



# Análise Numérica de Contenção em Parede Diafragma para 4 Subsolos em Cascavel/PR

Edson Ricardo Priebe

Centro Universitário Assis Gurgacz – FAG, Cascavel, Brasil, edsonpriebe@gmail.com

Djhony Charles Scheibner

Centro Universitário Assis Gurgacz – FAG, Cascavel, Brasil, djhony89@hotmail.com

Maycon André de Almeida

Centro Universitário Assis Gurgacz – FAG, Cascavel, Brasil, mayconalmeida@creapr.org.br

**RESUMO:** No dimensionamento de contenções, comumente se utilizam estimativas dos parâmetros do solo através de ensaios SPT. Pensando nisso, o presente artigo tem como objetivo analisar os esforços atuantes em uma contenção em Parede Diafragma para 4 subsolos, na cidade de Cascavel/PR, considerando os parâmetros do solo determinados através de ensaios SPT e de ensaio Triaxial. Para isso, foram simuladas 3 situações para 2 paredes de uma cortina, uma considerando os parâmetros do solo via correlação com o ensaio SPT, outra considerando parâmetros obtidos com ensaios triaxiais, e uma última simulação com o critério de atender todas as condições de segurança buscando maior economia. Verificou-se que os métodos para estimativa dos parâmetros de resistência utilizando a sondagem SPT forneceram valores bem próximos aos obtidos pelo ensaio triaxial, e que o deslocamento relativo não se mostrou um fator impositivo para dimensionamentos dessa escala, sendo os esforços internos (momento e cortante) os mais problemáticos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Parede Diafragma, ensaios triaxiais, análise numérica.

## 1 INTRODUÇÃO

Para o dimensionamento e execução de contenções de obras com grandes escavações, existem muitas incógnitas sobre o solo que precisam ser esclarecidas, tendo sempre como principal objetivo a segurança da obra e dos usuários.

Existem diversas soluções para contenções que podem ser projetadas com ou sem tirantes, que são reforços executados no maciço com o objetivo de contrapor os empuxos gerados pelo solo. A escolha do tipo de contenção deve zelar também pela operacionalidade, eficiência e buscando soluções de menor custo.

A obra abordada na presente pesquisa possuirá 12 pavimentos, dos quais 4 são subsolos que totalizam 12 metros de escavação, e está localizada no centro da cidade de Cascavel/PR.

Como solução para a contenção do solo foi optado pelo sistema de parede diafragma atirantada.

A parede diafragma consiste na execução de uma parede de concreto armado em trincheiras, podendo ser de diversas espessuras e profundidades com a intenção de conter o solo. Entre os benefícios desse método está a possibilidade de execução junto à divisa com outras edificações existentes com relativa facilidade, além da segurança e economia. Pode ser executada abaixo do nível d'água com o auxílio de polímero ou lama bentonítica, gerando uma caixa “estanque”, permitindo assim substituir a laje de subpressão por um sistema de drenagem.

O solo do local da obra, comum da região, é predominantemente argiloso, conforme Zen e Almeida (2018) verificaram através de ensaios



laboratoriais de granulometria conjunta, ensaios do limite de liquidez, plasticidade e índice de plasticidade.

O objetivo da pesquisa foi, então, avaliar a influência da correta determinação dos parâmetros de resistência no dimensionamento da cortina projetada e avaliar os esforços e a segurança da mesma através de modelagem numérica.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Resistência ao Cisalhamento

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 são dessas características de resistência que dependem importantes problemas na Engenharia Civil, como estabilidade de taludes, capacidades de carga de sapatas e estacas, empuxos de terra sobre túneis e sobre paredes de contenção.

A ruptura do solo ocorre quando é ultrapassada a resistência ao cisalhamento máxima do solo. Os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os de Coulomb e de Mohr (PINTO, 2006), como apresentado na Figura 1. O critério de Mohr define que para haver ruptura, o círculo representativo do estado de tensões do solo deve ultrapassar a envoltória de resistência do solo, relativo ao estado de ruptura observado experimentalmente para o material.

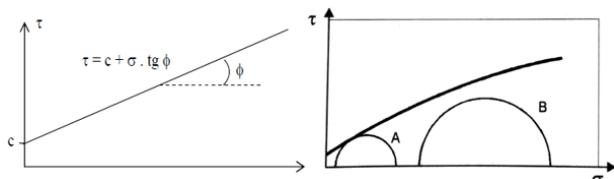


Figura 1. Envoltórias de resistência para o critério de Coulomb (esquerda) e de Mohr (direita) (Pinto, 2006)

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. O ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), pode ser entendido como o atrito entre um objeto e uma 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).

A coesão por sua vez, 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).

Para a determinação do ângulo de atrito, utilizam-se ensaios triaxiais ou correlações com o ensaio SPT, como a apresentada na Equação 1 (Godoy, 1983) e na Equação 2 (Teixeira, 1996). Vale ressaltar que tais correlações não possuem estudo de aplicação para argilas, e sim para areias. No entanto, apresentam boa aplicação para solos lateríticos, conforme representam estudos de Almeida e Oliveira (2018) para o solo de Cascavel/PR.

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{spt} \quad (1)$$

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (2)$$



Onde:

$\phi$  = Ângulo de atrito (°)

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

Para Almeida e Oliveira (2018), o método de Teixeira (1996), apresentado na Equação 2, foi o que apresentou maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ), com relação a resultados de ensaios traiais, e é, portanto, mais seguro e confiável para ser utilizado no solo estudado.

Já para o valor do intercepto de coesão, Alonso (1983) afirma que pode ser estimado de acordo com os valores de  $N_{SPT}$ , conforme Tabela 1, para solos argilosos. Godoy (1972) contribuiu com estimativas do peso específico natural para o mesmo solo e para as mesmas faixas de  $N_{SPT}$ .

Tabela 1. Intercepto coesivo e peso específico de solos argilosos de acordo com o valor do  $N_{spt}$

ARGILAS	$N_{SPT}$	Intercepto Coesivo (kPa)	Peso Esp. Natural ( $kN/m^3$ )
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

## 2.2 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial é atualmente o mais utilizado para a determinação das propriedades de tensão-deformação do material e a resistência ao cisalhamento dos solos (PINTO, 2006).

O ensaio 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 2. O ensaio registra 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).

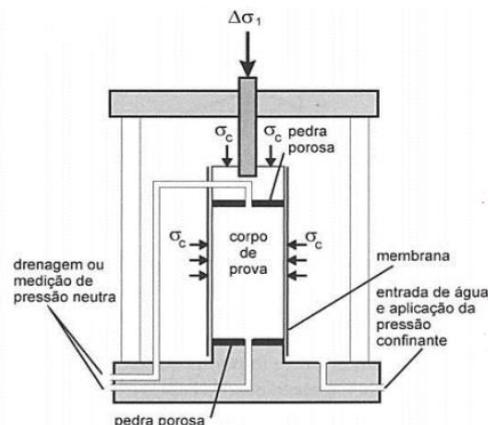


Figura 2. Câmara para ensaio triaxial (Pinto, 2006)

No ensaio de adensamento não drenado, ou *consolidated undrained* (CU), aplica-se a pressão confinante, não permitindo a drenagem da amostra durante a aplicação da carga axial (PINTO, 2006).

## 3 METODOLOGIA

A presente pesquisa consistiu na coleta de amostras indeformadas *in loco* e posterior realização de ensaios triaxiais, a fim de determinar os parâmetros de resistência do solo. Posteriormente, realizou-se a modelagem numérica de 2 trechos da contenção, com auxílio do software CypeCAD®2016, no intuito de analisar a influência da adoção dos parâmetros no dimensionamento da cortina e sua segurança.

### 3.1 Coleta de amostras indeformadas

O procedimento de coleta consistiu na retirada da camada vegetal sobre o solo do local, e escavação de aproximadamente 70 cm de solo, a fim de evitar a presença de matéria orgânica e ações sob a superfície, tomando-se os devidos cuidados para que não ocorressem alterações no solo por percussão durante a escavação.

Finalizada a escavação, foram cravados os moldes metálicos com dimensões de 5 cm de diâmetro por 11 cm de altura na vala escavada, sendo retirados na sequência e acondicionados em sacos plásticos para a condução até o



laboratório de mecânica dos solos II do Centro Universitário Assis Gurgacz, onde foi feita a extração das amostras, conforme representa a Figura 3, seguida pela realização dos ensaios.



Figura 3. Coleta em campo e extração de amostras.

### 3.2 Ensaios de compressão triaxial

Foram coletados 24 corpos de prova in loco. Alguns fragmentaram-se durante a extração, restando 15 amostras aptas à realização do ensaio triaxial. O método de ensaio adotado foi o triaxial adensado rápido, também conhecido como ensaio CU. Foi utilizado o equipamento de ensaio triaxial automatizado, conforme apresentado na Figura 4, interligado ao software Pavitest Triaxial I-1077.



Figura 4. Equipamentos utilizados no ensaio de compressão Triaxial

Dentro da câmara de ensaio triaxial, a primeira etapa do ensaio foi realizar o adensamento aplicando uma pequena pressão hidrostática no corpo de prova e verificando as variações volumétricas (Figura 5). Em seguida,

foi estabelecida a tensão confinante ( $\sigma_3$ ) e, com o fechamento da válvula de drenagem da câmara triaxial, aplicada uma tensão axial ( $\sigma_1$ ) a uma velocidade de 0,064 mm/min, até que ocorresse uma deformação de 20% da altura do corpo de prova.



Figura 5. Corpo de prova na câmara de ensaio

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

O procedimento foi repetido para as demais amostras, obtendo-se assim distintas variações de tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) para cada ensaio. De posse dos resultados, foram gerados os círculos de Mohr, determinando assim a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb. Em seguida foram determinados os valores do intercepto de coesão (c) e do ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), em função das tensões totais (situação não drenada).

Após a coleta de todos os dados do solo, realizou-se a modelagem da contenção através do *software* CypeCAD® 2016 módulo Cortinas. Para isso, foram reunidos os dados do projeto da contenção em parede diafragma executada, além de informações dos laudos de sondagem SPT



realizados no terreno e dos ensaios triaxiais executados em laboratório.

### 3.3 Modelagem numérica das cortinas

A contenção executada circunda todo o terreno junto a edificação, e é composta por 10 partes executadas em lamelas com 2,5 metros de comprimento. No presente estudo simulou-se 2 seções da contenção, as Paredes 1 e 2, conforme representado na Figura 6.

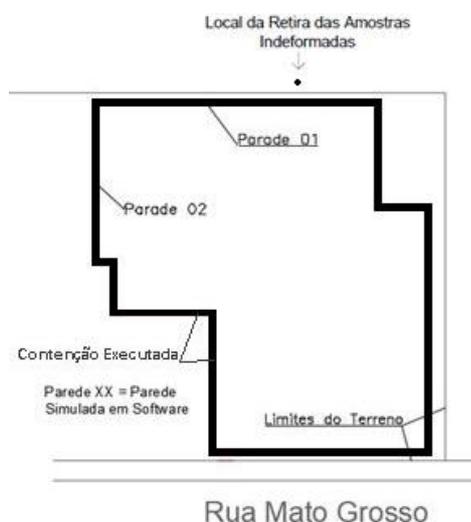


Figura 6. Planta com localização de paredes modeladas

A caracterização do perfil do solo em cada parede foi realizada com o auxílio dos laudos de sondagens SPT realizados no local, sendo considerado o laudo do furo executado mais perto de cada parede para determinação das espessuras das camadas e tipo de solo.

As cortinas analisadas apresentam armadura composta 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. Os tirantes utilizados apresentam 6 cordoalhas CP190 RB12,70 com 12,7 mm de diâmetro nominal, na configuração de 6,0 metros livres mais 9,0 metros ancorados, totalizando 15 metros. Os tirantes foram tracionados com 30 toneladas, resultando em uma rigidez axial (E.A/L) de 20.200 kN/m, a um ângulo de 20°

com a horizontal. O espaçamento horizontal médio entre eles foi de 2,5 metros, variando conforme cada contenção, assim como o posicionamento da altura dos tirantes e o número de linhas.

Para cada parede modelada, foram simuladas 3 situações: 1) considerando todos os parâmetros do solo via correlação com o ensaio SPT; 2) considerando os parâmetros determinados através de ensaios triaxiais para a 1ª camada; 3) alteração de armaduras das lamelas e disposição e quantidade de tirantes, utilizando dados do ensaio triaxial, de modo a atender todas as verificações da modelagem e obter uma maior economia, se possível.

Os perfis modelados podem ser verificados na Figura 7. As paredes diafragma apresentaram profundidade máxima de 15,50 metros devido a impenetrável, dos quais 3,50 metros foram ficha.

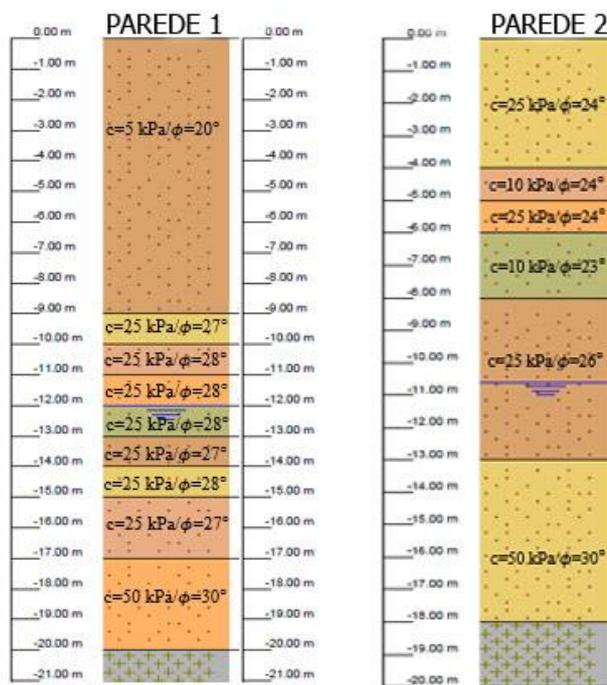


Figura 7. Perfis e parâmetros de resistência determinados através de sondagens SPT para cada parede simulada

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 Ensaios Triaxiais



Para a realização dos ensaios triaxiais foram utilizadas tensões confinantes de 0,2 kg/cm<sup>2</sup>, 0,5 kg/cm<sup>2</sup> e 1,00 kg/cm<sup>2</sup>, resultando nos círculos de Mohr apresentados na Figura 8. A junção de 3 semicírculos possibilita a criação da envoltória de resistência ao cisalhamento do solo, obtendo um ângulo de atrito de 23° e um intercepto de coesão de 10 kPa para a primeira camada.

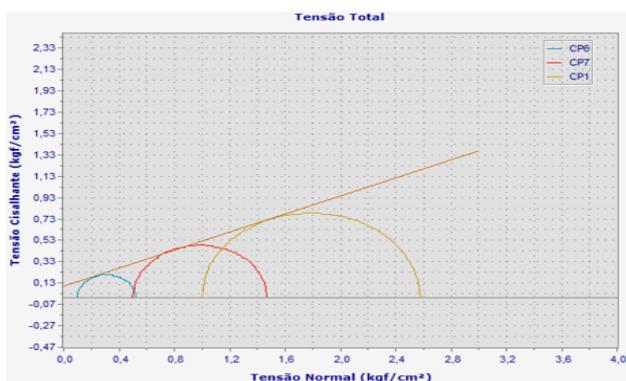


Figura 8. Envoltória de Mohr-Coulomb com o resultado de 3 ensaios

A partir disso foram traçadas as curvas de *tensão desviadora x deformação* de cada ensaio, como ilustrado na Figura 9, através do software Pavitest. Os resultados apresentaram-se coerentes, com trechos elasto-plásticos bem definidos.

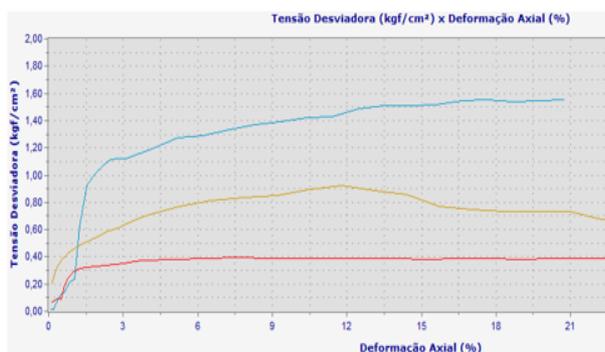


Figura 9. Relação tensão desviadora x deformação dos corpos de prova

## 4.2 Modelagens Numéricas

Para todas as simulações foi considerada uma sobrecarga semi-infinita sobre o maciço de solo

de 10 kN/m<sup>2</sup>, conforme indicado por Marzionna et al. (1998).

Para a realização da simulação 3 de cada parede (sistema otimizado), utilizou-se os parâmetros obtidos pelo ensaio triaxial para a primeira camada, e os estimados pelo SPT para as demais camadas.

Ajustou-se também alguns parâmetros construtivos da parede de modo a atender os deslocamentos relativos máximos, como ser inferior a 0,4%.H para solos argilosos, a fim de que não ocorram sinais de colapso (Ranzini e Negro Jr., 1998), esforços máximos resistentes da parede, além de atender a todas as verificações estruturais e geotécnicas.

Essas verificações englobam a relação entre o momento originando pelos empuxos passivos no intradorso e o momento originado pelos empuxos ativos no tardoz, a relação entre o empuxo passivo total no intradorso e o empuxo realmente mobilizado, os espaçamentos máximos e mínimos das armaduras, a verificação a esforço cortante conforme ABNT NBR 6118 (2014), dentre outros itens.

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

### 4.2.1 Análise da Parede 1

A parede 1 fica 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 realizar esforços sobre a contenção.

Os itens otimizados na Parede 1 podem ser analisados na Tabela 2, onde pode-se observar que para se ter uma maior segurança da cortina (fatores de segurança maiores e atendimento quanto a força cortante máxima e momento máximo resistido pela estrutura) seria necessário aumentar uma linha de tirantes (reduzindo a carga em cada um de 30 tf para 25 tf), com a



intenção de reduzir a armadura utilizada na cortina.

Tabela 2. Parâmetros alterados da Parede 1 (Simulação 3)

Item otimizado	Antes	Depois
Armadura Principal (mm)	20	16
Linha de tirantes	2	3
Força aplicada no tirante (kN)	300	250

A primeira análise realizada foi com relação aos deslocamentos relativos ( $\delta/H$ ), os quais levam em consideração as combinações resultantes da carga permanente do muro, empuxos de terra e sobrecargas (Figura 10). O deslocamento relativo consiste no deslocamento da contenção, em porcentagem, dividido pela altura da parede escavada.

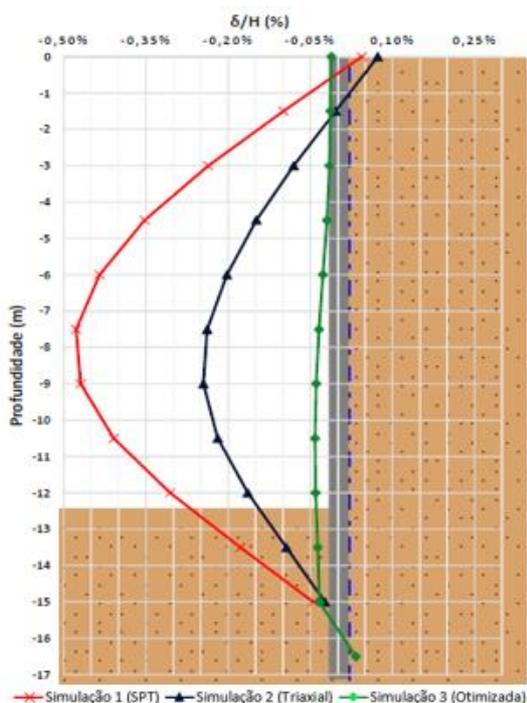


Figura 10. Deslocamento Relativo da Parede 1

Através das análises de deslocamentos pode-se observar que a simulação 1 (todos os parâmetros estimados pelo SPT) não atende a referência de valor máximo de  $0,4\% \cdot H$  para solos argilosos, ficando, contudo, muito próximo desse valor.

Vale ressaltar também que, tanto para a Simulação 1 quanto para a 2, verificações estruturais quanto a cortante, por exemplo, não foram atendidas. 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  $0,04\% \cdot H$ , bem menor que os  $0,4\% \cdot H$  recomendados por Ranzini e Negro Jr. (1998). Na Figura 11 são apresentados os esforços cortantes e momentos fletores atuantes na contenção, para as 3 simulações.

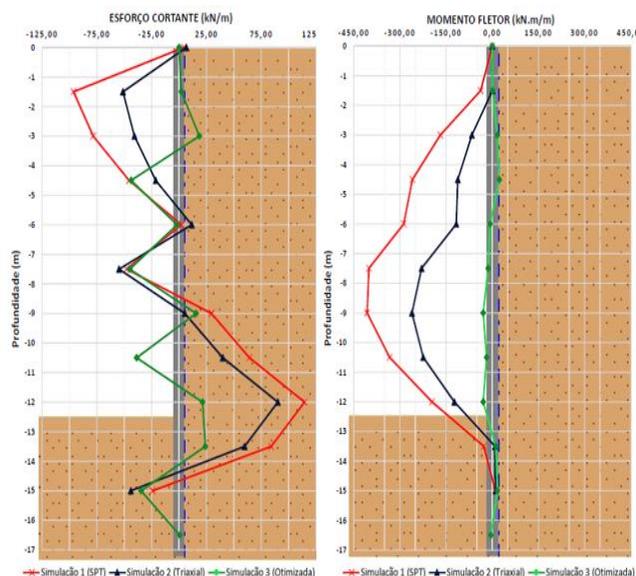


Figura 11. Esforço cortante e momento fletor na Parede 1

No diagrama de momentos fletores, nota-se novamente valores maiores para o sistema 1 (SPT). Já para o sistema 3 é possível verificar a alta rigidez do muro devido a linha de tirante adicional inserida, o que possibilitou a redução da armadura da parede de 20 mm para 16 mm.

É possível verificar também que a utilização de 1 linha de tirantes a mais na simulação 3 proporciona uma maior uniformização dos esforços na cortina, garantindo uma maior segurança e qualidade no serviço.

#### 4.2.2 Análise da Parede 2

O mesmo processo de análise da Parede 1 foi feito para a Parede 2. Utilizou-se os parâmetros do solo do ensaio triaxial por serem os valores



reais do solo, e ajustou-se alguns parâmetros da parede com o simples critério que a estrutura cumprisse todas as verificações de esforços e fatores de segurança. Os itens otimizados na Parede 2 podem ser verificados na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros alterados da Parede 2 (Simulação 3)

Item otimizado	Antes	Depois
Quantidade de tirantes	1	3
Força aplicada no tirante (kN)	300	100/200/300

A primeira análise realizada foi em relação aos deslocamentos horizontais relativos, conforme a Figura 12. Nesse ponto da análise, chama-se a atenção para as linhas do sistema via correlação do sistema triaxial, que são praticamente as mesmas.

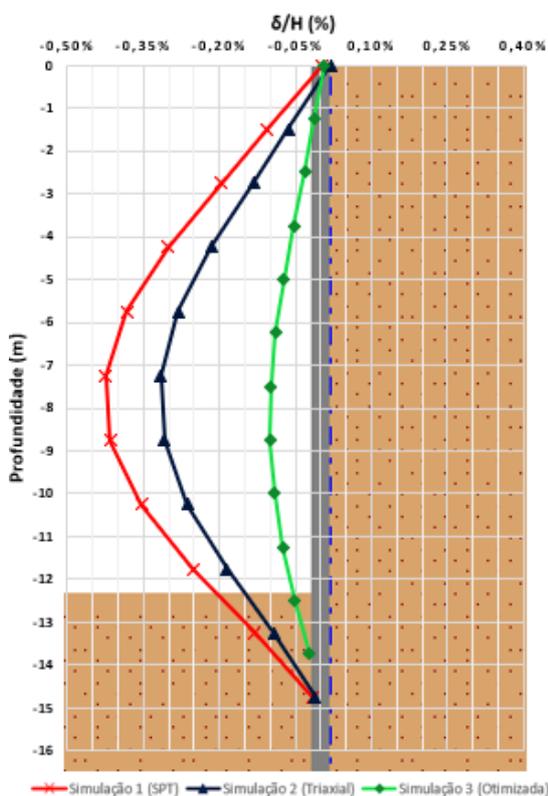


Figura 12. Deslocamento Relativo da Parede 2

Partindo para a análise dos valores, observa-se que os deslocamentos relativos máximos ( $\delta/H$ ) chegaram a  $0,38\% \cdot H$ , atendendo ao esperado de deslocamento horizontal, o qual deve ser inferior a  $0,4\% \cdot H$  para solos argilosos

para que não ocorram sinais de colapso, conforme indicam Ranzini e Negro Jr. (1998), ficando, contudo, muito próximo desse valor.

No entanto, da mesma forma que na parede 1, algumas verificações não foram atendidas nas simulações 1 e 2. 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  $0,11\% \cdot H$ .

Na Figura 13 são apresentados os esforços cortantes e momentos fletores atuantes na contenção para as 3 simulações. Novamente verifica-se o comportamento bem próximo da contenção para as simulações 1 e 2, em que se alterou apenas os parâmetros de resistência da primeira camada do solo (SPT ou triaxial).

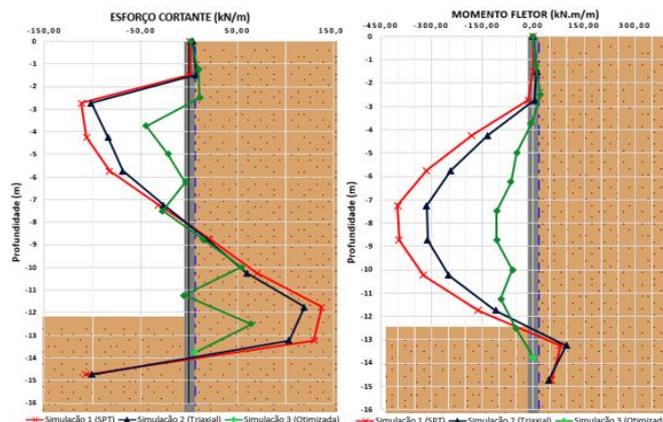


Figura 13. Esforço cortante e momento fletor na Parede 2

No diagrama de esforço cortante, verifica-se o mesmo valor de força máxima para ambos os métodos de dimensionamento. Lembrando que, segundo verificações efetuadas pelo software, os mesmos não apresentam aprovação. Ao se otimizar a estrutura, obteve-se valores mais uniformes quando comparados aos anteriores. Isso se 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 para ambos os métodos no dimensionamento executado.



## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para o dimensionamento de uma contenção de subsolo, necessita-se conhecer os parâmetros de resistência ao cisalhamento do mesmo, sendo o ideal que fossem os valores reais obtidos por ensaios em laboratório.

A intenção do presente estudo foi demonstrar que os ensaios laboratoriais, como o triaxial neste caso, fornecem um número de informações muito maior que a correlação calculada sob o ensaio SPT, sendo assim possível encontrar situações que não podem ser previstas em correlações, além de confirmar se estes cálculos correlacionados são seguros para serem utilizados.

Contudo, foi verificado na prática a dificuldade em se obter corpos de prova que representem todo o extrato do solo envolvido no empreendimento, para a determinação desses parâmetros e utilização no dimensionamento da contenção, fazendo com que a grande maioria dos projetistas utilize os valores correlacionados com o ensaio SPT, muito mais viável nessa área.

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. Vale, 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, gerando assim um grau de segurança maior ao serem utilizados.

Os valores reais verificados dos parâmetros do solo podem, sim, influenciar no dimensionamento otimizado de uma estrutura, como foi o caso da parede 2, desde que esses valores reais utilizados sejam significativos para a contenção.

Os parâmetros do solo estimados através de dados da sondagem SPT mostram-se seguros e

com resultados bem próximos aos dimensionamentos comumente realizados, já que os coeficientes de segurança nesses casos são altos. Porém, isso pode significar um superdimensionamento das estruturas.

Foi possível verificar que os deslocamentos relativos ficaram bem próximos ao limite recomendado de 0,4%.H, e que este não se apresentou como um fator limitante no projeto, principalmente devido a utilização de tirantes.

Já quanto aos esforços cortantes e fletores, foi possível verificar que da forma como foi executado a contenção (Simulações 1 e 2), tais esforços não foram atendidos pelas armaduras e tirantes utilizados na obra. Constatou-se que somente o acréscimo de 1 linha de tirantes (Parede 1) já seria o suficiente para satisfazer a condição de equilíbrio, contribuindo também com a uniformidade dos esforços e melhor aproveitamento das armaduras especificadas.

Com essas informações, é possível concluir que o melhor procedimento seria a realização de todos os ensaios laboratoriais necessários para se obter as devidas informações, aperfeiçoando a escolha e o dimensionamento das contenções. Os custos dos ensaios podem gerar uma economia tanto no dimensionamento, diminuindo os custos da execução que pode ser otimizada, quanto na visualização da necessidade de eventuais reforços na estrutura.

## REFERÊNCIAS

- Almeida, M. A. e Oliveira, R. M. M. (2018). *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*. Salvador -BA.
- Caputo, H. P. (1988). *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 6º ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.
- Gerscovich, D; Danziger, B. R; e Saramago, R. (2016) *Contenções: teoria e aplicações em obras*. São Paulo: Oficina de Textos.



- Marziona, J. D.; Maffei, C. E. M.; Ferreira, A. A. e Caputo, A. N. (1998). *Análise, projeto e execução de escavações e contenções*. In: HACHICH, W. et al. (Org.), *Fundações – Teoria e Prática*. 2.ed. São Paulo: Pini.
- Pinto, C. S. (2006). *Curso básico de mecânica dos solos*. 3° ed. São Paulo: Oficina de Textos.
- Ranzini, S. M. T; e Negro JR, A. (1998). *Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas*. In: HACHICH, W. et al. (Org.), *Fundações – Teoria e Prática*. 2.ed. São Paulo: Pini.
- Simons, N e Menzies, B. (1981). *Introdução à engenharia de fundações*. Rio de Janeiro: Interciência.
- Zen, B. A. B. E Almeida, M. A. (2018). *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. Salvador -BA.