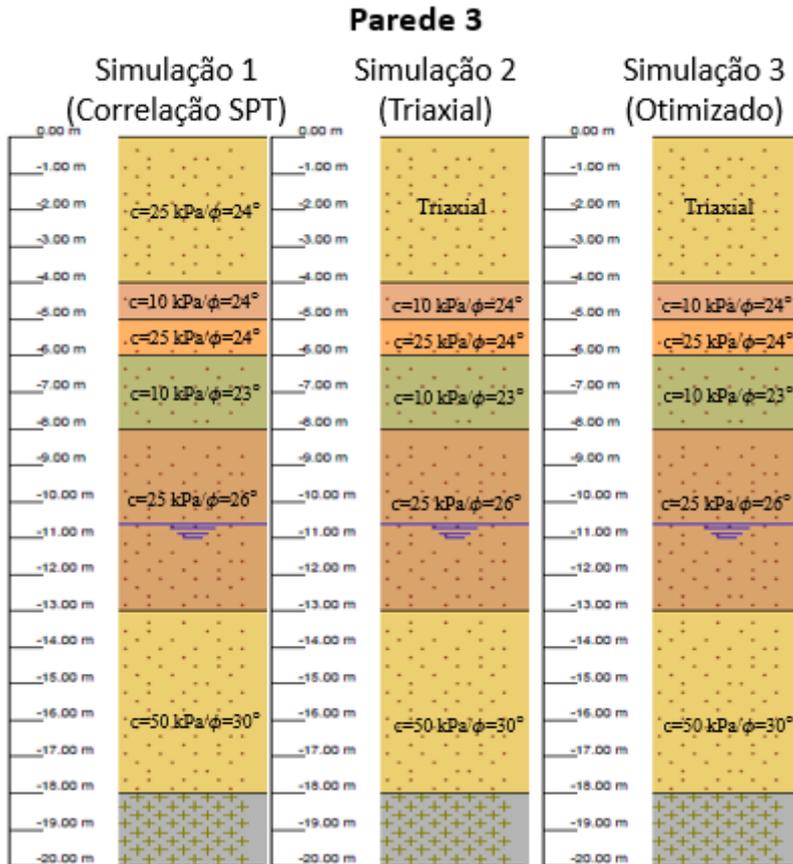
### 3.5.3 Modelagem da contenção no software – Parede 3

A parede 3 é a parede localizada no fundo, à esquerda da obra, paralela à rua Mato Grosso. Ela fica próxima à construção de 3 andares, a partir do térreo já existente, que será ampliada nessa obra, sendo o terreno a tardo da contenção todo preenchido por essa construção. Admitindo que a fundação dessa construção é profunda, não foi considerado sua carga sobre a contenção, sendo somente considerado o solo abaixo da construção, mais a sobrecarga de 10 kN/m<sup>2</sup> da área que fica em contato com o solo.

Para modelagem da Parede 3, foram preenchidos os parâmetros de resistência do solo conforme Figura 38. Como o ensaio triaxial foi realizado para amostra da camada mais superficial do terreno, o seu resultado, assim como as demais paredes, também representa somente essa camada, com as demais camadas, obrigatoriamente, sendo preenchidas com os valores obtidos pelas correlações com o ensaio SPT. A primeira camada de solo considerado

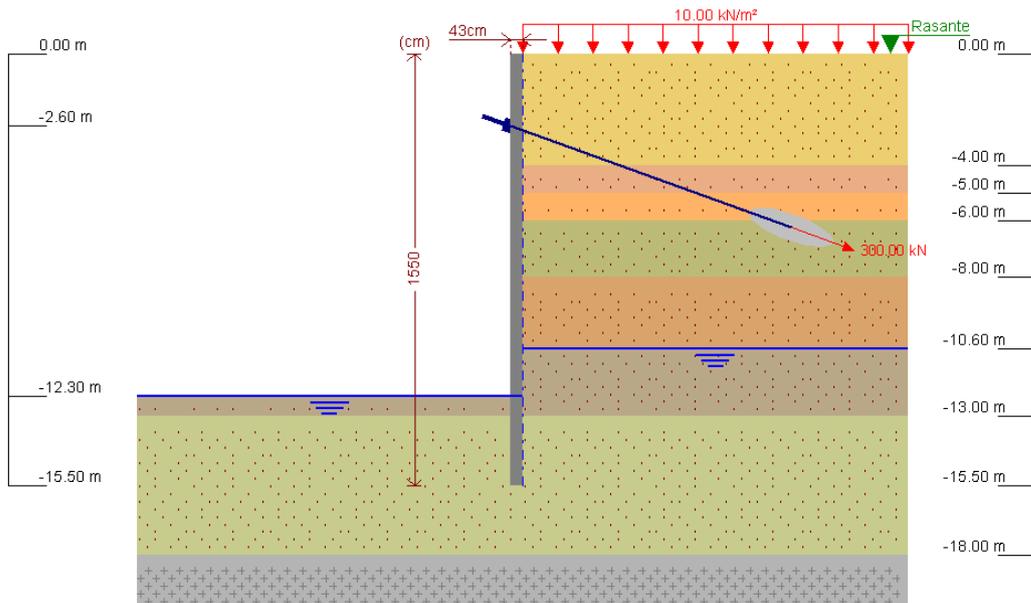
nessa parede, apresenta 4 metros de espessura, sendo esse um detalhe importante na análise em relação à parede 2, que em situação semelhante, apresenta 8 metros de espessura para a primeira camada. Os demais parâmetros utilizados para dimensionamento da estrutura, estão no Apêndice C e D.

**Figura 38:** Parâmetros de resistência adotados na parede 3



Fonte: Autores (2019)

Como ancoragem ativa, essa parede utilizou 1 linha posicionado na cota -2,60 metros, espaçadas a 2,5 metros. A configuração apresentada na parede 3 após concluída a modelagem pode ser visualizada na Figura 39.

**Figura 39:** Modelagem parede diafragma 3

Fonte: Autores (2019)

Gerou-se a simulação 3 (sistema otimizado), para estrutura com os parâmetros do solo do arquivo triaxial, por serem os valores reais do solo, e ajustou-se alguns parâmetros construtivos da parede de modo a atender os deslocamentos máximos e esforços máximos resistentes da parede, bem como atendesse a todas as verificações aplicadas pelo *software*. Essas verificações consistem em:

- Relação entre o momento originando pelos empuxos passivos no intradorso e o momento originado pelos empuxos ativo no tardo;
- Relação entre o empuxo passivo total no intradorso e o empuxo realmente mobilizado;
- Espaçamentos máximos e mínimos das armaduras;
- Verificação a esforço cortante conforme ABNT NBR 6118/2014, dentre outros.

Durante a otimização, a mesma não apresentou resultados satisfatórios quanto às verificações, sendo necessário acrescentar 2 linhas de tirantes para atingir aos objetivos, conforme Tabela 12.

**Tabela 12:** Otimização parede 3

| Item otimizado                 | Antes | Depois      |
|--------------------------------|-------|-------------|
| Quantidade de tirantes         | 1     | 3           |
| Altura da parede (cm)          | 1550  | 1400        |
| Força aplicada no tirante (kN) | 300   | 150/200/300 |

Fonte: Autores (2019)

Concluída a otimização, o próximo passo foi gerar e analisar os gráficos de deslocamentos relativos, esforços cortantes e momentos fletores para as 3 simulações realizadas.

### 3.6 ANÁLISE DOS DADOS

A análise dos dados foi realizada pela observação dos valores obtidos por meio dos ensaios de campo, sendo o ensaio SPT disponibilizado pela empresa que realizou as sondagens. Os parâmetros de resistência do solo para o primeiro metro de solo, foram gerados pelo software Paviteste Triaxial, resultante do ensaio de compressão triaxial. Embora tenham sido coletadas 24 amostras, apenas 15 ficaram aptas para o ensaio. Dessas 15, apenas 7 foram concluídas, sendo escolhidas 3 com valores satisfatórios e condizentes para gerar os círculos de Mohr-Coulomb, e por consequência os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.

A execução de uma contenção se dá por meio da introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais com rigidez suficiente para absorver os esforços de deslocamento provenientes do maciço de solo.

No dimensionamento de estruturas de contenção, o *software* analisa a deformabilidade dos materiais e a deslocabilidade da estrutura, além da consideração dos empuxos atuantes na contenção. Com base nessa análise, buscou-se analisar o dimensionamento mais eficiente da contenção.

## 4 CAPÍTULO 4

### 4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

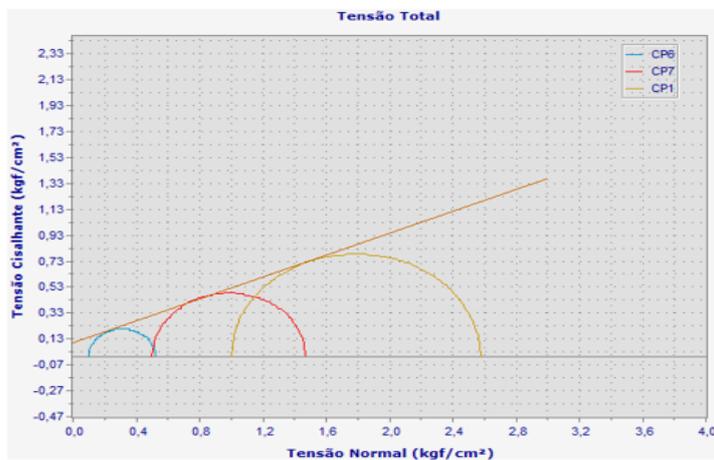
As amostras coletadas, próximo ao local da obra, as quais foram ensaiadas pelo ensaio triaxial, forneceram os parâmetros de resistência do solo, e desta forma foi possível simular com grande precisão o comportamento da contenção para esse tipo de solo.

#### 4.1.1 Ensaio de compressão triaxial

Com a utilização do ensaio de compressão triaxial foi possível determinar as envoltórias de resistência e conseqüentemente, definir o intercepto de coesão e o ângulo de atrito das amostras ensaiadas.

Cada ensaio triaxial gerou os valores representativos do estado de tensões do solo que estão representados na Figura 40 pelos semicírculos. A junção de 3 semicírculos possibilita a criação de uma reta que tangencia cada um deles determinando a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo.

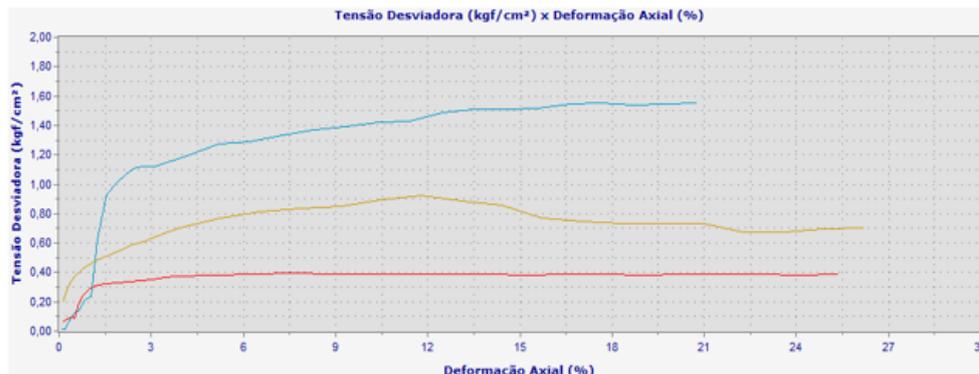
**Figura 40:** Envoltória de Mohr-Coulomb com o resultado de 3 ensaios



Fonte: Autores (2019)

O *software* também gera o gráfico da tensão desviadora versus deformação axial do solo conforme Figura 41. O gráfico indica no trecho inicial, o comportamento elásto-plástico que o solo laterítico possui, sendo o comportamento básico do solo na região de Cascavel/PR.

**Figura 41:** Tensão desviadora x deformação axial com o resultado de 3 ensaios



Fonte: Autores (2019)

Combinou-se 3 valores do ensaio triaxial, obtendo a combinação final que gerou um ângulo de atrito de  $23^\circ$  e o intercepto de coesão de 10 kPa.

Com valor real do ângulo de atrito do solo obtido no ensaio triaxial, comparou-se com os valores obtidos pelos métodos empíricos criados por Godoy (1983) e Teixeira (1996) para a primeira camada de solo para os 3 pontos de análise conforme Tabela 13.

**Tabela 13:** Comparação ângulo de atrito triaxial e empírico com base ensaio SPT

| Comparação Ângulo de Atrito |                                  |                                    |                                       |                                    |                                       |                                    |                                       |
|-----------------------------|----------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|
|                             |                                  | Parede 1                           |                                       | Parede 2                           |                                       | Parede 3                           |                                       |
| Camada                      | Ângulo de Atrito ensaio Triaxial | Ângulo de Atrito da Camada (Godoy) | Ângulo de Atrito da Camada (Teixeira) | Ângulo de Atrito da Camada (Godoy) | Ângulo de Atrito da Camada (Teixeira) | Ângulo de Atrito da Camada (Godoy) | Ângulo de Atrito da Camada (Teixeira) |
| 1ª camada                   | $23^\circ$                       | $29,15^\circ$                      | $22,59^\circ$                         | $28,58^\circ$                      | $20,37^\circ$                         | $29,44^\circ$                      | $23,49^\circ$                         |

Fonte: Autores (2019)

É possível constatar a proximidade do valor obtido pelo ensaio triaxial ( $23^\circ$ ) com os valores calculados pelo método criado por Teixeira (1996), confirmando a conclusão encontrada por Almeida e Oliveira (2018), de ser esse o método mais aproximado com os valores reais do solo obtidos em laboratório.

Para comparação do intercepto de Coesão, foi considerado o resultado do ensaio triaxial no valor de 10 kPa. Com esse valor, comparou-se com os valores obtidos pelos métodos empíricos criados por Teixeira e Godoy (1996) e Alonso (1983) para a primeira camada dos 3 pontos de análise conforme Tabela 14.

**Tabela 14:** Comparação intercepto de coesão pelo ensaio triaxial e empírico com base ensaio SPT

| Comparação Intercepto de Coesão |                        |                                     |                 |                                     |                 |                                     |                 |
|---------------------------------|------------------------|-------------------------------------|-----------------|-------------------------------------|-----------------|-------------------------------------|-----------------|
| Camada                          | Coesão ensaio Triaxial | Parede 1                            |                 | Parede 2                            |                 | Parede 3                            |                 |
|                                 |                        | Coesão da Camada (Teixeira e Godoy) | Coesão (Alonso) | Coesão da Camada (Teixeira e Godoy) | Coesão (Alonso) | Coesão da Camada (Teixeira e Godoy) | Coesão (Alonso) |
| 1° camada                       | 10 kPa                 | 28,8 kPa                            | 10 kPa          | 14,4 kPa                            | 5 kPa           | 36 kPa                              | 10 kPa          |

Fonte: Autores (2019)

É possível constatar a proximidade do valor obtido pelo ensaio triaxial (10kPa) com os valores considerados por Alonso (1983), confirmando a conclusão encontrada por Almeida e Oliveira (2018), que os limites inferiores de cada faixa de  $N_{SPT}$  representam melhor a situação real para solos argilosos colapsíveis característicos da cidade de Cascavel/PR.

#### 4.2 DETERMINAÇÃO DOS ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO

Com as amostras de solo retiradas do local em 2 dias diferentes, foi possível determinar os índices físicos do solo, os quais seriam necessários para simulação da contenção. Primeiramente, foi pega uma fração da amostra de solo, pesada e colocada na estufa para secagem, obtendo assim o teor de umidade do solo ( $w$ ). Na sequência, para cada amostra de solo ensaiada, eram conhecidas suas dimensões, obtendo assim o seu volume e o seu peso, e com essas informações, calculou-se o peso específico natural ( $\gamma_n$ ) do solo. A partir desses valores iniciais, determinou-se os demais índices do solo, conforme Tabela 15. O peso específico dos solos no valor de 26,83 kN/m<sup>3</sup> é um valor conhecido para a região de Cascavel, o qual foi determinado por Zen e Almeida (2018).

**Tabela 15:** Índices físicos do solo

| ÍNDICE       | Peso Específico Natural         | Peso Específico Saturado            | Peso Específico Seco            | Peso Específico Submerso            | Teor de Umidade | Índice de Vazios | Grau de Saturação |
|--------------|---------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-----------------|------------------|-------------------|
| AMOSTRA      | $\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | W               | e                | Sr                |
| AMOSTRA 1    | 9,60                            | 14,15                               | 6,62                            | 4,15                                | 45,09%          | 3,06             | 39,59%            |
| AMOSTRA 2    | 14,90                           | 16,59                               | 10,50                           | 6,59                                | 41,90%          | 1,56             | 72,26%            |
| AMOSTRA 3    | 12,92                           | 15,56                               | 8,86                            | 5,56                                | 45,78%          | 2,03             | 60,59%            |
| AMOSTRA 4    | 13,07                           | 15,70                               | 9,09                            | 5,70                                | 43,77%          | 1,95             | 60,21%            |
| AMOSTRA 5    | 14,16                           | 16,23                               | 9,93                            | 6,23                                | 42,57%          | 1,70             | 67,15%            |
| AMOSTRA 6    | 13,72                           | 15,95                               | 9,48                            | 5,95                                | 44,80%          | 1,83             | 65,66%            |
| AMOSTRA 7    | 14,62                           | 16,37                               | 10,15                           | 6,37                                | 44,01%          | 1,64             | 71,86%            |
| <b>MÉDIA</b> | <b>13,72</b>                    | <b>15,95</b>                        | <b>9,48</b>                     | <b>5,95</b>                         | <b>44,01%</b>   | <b>1,83</b>      | <b>65,66%</b>     |

Fonte: Autores (2019)

Esses índices físicos do solo são representativos para a primeira camada do solo. Devido a coleta das amostras terem sido realizadas na parte superficial do terreno, todos os valores da densidade aparente do solo e a densidade aparente submersa preenchidos na modelagem estão contidos no apêndice C.

### 4.3 MODELAGENS NUMÉRICAS DAS CONTENÇÕES

#### 4.3.1 Parede 1

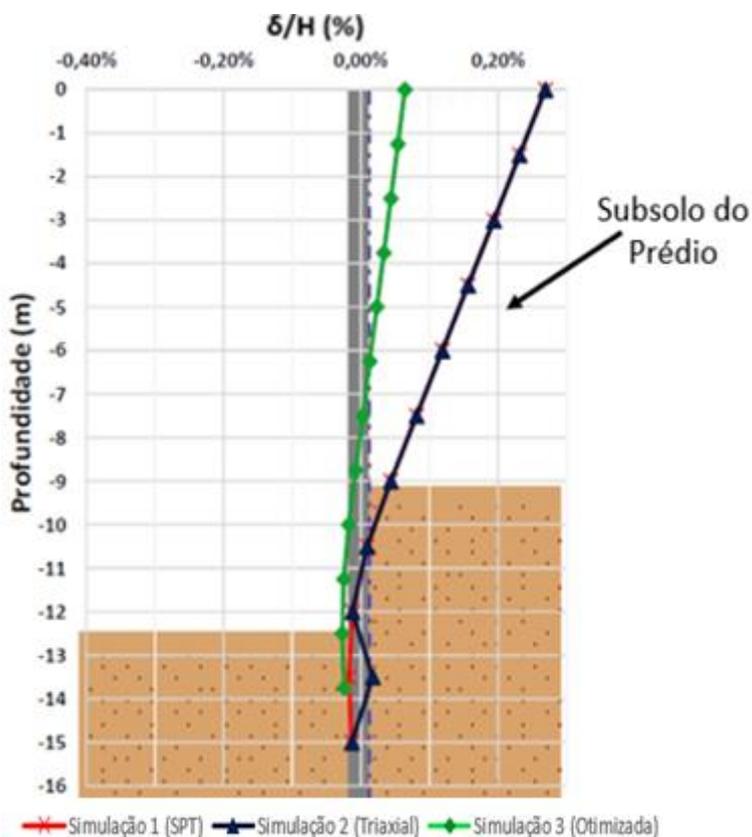
A parede 1 consiste na simulação da parede localizada a direita da obra em relação a rua Mato Grosso, fazendo divisa com um edifício habitacional de grande porte com 3 subsolos. Esse edifício possui 3 subsolos de garagens, logo nessa região não existe solo gerando força lateral sobre a estrutura da contenção, sobrando assim somente 2,12 metros de solo entre a contenção e a divisa do terreno, além de aproximadamente mais 3 metros de solo equivalente na base da escavação, abaixo do piso do último subsolo.

Para modelagem da estrutura desconsiderou-se essa faixa de 2,12 metros por ser uma área impermeabilizada entre as duas contenções gerando baixos esforços sobre a contenção em

estudo sendo desconsiderada durante a modelagem. Considerou-se somente a carga da garagem (peso próprio e sobrepeso) mais o solo abaixo dele em relação a contenção.

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 44 apresenta os diagramas de deslocamentos relativos para cada parâmetro analisado, o qual consiste na relação entre o deslocamento ( $\delta$ ) da contenção, pela altura de corte da contenção ( $H$ ), dado em porcentagem.

**Figura 42:** Deslocamento relativo parede 1



Fonte: Autores (2019)

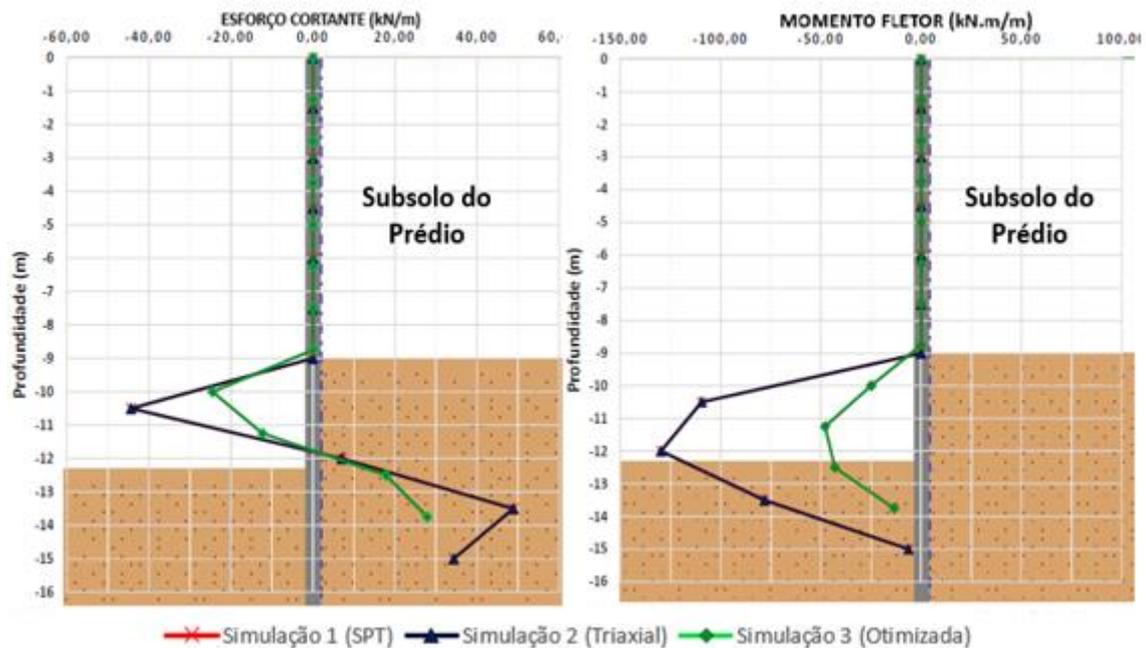
Em uma situação normal, com um maciço de solo aplicando carga na contenção, o deslocamento seria no sentido da escavação. Como a parede analisada faz divisa com o subsolo de um prédio residencial, não existe solo no local, da mesma forma que se desconsiderou a faixa de solo entre a contenção e a divisa, portando, não existe carga horizontal sobre a contenção. Devido a essa configuração, com a aplicação dos tirantes, a contenção tende a se deslocar para outro lado chegando a valores máximos de  $0,27\% \cdot H$ , tanto no método usando os valores correlacionados, quanto no método usando valores reais obtidos pelo ensaio triaxial,

atendendo a verificação ser inferior a  $0,4\%.H$ , para solos argilosos, a fim de que não ocorra sinais de colapso, segundo Ranzini e Negro Jr. (1998).

Sobre o mesmo comportamento de deslocamento relativo para as demais simulações, a explicação reside no fato que o ensaio triaxial foi realizado com a amostra de solo do primeiro metro, o qual se aplica para a primeira camada do solo da contenção. Como o solo em profundidade tanto na simulação 1 e 2 da parede 1 apresentam os parâmetros do solo via correlação, o gráfico do deslocamento apresentou a mesma configuração, por não sofrer a influência do solo a tardo da primeira camada. No arquivo otimizado, o deslocamento relativo máximo chegou a  $0,06\%.H$ , bem abaixo do limite de  $0,4\%.H$  segundo Ranzini e Negro Jr. (1998) para esse tipo de solo.

Na Figura 43 são apresentados os esforços cortantes e momentos fletores atuantes na contenção, de acordo com o método de dimensionamento.

**Figura 43:** Esforço cortante e momento fletor na parede 1



Fonte: Autores (2019)

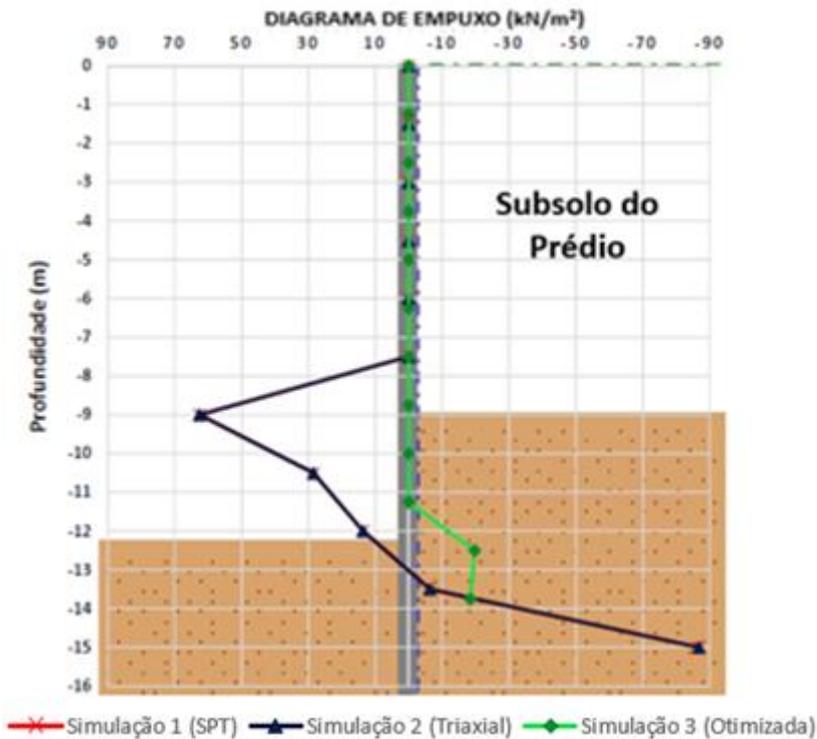
No diagrama de esforço cortante, o objetivo é analisar a influência dos esforços atuantes na parede, a fim de se dimensionar a estrutura de contenção ao cisalhamento. Verifica-se a ausência de valores na parte superior da contenção, devido à ausência de solo, iniciando somente na parte que seria abaixo do piso do último subsolo do edifício vizinho. Nessa parte o esforço cortante chegou a  $48,86 \text{ kN/m}$  tanto via correlação quanto via triaxial, salientando que

em ambos os métodos a verificação efetuada pelo *software*, os esforços resistentes são inferiores aos solicitantes. Ao se otimizar a estrutura, obteve-se valores que não ultrapassaram 28 kN/m.

No diagrama de momentos fletores, a força máxima aplicada sobre a contenção chega a 129 kN.m/m em ambos os métodos. O sistema otimizado nesse quesito, apresentou valores mais moderados se comparados aos outros dimensionamentos, não passando dos 48 kN.m/m.

Com os valores do momento fletor e esforço cortante, dimensiona-se a seção transversal do elemento de contenção quanto à flexão e ao cisalhamento, respectivamente. Através da análise dos diagramas resultantes de deslocamento, esforço cortante e momento fletor para os tipos de dimensionamento, nota-se que em ambos os casos (correlação e triaxial) o dimensionamento inicial adquiriu estabilidade, porém não atendeu a todos os critérios de dimensionamento impostos pelo *software* (verificação a esforço cortante), fato esse que explica os valores altos de esforço cortante e momento fletor na base da estrutura. Em seguida, foram analisados os diagramas de empuxo conforme Figura 44, considerando as mesmas 3 simulações utilizadas para verificação dos deslocamentos.

**Figura 44:** Diagrama de empuxo parede 1



Fonte: Autores (2019)

Com a análise dos empuxos atuantes na estrutura, pode-se notar uma variação grande na pressão que incide a carga do maciço no tardo, apresentando um empuxo ativo de 62,5 kN/m<sup>2</sup> para o sistema via correlação e triaxial e um empuxo passivo de 86,8 kN/m<sup>2</sup> para ambos os métodos a 15 metros de profundidade quando as condições do solo buscam neutralizar a tendência de rotação da estrutura.

Através dessa análise numérica para as simulações via correlação e via triaxial, percebe-se que esses gráficos estão de acordo com o esperado para a estrutura que tende a sofrer 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 sistema otimizado isso não ocorre devido ao equilíbrio alcançado no dimensionamento da estrutura, que não apresentou empuxo ativo, e somente 19,7 kN/m<sup>2</sup> de empuxo passivo, fazendo com que a tensão gerada pelo maciço não seja capaz de rotacionar a estrutura. Os valores máximos obtidos nas simulações constam na Tabela 16.

**Tabela 16:** Comparativo dos esforços resultantes para as modelagens numéricas parede 1

| Diagrama                    | Correlação | Triaxial | Otimizada |
|-----------------------------|------------|----------|-----------|
| Deslocamento Relativo (%)   | 0,27       | 0,27     | 0,06      |
| Esforço Cortante (kN/m)     | 48,8       | 48,8     | 27,9      |
| Momento Fletor (kN.m/m)     | 129,7      | 129,7    | 47,9      |
| Empuxo (kN/m <sup>2</sup> ) | 86,8       | 86,8     | 19,7      |

Fonte: Autores (2019)

Mediante análise dos gráficos percebe-se que o maior esforço requerido na estrutura é próximo a base da escavação, a qual necessitaria de maior armação se comparado a parte de cima da contenção.

Essa análise leva a duas considerações importantes: a primeira, que mesmo que o solo entre as contenções gere baixos esforços sobre a contenção, os mesmos não podem ser desprezados, e segundo, na prática construtiva não costuma-se reduzir as seções das armaduras ao longo da contenção, permanecendo a mesma armadura dimensionada para a pior situação, em toda a sua extensão, independentemente de sua efetiva necessidade, impactando assim na otimização em termos econômicos.

Contudo, gerando o dimensionamento otimizado da estrutura, percebeu-se uma diminuição dos parâmetros construtivos da mesma, sem perder eficiência provando assim que

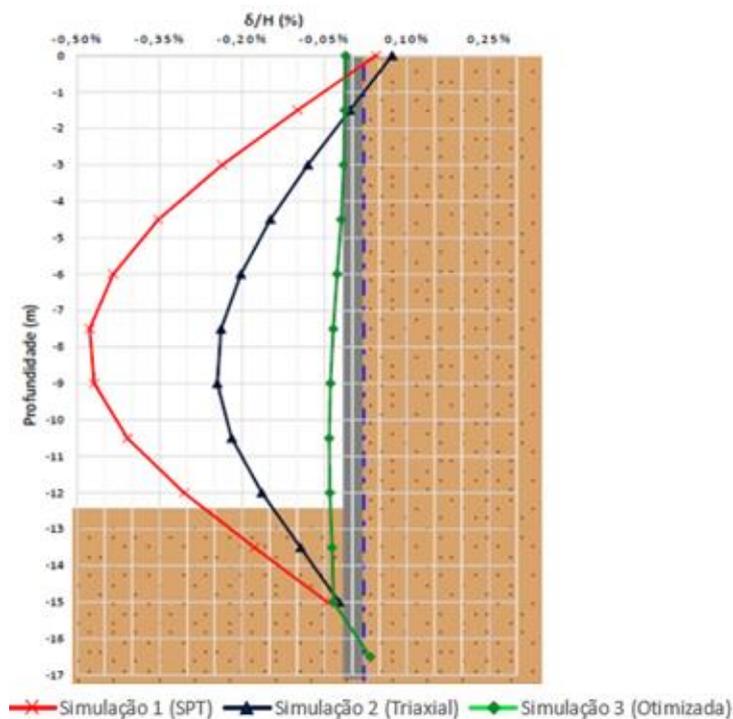
para aquele ponto a contenção poderia ser otimizada tecnicamente, cabendo as devidas ressalvas de consideração de dimensionamento junto ao edifício vizinho.

#### 4.3.2 Parede 2

A parede 2, consiste na simulação da parede localizada no fundo da obra em relação a rua Mato Grosso. Ela separa a construção do lote vizinho composto por um sobrado e grande sobra de terreno ocupado por grama, vegetação e pequenas árvores, podendo se considerar apenas o maciço de solo a fazer esforço sobre a contenção.

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 45 apresenta os diagramas de deslocamentos relativos para cada parâmetro analisado, o qual consiste no deslocamento da contenção, em porcentagem, dividido pela altura da parede escavada.

**Figura 45:** Deslocamento relativo da parede 2



Fonte: Autores (2019)

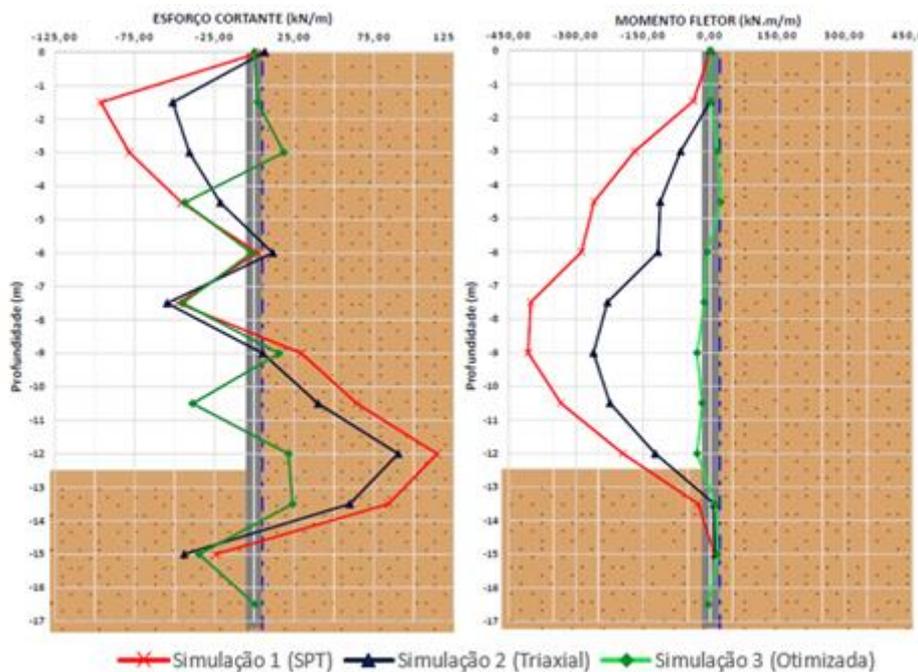
É possível observar que os deslocamentos relativos máximos ( $\delta/H$ ) ocorreram na parede dimensionada, utilizando as correlações com os valores de  $N_{SPT}$  a  $0,48\% \cdot H$ , enquanto

que no dimensionamento utilizando os dados do ensaio triaxial no primeiro metro, esse deslocamento chegou a 0,25%. H.

Através das análises de deslocamentos pode-se observar que o método utilizado e os valores correlacionados não atendem as recomendações de Ranzini, de modo que a estrutura não apresente deformações excessivas e conseqüentemente fissuras, 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), ficando, contudo, muito próximo desse valor.

Tanto para o dimensionamento utilizando os parâmetros do solo via correlação, quanto via triaxial, algumas verificações não foram atendidas em especial a verificação a cortante do solo. Dessa forma foi otimizado a estrutura com base nos dados reais do solo com a finalidade de atender aos critérios de dimensionamento do *software*, obtendo assim um dimensionamento com baixíssimo deslocamento na ordem de 0,04%, bem menor que os 0,4%.H recomendados segundo Ranzini e Negro Jr. (1998). Na Figura 46 são apresentados os esforços cortantes e momentos fletores atuantes na contenção.

**Figura 46:** Esforço cortante e momento fletor na Parede 2



Fonte: Autores (2019)

Analisando o diagrama de esforço cortante, nota-se mais uma vez valores maiores no dimensionamento utilizando dados de correlação, sendo 96,4 kN/m enquanto no sistema com valores reais do solo esse valor chega a 54,6 kN/m, salientando que em ambos os métodos a

verificação efetuada pelo *software*, acusa reprovação. Ao se otimizar a estrutura, obteve-se valores próximos aos valores obtidos utilizando dados reais do solo, na ordem de 45 kN/m.

Os resultados para os esforços cortantes são de acordo com o esperado, pois, nos três métodos analisados, os deslocamentos são inversamente proporcionais a esses esforços, sendo o deslocamento máximo no sistema correlacionado ocorrendo em torno de 7,5 metros, ponto esse onde o esforço cortante foi de 48 kN/m.

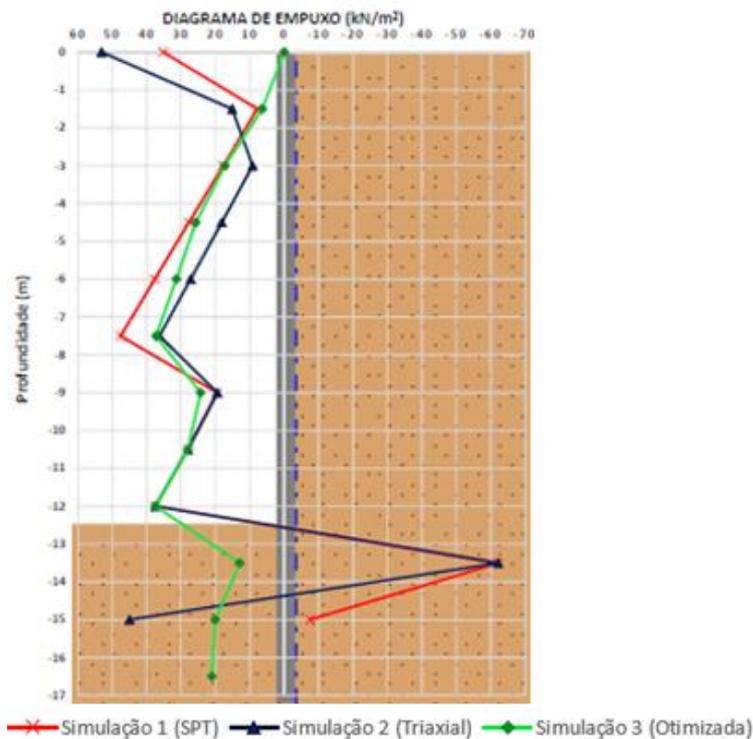
No diagrama de momentos fletores, nota-se novamente valores maiores para o sistema que utiliza dados correlacionados com o ensaio SPT, chegando a 406 kN.m/m, enquanto que no sistema triaxial, esse valor chegou a 206 kN.m/m. Contudo, foi possível observar que os diagramas seguem a mesma tendência de atuação do momento fletor, para o sistema correlacionado e triaxial, variando apenas o seu valor de acordo com a profundidade. O sistema otimizado nesse quesito, apresentou valores extremamente baixos e uniformes se comparados aos outros dimensionamentos, não passando dos 29 kN.m/m.

Com os valores do momento fletor e esforço cortante, dimensiona-se a seção transversal do elemento de contenção quanto à flexão e ao cisalhamento, respectivamente. Através da análise dos diagramas resultantes de deslocamento, esforço cortante e momento fletor para os tipos de dimensionamento, nota-se que o sistema via correlação durante o dimensionamento inicial adquiriu estabilidade, porém não atendeu a todos os critérios de dimensionamento impostos pelo *software*, fato esse que explica o deslocamento relativo maior que o recomendado pelas bibliografias a respeito e valores altos de esforço cortante e momento fletor.

O dimensionamento utilizando os valores reais do solo obtidos pelo ensaio triaxial, também apresentou estabilidade da estrutura no dimensionamento, porém também não atendeu a todas as verificações, ficando, contudo, com um deslocamento dentro do recomendado, e com valores de esforço cortante e momento fletor consideravelmente menores que o método por correlação.

Em seguida, foram analisados os diagramas de empuxo conforme Figura 47, considerando as mesmas 3 simulações utilizadas para verificação dos deslocamentos

**Figura 47:** Diagrama de empuxo da parede 2



Fonte: Autores (2019)

Com a análise dos empuxos atuantes na estrutura, pode-se notar a maior variação dos mesmos nos métodos via correlação e via triaxial. Apresentando um empuxo ativo de 47,5 kN/m<sup>2</sup> para o sistema via correlação; 36,2 kN/m<sup>2</sup> para o sistema via triaxial e um empuxo passivo de 62,2 kN/m<sup>2</sup> para ambos os métodos. Os dois diagramas apresentaram a mesma tendência de deslocamento, variando apenas o seu valor de acordo com a profundidade.

Ao se analisar o sistema otimizado, não se verifica empuxos passivos na parte escavada da contenção, sendo somente ativos com valor máximo de 53 kN/m<sup>2</sup>, destacando-se que esse diagrama também apresenta uma mesma tendência de deslocamento com os demais métodos, variando apenas o seu valor de acordo com a profundidade.

Através dessa análise numérica para as simulações via correlação e via triaxial, percebe-se assim como ocorreu na parede 1, que as reações estão de acordo com o esperado para a estrutura que tende a sofrer rotação sob o efeito de seu empuxo ativo que atua no seu trecho livre até chegar ao ponto de rotação e, logo abaixo desse ponto, no trecho enterrado, as condições de empuxo se invertem, resultando o diagrama de empuxo ativo e passivo. No sistema otimizado isso não ocorre devido ao equilíbrio alcançado no dimensionamento da estrutura, muito graças ao acréscimo da ficha da parede de contenção, fazendo com que a tensão

gerada pelo maciço não seja capaz de rotacionar a estrutura. Os valores máximos obtidos nas simulações constam na Tabela 17.

**Tabela 17:** Comparativo dos esforços resultantes para as modelagens numéricas parede 2

| Diagrama                    | Correlação | Triaxial | Otimizada |
|-----------------------------|------------|----------|-----------|
| Deslocamento Relativo (%)   | 0,48       | 0,25     | 0,04      |
| Esforço Cortante (kN/m)     | 96,4       | 51,2     | 45,0      |
| Momento Fletor (kN.m/m)     | 406,0      | 260,0    | 29,5      |
| Empuxo (kN/m <sup>2</sup> ) | 62,2       | 62,2     | 37,3      |

Fonte: Autores (2019)

Na análise específica entre os resultados do método via correlação e via triaxial, - salientando que esse valor via ensaio triaxial, é para a primeira camada do solo, admitindo que o dimensionamento da estrutura é exatamente o mesmo, percebeu-se que o critério via correlação adotou valores mais conservadores (menores que o real) em relação ao solo (vide Tabela 13 e 14), indicando que o solo não teria a resistência suficiente e aplicaria maiores esforços sobre a contenção.

Porém, o solo apresentou uma resistência maior que o esperado na correlação, fato confirmado pelos valores menores nos gráficos analisados no sistema triaxial frente ao sistema que utilizou os dados correlacionados com a sondagem SPT.

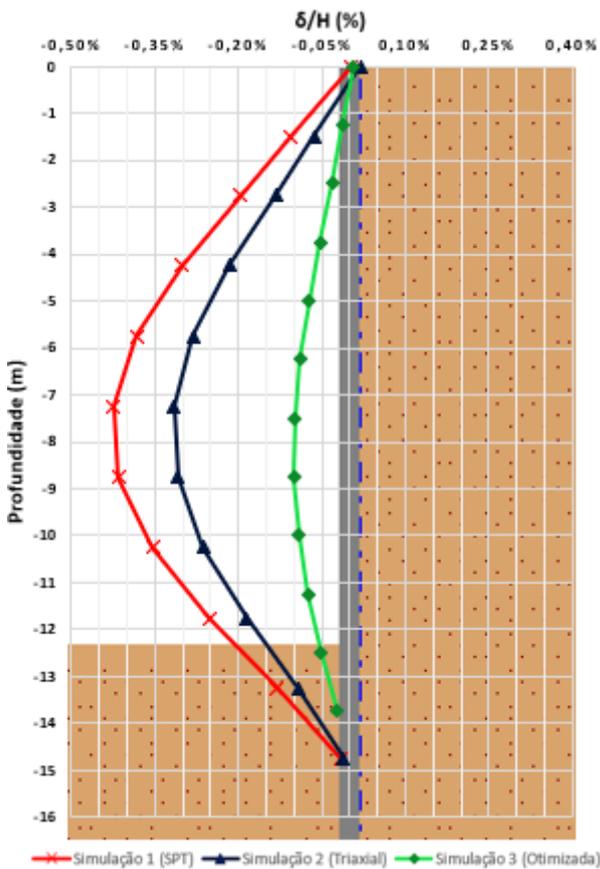
Ao gerar o dimensionamento otimizado da estrutura, percebeu-se uma diminuição dos parâmetros construtivos da mesma, sem perder eficiência, provando assim que para aquele ponto a contenção poderia ser otimizada tecnicamente. Destaca-se que para essa parede analisada, a primeira camada de solo é de 8 metros, sendo essa de grande influência sobre o sistema quando simulada com valores via correlação e com valores reais do solo obtidos pelo ensaio triaxial.

Buscando verificar a afirmação anterior, que foram adotados parâmetros de solo conservadores (menores que o real), aplicou-se a solução de dimensionamento otimizado nos parâmetros do solo correlacionado, momento esse que o *software* acusou que a contenção não alcançava equilíbrio comprovando a afirmação que foi considerado resistência do solo menor que o que realmente existe no local para aquele ponto o qual exigiria uma solução mais robusta de contenção para atender as expectativas de estabilidade.

### 4.3.3 Parede 3

A parede 3 consiste na simulação da parede localizada no fundo a esquerda da obra em relação a rua Mato Grosso. Ela fica próxima da construção de 3 andares a partir do térreo já existente que será ampliada nessa obra, sendo o terreno a tardoz da contenção todo preenchido por essa construção. Os deslocamentos horizontais relativos, da simulação 3 podem ser vistos na Figura 48.

**Figura 48:** Deslocamento relativo parede 3



Fonte: Autores (2019)

Ao se comparar o gráfico do deslocamento relativo da parede 2 com o gráfico da parede 3, - em ambas a modelagem foi a mesma, sendo aplicado o parâmetro do ensaio triaxial para a primeira camada, e as demais mantinha-se as correlações com o ensaio SPT-, verifica-se comportamentos diferentes entres os gráficos.

A explicação reside no fato do ensaio triaxial ter sido realizado da camada superficial do solo, sendo seu valor correspondente para essa primeira camada, e as demais são via

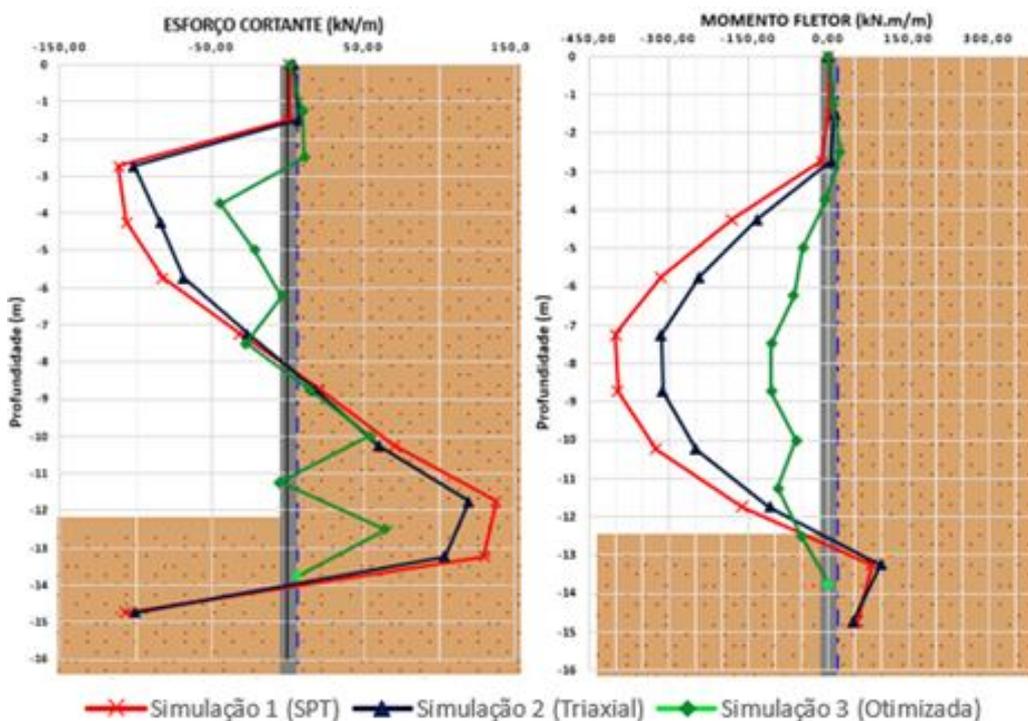
correlação. Essa simulação 3 em específico, possui a primeira camada com 4 metros de espessura, logo, o efeito do solo aplicado sobre a contenção é menor em relação a parede 2, onde a primeira camada possui 8 metros de profundidade a qual exerce uma grande e significativa influência sobre a contenção.

Partindo para análise dos valores, observa-se que os deslocamentos relativos máximos ( $\delta/H$ ) chegaram a 0,42% .H, atendendo 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), ficando, contudo, muito próximo desse valor.

Entretanto, da mesma forma que a parede 2, algumas verificações não foram atendidas na análise do *software* (verificação a esforço cortante). Ao se otimizar a estrutura com a finalidade de atender aos critérios de dimensionamento do programa, obteve-se um dimensionamento com baixíssimo deslocamento horizontal relativo na ordem de 0,10%, bem menor que os 0,4% .H, segundo Ranzini e Negro Jr. (1998).

Na Figura 49 são apresentados os esforços cortantes e momentos fletores atuantes na contenção. Novamente, verifica-se o comportamento idêntico da contenção com os parâmetros do solo via correlação e a contenção com os parâmetros do solo via ensaio triaxial pelos mesmos motivos citados anteriormente

**Figura 49:** Esforço cortante e momento fletor parede 3



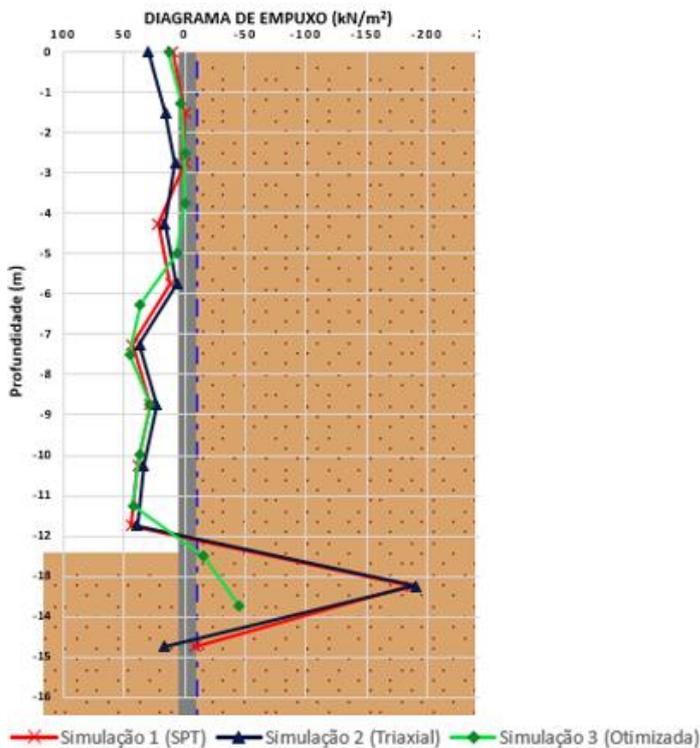
Fonte: Autores (2019)

No diagrama de esforço cortante, verifica-se 137,44 kN/m de força máxima para o método via correlação, e 119,12kN/m para o método via triaxial, lembrando, que segundo as verificações efetuadas pelo *software*, os mesmos não apresentam aprovação. Ao se otimizar a estrutura, obteve-se valores mais uniformes quando comparados com os anteriores, não ultrapassando os 64,16 kN/m. Isso reflete diretamente no dimensionamento do aço da estrutura.

No diagrama de momentos fletores, nota-se novamente a mesma situação do diagrama de esforço cortante, apresentando valores elevados chegando a 399 kN.m/m para o método via correlação e 314,61 kN.m/m para o método via triaxial. O sistema otimizado nesse quesito, apresentou valores extremamente baixos e uniformes se comparados aos outros dimensionamentos, não passando dos 107,9 kN.m/m.

Em seguida, foram analisados os diagramas de empuxo conforme Figura 50, considerando as mesmas 3 simulações utilizadas para verificação dos deslocamentos. Com a análise dos empuxos atuantes na estrutura, pode-se notar uma mesma tendência entre os 3 métodos na parte escavada, variando apenas os valores, a qual muda na parte enterrada, onde os métodos via correlação e via triaxial, apresentando um empuxo passivo máximo de 190,5 kN/m<sup>2</sup> enquanto que no sistema otimizado esse valor foi reduzido para apenas 45,0 kN/m<sup>2</sup>.

**Figura 50:** Diagrama de empuxo parede 3



Fonte: Autores (2019)

Através dessa análise numérica para as simulações via correlação e via triaxial, percebe-se que esses estão de acordo com o esperado para a estrutura que tende a sofrer 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 sistema otimizado isso não ocorre devido ao equilíbrio alcançado no dimensionamento da estrutura, fazendo com que a tensão gerada pelo maciço não seja capaz de rotacionar a estrutura.

O dimensionamento para a parede 3, não apresenta diferença entre os métodos via correlação e via triaxial (Tabela 18), pelo fato anteriormente citada da primeira camada de solo ser de 4 metros o que acaba por não gerar grandes variações nos diagramas de dimensionamento diferente do que ocorrer na parede 2 onde essa camada é bem maior e foi possível visualizar diferenças entre os métodos.

**Tabela 18:** Comparativo dos esforços resultantes para as modelagens numéricas Parede 3

| <b>Diagrama</b>             | <b>Correlação</b> | <b>Triaxial</b> | <b>Otimizada</b> |
|-----------------------------|-------------------|-----------------|------------------|
| Deslocamento Relativo (%)   | 0,42              | 0,31            | 0,10             |
| Esforço Cortante (kN/m)     | 137,4             | 119,2           | 64,2             |
| Momento Fletor (kN.m/m)     | 399,1             | 314,6           | 107,9            |
| Empuxo (kN/m <sup>2</sup> ) | 186,5             | 190,7           | 45,0             |

Fonte: Autores (2019)

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para o dimensionamento de uma contenção de solo, necessita-se conhecer os parâmetros de resistência ao cisalhamento do terreno, de preferência, com base em valores reais obtidos por ensaios em laboratório. Contudo, verificou-se na prática a dificuldade em se obter esses corpos de prova que representem todo o extrato do solo envolvido no empreendimento. Devido a essa dificuldade na determinação desses parâmetros de resistência no dimensionamento da contenção, geralmente, a maioria dos empreendedores da construção civil se contentem em utilizar os valores correlacionados com o ensaio SPT.

No presente estudo, buscou-se comparar o dimensionamento de uma estrutura de contenção em parede diafragma, utilizando os dados do solo via correlação, com a mesma estrutura, porém com os dados reais do solo obtidos pelo ensaio triaxial (primeira camada) a fim de verificar se o dimensionamento poderia ser otimizado de alguma forma com essa prática.

Sobre o uso de correlações para determinar os parâmetros do solo, no presente estudo, devido as características do terreno e da obra, não foi possível validar por completo sua eficiência no dimensionamento de uma estrutura em parede diafragma, valendo contudo a aproximação dos valores do ensaio triaxial executado com os parâmetros correlacionados com o ensaio SPT proposto por Teixeira (1996) para o ângulo de atrito e por Alonso (1983) para o intercepto coesivo, conforme verificado por Almeida e Oliveira (2018) que também descrevem a proximidade dos valores, portanto os resultados, se comparados, geraram um grau de segurança maior. Salientando toda via que, são correlações e não valores reais dos parâmetros do solo.

Também verificou-se que os valores reais dos parâmetros do solo podem sim influenciar no dimensionamento otimizado de uma estrutura, como ocorreu na parede 2, desde que esses valores reais utilizados sejam significativos para a contenção, como nesse caso que a camada comparada entre os 2 métodos continha 8 metros de profundidade, sendo possível constatar diferença entre os resultados, fato que não ocorreu na parede 3, a qual era semelhante a simulação 2 nos demais aspectos, possuindo, contudo, 4 metros na primeira camada onde estava a diferença nos parâmetros do solo, gerando assim pequenas variações entre os 2 métodos.

Sobre a otimização da contenção, a busca pela economia e eficiência é algo almejavél dentro da construção civil atual. A busca pelo sistema mais otimizado esbarra no limite máximo aceitável que essa contenção pode ser dimensionada sem sofrer risco de sua integridade. Nesse ponto os valores reais do solo, obtidos por ensaios de laboratório, como o ensaio triaxial, geram

uma maior segurança na aproximação do limite máximo aceitável de dimensionamento, frente ao sistema correlacionado, como pode ser comprovado na parede 2, no qual o sistema otimizado com os parâmetros reais do solo, acabou não passando na verificação a cortante aplicada pelo *software* com os parâmetros correlacionados com o ensaio SPT.

Contudo, essa situação ocorreu na simulação com a primeira camada de solo com 8 metros de espessura, a qual gera grande influência sobre o sistema de contenção. Isso não foi verificado na parede 3, porque a espessura da primeira camada, na qual havia uma diferença entre os parâmetros do solo, apresentava 4 metros.

Na parede 1, percebeu-se a dificuldade em determinar o dimensionamento ideal, devido a impossibilidade de modelar a estrutura conforme encontrado no local, fazendo com que os autores por sua vez, optassem por simular a mesma, desconsiderando a espessura de solo confinado entre o prédio e a contenção executada de 2,12 metros para fins de dimensionamento, nos 9 metros iniciais da contenção.

Conhecer o perfil do solo, é um princípio fundamental na busca do dimensionamento otimizado, e na utilização ou não de correlações para obtenção dos parâmetros de resistência do solo em face a ensaios laboratoriais para o fornecimento dos dados reais dos mesmos. Esses ensaios laboratoriais, que a princípio afastam os envolvidos pelo seus custos mais elevados em face aos ensaios de campo que são mais comuns na construção civil, são os mesmos que podem aproximar os usuários conscientes, pois podem gerar grandes economias no dimensionamento de uma contenção, sem perder sua eficiência.

Dessa forma, com os dados apresentados, é possível concluir que a contenção projetada, foi concebida com um grau de aproximação muito grande com o método mais otimizado possível. Graças à configuração do solo do local e da metodologia de análise utilizada no presente trabalho, que por limitações técnicas, só considerou a primeira camada para o ensaio triaxial e obtenção dos valores reais dos parâmetros de resistência do solo.

## 6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar análise comparativa dos custos envolvidos entre os sistemas de contenção dimensionados com os valores reais e por correlação dos parâmetros de resistência do solo para obras com médias e grandes escavações;
- Realizar a análise da influência dos encontros perpendiculares entre as paredes de uma contenção e o uso de escoras nesses encontros para uma melhor eficiência do projeto;
- Realizar análise comparativa do dimensionamento de contenções entre *softwares* de dimensionamento, a fim de comparar os resultados;
- Realizar a análise comparativa do tempo de execução entre outros sistemas de contenção com o método em parede diafragma, desde a execução propriamente dita, até a finalização da mesma para uso na edificação;
- Realizar a análise comparativa da diferença de dimensionamento de uma estrutura considerando valores correlacionados com os valores reais dos parâmetros do solo, obtidos por ensaio laboratorial com amostras de todas as camadas de solo envolvida na contenção.

## REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M. A.; CADAMURO, I. R.; WIEBBELLING, V. Análise de deslocamentos horizontais em cortina de estacas atirantadas com medições *in loco* e *software*, em solo laterítico da cidade de Toledo/pr. **XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano COBRAMSEG 2018**. Salvador -BA.

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 Geotecnia e Desenvolvimento Urbano COBRAMSEG 2018**. Salvador -BA.

ALMEIDA, T. **Análise, projeto e execução de parede diafragma moldada in loco**. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, 2013.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118/2014: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6484/2001: **Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181/2016: **Solo – Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Cascavel – População. Disponível em <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pr/cascavel/panorama>> Acesso 05. Out 2018.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6° ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 1988.

CARDOSO, D. L; MEDEIROS, J. A. **Propriedades geotécnicas da região de Cascavel-PR**. In: Anais do I ENGEOPAR – Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá, 2003.

CHIOSSI, N. **Geologia de engenharia**. 3° ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, J. C; AOKI, N; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003.

FRAGA, M. L; JUNG, J.G. **Relato de uma Contenção Utilizando Lamelas com Função de Contraforte**. Porto Alegre, 2018.

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

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de Taludes**. 2.ed. 1ª reimpressão. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 3º ed. São Paulo: Atlas, 1991.

MAGNUS, D. B; SANTOS, A. A. **Dimensionamento de contenção para subsolo – estudo de caso**. Artigo (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC, Criciúma, 2013.

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

MARZIONA, J. D. *et al.* **Análise, projeto e execução de escavações e contenções**. In: HACHICH, W. *et al.* (Org.), **Fundações – Teoria e Prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. 2.ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1980.

OLIVEIRA, S. L. **Tratado de metodologia científica: projetos de pesquisas, TGI, TCC, monografias, dissertações e teses**. São Paulo: Pioneira Thomson Learning, 2002.

OLIVEIRA, J.R.M.S. *et al.* **Deslocamentos horizontais em uma parede diafragma**. Rio de Janeiro, 2018.

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

QUARESMA, A. R. *et al.* **Investigações Geotécnicas**. In: HACHICH, W. *et al.* (Org.), **Fundações – Teoria e Prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

RANZINI, S. M. T; NEGRO JR, A. **Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: HACHICH, W. *et al.* (Org.), **Fundações – Teoria e Prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

ROMAN, R. R. **Métodos para construção de parede-diafragma: Clamshell e Hidrofresa**. Disponível em < <http://pet.ecv.ufsc.br/2013/11/metodos-para-construcao-de-parede-diafragma-clamshell-e-hidrofresa/>> Acesso em 05 out. 2018.

SAES, J. L; STUCCHI, F. R; MILITTISKY, J. **Concepção de obras de contenção**. In: HACHICH, W. *et al.* (Org.). **Fundações – Teoria e Prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

SIMONS, N; MENZIES, B. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Interciência, 1981.

VELOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Suporte Sondagens e Investigações. Laboratório (Org). **Ensaio Geotécnicos - Consistência do Solo - Ensaio de Limite de Liquidez (LL) e de Plasticidade (LP)**. Disponível em < <http://www.suportesolos.com.br/blog/ensaios-geotcnicos-consistncia-do-solo-ensaios-de-limite-de-liquidez-ll-e-de-plasticidade-lp/33/>> Acesso em 02. Out. 2018

WIEBBELLING, V. **Desenvolvimento de uma árvore de falhas de patologias em fundações**. 2014. 60 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel, 2014.

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 Geotecnia e Desenvolvimento Urbano COBRAMSEG 2018**. Salvador -BA.

APÊNDICE

**APÊNDICE A – VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO PARA CADA CAMADA DE SOLO POR CORRELAÇÃO.**

| Parede 1 – Ângulo de Atrito |                  |                |                       |                |                                    |                                       |
|-----------------------------|------------------|----------------|-----------------------|----------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| Profundidade                | N <sub>SPT</sub> | 72% Eficiência | Classificação do solo | Média N camada | Ângulo de Atrito da Camada (Godoy) | Ângulo de Atrito da Camada (Teixeira) |
| 1                           | 4                | 3              | Mole                  | 2,9            | 29,15°                             | 22,59°                                |
| 2                           | 9                | 6              | Média                 | 5,8            | 30,3°                              | 25,73°                                |
| 3                           | 9                | 6              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 4                           | 8                | 6              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 5                           | 10               | 7              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 6                           | 6                | 4              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 7                           | 6                | 4              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 8                           | 7                | 5              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 9                           | 7                | 5              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 10                          | 9                | 6              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 11                          | 9                | 6              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 12                          | 5                | 4              | Mole                  | 3,2            | 29,3°                              | 23,05°                                |
| 13                          | 4                | 3              | Mole                  |                |                                    |                                       |
| 14                          | 18               | 13             | Rija                  | 13,0           | 33,18°                             | 31,1°                                 |
| 15                          | 27               | 19             | Dura                  | 18,4           | 35,34°                             | 34,16°                                |
| 16                          | 24               | 17             | Dura                  |                |                                    |                                       |
| 17                          |                  |                | Impenetrável          |                |                                    |                                       |

**APÊNDICE A – VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO PARA CADA CAMADA DE SOLO POR CORRELAÇÃO.**

| Parede 2 - Ângulo de Atrito |                  |                |                       |                |                                    |                                       |
|-----------------------------|------------------|----------------|-----------------------|----------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| Profundidade                | N <sub>SPT</sub> | 72% Eficiência | Classificação do solo | Média N camada | Ângulo de Atrito da Camada (Godoy) | Ângulo de Atrito da Camada (Teixeira) |
| 1                           | 2                | 1              | Muito Mole            | 1,4            | 28,58°                             | 20,37°                                |
| 2                           | 2                | 1              | Muito Mole            |                |                                    |                                       |
| 3                           | 2                | 1              | Muito Mole            |                |                                    |                                       |
| 4                           | 2                | 1              | Muito Mole            |                |                                    |                                       |
| 5                           | 2                | 1              | Muito Mole            |                |                                    |                                       |
| 6                           | 2                | 1              | Muito Mole            |                |                                    |                                       |
| 7                           | 2                | 1              | Muito Mole            |                |                                    |                                       |
| 8                           | 2                | 1              | Muito Mole            |                |                                    |                                       |
| 9                           | 10               | 7              | Média                 | 7,2            | 30,88°                             | 27°                                   |
| 10                          | 11               | 8              | Rija                  | 7,9            | 31,17°                             | 27,59°                                |
| 11                          | 9                | 6              | Média                 | 6,5            | 30,59°                             | 26,38°                                |
| 12                          | 11               | 8              | Rija                  | 7,9            | 31,17°                             | 27,59°                                |
| 13                          | 10               | 7              | Média                 | 7,2            | 30,88°                             | 27°                                   |
| 14                          | 11               | 8              | Rija                  | 7,9            | 31,17°                             | 27,59°                                |
| 15                          | 9                | 6              | Média                 | 6,8            | 30,74°                             | 26,7°                                 |
| 16                          | 10               | 7              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 17                          | 14               | 10             | Rija                  | 11,2           | 32,46°                             | 29,94°                                |
| 18                          | 17               | 12             | Rija                  |                |                                    |                                       |
| 19                          | 20               | 14             | Dura                  | 14,4           | 33,76°                             | 31,97°                                |
| 20                          |                  |                | Impenetrável          |                |                                    |                                       |

**APÊNDICE A – VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO PARA CADA CAMADA DE SOLO POR CORRELAÇÃO.**

| Parede 3 - Ângulo de Atrito |                  |                |                       |                |                                    |                                       |
|-----------------------------|------------------|----------------|-----------------------|----------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| Profundidade                | N <sub>SPT</sub> | 72% Eficiência | Classificação do solo | Média N camada | Ângulo de Atrito da Camada (Godoy) | Ângulo de Atrito da Camada (Teixeira) |
| 1                           | 5                | 4              | Mole                  | 3,6            | 29,44°                             | 23,49°                                |
| 2                           | 6                | 4              | Média                 | 4,3            | 29,73°                             | 24,3°                                 |
| 3                           | 6                | 4              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 4                           | 5                | 4              | Mole                  | 3,6            | 29,44°                             | 23,49°                                |
| 5                           | 6                | 4              | Média                 | 4,3            | 29,73°                             | 24,3°                                 |
| 6                           | 4                | 3              | Mole                  | 3,2            | 29,3°                              | 23,05°                                |
| 7                           | 5                | 4              | Mole                  |                |                                    |                                       |
| 8                           | 7                | 5              | Média                 | 6,0            | 30,42°                             | 26°                                   |
| 9                           | 7                | 5              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 10                          | 10               | 7              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 11                          | 8                | 6              | Média                 |                |                                    |                                       |
| 12                          | 10               | 7              | Média                 | 11,7           | 32,68°                             | 30,3°                                 |
| 13                          | 14               | 10             | Rija                  |                |                                    |                                       |
| 14                          | 17               | 12             | Rija                  |                |                                    |                                       |
| 15                          | 16               | 12             | Rija                  |                |                                    |                                       |
| 16                          | 18               | 13             | Rija                  | 14,4           | 33,76°                             | 31,97°                                |
| 17                          | 20               | 14             | Dura                  |                |                                    |                                       |
| 18                          |                  |                | Impenetrável          |                |                                    |                                       |

**APÊNDICE B – VALORES DO INTERCEPTO DE COESÃO PARA CADA CAMADA DE SOLO POR CORRELAÇÃO.**

| Parede 1 – Intercepto de Coesão |                  |                |                       |                |                                     |                           |
|---------------------------------|------------------|----------------|-----------------------|----------------|-------------------------------------|---------------------------|
| Profundidade                    | N <sub>SPT</sub> | 72% Eficiência | Classificação do solo | Média N camada | Coesão da Camada (Teixeira e Godoy) | Coesão da Camada (Alonso) |
| 1                               | 4                | 3              | Mole                  | 2,9            | 28,8 kPa                            | 10 kPa                    |
| 2                               | 9                | 6              | Média                 | 5,8            | 57,6 kPa                            | 25 kPa                    |
| 3                               | 9                | 6              | Média                 |                |                                     |                           |
| 4                               | 8                | 6              | Média                 |                |                                     |                           |
| 5                               | 10               | 7              | Média                 |                |                                     |                           |
| 6                               | 6                | 4              | Média                 |                |                                     |                           |
| 7                               | 6                | 4              | Média                 |                |                                     |                           |
| 8                               | 7                | 5              | Média                 |                |                                     |                           |
| 9                               | 7                | 5              | Média                 |                |                                     |                           |
| 10                              | 9                | 6              | Média                 |                |                                     |                           |
| 11                              | 9                | 6              | Média                 |                |                                     |                           |
| 12                              | 5                | 4              | Mole                  | 3,2            | 32,4 kPa                            | 10 kPa                    |
| 13                              | 4                | 3              | Mole                  | 13,0           | 129,6 kPa                           | 50 kPa                    |
| 14                              | 18               | 13             | Rija                  |                |                                     |                           |
| 15                              | 27               | 19             | Dura                  |                |                                     |                           |
| 16                              | 24               | 17             | Dura                  | 18,4           | 183,6 kPa                           | 100 kPa                   |
| 17                              |                  |                | Impenetrável          |                |                                     |                           |

**APÊNDICE B – VALORES DO INTERCEPTO DE COESÃO PARA CADA CAMADA DE SOLO POR CORRELAÇÃO.**

| <b>Parede 2 – Intercepto de Coesão</b> |                        |                       |                              |                       |  |                                  |
|--|------------------------|-----------------------|------------------------------|-----------------------|--|----------------------------------|
| <b>Profundidade</b>                    | <b>N<sub>SPT</sub></b> | <b>72% Eficiência</b> | <b>Classificação do solo</b> | <b>Média N camada</b> | <b>Coesão da Camada (Teixeira e Godoy)</b> | <b>Coesão da Camada (Alonso)</b> |
| 1                                      | 2                      | 1                     | Muito Mole                   | 1,4                   | 14,4 kPa                                   | 5 kPa                            |
| 2                                      | 2                      | 1                     | Muito Mole                   |                       |  |                                  |
| 3                                      | 2                      | 1                     | Muito Mole                   |                       |  |                                  |
| 4                                      | 2                      | 1                     | Muito Mole                   |                       |  |                                  |
| 5                                      | 2                      | 1                     | Muito Mole                   |                       |  |                                  |
| 6                                      | 2                      | 1                     | Muito Mole                   |                       |  |                                  |
| 7                                      | 2                      | 1                     | Muito Mole                   |                       |  |                                  |
| 8                                      | 2                      | 1                     | Muito Mole                   |                       |  |                                  |
| 9                                      | 10                     | 7                     | Média                        | 7,2                   | 72 kPa                                     | 25 kPa                           |
| 10                                     | 11                     | 8                     | Rija                         | 7,9                   | 79,2 kPa                                   | 50 kPa                           |
| 11                                     | 9                      | 6                     | Média                        | 6,5                   | 64,8 kPa                                   | 25 kPa                           |
| 12                                     | 11                     | 8                     | Rija                         | 7,9                   | 79,2 kPa                                   | 50 kPa                           |
| 13                                     | 10                     | 7                     | Média                        | 7,2                   | 72 kPa                                     | 25 kPa                           |
| 14                                     | 11                     | 8                     | Rija                         | 7,9                   | 79,2 kPa                                   | 50 kPa                           |
| 15                                     | 9                      | 6                     | Média                        | 6,8                   | 68,4 kPa                                   | 25 kPa                           |
| 16                                     | 10                     | 7                     | Média                        |                       |  |                                  |
| 17                                     | 14                     | 10                    | Rija                         | 11,2                  | 111,6 kPa                                  | 25 kPa                           |
| 18                                     | 17                     | 12                    | Rija                         |                       |  |                                  |
| 19                                     | 20                     | 14                    | Dura                         | 14,4                  | 144 kPa                                    | 50 kPa                           |
| 20                                     |                        |                       | Impenetrável                 |                       |  |                                  |

**APÊNDICE B – VALORES DO INTERCEPTO DE COESÃO PARA CADA CAMADA DE SOLO POR CORRELAÇÃO.**

| <b>Parede 3 – Intercepto de Coesão</b> |                        |                       |                              |                       |  |                                  |
|--|------------------------|-----------------------|------------------------------|-----------------------|--|----------------------------------|
| <b>Profundidade</b>                    | <b>N<sub>SPT</sub></b> | <b>72% Eficiência</b> | <b>Classificação do solo</b> | <b>Média N camada</b> | <b>Coesão da Camada (Teixeira e Godoy)</b> | <b>Coesão da Camada (Alonso)</b> |
| 1                                      | 5                      | 4                     | Mole                         | 3,6                   | 36 kPa                                     | 10 kPa                           |
| 2                                      | 6                      | 4                     | Média                        | 4,3                   | 43,2 kPa                                   | 25 kPa                           |
| 3                                      | 6                      | 4                     | Média                        |                       |  |                                  |
| 4                                      | 5                      | 4                     | Mole                         | 3,6                   | 36 kPa                                     | 10 kPa                           |
| 5                                      | 6                      | 4                     | Média                        | 4,3                   | 43,2 kPa                                   | 25 kPa                           |
| 6                                      | 4                      | 3                     | Mole                         | 3,2                   | 32,4 kPa                                   | 10 kPa                           |
| 7                                      | 5                      | 4                     | Mole                         |                       |  |                                  |
| 8                                      | 7                      | 5                     | Média                        | 6,0                   | 60,48 kPa                                  | 25 kPa                           |
| 9                                      | 7                      | 5                     | Média                        |                       |  |                                  |
| 10                                     | 10                     | 7                     | Média                        |                       |  |                                  |
| 11                                     | 8                      | 6                     | Média                        |                       |  |                                  |
| 12                                     | 10                     | 7                     | Média                        | 11,7                  | 100,8 kPa                                  | 50 kPa                           |
| 13                                     | 14                     | 10                    | Rija                         |                       |  |                                  |
| 14                                     | 17                     | 12                    | Rija                         |                       |  |                                  |
| 15                                     | 16                     | 12                    | Rija                         |                       |  |                                  |
| 16                                     | 18                     | 13                    | Rija                         | 14,4                  | 144 kPa                                    | 50 kPa                           |
| 17                                     | 20                     | 14                    | Dura                         |                       |  |                                  |
| 18                                     |                        |                       | Impenetrável                 |                       |  |                                  |

**APÊNDICE C – VALORES DO EXTRATO DO SOLO INFORMADO NO SOFTWARE.**

| <b>Valores do extrato do solo informado no Software - Correlação</b> |               |                                |  |   |                                 |                                      |  |  |
|--|---------------|--------------------------------|--|---|---------------------------------|--------------------------------------|--|--|
| <b>Ponto</b>   | <b>Camada</b> | <b>Espessura da Camada (m)</b> | <b>Densidade aparente (d) (kN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Densidade submersa (ds) (kN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Ângulo de Atrito (graus)</b> | <b>Coesão (c) (kN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Coef. Rec. Emp. Ativo (ma) (kN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Coef. Rec. Emp. Passivo (mp) (kN/m<sup>3</sup>)</b> |
| Simulação 1  | Camada 1      | 1                              | 13,71  | 3,71  | 21,40                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 2      | 10                             | 17,00  | 7,00  | 24,10                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 3      | 2                              | 15,00  | 5,00  | 21,80                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 4      | 1                              | 19,00  | 9,00  | 28,70                           | 50,00                                | 25.000   | 25.000   |
|  | Camada 5      | 2                              | 19,10  | 9,10  | 31,30                           | 50,00                                | 50.000   | 50.000   |
| Simulação 2  | Camada 1      | 8                              | 13,71  | 3,71  | 19,60                           | 5,00                                 | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 2      | 1                              | 17,00  | 7,00  | 25,20                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 3      | 1                              | 17,10  | 7,10  | 25,70                           | 25,00                                | 25.000   | 25.000   |
|  | Camada 4      | 1                              | 17,20  | 7,20  | 24,70                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 5      | 1                              | 17,30  | 7,30  | 20,00                           | 10,00                                | 25.000   | 25.000   |
|  | Camada 6      | 1                              | 17,40  | 7,40  | 25,20                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 7      | 1                              | 17,50  | 7,50  | 25,70                           | 25,00                                | 25.000   | 25.000   |
|  | Camada 8      | 2                              | 17,60  | 7,60  | 24,90                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 9      | 2                              | 19,00  | 9,00  | 27,70                           | 25,00                                | 25.000   | 25.000   |
| Simulação 3  | Camada 1      | 1                              | 13,71  | 3,71  | 23,50                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 2      | 2                              | 17,00  | 7,00  | 24,30                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 3      | 1                              | 15,00  | 5,00  | 23,50                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 4      | 1                              | 17,10  | 7,10  | 24,30                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 5      | 2                              | 15,10  | 5,10  | 23,00                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 6      | 5                              | 17,20  | 7,20  | 26,00                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 7      | 4                              | 19,00  | 9,00  | 30,30                           | 50,00                                | 25.000   | 25.000   |

**APÊNDICE C – VALORES DO EXTRATO DO SOLO INFORMADO NO SOFTWARE.**

| <b>Valores do extrato do solo informado no Software - Triaxial</b> |               |                                |  |   |                                 |                                      |  |  |
|--|---------------|--------------------------------|--|---|---------------------------------|--------------------------------------|--|--|
| <b>Ponto</b>   | <b>Camada</b> | <b>Espessura da Camada (m)</b> | <b>Densidade aparente (d) (kN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Densidade submersa (ds) (kN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Ângulo de Atrito (graus)</b> | <b>Coesão (c) (kN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Coef. Rec. Emp. Ativo (ma) (kN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Coef. Rec. Emp. Passivo (mp) (kN/m<sup>3</sup>)</b> |
| Simulação 1  | Camada 1      | 1                              | 13,71  | 3,71  | 22,99                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 2      | 10                             | 17,00  | 7,00  | 24,10                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 3      | 2                              | 15,00  | 5,00  | 21,80                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 4      | 1                              | 19,00  | 9,00  | 28,70                           | 50,00                                | 25.000   | 25.000   |
|  | Camada 5      | 2                              | 19,10  | 9,10  | 31,30                           | 50,00                                | 50.000   | 50.000   |
| Simulação 2  | Camada 1      | 8                              | 13,71  | 3,71  | 22,99                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 2      | 1                              | 17,00  | 7,00  | 25,20                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 3      | 1                              | 17,10  | 7,10  | 25,70                           | 25,00                                | 25.000   | 25.000   |
|  | Camada 4      | 1                              | 17,20  | 7,20  | 24,70                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 5      | 1                              | 17,30  | 7,30  | 20,00                           | 10,00                                | 25.000   | 25.000   |
|  | Camada 6      | 1                              | 17,40  | 7,40  | 25,20                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 7      | 1                              | 17,50  | 7,50  | 25,70                           | 25,00                                | 25.000   | 25.000   |
|  | Camada 8      | 2                              | 17,60  | 7,60  | 24,90                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 9      | 2                              | 19,00  | 9,00  | 27,70                           | 25,00                                | 25.000   | 25.000   |
| Simulação 3  | Camada 1      | 1                              | 13,71  | 3,71  | 20,99                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 2      | 2                              | 17,00  | 7,00  | 24,30                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 3      | 1                              | 15,00  | 5,00  | 23,50                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 4      | 1                              | 17,10  | 7,10  | 24,30                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 5      | 2                              | 15,10  | 5,10  | 23,00                           | 10,00                                | 7.500  | 7.500  |
|  | Camada 6      | 5                              | 17,20  | 7,20  | 26,00                           | 25,00                                | 10.000   | 10.000   |
|  | Camada 7      | 4                              | 19,00  | 9,00  | 30,30                           | 50,00                                | 25.000   | 25.000   |

**APÊNDICE D – VALORES DO EDITOR DE ANCORAGEM ATIVA INFORMADO NO SOFTWARE.**

| <b>Valores do Editor de Ancoragem Ativa - Inicial</b> |                 |                             |                       |                                     |                      |
|---|-----------------|-----------------------------|-----------------------|-------------------------------------|----------------------|
| <b>Parede</b>   | <b>Cota (m)</b> | <b>Rigidez Axial (kN/m)</b> | <b>Ângulo (graus)</b> | <b>carga de Tensão Inicial (kN)</b> | <b>Distância (m)</b> |
| Parede 1  | - 6,00          | 20.200                      | 20                    | 300,0                               | 2,5                  |
| Parede 2  | - 1,00          | 20.200                      | 20                    | 300,0                               | 2,5                  |
|   | - 6,00          | 20.200                      | 20                    | 300,0                               | 2,5                  |
| Parede 3  | - 2,60          | 20.200                      | 20                    | 300,0                               | 2,5                  |

ANEXOS

## ANEXO A – LAUDO DO ENSAIO SPT S1

| <div style="background-color: black; width: 100px; height: 20px; margin-bottom: 5px;"></div> |      |  |    | Cliente: <div style="background-color: black; width: 50px; height: 15px; display: inline-block;"></div><br>Obra: <div style="background-color: black; width: 150px; height: 15px; display: inline-block;"></div><br>Local : R. ENGº, REBOUÇAS – CASCAVEL PR |                          |   |  |                            |
|--|------|--|----|---|--------------------------|---|--|----------------------------|
|  |      |  |    | Nível de Água   | Cota em Relação ao R. N. | Nº de Golpes  |  | Consistência ou Capacidade |
|  |      | 1ª   | 2ª | 2ª  | 3ª                       |   |  |                            |
|  |      | 30   |    | 30  |                          |   |  |                            |
| 10/01/17<br>8:00h<br>12,00m  |      | 2  | 2  | Muito mole  | 1                        | 1,00  | Argila siltosa marrom avermelhada.                             |                            |
|  |      | 2  | 2  | "   | 2                        | 2,00  |  |                            |
|  |      | 2  | 2  | "   | 3                        | 3,00  |  |                            |
|  |      | 2  | 2  | "   | 4                        | 4,00  |  |                            |
|  |      | 2  | 2  | "   | 5                        | 5,00  |  |                            |
|  |      | 2  | 2  | "   | 6                        | 6,00  |  |                            |
|  |      | 2  | 2  | "   | 7                        | 7,00  |  |                            |
|  |      | 3  | 2  | "   | 8                        | 8,00  |  |                            |
|  |      | 7  | 10 | Média   | 9                        | 9,00  | Alteração da cor da argila para roxa com veios brancos 8,00m   |                            |
|  |      | 9  | 11 | Rija  | 10                       | 10,00   |  |                            |
|  |      | 7  | 9  | Média   | 11                       | 11,00   |  |                            |
|  |      | 7  | 11 | Rija  | 12                       | 12,00   |  |                            |
|  |      | 7  | 10 | Média   | 13                       | 13,00   |  |                            |
|  |      | 8  | 11 | Rija  | 14                       | 14,00   |  |                            |
|  |      | 6  | 9  | Média   | 15                       | 15,00   |  |                            |
|  |      | 7  | 10 | "   | 16                       | 16,00   | Alteração da cor da argila para roxa com veios amarelos 18,00m |                            |
|  |      | 10   | 14 | Rija  | 17                       | 17,00   |  |                            |
|  |      | 12   | 17 | "   | 18                       | 18,00   |  |                            |
|  |      | 16   | 20 | Dura  | 19                       | 19,00   |  |                            |
|  | Lav. |  |    |   |                          |   | Impenetrável a percussão 20,00m<br>Laje de pedra Lav.15'       |                            |
| <b>COTAS</b><br>R. N. : 100,00<br><b>FURO:</b><br>INICIO: 09/01/2017<br>TERMINO: 09/01/2017  |      | <b>REVESTIMENTO:</b><br>Diam. 2" 1/2<br><b>BARRILETE A MOSTRADOR</b><br>Diam. Ext.: 50,80 mm<br>Diam. Int.: 34,40 mm |    |   |                          | <b>SONDAGEM Nº:</b> 02/2017.<br><b>FURO:</b> 01<br><b>ESCALA:</b> s/escala<br><b>OPERADOR:</b><br><b>ENG. RESP.:</b><br><b>FLS Nº:</b> 03 |  |                            |

Cascavel PR , 13 de janeiro de 2017.

## ANEXO A – LAUDO DO ENSAIO SPT S3

|  |                          |  |       | Cliente: [REDACTED]<br>Obra: [REDACTED]<br>Local : R. ENG. REBOUÇAS - CASCAVEL - PR. |         |  |  |
|--|--------------------------|--|-------|--|---------|--|--|
| Nível de Água  | Cota em Relação ao R. N. | Nº de Golpes   |       | Consistência ou Capacidade   | Amostra | Profundidade das Camadas   | Classificação do Material  |
|  |                          | 1ª 2ª  | 2ª 3ª |  |         |  |  |
|  |                          | 30   | 30    |  |         |  |  |
| 11/01/17<br>8:00h<br>9,50m   |                          | 4  | 4     | Mole   | 1       | 1,00   | Argila siltosa marrom avermelhada.                                       |
|  |                          | 6  | 9     | Média  | 2       | 2,00   |  |
|  |                          | 8  | 9     | "  | 3       | 3,00   |  |
|  |                          | 6  | 8     | "  | 4       | 4,00   |  |
|  |                          | 7  | 10    | "  | 5       | 5,00   |  |
|  |                          | 5  | 6     | "  | 6       | 6,00   |  |
|  |                          | 6  | 6     | "  | 7       | 7,00   | Alteração da cor da argila para roxa com veios amarelos 7,00m            |
|  |                          | 7  | 7     | "  | 8       | 8,00   |  |
|  |                          | 9  | 7     | "  | 9       | 9,00   | Alteração da cor da argila para roxa com veios brancos 9,00m             |
|  |                          | 7  | 9     | "  | 10      | 10,00  |  |
|  |                          | 7  | 9     | "  | 11      | 11,00  | Alteração da cor da argila para roxa com veios brancos 9,00m             |
|  |                          | 5  | 5     | Mole   | 12      | 12,00  |  |
|  |                          | 6  | 4     | "  | 13      | 13,00  | Alteração da cor da argila para roxa com veios brancos e amarelos 13,00m |
|  |                          | 13   | 18    | Rija   | 14      | 14,00  |  |
|  |                          | 17   | 27    | Dura   | 15      | 15,00  | Imperetrável a percussão 17,00m<br>Laje de pedra<br>Lav. 15'             |
|  |                          | 18   | 24    | "  | 16      | 16,00  |  |
|  | Law.                     |  |       |  |         |  |  |
| <b>COTAS</b><br>R. N. : 100,00<br>FURO:<br>INICIO: 10/01/2017<br>TERMINO: 10/01/2017 |                          | <b>REVESTIMENTO:</b><br>Diam. 2" 1/2<br><b>BARRILETE A MOSTRADOR</b><br>Diam. Ext.: 50,80 mm<br>Diam. Int.: 34,40 mm |       |  |         | <b>SONDAGEM Nº: 03/2017</b><br><b>FURO: 03</b><br><b>ESCALA: n/escala</b><br><b>OPERADOR:</b><br><b>ENG. RESP.:</b><br><b>FLS Nº: 05</b> |  |

Cascavel PR, 13 de janeiro de 2017.

## ANEXO A – LAUDO DO ENSAIO SPT S5

| Nível de Água               |  |  |  | Cota em Relação ao R. N. |    |    |    | Nº de Golpes          |    |  | Consistência ou Capacidade | Amostra | Profundidade das Camadas   | Classificação do Material |
|-----------------------------|--|--|--|--------------------------|----|----|----|-----------------------|----|--|----------------------------|---------|--|---------------------------|
|                             |  |  |  | 1ª                       | 2ª | 2ª | 3ª | 30                    | 30 |  |                            |         |  |                           |
| 12/01/17<br>8:30h<br>10,60m |  |  |  |                          |    |    |    | 4                     | 5  | Mole   | 1                          | 1,00    | Argila siltosa marrom avermelhada.                               |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 5                     | 6  | Média  | 2                          | 2,00    |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 5                     | 6  | "  | 3                          | 3,00    |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 4                     | 5  | Mole   | 4                          | 4,00    |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 5                     | 6  | Média  | 5                          | 5,00    |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 4                     | 4  | Mole   | 6                          | 6,00    |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 4                     | 5  | "  | 7                          | 7,00    |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 5                     | 7  | Média  | 8                          | 8,00    |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 6                     | 7  | "  | 9                          | 9,00    |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 6                     | 10 | "  | 10                         | 10,00   |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 7                     | 8  | "  | 11                         | 11,00   | Alteração da cor da argila para roxa com veios brancos 10,00m    |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 10                    | 10 | "  | 12                         | 12,00   |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 10                    | 14 | Rija   | 13                         | 13,00   |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 13                    | 17 | "  | 14                         | 14,00   | Alteração da cor da argila para amarela com veios brancos 16,00m |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 15                    | 16 | "  | 15                         | 15,00   |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 16                    | 18 | "  | 16                         | 16,00   |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | 17                    | 20 | Dura   | 17                         | 17,00   |  |                           |
|                             |  |  |  | Lav.                     |    |    |    |                       |    | Impenetrável a percussão 18,00m<br>Laje de pedra<br>Lav. 15' |                            |         |  |                           |
| COTAS                       |  |  |  | REVESTIMENTO:            |    |    |    | SONDAGEM Nº: 02/2017. |    |  |                            |         |  |                           |
| R. N. : 100,00              |  |  |  | Diam. 2" 1/2             |    |    |    | FURO: 05              |    |  |                            |         |  |                           |
| FURO:                       |  |  |  | BARRILETE A MOSTRADOR    |    |    |    | ESCALA: s/escala      |    |  |                            |         |  |                           |
| INICIO: 11/01/2017          |  |  |  | Diam. Ext.: 50,80 mm     |    |    |    | OPERADOR:             |    |  |                            |         |  |                           |
| TERMINO: 11/01/2017         |  |  |  | Diam. Int.: 34,40 mm     |    |    |    | ENG. RESP.:           |    |  |                            |         |  |                           |
|                             |  |  |  |                          |    |    |    | FLS Nº: 07            |    |  |                            |         |  |                           |

Cascavel PR, 13 de janeiro de 2017.