

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS SANTTI FREIRES

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA APLICADA ÀS
FUNDAÇÕES PROFUNDAS NA REGIÃO OESTE DO PARANÁ**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO
2016

LUCAS SANTTI FREIRES

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA APLICADA ÀS
FUNDAÇÕES PROFUNDAS NA REGIÃO OESTE DO PARANÁ**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Maurício do Espírito Santo Andrade

TOLEDO

2016



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 047

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA APLICADA ÀS FUNDAÇÕES PROFUNDAS NA REGIÃO OESTE DO PARANÁ.

por

Lucas Santti Freires

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 14:40 h do dia **21 de novembro de 2016** como requisito parcial para a obtenção do título: **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof.^a Msc. Patrícia Casarotto de Oliveira
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Elmagno Catarino Santos Silva
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Visto da Coordenação
Prof.^a Msc. Silvana da Silva Ramme
Coordenadora da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

RESUMO

FREIRES, Lucas Santti. ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA APLICADA ÀS FUNDAÇÕES PROFUNDAS NA REGIÃO OESTE DO PARANÁ. 95 f. Trabalho de Conclusão de Curso do curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2016.

A parcela de capacidade de carga do fuste dos elementos de fundações profundas, relativa à resistência ao cisalhamento lateral, é analisada seguindo o critério de Coulomb, que se baseia nos parâmetros de ângulo de atrito e coesão ou adesão da interface solo-estrutura. Os valores destes parâmetros para a interação solo-estrutura são, na maioria das vezes, aproximados a partir dos obtidos para o solo, sendo raros os casos que se têm os valores reais desta relação. Sendo assim, este trabalho busca analisar a interação solo-estrutura com aplicação às fundações profundas na região oeste do Paraná. Os tópicos levados em consideração para a execução desta análise são: a utilização do solo de Toledo-PR, a coleta de amostras a partir de bloco “indeformado” de solo, a utilização do concreto e do aço como materiais de fundação e a realização do ensaio de cisalhamento direto drenado e submerso para obtenção dos parâmetros de resistência. O solo empregado neste estudo foi inicialmente caracterizado, por isso, os ensaios realizados nesse trabalho podem ser divididos em: ensaios de caracterização do solo e ensaio de cisalhamento direto. O solo foi coletado no campus da Universidade Tecnológica Federal do Paraná em Toledo. As amostras de aço utilizadas foram moldadas com aço 1020 laminado e as de concreto possuíam seguinte traço: 1:2,17:2,25, com a/c: 0,52, 4,50 gramas de aditivo plastificante e f_{ck} de 22,20 MPa. A prensa de cisalhamento foi equipada com um motor, um gerador de frequência e uma fonte, para que houvesse a aplicação mecânica da velocidade necessária. Com a caracterização do solo verificou-se que o mesmo possuía um peso específico dos grãos de 3,08 gf/cm³. Era composto, segundo a NBR 6502/1995, por uma parcela predominante de argila com 79,31%, seguida do silte com 11,75%, areia fina com 6,61% e demais frações com pouca representatividade. O limite de liquidez foi de 61% e o de plasticidade de 51%, gerando assim um índice de plasticidade de 10%. Com o ensaio de cisalhamento direto obteve-se um valor de ângulo de atrito interno do solo (ϕ') e intercepto de coesão (c'), respectivamente iguais a 22,83° e 7,57 kPa. Já para a interação solo-aço, os valores de ângulo de atrito (δ') e adesão (a') foram 23,38° e 14,66 kPa e para a relação solo-concreto obteve-se $\delta' = 29,02^\circ$ e $a' = 9,80$ kPa. Fornecendo assim, a relação δ'/ϕ' igual a 1,02 para o aço e 1,27 para o concreto e a relação a'/c' igual a 1,94 e 1,29 para o aço e concreto, respectivamente. Desta forma, as propostas dos diversos autores estão a favor da segurança, fazendo com que a resistência ao cisalhamento seja subestimada. Observa-se ainda que, para todos os carregamentos, a interação solo-concreto foi a que apresentou maior resistência ao cisalhamento, seguida pela interação solo-aço e por último a interação solo-solo.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura. Fundações profundas. Cisalhamento Direto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema da envoltória de ruptura obtida pelo ensaio de cisalhamento direto.....	28
Figura 2: Fluxograma de atividades da pesquisa.....	38
Figura 3: Localização do ponto de coleta do solo para o estudo.....	40
Figura 4: Ponto de retirada do solo para o estudo.....	40
Figura 5: Procedimentos iniciais de preparação das amostras de solo.....	41
Figura 6: Abertura da ranhura para o ensaio do limite de liquidez.....	47
Figura 7: Cilindro moldado para o limite de plasticidade.....	48
Figura 8: esquema do método para obtenção do t_{90} sugerido por Taylor.....	49
Figura 9: Prensa de cisalhamento equipada com motor, gerador de frequência e fonte.....	51
Figura 10: Gráfico da relação da velocidade com a frequência empregada.....	53
Figura 11: Amostras de aço.....	54
Figura 12: Preparação das amostras de concreto.....	56
Figura 13: Preparação das amostras de solo.....	57
Figura 14: Amostras de aço (a) e concreto (b) contidas na parte interior da caixa de cisalhamento.....	58
Figura 15: Esquema do ensaio de cisalhamento para a relação solo-solo.....	58
Figura 16: Curva granulométrica do solo objeto de estudo.....	64
Figura 17: Gráfico limite de liquidez.....	65
Figura 18: Curva de compactação do solo estudado.....	68
Figura 19: Gráfico $\Delta v \times \Delta h$ para os três carregamentos na interação solo-solo.....	70
Figura 20: Gráfico $\tau \times \Delta h$ para os três carregamentos da interação solo-solo.....	71
Figura 21: Envoltória de ruptura solo-solo.....	72
Figura 22: Gráfico $\tau/\sigma_n \times \Delta h$ solo-solo.....	73
Figura 23: Gráfico $\Delta v \times \Delta h$ para os três carregamentos da interação solo-aço.....	74
Figura 24: Gráfico $\tau \times \Delta h$ para os três carregamentos da interação solo-aço.....	74
Figura 25: Curvas $\tau \times \Delta h$ para o solo-aço com 100 kPa.....	75
Figura 26: Envoltória de ruptura para interação solo-aço.....	76
Figura 27: Gráfico $\Delta v \times \Delta h$ para os três carregamentos da interação solo-concreto.....	77
Figura 28: Gráfico $\tau \times \Delta h$ para os três carregamentos da interação solo-concreto.....	77
Figura 29: Envoltória de ruptura para interação solo-concreto.....	78
Figura 30: Gráfico $\tau/\sigma_n \times \Delta h$ solo-aço.....	79
Figura 31: Gráfico $\tau/\sigma_n \times \Delta h$ solo-concreto.....	80
Figura 32: Curva $\tau \times \Delta h$ para os três materiais sob a ação da tensão normal de 50 kPa.....	81
Figura 33: Curva $\tau \times \Delta h$ para os três materiais sob a ação da tensão normal de 100 kPa.....	81
Figura 34: Curva $\tau \times \Delta h$ para os três materiais sob a ação da tensão normal de 150 kPa.....	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Proposta de Broms (1966) para valores de coeficiente de empuxo médio ao longo do fuste (K_s).....	15
Tabela 2: Valores sugeridos por Broms (1966) para ângulo de atrito solo-estrutura (δ) em função do ângulo de atrito interno do solo (ϕ).....	17
Tabela 3: Valores obtidos para interface solo estrutura por Velez (2013).....	22
Tabela 4: Resultados de Potyondy para solos arenosos e diferentes materiais de fundação.....	23
Tabela 5: Resultados do estudo de Potyondy para a relação de solos argilosos e diferentes materiais de fundação.	24
Tabela 6: Resultados do estudo de Potyondy realizados para uma mistura de solo e areia e diferentes materiais de fundação.....	25
Tabela 7: Resultados do estudo de Potyondy para a relação de siltes e diferentes materiais de fundação.	26
Tabela 8: Valores obtidos para interface solo estrutura por Ferreira <i>et. al</i> (2013).....	26
Tabela 9: Valores de rugosidade das superfícies de contato solo-muro.	27
Tabela 10: Peso específico da água em gf/cm^3	42
Tabela 11: Quantidade de amostra para análise granulométrica.	43
Tabela 12: Viscosidade da água (μ) ($10 - 6 \text{ gxs/cm}^2$).....	46
Tabela 13: Relação entre a velocidade necessária ao ensaio de cisalhamento direto e a frequência.....	52
Tabela 14: resultados do ensaio para determinação do peso específico dos grãos. 60	
Tabela 15: Porcentagem de material passante em cada peneira do peneiramento grosso.....	61
Tabela 16: Resultados do ensaio de sedimentação.....	62
Tabela 17: Porcentagem de material passante em cada peneira do peneiramento fino.....	63
Tabela 18: Valores para determinação do limite de liquidez.....	65
Tabela 19: Valores obtidos para o limite de plasticidade.....	66
Tabela 20: Dados do ensaio de compactação.....	67
Tabela 21: Velocidades empregadas para cada interação.....	69
Tabela 22: Características iniciais e finais do corpo de prova de solo nas diversas interações.....	69
Tabela 23: Resumo dos parâmetros de resistência encontrados para a interação solo-estrutura e a razão entre estes e os parâmetros internos do solo obtidos.	83
Tabela 24: Parâmetros de resistência da interação solo-estrutura a partir dos parâmetros internos do solo obtidos neste trabalho.	84

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	7
1.1	JUSTIFICATIVA.....	8
1.2	OBJETIVO GERAL.....	9
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	9
1.4	DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	9
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	11
2.1	MÉTODOS DINÂMICOS.....	11
2.2	MÉTODOS ESTÁTICOS.....	12
2.2.1	Determinação da capacidade de carga última por meio dos métodos racionais ou teóricos.....	13
2.2.2	Determinação da capacidade de carga ultima por meio dos métodos semiempíricos.....	20
2.3	ESTUDOS SOBRE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	21
2.4	DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	28
2.1.1	Fundações do tipo Estacas.....	29
2.1.2	Fundações do tipo Tubulão.....	30
2.1.3	Estacas de concreto.....	32
2.1.4	Estacas de aço.....	36
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	38
3.1	CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA.....	38
3.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	39
3.2.1	Ensaio de caracterização do solo.....	39
3.2.2	Ensaio de cisalhamento direto.....	49
3.3	MÉTODO DE ANÁLISE DOS DADOS.....	59
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	60
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	60
4.1.1	Peso específico dos grãos de solo.....	60
4.1.2	Análise Granulométrica.....	61
4.1.3	Limite de liquidez.....	64
4.1.4	Limite de plasticidade.....	66
4.2	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	68
5	CONCLUSÃO.....	85
6	PROPOSTAS PARA FUTURAS PESQUISAS.....	87
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88
8	APÊNDICE A.....	91

1 INTRODUÇÃO

As fundações profundas podem ser definidas a partir de dois aspectos. No primeiro, a respeito das dimensões, podem ser entendidas como elementos assentes a uma profundidade duas vezes maior do que sua menor dimensão em planta e que possuam no mínimo três metros de comprimento. O segundo aspecto é relativo à forma como se comportam, podendo descarregar as ações sobre o terreno pela ponta, pelo fuste ou por combinação destas duas parcelas.

O projeto de uma fundação engloba as cargas solicitantes da estrutura e a reação do solo envolvido, sendo esta reação variável segundo o tipo de solo. Desta maneira, é necessário avaliar esta estrutura quanto aos seus deslocamentos admissíveis e quanto à sua capacidade de carga. Sendo esta última, considerada um dos mecanismos de colapso mais significativos, onde estão envolvidas tanto a parcela de ponta como a parcela lateral.

No tocante a capacidade de carga de fuste, esta se encontra vinculada à resistência ao cisalhamento lateral entre a fundação e o solo, sendo esta analisada, em geral, através do critério de Coulomb. Este modelo baseia-se em dois parâmetros, sendo eles: ângulo de atrito e “coesão” ou adesão da interface solo-estrutura. Onde estes parâmetros são, usualmente, aproximados a partir de valores encontrados para a interação solo-solo. Sendo os valores reais para a interação solo-estrutura dificilmente encontrados.

Estas aproximações não levam em consideração fatores que afetam a resistência obtida, tais como: o tipo de solo, o material de fundação empregado e as características específicas da superfície destes materiais, fazendo com que se tenha um dimensionamento que pode estar a favor ou contra a segurança.

Desta maneira, a partir de ensaios para caracterização do solo e do ensaio de cisalhamento direto, este trabalho busca obter os parâmetros de resistência do solo da cidade de Toledo-PR, assim como os parâmetros da interação solo-estrutura utilizando este mesmo solo. Realizando ainda, uma análise comparativa dos resultados obtidos em laboratório com os baseados nas propostas comumente empregadas, para verificar a interferência da utilização dos referidos valores no dimensionamento de fundações.

1.1 JUSTIFICATIVA

Alguns autores formularam suas próprias propostas para viabilizar a aproximação dos parâmetros de resistência para a interação do solo com diferentes materiais de fundação, a partir dos parâmetros internos do solo. Justificando seu emprego pela dificuldade em obter os valores reais desta interação. Por isso, o valor dos parâmetros da interação solo-estrutura é, na maioria das vezes, desconhecido. Sendo que, a utilização dos valores reais da interação solo-estrutura podem gerar resultados diferentes daqueles encontrados com a utilização das propostas baseadas nos parâmetros internos do solo.

Potyondy (1961) afirma que para a determinação da resistência lateral são, usualmente, empregados valores médios relativos a ensaios de campo. Nestes ensaios se faz apenas uma referência qualitativa dos fatores que interferem na relação solo-estrutura, sendo necessária a determinação dos parâmetros de resistência desta interação em laboratório, a fim de que os fatores de influência sejam controlados corretamente, proporcionando assim, o correto conhecimento desta relação.

Além do mais, aproximações dos parâmetros da interação solo-estrutura, específicos para solos brasileiros, não são facilmente encontrados na literatura, sendo na maioria das vezes obtidas para solos europeus (FERREIRA *et. al*, 2013).

Desta maneira, a importância do trabalho reside na obtenção dos valores da interação solo-estrutura e no conhecimento de como essas relações influenciam na determinação da resistência ao cisalhamento lateral, para o dimensionamento de estruturas de fundações.

1.2 OBJETIVO GERAL

Verificar, a partir do ensaio de cisalhamento direto, a interação do conjunto solo-estrutura aplicado às fundações profundas, particularmente às estacas. Utilizando solo da cidade de Toledo-PR e diferentes materiais de fundação, sendo eles: concreto e aço.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar o solo da cidade de Toledo-PR, coletado no terreno da UTFPR;
- Determinar os valores dos parâmetros de resistência internos do solo estudado;
- Determinar os valores dos parâmetros de resistência para a interação solo-concreto;
- Determinar os valores dos parâmetros de resistência para a interação solo-aço;
- Comparar os valores de parâmetros de resistência para as relações solo-estrutura, obtidos em laboratório, com os valores adotados na prática para o dimensionamento de fundações.

1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

Este trabalho trata-se de uma pesquisa laboratorial, realizada por meio de ensaios de caracterização do solo e ensaio de cisalhamento direto, para obter os parâmetros de resistência da interação solo-estrutura e também do solo envolvido. Será realizada ainda uma revisão bibliográfica dos conceitos já existentes em relação ao objeto de estudo.

A partir dos parâmetros obtidos será realizada uma análise comparativa dos resultados com os valores dados pelas propostas encontradas na literatura, para

que, dessa forma, se tenha um conhecimento da influência da utilização dos parâmetros encontrados no dimensionamento de fundações.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para o dimensionamento de uma estrutura de fundação é necessário conhecer, entre outros fatores, a sua capacidade de carga. Para tanto, existem dois grandes grupos de métodos, sendo eles: métodos dinâmicos e métodos estáticos. A caracterização e diferenciação objetiva de tais métodos auxiliarão na compreensão da aplicação do objeto de estudo. Sendo que, neste trabalho, a descrição dos métodos estáticos será mais aprofundada por apresentar maior representatividade no estudo em questão, pois possibilitam uma visão mais clara do problema de pesquisa.

2.1 MÉTODOS DINÂMICOS

Segundo a NBR 6122/2010 os métodos dinâmicos utilizam a resposta das estacas a carregamentos dinâmicos, ou seja, a cravação como meio para o cálculo de sua capacidade de carga. A cravação de estacas pode ser por percussão, por prensagem ou por vibração, sendo o mais utilizado o por percussão, onde as mesmas são cravadas por meio de golpes de um martelo (VELLOSO E LOPES, 2010).

Terzaghi *et. al* (1996) afirma que todos os métodos dinâmicos dependem basicamente da penetração da estaca causada pelo golpe de um determinado instrumento. Uma medida importante é a nega, que relaciona a penetração da estaca causada por um golpe de martelo ou pilão, com a energia de cravação, sendo esta geralmente medida para uma sequência de dez golpes. É possível realizar tal observação de diferentes modos, desde formas simples até mais elaboradas (NBR 6122/2010).

Velloso e Lopes (2010) dividem os métodos dinâmicos em dois grupos: Fórmulas Dinâmicas e soluções da Equação da Onda. O primeiro é baseado nas leis da física que regem o comportamento dos corpos frente ao choque entre si. Já o segundo assume a estaca como uma barra, na qual existe a propagação de uma

onda de tensões provocada pelos golpes e que pode sofrer reduções de acordo com o solo que envolve a estaca.

2.2 MÉTODOS ESTÁTICOS

Os métodos estáticos assumem, para a determinação da capacidade de carga axial, formulações que consideram a mobilização total da resistência ao cisalhamento estática do solo pela estaca, resistência esta obtida em laboratório ou em campo (VELLOSO E LOPES, 2010).

Cintra e Aoki (2010) e Velloso e Lopes (2010) afirmam que estes métodos podem ser separados em dois seguimentos:

- Racionais ou Teóricos: são consideradas soluções teóricas de capacidade de carga e características do solo;
- Semiempíricos: Consideram resultados de ensaios de penetração em campo (SPT – Sondagem a Percussão e CPT – Cone Penetrométrico);

Velloso e Lopes (2010) fazem referência ainda aos métodos empíricos, que resultam em uma aproximação grosseira para a capacidade de carga, pois consideram apenas a classificação das camadas atravessadas pelo elemento de fundação.

Terzaghi *et. al* (1996), Velloso e Lopes (2010) e Velez (2013) afirmam que a capacidade de carga axial para os métodos estáticos pode ser obtida a partir da condição de equilíbrio entre a carga axial (Q_{ult}), o peso próprio da fundação (W_{estaca}), a parcela de capacidade de carga de ponta ($Q_{p,ult}$) e a parcela de capacidade de carga lateral ($Q_{l,ult}$), conforme mostra a equação (1).

$$Q_{ult} + W_{estaca} = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (1)$$

Estes autores afirmam que o peso próprio da fundação é considerado irrelevante ao estudo em comparação com a magnitude das cargas aplicadas, fazendo com que a equação anterior seja simplificada para equação (2).

$$Q_{ult} = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (2)$$

2.2.1 Determinação da capacidade de carga última por meio dos métodos racionais ou teóricos.

A parcela de capacidade de carga de ponta ($Q_{p,ult}$), é dada pela equação (3).

$$Q_{p,ult} = A_p q_{p,ult} \quad (3)$$

Onde:

A_p : Área da ponta do elemento de fundação;

$q_{p,ult}$: Resistência de ponta do elemento de fundação.

Existem diversas formulações, para determinação da resistência de ponta, baseadas na teoria da plasticidade e considerando diferentes mecanismos de ruptura. Destacando-se como principais contribuições para esta determinação: a solução de Terzaghi, a de Meyerhof, a de Berezantzev e a de Vesic. (VELLOSO E LOPES, 2010).

A parcela de capacidade de carga lateral pode ser determinada a partir da equação (4).

$$Q_{l,ult} = U \sum \tau_{l,ult} \Delta L \quad (4)$$

Onde:

U: Perímetro do elemento de fundação, considerado constante ao longo de todo o fuste;

$\tau_{l,ult}$: Resistência lateral unitária;

ΔL : Trecho ao qual se aplica a resistência lateral unitária.

A resistência lateral unitária pode ser determinada pelo mesmo modelo utilizado para a determinação da resistência ao cisalhamento entre duas massas de solo, seguindo o critério de Coulomb. Das (2007. *Apud* Mohr, 1900) afirma que a

ruptura é causada pela combinação da tensão normal e a tensão cisalhante, fornecendo a seguinte relação: $\tau_l = f(\sigma)$.

Segundo Das (2007. *Apud* Coulomb, 1900), a equação da tensão de cisalhamento no plano de ruptura pode ser aproximada para uma função afim da tensão normal. Desta maneira, temos a equação (5), conhecida como o critério de Coulomb, que pode ser utilizada para a determinação da resistência ao cisalhamento entre o solo e o fuste do elemento de fundação.

$$\tau_l = c + \sigma \operatorname{tg} \emptyset \quad (5)$$

Onde:

τ_l : Resistência ao cisalhamento;

c : Coesão;

σ : Tensão normal ao plano de ruptura;

\emptyset : Ângulo de atrito interno.

Velloso e Lopes (2010) utilizam ao invés de coesão o termo aderência (a) e a tensão normal ao plano de ruptura seria a tensão horizontal exercida pela terra (σ_h). Temos assim, a equação (6).

$$\tau_l = a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta \quad (6)$$

No intuito de estimar a parcela de atrito lateral existem duas abordagens que dependem do tipo de solo envolvido (solos arenosos ou solos argilosos).

Na abordagem para solos granulares, a parcela do intercepto de coesão é igual à zero. Assim, tem-se a equação (7).

$$\tau_{l, \text{granulares}} = \sigma'_h \operatorname{tg} \delta \quad (7)$$

É possível reescrever a equação (7) em termos da tensão efetiva vertical (σ'_v) com a utilização do coeficiente de empuxo médio ao longo de todo o fuste (K_s), conforme mostrado na equação (8).

$$\tau_{l,granulares} = K_s \sigma'_v \operatorname{tg} \delta \quad (8)$$

Segundo Cintra e Aoki (2010) e Velloso e Lopes (2010) K_s depende do mecanismo de execução da fundação e a alteração causada no solo que a envolve. Sendo também citados como fatores interferentes a forma e o comprimento da estaca.

Para estacas metálicas, cuja cravação leva a um deslocamento de solo pequeno ou inexistente, o valor de K_s é muito próximo do coeficiente de empuxo no repouso (K_0), ou seja, aproxima-se do valor 1,00. Para estacas de concreto e madeira que causam uma perturbação maior, os valores de K_s tendem a assumir valores mais elevados, principalmente em areias compactas, podendo se aproximar do coeficiente de empuxo passivo (K_p) (CINTRA E AOKI, 2010).

Já para o caso de estacas escavadas, no caso de o processo de concretagem não ocorrer logo após a escavação, o valor de K_s tende a aproximar-se do empuxo ativo (K_a), fazendo com que o solo se desloque no sentido de fechar o furo (CINTRA E AOKI, 2010).

O coeficiente K_s pode ser encontrado por meio de ensaios de penetração estática. Cintra e Aoki (2010, apud Broms, 1966) apresentam os valores sugeridos para o coeficiente K_s , contidos na Tabela 1:

Tabela 1: Proposta de Broms (1966) para valores de coeficiente de empuxo médio ao longo do fuste (K_s).

Estaca	K_s	
	Areia fofa	Areia compacta
Metálica	0,5	1,0
Pré-moldada de concreto	1,0	2,0
Madeira	1,5	4,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Um assunto que traz muita discussão refere-se à existência ou não de uma profundidade crítica, a partir da qual por conta do comportamento dos solos granulares o atrito lateral não sofreria alteração. Cintra e Aoki (2010) afirmam que a profundidade localiza-se a uma distância entre 10 e 20 vezes o diâmetro da estaca.

Já Velloso e Lopes (2010, *apud* Kulhawy, 1984 e Altaee et al., 1993) afirmam que não há validade do conceito de profundidade crítica.

Dois métodos (α e β) são sugeridos para a abordagem de solos argilosos, como o encontrado na região da cidade de Toledo-PR.

Segundo Terzaghi *et. al* (1996), para a resistência lateral em solos argilosos, a influência do método de instalação é quase desprezível. Assim como a influência do fator profundidade, exceto para fundações muito longas.

- Método α :

Segundo Velloso e Lopes (2010) a resistência lateral, neste método, foi relacionada à resistência ao cisalhamento não drenada do solo, com enfoque em tensões totais. Podendo, portanto, ser expressa pela equação (9):

$$\tau_{l,coesivos\ \alpha} = \alpha Su \quad (9)$$

Cintra e Aoki (2010) afirmam que o parâmetro α representa um fator de adesão do sistema solo-estaca. Para Tomlinson (1994) esse fator depende em parte da coesão do solo e da natureza do solo acima da camada onde a fundação está apoiada. Sendo assim, Tomlinson (1994) demonstra a variação do fator de redução α de acordo com a resistência ao cisalhamento não drenado do solo antes da cravação da estaca, em que o coeficiente varia de acordo com o comprimento de cravação (L) e a camada de solo sobrejacente.

Segundo Tomlinson (1994), para estacas cravadas, o valor de α abaixo de 1,00 se deve aos vazios decorrentes da cravação. Já para estacas moldadas *in loco*, ou seja, em que o concreto é lançado após a remoção do solo, podem ser encontrados valores maiores do que 1,00 por conta do preenchimento dos vazios, causados na execução, pelo concreto.

Em situações reais, o solo se apresenta estratificado, ou seja, com camadas compostas por diferentes tipos de solo. Dessa forma, mobilizam-se resistências ao cisalhamento não drenadas diferentes. Sendo assim, a R_l da estaca, considerando toda sua área lateral, é dada pela equação (10).

$$\tau_{l,coesivos\ \alpha} = U \sum \alpha Su \Delta L \quad (10)$$

Onde:

U: Perímetro da estaca;

ΔL : Espessura da camada de solo.

A aproximação apresentada da resistência da interface solo-estrutura a partir da resistência não drenada do solo é feita por conta de dificuldade de se avaliar o real valor da relação solo-estrutura após a execução da fundação. Sendo que a resistência não drenada do solo pode ser obtida pela equação (11).

$$S_u = c'_w + \sigma \tan \delta \quad (11)$$

Onde:

c'_w : intercepto de coesão ou aderência;

δ : ângulo de atrito.

Os valores de c'_w e δ são difíceis de determinar. Desta forma, existem propostas de aproximações, para estes parâmetros, a partir dos obtidos internamente para o solo.

Tais propostas, em geral, divergem opiniões quanto ao valor atribuído a δ , sabendo-se, no entanto, que não pode exceder o ângulo de atrito interno do solo (ϕ) (CAPUTO, 2008).

Cintra e Aoki (2010, *apud* Broms, 1966) apresentam os valores sugeridos para δ em função de ϕ , contidos na Tabela 2:

Tabela 2: Valores sugeridos por Broms (1966) para ângulo de atrito solo-estrutura (δ) em função do ângulo de atrito interno do solo (ϕ).

Estaca	δ (°)
Metálica	20
Pré-moldada de	
concreto	3/4 ϕ
Madeira	2/3 ϕ

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Ferreira *et. al* (2013, *apud* Terzaghi *et. al*, 1943) propõem ângulo de atrito da interação solo-estrutura variando de um terço a dois terços do ângulo de atrito interno do solo. Não definindo para tanto, nem o tipo de solo nem o material de fundação considerado.

Das (2007) propõe que o ângulo de atrito da interação solo-estrutura seja igual a um meio ou dois terços do ângulo de atrito interno do solo, para solo granular compactado e igual ao ângulo de atrito interno do solo, para solo granular fofo.

Barros (2011) sugere adotar o ângulo de atrito igual ao ângulo de atrito interno do solo ou aproximá-lo pela equação (12):

$$\delta = \tan^{-1}(0,75 \tan \phi) \quad (12)$$

Já para a coesão entre solo-estrutura, Barros (2011) sugere valores em torno de um terço e três quartos da interna do solo.

Sega (2011, *apud* Bowles, 1968) sugere a utilização da aproximação de dois terços de ϕ para o ângulo de atrito entre solo e estrutura e a adesão (a) igual à metade da coesão interna do solo.

- Método β :

Este método leva em conta as tensões efetivas. Segundo Velloso e Lopes (2010. *apud* Burland, 1973) é necessário que a resistência lateral seja tratada nestes termos, pois, quando tratada em termos de tensões totais, sua extensão para situações diferentes das que foram utilizadas para sua formulação pode-se trazer erros.

De acordo com Terzaghi *et. al* (1996. *apud* Burland, 1973) a principal hipótese deste método é a de que por conta do amolgamento ocasionado pela execução, a coesão efetiva do solo torna-se nula e desta forma a resistência lateral em qualquer ponto será dada por uma equação análoga a equação (7).

Neste caso a tensão efetiva horizontal (σ'_h) é também vista como proporcional a tensão efetiva vertical inicial, como é expresso na equação (13):

$$\sigma'_h = K\sigma'_{v0} \quad (13)$$

Este coeficiente K é dado pela razão entre a tensão efetiva horizontal decorrente da execução do elemento de fundação e a tensão efetiva vertical inicial. Seu valor é função do processo executivo utilizado, tipo de solo e do histórico de tensões sofridas. Deste modo pode-se escrever a equação (14):

$$\tau_{l,coesivos\ \beta} = K\sigma'_{v0} \operatorname{tg}\delta \quad (14)$$

Sendo a parcela " $K\operatorname{tg}\delta$ " assumida igual a β , tem-se a equação (15):

$$\tau_{l,coesivos\ \beta} = \beta\sigma'_{v0} \quad (15)$$

Métodos menos populares podem ser citados também para a determinação da resistência lateral, tal como o método λ que utiliza em suas fórmulas tanto a tensão efetiva vertical como também a resistência ao cisalhamento não drenada.

Como se pode perceber, todos esses métodos recaem sobre parâmetros de resistência relacionados à interface solo-estrutura. Porém, a grande maioria dos autores, ao invés de determina-los através de ensaios, utilizam aproximações com base em experiências de campo, relacionando-os com os parâmetros de resistência internos do solo.

Segundo Caputo (2012) estes parâmetros internos do solo podem ser definidos da seguinte forma: o termo ângulo atrito não leva em conta somente o atrito físico entre as partículas do solo, mas também o atrito que ocorre por conta do entrosamento das partículas, chamado atrito fictício. Tal fato acontece, pois no solo não existe uma superfície de contato bem definida, mas uma série de contatos pontuais.

Já a coesão se distingue em coesão real, aparente e intercepto de coesão. A coesão aparente é causada pela pressão capilar da água presente no interior do solo, que age como uma pressão externa. A verdadeira é devida às forças eletroquímicas existentes entre as partículas, dependente de vários fatores referentes à física dos solos e à química coloidal (CAPUTO, 2012).

Apesar de possuírem em muitas fontes o mesmo nome, a parcela " c " da equação (5) não deve ser confundida com os fenômenos físicos de coesão citados acima.

O critério de Mohr afirma que não há ruptura enquanto o círculo, que representa o estado de tensões, se encontra dentro da curva que representa a envoltória dos estados de ruptura. Porém, como envoltórias curvas oferecem uma complexidade de análise grande, estas curvas são substituídas por retas que melhor se ajustam. Este fato faz com que a parcela “c” perca o sentido físico de coesão e passe a ser denominado intercepto de coesão, representando o coeficiente da equação de resistência (PINTO, 2006).

Segundo Das (2007) e Caputo (2012) tais parâmetros podem ter sua definição estendida para a relação solo-estrutura e sua determinação pode ser realizada a partir de ensaios de cisalhamento.

2.2.2 Determinação da capacidade de carga ultima por meio dos métodos semiempíricos.

Cintra e Aoki (2010) afirmam que por conta dos métodos empíricos muitas vezes apresentarem resultados não muito confiáveis, alguns autores tem buscado a formulação de métodos semiempíricos. Estes métodos surgem a partir da determinação de propriedades do solo por meio de relações e posterior aplicação em fórmulas teóricas, que passaram ou não por adaptações.

Velloso e Lopes (2010) separam tais métodos em dois grupos, os que usam como base o CPT (ou CPTU) e o SPT. O primeiro compara o processo de cravação de estacas com a cravação de um cone para obter parâmetros de resistência de ponta e atrito lateral. Já o segundo, a partir do procedimento de sondagem e da resistência à penetração do amostrador padrão, estima parâmetros de resistência e compressibilidade.

Velloso e Lopes (2010) citam que por conta do ensaio de sondagem SPT ser muito popular em nosso país, houve sempre a preocupação de se estabelecer um método de previsão de capacidade de carga através deste, tornando-o hoje mais utilizado do que os baseados no CPT.

2.3 ESTUDOS SOBRE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Segundo Velez (2013) a interface solo-estrutura é um componente crítico para a determinação da capacidade de carga de uma estrutura de fundação, principalmente para elementos que resistem a maior parte de suas solicitações pelo fuste.

Potyondy (1961) afirma que as aproximações utilizadas para ângulo de atrito e coesão constituem uma média dos valores obtidos ao longo da profundidade dos elementos de fundação, sendo difícil de estabelecer uma relação real com as camadas de solo existentes. O autor ressalta ainda que tais valores são imprecisos por não levar em conta o acabamento das superfícies dos materiais de fundação.

Ferreira *et. al* (2013), neste mesmo sentido, afirma que a rugosidade, ou acabamento da superfície, é um dos fatores que mais influenciam a relação entre solo e estrutura.

Velez (2013. *apud* Lupini et al, 1981) apresenta três tipos de ocorrência de ruptura por cisalhamento em solos coesivos em situações não drenadas.

- Turbulenta: É caracterizada por um aumento da perturbação da microestrutura da argila;
- Deslizamento: Deve-se primeiramente a falta de “partículas de bloqueio” na superfície da falha;
- Transitória: Estado intermediário entre esses dois tipos anteriores de ruptura.

A forma, o tipo e a proporção de partículas lamelares e arredondadas constituem os parâmetros que determinam o tipo de ruptura por cisalhamento. Segundo Velez (2013) uma porcentagem elevada de partículas esféricas gera uma ruptura turbulenta.

Velez (2013) afirma que, para porções elevadas de argila, existe o deslizamento das partículas lamelares por conta da orientação bem definida. Isto faz com que se tenha uma menor resistência ao cisalhamento. Na ruptura transitória os valores de ângulo de atrito atingem valores da ordem de 25°.

Os ensaios de Velez (2013) demonstram que superfícies de concreto fornecem um valor maior para a coesão, a razão entre a adesão (a) da interface solo estrutura e coesão aparente do solo, para situação não drenada, é de

aproximadamente 0,60. Enquanto isso, para o aço, esta relação é de aproximadamente 0,30. Segundo o autor, isso se deve a superfície menos rugosa existente no aço em comparação com o concreto, além de uma possível absorção de água do solo pelo concreto.

Velez (2013) observou que, em situação drenada, de onde obteve os valores de ângulo de atrito, o conjunto solo-concreto obteve maior resistência do que o conjunto solo-aço. Segundo ele, isso se deve a ruptura turbulenta que é causada na interface solo-concreto e de deslizamento ou transitória ocorrida para solo-aço. A Tabela 3 mostra um resumo destes valores.

Tabela 3: Valores obtidos para interface solo estrutura por Velez (2013).

INTERFACE	δ	δ/ϕ'	a (KPa)	a/c
Solo-concreto	26,10	1,12	26,3	0,62
Solo-aço	19,83	0,83	14,3	0,34

Fonte: Velez (2013)

Notas:

- (1) δ - ângulo de atrito da interação solo-estrutura;
- (2) ϕ' - ângulo de atrito interno do solo;
- (3) a - adesão solo-estrutura;
- (4) c - intercepto de coesão interno do solo.

Vale identificar que para as relações obtidas na tabela 3 foram utilizados, para os parâmetros internos do solo, valores de $\phi' = 23,3^\circ$ e $c = 42,2$ kPa. Segundo tais relações, tem-se que as razões entre o ângulo de atrito solo-estrutura e o interno do solo (δ/ϕ') diferem dos valores usualmente adotados para a estimativa de um ângulo de atrito aproximado da interface solo-estrutura.

De acordo com Potyondy (1961) a variação dos parâmetros de resistência da relação solo estrutura é função dos seguintes fatores:

- Composição do solo;
- Teor de umidade;
- Intensidade do carregamento normal aplicado;
- Acabamento da superfície.

Potyondy (1961) obteve os resultados apresentados na Tabela 4 para ângulo de atrito da relação solo-estrutura. Utilizando solo arenoso na situação seca e saturada, variando o carregamento normal.

Tabela 4: Resultados de Potyondy para solos arenosos e diferentes materiais de fundação.

Areia seca (adensada, umidade = 0,8%, densidade: 0,66)								
Carregamento	1000 (lb/ft²)				3000 (lb/ft²)			
Material	Ø	δ	δ/Ø	tanδ/tanØ	Ø	δ	δ/Ø	tanδ/tanØ
Aço liso	44°30'	24°10'	0,543	0,457	43°30'	24°00'	0,550	0,470
Aço rugoso	44°30'	34°00'	0,765	0,680	43°30'	33°40'	0,780	0,700
Madeira par. às fibras	44°30'	35°00'	0,790	0,710	43°30'	33°20'	0,766	0,690
Madeira normal às fibras	44°30'	39°00'	0,880	0,820	43°30'	38°30'	0,885	0,840
Concreto liso	44°30'	39°30'	0,890	0,840	43°30'	38°30'	0,885	0,840
Concreto rugoso	44°30'	44°00'	0,990	0,98	43°30'	42°30'	0,980	0,970
Areia saturada (adensada)								
Carregamento	1000 (lb/ft²)				3000 (lb/ft²)			
Material	Ø	δ	δ/Ø	tanδ/tanØ	Ø	δ	δ/Ø	tanδ/tanØ
Aço liso	39°00'	24°50'	0,640	0,570	37°00'	23°30'	0,640	0,570
Aço rugoso	-	-	-	-	-	-	-	-
Madeira par. às fibras	39°00'	33°20'	0,850	0,820	37°00'	33°00'	0,890	0,860
Madeira normal às fibras	39°00'	34°30'	0,890	0,850	37°00'	34°30'	0,930	0,910
Concreto liso	39°00'	34°40'	0,890	0,850	37°00'	33°20'	0,900	0,870
Concreto rugoso	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Potyondy (1961).

Para solos argilosos, Potyondy (1961) apresenta os resultados contidos na Tabela 5, levando em consideração dois teores de umidade diferentes de acordo com índices de consistência obtidos.

Potyondy (1961), para relação da argila com o aço e concreto liso, faz referência da sua relação com a magnitude do carregamento normal aplicado no ensaio. Em um primeiro momento, o autor mostra um crescimento desta resistência com o aumento do carregamento e a partir de certo ponto, ainda que se aumente o carregamento, a resistência não se altera.

Tal comportamento é explicado para o aço, segundo o autor, pelo alcance do ponto de densidade máxima, causado pela dissipação da poropressão, variação da saturação e expulsão de ar da área de contato. Já para o concreto liso é o ponto em que a resistência ao cisalhamento da relação solo-estrutura se iguala à resistência do solo, sendo esse limite variável de acordo com a densidade da argila.

Tabela 5: Resultados do estudo de Potyondy para a relação de solos argilosos e diferentes materiais de fundação.

		Cisalhamento com	δ ou $\bar{\delta}$	c ou c_a (lb/ft ²)	c máx ou c_a máx (lb/ft ²)	$\delta/\bar{\delta}$	c_a/c	c_a máx/ c máx
Índice de consistência: 0,94 Teor de umidade: 22,80%	1	Solo	16°30'	750	1175	-	-	-
	2	Aço liso	9°00'	200	600	0,55	0,27	0,51
	3	Aço rugoso	10°00'	350	350	0,61	0,47	0,84
	4	Madeira - par. às fibras	11°00'	300	1020	0,67	0,40	0,87
	5	Madeira – normal às fibras	13°50'	390	1000	0,82	0,52	0,85
	6	Concreto liso	16°10'	425	1175	0,97	0,57	1,00
Índice de consistência: 0,73 Teor de umidade: 26,10%	1	Solo	11°30'	460	675	-	-	-
	2	Aço liso	6°30'	140	360	0,56	0,30	0,53
	3	Aço rugoso	5°50'	265	580	0,50	0,58	0,86
	4	Madeira - par. às fibras	7°00'	210	600	0,61	0,46	0,89
	5	Madeira – normal às fibras	8°00'	230	620	0,69	0,50	0,92
	6	Concreto liso	9°00'	240	675	0,82	0,52	1,00

Fonte: Potyondy (1961).

Potyondy (1961), para uma mistura de solo e areia, apresenta-se os resultados contidos na Tabela 6, para diferentes teores de umidade.

Tabela 6: Resultados do estudo de Potyondy realizados para uma mistura de solo e areia e diferentes materiais de fundação.

	Cisalhamento em	δ ou δ'	δ/δ'	c ou c_a (lb/ft ²)	c_a/c	$\tan\delta/\tan\delta'$
Umidade: 17%	Solo Granular coesivo	13°00'	-	385	-	-
	Aço liso	07°30'	0,58	10	0,03	0,57
	Aço rugoso	10°00'	0,77	100	0,26	0,76
	Madeira – Par. às fibras	13°50'	1,06	40	0,10	1,06
	Madeira – Normal às fibras	14°00'	1,08	105	0,27	1,08
	Concreto liso	13°00'	1,00	185	0,48	1,00
	Concreto rugoso	13°30'	1,04	300	0,78	1,04
Umidade: 15%	Solo Granular coesivo	19°10'	-	520	-	-
	Aço liso	08°30'	0,44	55	0,11	0,43
	Aço rugoso	13°00'	0,68	290	0,56	0,66
Umidade: 15%	Madeira – Par. às fibras	16°00'	0,84	100	0,19	0,83
	Madeira – Normal às fibras	17°00'	0,89	225	0,43	0,88
	Concreto liso	16°40'	0,87	360	0,69	0,86
	Concreto rugoso	18°00'	0,94	420	0,81	0,93
Umidade: 13%	Solo Granular coesivo	22°00'	-	920	-	-
	Aço liso	09°50'	0,45	105	0,11	0,41
	Aço rugoso	18°30'	0,84	425	0,46	0,83
	Madeira – Par. às fibras	17°40'	0,81	265	0,29	0,79
	Madeira – Normal às fibras	21°40'	0,99	500	0,54	0,98
	Concreto liso	19°00'	0,86	615	0,67	0,85
	Concreto rugoso	20°30'	0,93	750	0,81	0,93

Fonte: Potyondy (1961).

Os valores de δ/δ' maiores do que 1,00 apresentados na Tabela 6 demonstram, segundo o autor, que os grãos do solo estão sendo pressionados para dentro da madeira e do concreto. Desta forma tem-se um travamento melhor que dificulta o deslizamento ou rolamento entre as partículas. Observou-se que existe um aumento do atrito com a diminuição da umidade, por conta da disposição e distribuição as partículas assumem após o carregamento.

Para solos do tipo silte, os resultados de Potyondy (1961) são apresentados na Tabela 7. Nesta tabela, vale observar que os ângulos internos e da interface solo estrutura mostraram-se ser bastante próximos. No caso do silte o referido autor revela que o crescimento do carregamento normal exerce um efeito negativo no ângulo de atrito da relação solo-estrutura.

Tabela 7: Resultados do estudo de Potyondy para a relação de siltes e diferentes materiais de fundação.

Carregamento	Silte seco – adensado							
	1000 (lb/ft ²)				3000 (lb/ft ²)			
Material	ϕ	δ	δ/ϕ	$\tan\delta/\tan\phi$	ϕ	δ	δ/ϕ	$\tan\delta/\tan\phi$
Aço liso	40°00'	31°30'	0,79	0,730	39°10'	31°00'	0,79	0,740
Aço rugoso	40°00'	39°50'	1,00	0,990	39°10'	37°20'	0,95	0,940
Madeira par. às fibras	40°00'	37°00'	0,92	0,900	39°10'	36°15'	0,92	0,900
Madeira normal às fibras	40°00'	39°20'	0,98	0,980	39°10'	38°40'	0,98	0,980
Concreto liso	40°00'	39°50'	0,99	0,990	39°10'	39°10'	1,00	1,000
Concreto rugoso	40°00'	40°00'	1,00	1,000	39°10'	39°10'	1,00	1,000
Aço liso	29°50'	20°10'	0,680	0,660	32°30'	24°30'	0,750	0,710
Aço rugoso	-	-	-	-	-	-	-	-
Madeira par. às fibras	29°50'	26°00'	0,870	0,840	32°30'	30°10'	0,920	0,910
Madeira normal às fibras	29°50'	28°50'	0,970	0,950	32°30'	31°00'	0,950	0,940
Concreto liso	29°50'	29°50'	1,000	1,000	32°30'	31°10'	0,960	0,950
Concreto rugoso	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Potyondy (1961).

Ferreira *et. al* (2013) mostram os resultados presentes na Tabela 8 para interação solo estrutura de uma areia argilosa (SC) e de uma argila de baixa compressibilidade (CL) da Formação Barreiras, na cidade de Recife –PE.

Tabela 8: Valores obtidos para interface solo estrutura por Ferreira *et. al* (2013).

Solo/Material	Dimensões dos corpos de prova						
	50x50x50 mm			100x100x40mm			
	Parâmetros de resistência de pico			Parâmetros de resistência de pico			
	Superfície de contato	Adesão (kPa)	Ângulo de atrito (δ)	Superfície de contato	Adesão (kPa)	Ângulo de atrito (δ)	
SC	Concreto convencional	S1	18	34	S10	09	37
		S2	05	37	S11	17	28
		S3	09	38	S12	20	36
CL	Concreto convencional	S1	00	19	S10	05	20
		S2	00	11	S11	00	15
		S3	00	12	S12	00	18

Fonte: Ferreira *et. al* (2013).

A Tabela 9 representa a classificação da rugosidade da superfície sugerida por Ferreira *et al* (2013). Pode ser observado que sua descrição é bastante detalhada e neste trabalho serve apenas para auxiliar na compreensão da Tabela 8, pois esta caracterização não será abordada neste estudo.

Tabela 9: Valores de rugosidade das superfícies de contato solo-muro.

Dimensões dos corpos de prova (mm)	Material	Superfície	Rugosidade* (mm)			Classificação		
			Rt	Ra	Rq	Rt	Ra	Rq
50 x 50 x 40	Concreto convencional	S1	0,901	0,274	0,328	R	L	L
		S2	0,519	0,147	0,179	R	L	L
		S3	0,433	0,134	0,162	L	L	L
100 x 100 x 40	Concreto convencional	S10	1,229	0,274	0,356	R	L	L
		S11	0,779	0,206	0,247	R	L	L
		S12	0,634	0,147	0,185	R	L	L

Fonte: Ferreira *et. al* (2013).

Notas:

- (1) Rt – Rugosidade total, Ra – Rugosidade média e Rq- Rugosidade média quadrática;
 (2) R – Superfície rugosa, L – Superfície lisa.

O ângulo de atrito interno do solo foi considerado 38° para a areia e 31 ° para a argila. Segundo Ferreira *et. al* (2013) no tocante a rugosidade de superfície o valor que mais se distanciou do encontrado para areia, foi para o obtido para o concreto convencional com superfície lisa (28°).

Ferreira *et. al* (2013) afirmam, para argilas, que a rugosidade da superfície interfere no ângulo de atrito da interação solo-estrutura, sendo sua variação diretamente proporcional a rugosidade.

Ferreira *et. al* (2013) obtiveram, para a areia, valores de δ que variam de três quartos do ângulo de atrito interno do solo a igual a este. Para a argila, os valores variam de um terço ao valor interno do solo. Esses valores variam conforme a rugosidade da superfície do material empregado para a relação solo-estrutura.

Para a obtenção dos parâmetros desta interação, Potyondy (1961), Ferreira *et. al* (2013) e Velez (2013) indicam a utilização do ensaio de cisalhamento direto.

Como será apresentado adiante, este ensaio consiste em determinar sob uma tensão normal (σ), qual a tensão de cisalhamento ($\tau = \tau_r$) capaz de provocar

ruptura na amostra de solo colocada dentro de uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si. (CAPUTO, 2008).

Segundo Caputo (2008), realizando o procedimento de ensaio em diversas amostras, obtém-se vários pares de $(\sigma; \tau)$, que localizados num sistema cartesiano $\tau \times \sigma$, tornam possível obter δ e c , através da reta conhecida como envoltória de ruptura de Coulomb. Como mostra a Figura 1.

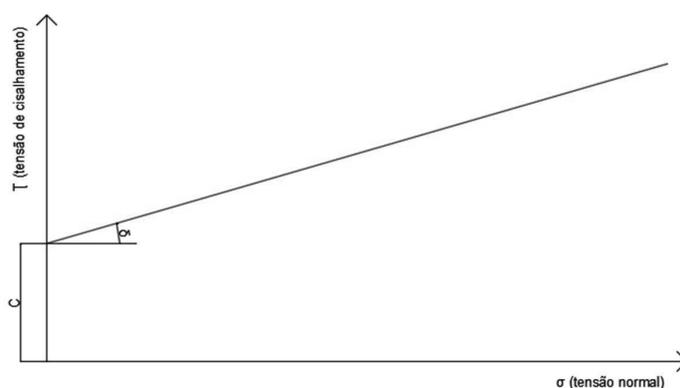


Figura 1: Esquema da envoltória de ruptura obtida pelo ensaio de cisalhamento direto.

2.4 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A NBR 6122/2010, assim como Velloso e Lopes (2010), consideram dois grupos de fundações profundas, segundo os métodos construtivos empregados em sua execução. Sendo eles:

- Estacas: Elementos de fundação que são executados totalmente com o uso de equipamentos e ferramentas sem que seja necessária, em nenhum momento, a descida de operários para sua execução. Os materiais geralmente empregados em sua execução são: madeira, aço e concreto, podendo este ser moldado in loco ou pré-moldado.
- Tubulões: Elemento em que existe a necessidade de descida de operários para sua execução, nem que seja apenas em sua parte final. Podem ser a céu aberto ou com uso de ar comprimido. Pode ter sua base alargada ou não.

Executado com ou sem revestimento, sendo que este pode ser do tipo perdido ou recuperado. Os materiais utilizados neste tipo de fundações profundas são o aço e o concreto.

A NBR 6122/1996 traz em sua classificação um grupo de fundações profundas classificado como Caixões. Porém, segundo Velloso e Lopes (2010) e atualização desta mesma norma, a única diferença entre Caixões e Tubulões seria seu formato, por isso segundo eles podem ser englobados na mesma categoria.

2.1.1 Fundações do tipo Estacas

Segundo Velloso e Lopes (2010) levando em conta o método construtivo, ou seja, o efeito causado pela execução das estacas no solo, as mesmas podem ser separadas em:

- Estacas de deslocamento: Neste tipo de execução não há remoção do solo, o mesmo é deslocado horizontalmente para que a estaca possa ocupar seu espaço. Aqui se encontram as estacas cravadas em geral.
- Estacas de substituição: Neste tipo, há a remoção do solo do local onde será executada a estaca, causando dessa maneira níveis variáveis de redução das tensões horizontais geostáticas. Podem ser inclusas neste tópico as estacas escavadas em geral.

Existe também a classificação clássica de Terzaghi *et. al* (1996), na qual as estacas são classificadas quanto a sua forma de trabalho e efeitos causados pela sua execução no solo. Essa classificação deixa claro o tipo de estacas às quais serão aplicados os estudos deste trabalho. Sendo a classificação a seguinte:

- Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis: Transferem a maior parte dos esforços solicitantes por meio da resistência lateral, relacionada à resistência ao cisalhamento da interface solo-estrutura. A cravação dessas estacas em grupos reduz geralmente a porosidade e a compressibilidade do solo ao redor. Sendo assim, são muitas vezes designadas estacas de compactação.
- Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade: A transferência de esforços solicitantes ocorre da mesma maneira das estacas de

atrito em solos granulares muito permeáveis. Porém seus efeitos no solo não causam compressão no mesmo. São comumente conhecidas como estacas flutuantes.

- Estacas de ponta: Transferem a carga atuante da estrutura por meio de sua base para uma camada resistente que se encontra a uma profundidade considerável em relação à superestrutura.

Desta forma, é possível perceber as diferentes formas de trabalho para fundações por estacas e como a sua relação com o solo pode influenciar seu desempenho.

Neste sentido, Terzaghi *et. al* (1996) afirmam que por conta da falta de homogeneidade encontrada nos substratos do solo, ainda que uma estaca seja considerada de ponta, a mesma possuirá uma parcela de resistência lateral, assim como as por atrito terão uma parcela de resistência de ponta, mesmo que com pouca representatividade.

2.1.2 Fundações do tipo Tubulão

“Os tubulões são elementos estruturais de fundações profundas, construídos concretando-se um poço (revestido ou não) aberto no terreno, geralmente dotado de uma base alargada.” (ALONSO E GOLOMBEK, 1998).

Velloso e Lopes (2010) citam que os alargamentos podem terminar em uma base cilíndrica ou elíptica. Alonso e Golombek (1998) afirmam que se admite que os tubulões não resistam por atrito lateral, resistindo somente pela base.

A NBR 6122/2010 afirma que a base do tubulão não deve ter uma altura superior a 1,80 metros, para tubulões a céu aberto e 3,00 metros para tubulões a ar comprimido. Sendo que esta base deve ter forma de tronco de cone sobreposta a um cilindro de 20 centímetros de altura, intitulado “rodapé”.

Existe a diferenciação dos tubulões em dois tipos básicos, sendo eles: Tubulões a céu aberto e Tubulões a ar comprimido.

- Tubulões a céu aberto:

“O tipo mais elementar de tubulão é aquele que resulta de um simples poço perfurado manualmente a céu aberto. A sua técnica de execução dispensa explicações. O seu emprego é limitado a solos coesivos e acima do nível d’água.” (CAPUTO, 2008).

Alonso e Golombek (1998) e Velloso e Lopes (2010) afirmam que a limitação imposta pelo nível da água pode ser desconsiderada em solos muito argilosos, onde o fluxo de percolação é muito baixo e não compromete a escavação. Segundo eles, essa situação pode ser desconsiderada também com o uso de bombas submersíveis.

De acordo com Alonso e Golombek (1998) inicialmente eram executados com escoramento de concreto, passando posteriormente para camisas metálicas telescópicas. Caputo (2008) cita que essas camisas são cravadas a percussão e depois disso juntamente com a concretagem o revestimento é recuperado.

Segundo Caputo (2008), o diâmetro do tubulão depende da carga que o mesmo deve suportar e da resistência do concreto utilizado. Sendo que para cada 2,00 a 2,50 metros acrescidos na profundidade o diâmetro diminui aproximadamente 5,00 centímetros. Alonso e Golombek (1998) admitem um diâmetro mínimo de 70 centímetros para permitir a entrada e saída de operários.

- Tubulões a ar comprimido:

O uso de tubulões a ar comprimido surge da necessidade de se executar esse tipo de fundação em locais onde há presença de água e não é possível retirá-la por conta do risco de desmoronamento das paredes do mesmo. Podem ser também denominados pneumáticos e possuir camisa de concreto ou aço (ALONSO E GOLOMBEK, 1998).

Segundo Caputo (2008) e Velloso e Lopes (2010) as camisas de aço são, na maioria das vezes, cravadas a percussão e as de concreto, moldadas *in loco*. Esses revestimentos podem ser do tipo perdido ou recuperado.

Caputo (2008) salienta que é necessário que a pressão no interior do tubulão seja condizente com as condições de trabalho humano. Desta forma, a execução de tubulões a ar comprimido está restrita a 35 metros abaixo do nível da água. Alonso e Golombek (1998) citam uma série de medidas de precaução que devem ser tomadas para a execução desse tipo de tubulão, tais como: equipe de

socorro a disposição, câmara de descompressão, compressores e reservatórios de ar comprimido reservas e renovação de ar garantida.

A partir do crescimento e disseminação de outros tipos de fundação e com as regras mais rígidas de controle de ruídos, o tubulão foi caindo em desuso, sendo hoje utilizado, principalmente, em obras de arte que se localizam fora do perímetro urbano (ALONSO E GOLOMBEK, 1998).

2.1.3 Estacas de concreto

Dentre os materiais de construção aplicados à execução de fundações, o concreto é o que oferece, no geral, o melhor desempenho. Possui grande resistência contra agentes agressivos, resiste à alternância de estado úmido e seco e também por que com este material podem ser executadas estacas com uma grande variedade de capacidade de carga (VELLOSO E LOPES, 2010).

As fundações em concreto, especificamente as estacas, podem ser divididas em dois grandes grupos, sendo eles: as estacas pré-moldadas e as estacas moldadas "*in situ*".

- Estacas pré-moldadas:

Segundo Velloso e Lopes (2010) podem ser moldadas na própria obra ou em usina. Quanto a sua fabricação podem ser classificadas em: concreto vibrado, centrifugado e extrusão. Em relação à armadura, podem ser em concreto armado ou concreto protendido.

Caputo (2008) e Velloso e Lopes (2010) destacam que a grande vantagem das estacas pré-moldadas de concreto está no controle da qualidade do concreto empregado. Isso porque os agentes agressivos, tais como matéria orgânica ou água, presentes no solo, não influenciaram nos processos de cura.

Como desvantagem, pode ser citada a dificuldade das estacas pré-moldadas se adaptarem as diversidades encontradas no terreno, como por exemplo, no caso da profundidade da camada resistente ser maior ou menor do que o esperado. Podendo desta maneira, haver necessidade de corte ou emenda de estacas, o que gera danos à economia da obra (VELLOSO E LOPES, 2010).

Caputo (2008) cita também como desvantagens: a necessidade de espera de um período de aproximadamente três semanas a partir da moldagem da estaca para sua cravação, a ocupação de área do terreno para transporte, a armazenagem das estacas e o grande consumo de aço para armação.

O mecanismo de instalação destas estacas é a cravação. De acordo com Velloso e Lopes (2010) as tensões de cravação não devem ser maiores que 80% da resistência característica do concreto utilizado. Além disso, não são empregadas, geralmente, alturas de queda do martelo de cravação maiores do que 1,00 metro.

Para a cravação, a cabeça das estacas deve ser protegida com um capacete e dentro deste deve-se utilizar um material elástico, geralmente se utiliza madeira, em contato direto com o concreto. Por conta das tensões geradas pela cravação, o controle da qualidade do concreto utilizado é de suma importância (CAPUTO, 2008).

Segundo Caputo (2008), existem ainda as estacas Mega, utilizadas quando se deseja evitar a vibração ou para reforço de fundações. Essas estacas têm extensão de 1,50, 3,00 e 5,00 metros. São prensadas por macaco hidráulico, em sequência, para alcançar a profundidade desejada.

- Estacas moldadas "*in situ*":

Em relação às estacas pré-moldadas, oferecem as vantagens de poderem ser executadas exatamente para o comprimento necessário e possuírem capacidade de carga superior. Com o uso de ferramentas especiais podem ser executadas em solos de difícil penetração ou até mesmo em rochas (VELLOSO E LOPES, 2010). Segundo a NBR 6122/2010 a concretagem destas estacas deve ser realizada no mesmo dia da perfuração.

A seguir são descritos sucintamente os principais tipos de estacas moldadas "*in situ*" utilizadas na região oeste do Paraná.

- Estacas Escavadas:

Estas estacas podem ser analisadas segundo o uso ou não de fluido estabilizante e revestimento.

Segundo Velloso e Lopes (2010) as que não utilizam revestimento nem fluido estabilizante são executadas com trado mecânico ou manual, dependendo do diâmetro empregado. Sendo o primeiro para diâmetros maiores e o segundo para

diâmetros de 20 a 40 centímetros. São limitadas ao nível d'água ou a uma profundidade em que seja possível mantê-las secas para a concretagem.

Já as estacas com revestimento ou com fluido estabilizante podem ter revestimentos do tipo perdido ou recuperado. A escavação neste caso é feita com o uso de ferramentas específicas, não sendo executadas manualmente (VELLOSO E LOPES, 2010).

Estaca Hélice Contínua:

Esta estaca é executada pela sua inserção no terreno através de um trado helicoidal contínuo. A injeção do concreto é realizada por uma haste localizada no centro do próprio trado do equipamento e ocorre simultaneamente com a retirada deste. A armação é sempre inserida após a execução da estaca (NBR 6122/2010).

Antunes e Tarozzo (1998) e Velloso e Lopes (2010) citam dentre suas principais vantagens:

- Boa produtividade, reduzindo o número de equipes envolvidas no trabalho;
- Aplicabilidade na maioria dos tipos de terreno, com exceção daqueles que possuem matacões e rochas;
- Não há produção de distúrbios, vibrações e nem descompressão do solo;
- Não há problemas na disposição final dos resíduos da escavação como pode ocorrer no uso de lama bentonítica.

Segundo Antunes e Tarozzo (1998) as desvantagens desse tipo de estaca são:

- O porte do equipamento utilizado, exige um terreno de obra plano e de fácil deslocamento em seu interior;
- É necessária a existência de uma central produtora de concreto nas imediações da obra, por conta da alta produtividade do processo;
- Exige pá-carregadeira para a remoção do material extraído para fora do terreno;
- É preciso ter um número de estacas a serem executadas que compensem, do ponto de vista financeiro, a mobilização do equipamento para execução;
- Possui comprimento de estaca e armadura limitado.

Segundo Velloso e Lopes (2010) as estacas hélice contínua podem ser divididas em: estacas de escavação do solo e de deslocamento. O que as diferencia é que no segundo grupo, a hélice age, em sua penetração ou extração, de maneira a afastar o solo.

Segundo os autores acima citados as estacas hélice contínua de escavação são executadas com um trado de grande comprimento, dotado de garras em sua parte inferior para favorecer a escavação. Têm diâmetro de 30 centímetros a 1,00 metro e alcançam profundidades de 15 a 30 metros. A concretagem é executada de maneira a manter a pressão do concreto positiva sobre as paredes, fazendo com que o concreto preencha todos os espaços abertos pelo trado.

Já a respeito das estacas de deslocamento do solo, distinguem-se as estacas ômega e atlas. Sendo que, enquanto a estaca ômega tem o mesmo sentido de rotação em sua inserção e retirada, a atlas possui giro em sentidos contrários. Na execução destas estacas o trado é inserido até a profundidade desejada, depois disso se insere a armadura pelo tubo por onde o concreto é injetado. Na superfície do terreno a retirada do tubo é feita pressionando o solo, de forma que não haja saída deste material.

Estaca Raiz:

Sua perfuração é totalmente revestida por segmentos de tubos metálicos, que vão sendo rosqueados entre si com o avanço da perfuração. Sendo este revestimento recuperado. A perfuração ocorre por perfuratriz rotativa ou rotopercussiva, com a qual o revestimento é inserido por rotação através da circulação direta de água em seu interior (NBR 6122/2010).

Segundo a NBR 6122/2010, depois de terminada a escavação deve ser procedida a limpeza do furo e colocação da armadura. Este tipo de fundação é totalmente armado. Após a colocação da armadura, o tubo de injeção é descido até o fundo da estaca e seu preenchimento é realizado, através de bomba de injeção, com argamassa de areia e cimento. Este preenchimento é realizado de baixo para cima a fim de eliminar toda a água de circulação presente.

Depois disso, o revestimento é retirado posicionando periodicamente a cabeça de injeção sobre o revestimento e aplicando pressão, por meio de ar comprimido ou através da própria bomba de injeção. Após a retirada do revestimento o nível de argamassa completado.

Segundo Velloso e Lopes (2010), caso exista material resistente no processo de escavação, a execução pode ser mantida, com o uso de coroa diamantada através de sistema percussivo.

Velloso e Lopes (2010) afirmam que estaca raiz apresenta algumas singularidades que permitem seu uso em situações em que os demais tipos de fundações não podem ser empregados, sendo elas:

- Ausência de choques e vibrações;
- Execução permitida através de obstáculos como meios rochosos e até mesmo partes de concreto, por meio de ferramentas específicas;
- Os equipamentos empregados na sua execução, em geral, são de pequeno porte, permitindo assim seu emprego em locais de espaço restrito;
- Podem ser executadas em qualquer inclinação;

2.1.4 Estacas de aço

As estacas metálicas ou de aço, podem ser encontradas em uma variedade de formatos, sendo formadas por peças laminadas ou soldadas em perfis “I”, “H”, tubos, seções quadradas, retangulares e trilhos, estes últimos obtidos a partir da retirada de vias férreas (ALONSO, 1998).

Segundo Velloso e Lopes (2010) os tipos de aço mais empregados são os ASTM A36 e o A572 grau 50. Os autores afirmam que pode ser adicionada a composição destes aços um teor de cobre, que confere a eles uma resistência à corrosão atmosférica.

Alonso (1998) afirma que, mesmo que em muitas situações a estaca de aço se apresente como uma alternativa mais cara em relação às demais, tanto pelo próprio custo do material como também pelos diferentes comprimentos necessários para se descarregar os carregamentos no solo, em muitas situações a viabilidade econômica desta estaca deve ser estudada e levada em conta.

Velloso e Lopes (2010) apresentam vantagens relevantes a respeito do uso de estacas metálicas, tais como:

- Sua fabricação em várias formas e dimensões, que fornecem uma adaptação melhor conforme o uso;
- Fácil transporte e manuseio devido ao peso relativamente baixo do material, sua alta resistência à compressão, tração e flexão;

- Oferecem uma cravação mais fácil devido ao seu peso, passando por camadas mais compactas;

- Não têm problema com ajustes de tamanho no canteiro, pois são facilmente cortadas com maçaricos e emendadas com solda. Podendo os restos cortados serem utilizados como emendas em outros elementos;

- Em algumas situações podem ser utilizados aços resistentes à corrosão.

A NBR 6122/1996 cita que, para estacas metálicas que trabalhem completamente ou permanentemente enterradas, deve ser desconsiderada uma espessura de 1,5 mm de cada face em contato com o solo para o cálculo da resistência do elemento. Porém a revisão de 2010 desta norma não apresenta esta restrição, pois graças aos estudos realizados atualmente esta influência da corrosão já tem sua ação limitada.

Alonso (1998) cita, quanto à corrosão, que o teor de oxigênio em solos naturais é muito baixo para esse efeito. No entanto, este fenômeno deve ser desconsiderado apenas para estacas completamente enterradas. Para situações onde a estaca esteja parcialmente desenterrada deve-se utilizar proteção.

Segundo a NBR 6122/2010 as estacas metálicas podem ser cravadas a percussão, prensadas ou por vibração, variando esta escolha de acordo com o perfil utilizado e as condições ao redor da execução, tais como: vizinhança, características de projeto e particularidades do local, a fim de não causar danos ao elemento.

Um problema ocorrente na cravação de estacas metálicas, em solos de baixa resistência, é a perda de prumo, mesmo com todos os cuidados para bem direcioná-las. Tal fenômeno ocorre pela instabilidade dinâmica direcional ou “drapejamento”. Outro problema é o uso de chapas com espessuras fora de limites estabelecidos (ALONSO, 1998).

Velez (2013) afirma ainda que estacas de seção cilíndrica e tubular causam maior perturbação no solo do que as estacas de seção “H” ou “I”, o que, por sua vez, gera maior capacidade de carga devido a maior densificação do solo no entorno.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Como metodologia deste trabalho, foi adotada uma adaptação dos procedimentos sugeridos por Potyondy (1961). Sendo os seguintes tópicos levados em consideração, para garantir que as características de campo fossem reproduzidas, de maneira mais fiel, em laboratório:

- Fixação como variável “tipo de solo” como sendo o solo característico da região de estudo, neste caso, o solo da cidade de Toledo-PR.
- Utilização de amostras retiradas de um bloco “indeformado” de solo;
- Utilização do aço e do concreto como materiais de fundações profundas;
- Utilização do ensaio de cisalhamento direto submerso e drenado.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA

Na Figura 2 apresenta-se um fluxograma das atividades desenvolvidas nesta pesquisa.

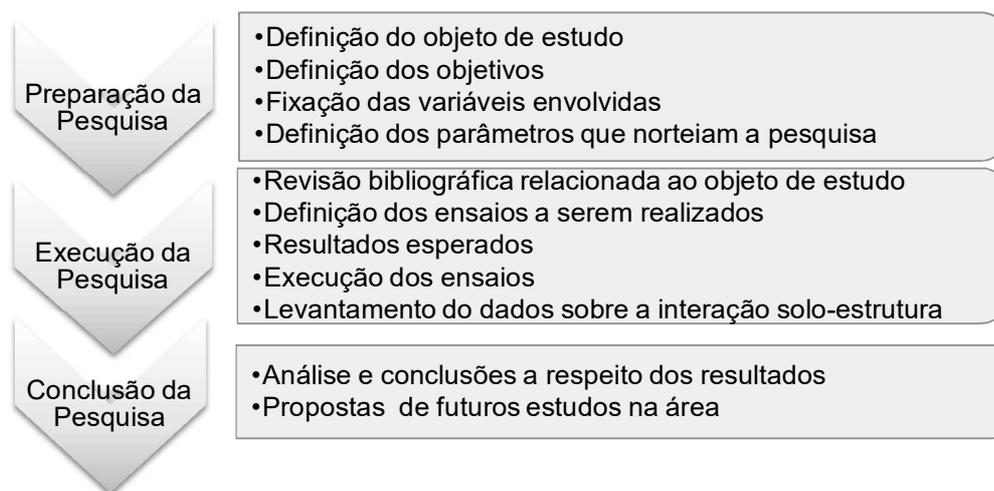


Figura 2: Fluxograma de atividades da pesquisa.

3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os dados necessários para alcançar os objetivos deste trabalho foram obtidos a partir de ensaios de laboratório. Esses ensaios podem ser divididos em: ensaios para a caracterização do solo e ensaios de cisalhamento direto para a obtenção dos parâmetros de resistência. .

3.2.1 Ensaios de caracterização do solo

Os ensaios empregados para caracterização do solo foram: Determinação do peso específico dos grãos que passam pela peneira de 4,8 mm, Análise granulométrica e Determinação dos limites de Atterberg.

O local de retirada do material, localizado no campus da UTFPR na cidade de Toledo-PR, possui as seguintes coordenadas geográficas: S24°44'02,6" e W053°45'54,4" que representam o ponto ilustrado nas Figuras 3 e 4. Este ponto está localizado no fuso horário -3 horas GMT (Tempo médio de Greenwich).

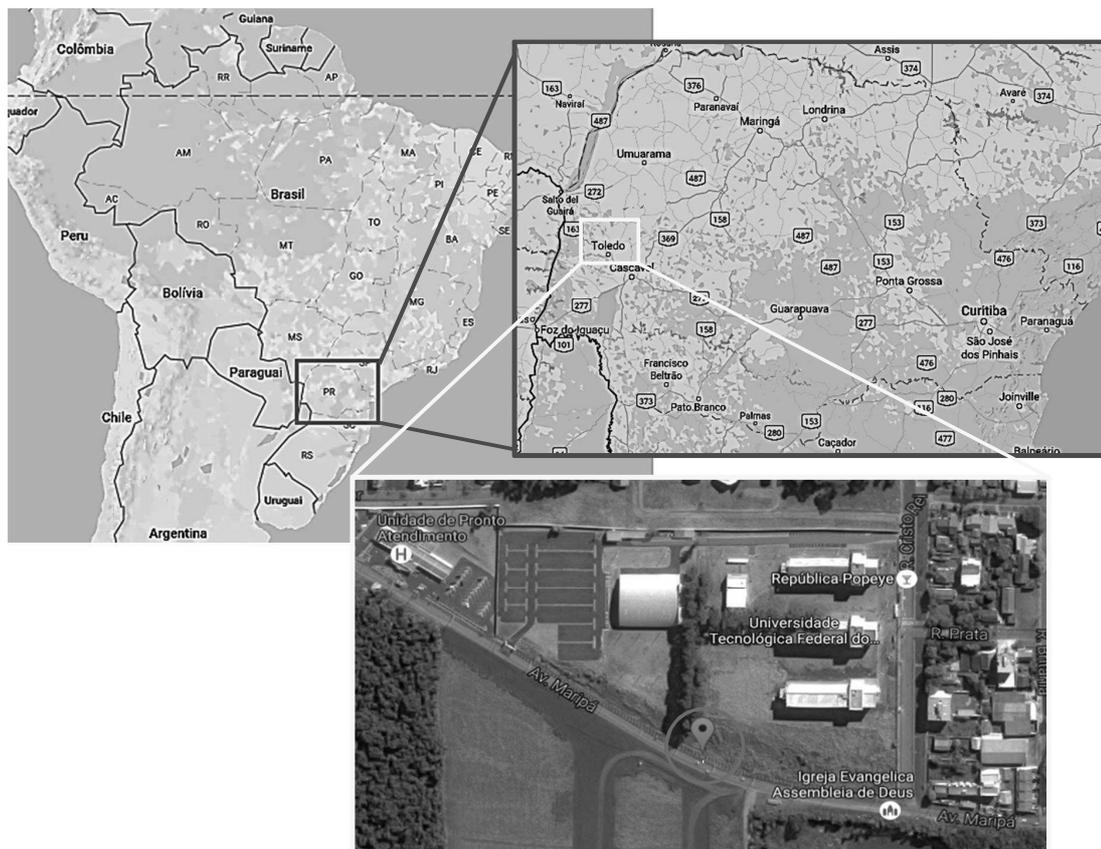


Figura 3: Localização do ponto de coleta do solo para o estudo.
Fonte: Google Maps (2016).



Figura 4: Ponto de retirada do solo para o estudo.

O ponto representado na figura anterior corresponde a uma região de talude, sendo que foram coletados 14880,70 gf de solo, que foi transportado até o laboratório da universidade com a utilização de bandejas metálicas.

A preparação das amostras foi realizada conforme a norma NBR 6457/1984 (Amostras de solo – Preparação de ensaios de compactação e ensaios de caracterização). Foi utilizado para esta preparação o processo com secagem prévia até a umidade higroscópica, onde se obteve um valor de umidade de 3,58%.

Concluído o processo de secagem prévia (Figura 5-a), a amostra foi destorroada e homogeneizada (Figura 5-b). Depois disso, foi passada pelo quarteador, onde se obteve um peso de 3503,50 gf de solo quarteadado para a realização dos ensaios de caracterização (Figura 5-c)..

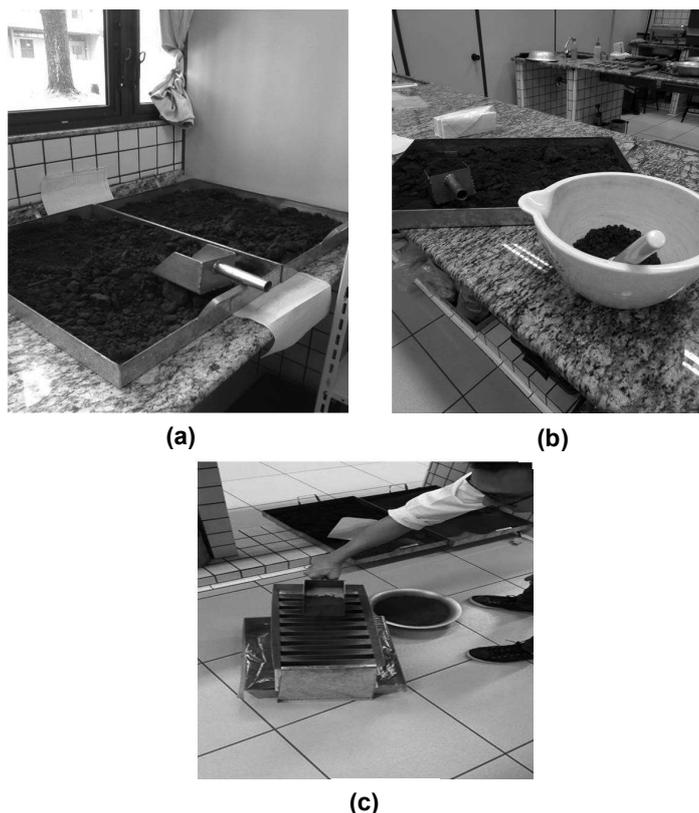


Figura 5: Procedimentos iniciais de preparação das amostras de solo.

3.2.1.1 Peso específico dos grãos

Este ensaio é normatizado pela NBR 6508/1984 (Grãos de solo que passam pela peneira 4,8 mm: Determinação do peso específico). Para esse ensaio utilizou-se 529,10 gf da amostra quarteada e passante na peneira 4,80 mm.

Deste material, foram separadas amostras para a realização dos dois ensaios recomendados na norma, uma de 33,60 gf e outra de 34,80 gf, que representam o “P₁”. Para garantir a saída de todo o ar do interior da amostra, após a aplicação do vácuo prescrito pela norma, o conjunto picnômetro + água + solo foi levado a banho-maria por aproximadamente 1 hora.

Após o equilíbrio do conjunto com a temperatura ambiente, adicionou-se água destilada até a base do menisco coincidir com a marca correspondente a calibração do picnômetro e foi determinada também sua temperatura. O conjunto formado pelo picnômetro, o solo e a água até a marca de calibração foi pesado e adotado como “P₂”.

A partir disso obteve-se na curva de calibração do picnômetro de cada ensaio, o peso “P₃”, que corresponde ao peso do picnômetro, mais água até a marca de calibração na temperatura de cada ensaio. Sendo assim, aplicou-se a equação (16) para a determinação do peso específico dos grãos.

$$\delta = \frac{P_1 x \frac{100}{100+h}}{P_1 x \frac{100}{100+h}} P_3 - P_2 x \delta_T \quad (16)$$

Onde:

δ = peso específico dos grãos do solo, em gf/cm³;

h = umidade inicial da amostra, utilizou-se a umidade higroscópica de 3,58%;

δ_T = peso específico da água, obtido pela Tabela 10.

Tabela 10: Peso específico da água em gf/cm³.

T(°C)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	-	0,9996	0,9995	0,9994	0,9993	0,9991	0,9990	0,9988	0,9986	0,9984
20	0,9982	0,9980	0,9978	0,9976	0,9973	0,9971	0,9968	0,9965	0,9963	0,9960
30	0,9957	0,9954	0,9951	0,9947	0,9944	0,9941	0,9937	0,9934	0,9930	0,9926

Fonte: NBR 6508/1984.

3.2.1.2 Análise Granulométrica

Este ensaio é normatizado pela NBR 7181/1984 (Solo – Análise Granulométrica). Tomou-se uma das partes, de peso igual a 1127,15 gf, proveniente do quarteamento do solo. Esse peso está de acordo com a quantidade mínima a ser ensaiada conforme a Tabela 11.

Tabela 11: Quantidade de amostra para análise granulométrica.

Dimensão dos maiores grãos da amostra, obtida por inspeção visual (mm).	Quantidade mínima de material a ser utilizado (kgf)
< 5	1
5 a 25	4
>25	8

Fonte: NBR 6457/1986.

O material foi passado na peneira de 2,00 mm, obtendo-se 1126,9 gf de material. O material retido na peneira 2,00 mm, que corresponde a um peso de 0,25 gf, foi lavado a fim de eliminar os finos aderidos. Depois disso, este material foi seco em estufa até a constância de peso para ser utilizado no peneiramento grosso.

- Peneiramento Grosso:

Utilizando as peneiras de 50, 38, 25, 19, 9,50 e 4,80 mm. O peso total da amostra seca foi calculado pela equação (17):

$$P_s = \left(\frac{P_t - P_g}{100 + h} \right) \times 100 + P_g \quad (17)$$

Onde:

P_s = Peso total da amostra seca;

P_g = massa do material seco retido na peneira de 2,00 mm;

h = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,00 mm.

A porcentagem de material que passa por cada peneira foi obtida pela equação (18).

$$Q_g = \frac{P_s - P_i}{P_i} \times 100 \quad (18)$$

Onde:

Q_g = Porcentagem do material passado em cada peneira;

P_s = Peso da amostra seca;

P_i = Peso total do material retido acumulado em cada peneira;

O material que passou na peneira 2,00 mm, com 71,81 gf, representa o peso úmido (P_h). Esse material foi utilizado no processo de sedimentação e peneiramento fino.

- Sedimentação:

Os 71,81 gf de material separado foram transferidos para um béquer com capacidade de 250 cm³ e deixado submerso em repouso, com 125 cm³ de defloculante, por 12 horas.

Após a dispersão do material, este foi transferido para uma proveta e o nível completado até a marca de 1000 cm³. Ao atingir o equilíbrio de temperatura, para promover a suspensão das partículas, realizou-se movimentos enérgicos de rotação com a proveta por 1 minuto.

Logo após o fim da agitação, o densímetro foi inserido de modo a se realizar leituras de 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos, 1, 2, 4, 8 e 24 horas, contadas a partir do momento de início da sedimentação. Depois da segunda leitura do densímetro, a cada medição foi tirada a temperatura da solução. A porcentagem de material em suspensão em cada leitura do densímetro foi calculada pela equação (19):

$$Q_s = N \times \frac{\delta}{\delta - \delta_d} \times \frac{v \delta_c (L - L_d)}{\frac{M_h \times 100}{100 + h}} \quad (19)$$

Onde:

Q_s = porcentagem de solo em suspensão no instante da leitura do densímetro;

N = porcentagem de material que passa pela peneira de 2,00 mm;

δ = peso específico dos grãos do solo (gf/cm³);

δ_d = peso específico do meio dispersor (gf/cm³);

v = volume da suspensão (cm³);

δ_c = peso específico da água na temperatura de calibração (gf/cm³);

L = leitura do densímetro na suspensão;

L_d = leitura do densímetro no material dispersor;

P_h = peso do material úmido submetido à sedimentação em gf;

h = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,00 mm.

A leitura do densímetro no meio dispersor foi obtida através da curva da variação dessa leitura com a temperatura. O diâmetro máximo das partículas em suspensão no momento da leitura do densímetro foi obtido pela equação (20).

$$d = \sqrt{\frac{1800\mu}{\delta - \delta_d} x \frac{a}{t}} \quad (20)$$

Onde:

d = diâmetro máximo das partículas (mm);

μ = coeficiente de viscosidade do meio dispersor em gfs/cm², obtido pela Tabela 12 ;

a = altura de queda das partículas (cm);

t = tempo de sedimentação (s);

δ_s = peso específico dos grãos do solo em (gf/cm³);

δ_d = peso específico do meio dispersor em (gf/cm³).

As alturas de queda das partículas foram obtidas a partir da curva de variação destas pela temperatura.

Tabela 12: Viscosidade da água (μ) (10^{-6} gxs/cm²).

(C°)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	13,36	12,99	12,63	12,30	11,98	11,68	11,38	11,09	10,81	10,54
20	10,29	10,03	9,80	9,56	9,34	9,13	8,92	8,72	8,52	8,34
30	8,16	7,98	7,82	7,66	7,50	7,45	7,20	7,06	6,92	6,79

Fonte: NBR 7181/1984.

Ao fim da sedimentação o material foi passado pela peneira de 0,075 mm, por lavagem. Em seguida, o material retido nessa peneira foi levado à estufa para secar e ser empregado no peneiramento fino.

- Peneiramento fino

O material retido na peneira 0,075 mm foi passado, por meio do agitador mecânico, pelas peneiras de 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,25 e 0,075 mm e, em seguida, foram anotados os pesos retidos acumulados em cada peneira. A porcentagem do material que passou nas peneiras citadas acima foi calculada pela equação (21).

$$Q_f = \frac{P_h \times 100 - P_i(100+h)}{P_h \times 100} \times N \quad (21)$$

Onde:

Q_f = porcentagem de material que passa por cada peneira;

P_h = peso do material úmido submetido à sedimentação;

P_i = peso do material retido acumulado em cada peneira;

N = porcentagem de material que passa pela peneira de 2,00 mm;

h = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,00 mm.

3.2.1.3 Limite de liquidez

Este ensaio é normatizado pela NBR 6459/1984 (Solo - Determinação do limite de liquidez). Para a realização deste, passou-se 72,32 gf da amostra

quarteada pela peneira 0,42 mm. O procedimento do ensaio foi realizado com secagem prévia.

Para cada incremento, o material proveniente da mistura acima foi colocado na concha do aparelho da Casagrande. Com o cinzel foi aberta uma ranhura na amostra dividindo a mesma em duas partes, como pode ser visto na Figura 6. Após este procedimento foram aplicados os golpes para fechar a ranhura (em torno de 13 mm) e anotada a quantidade de golpes necessária para isto em cada umidade.



Figura 6: Abertura da ranhura para o ensaio do limite de liquidez.

O resultado deste ensaio é o valor da umidade referente a 25 golpes, que se refere ao limite de liquidez do solo, obtido por uma reta ajustada em um gráfico com o número de golpes em função da umidade. Para este ensaio foram obtidos oito pontos para o ajuste da referida reta.

3.2.1.4 Limite de plasticidade

A norma que rege este ensaio é a NBR 7180/1984 (Solo – Determinação do limite de plasticidade). Para a realização deste, passou-se 79,95 gf da amostra

quarteada pela peneira 0,42 mm. O procedimento utilizado para o ensaio foi o com secagem prévia.

Para isso, foram realizados incrementos de água à amostra e a cada incremento foram separados cerca de 10 gf de solo. Esse solo foi rolado sobre uma superfície de vidro a fim de moldar um cilindro. A umidade da amostra deveria ser tal que na ruptura, do referido cilindro de solo, esse tivesse a dimensão de 3,00 mm de diâmetro e aproximadamente 100 mm de comprimento, como pode ser visto na Figura 7.

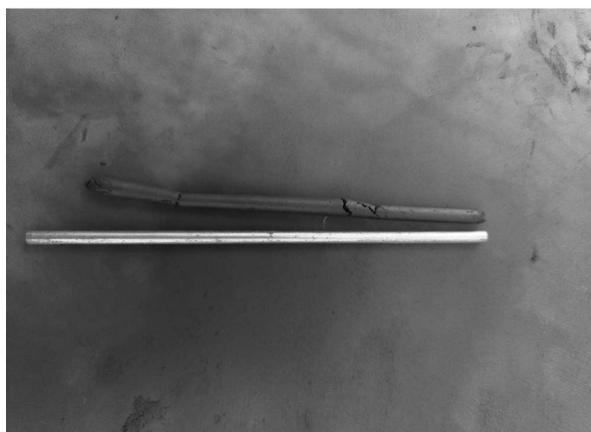


Figura 7: Cilindro moldado para o limite de plasticidade.

O processo foi repetido até se obter cinco valores de umidade. A média calculada com os valores de umidade, que não diferenciam mais do que 5% da mesma, é o limite de plasticidade do solo.

Com o resultado deste ensaio e o obtido no item anterior, foi possível obter o índice de plasticidade (IP) do material pela equação (22).

$$IP = LL - LP \quad (22)$$

3.2.2 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto drenado é dirigido pela norma norte americana ASTM D3080/2003 (Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions), com revisão de 2011.

Segundo a norma, o cisalhamento da amostra só deve ser iniciado após se verificar a conclusão do adensamento primário do solo. Sendo assim, o tempo correspondente ao final deste (t_{100}) foi obtido a partir da proposta de Taylor para determinação do tempo necessário para 90% do adensamento (t_{90}), com um gráfico da variação da altura do corpo de prova nas ordenadas pela raiz do tempo em minutos nas abcissas. O método de obtenção do t_{90} pode ser visto esquematicamente na Figura 8.

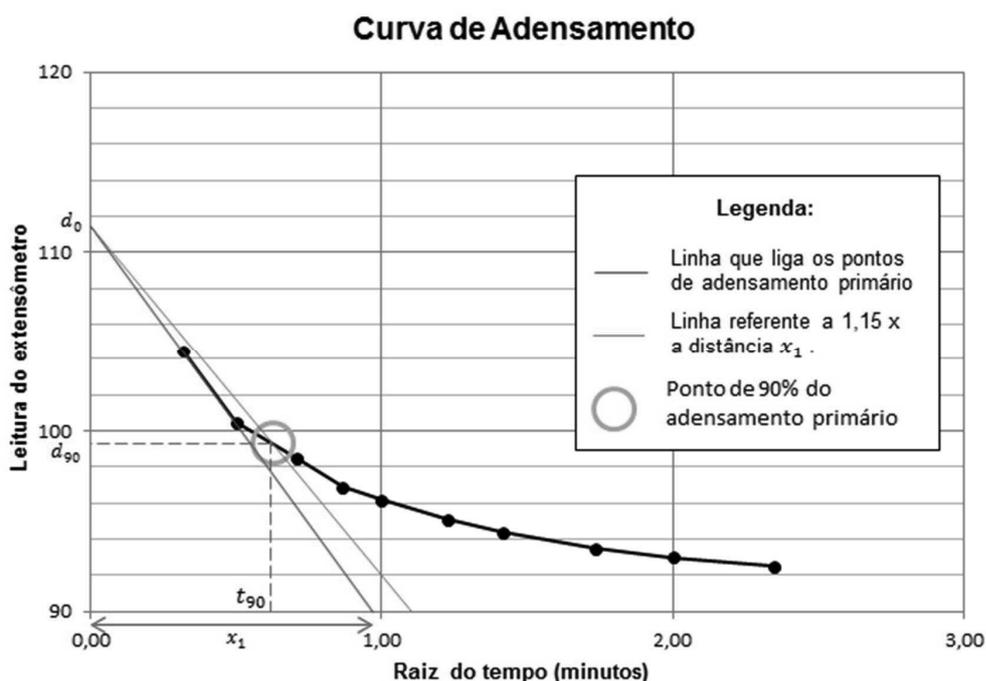


Figura 8: esquema do método para obtenção do t_{90} sugerido por Taylor.

Por meio de interpolação das relações entre porcentagem de adensamento e leituras do extensômetro obtém-se a equação (23), que permite a determinação do

d_{100} , que é a variação da altura do corpo de prova quando ocorrido 100% do adensamento primário.

$$d_{100} = d_0 - \frac{10}{9}(d_0 - d_{90}) \quad (23)$$

Onde:

d_0 = ponto de intercessão das retas utilizadas para a obtenção do t_{90} com o eixo vertical;

d_{90} = Variação de altura quando dissipados 90% do adensamento primário.

O tempo referente a 100% do adensamento primário, t_{100} , foi obtido rebatendo-se no eixo das abcissas o ponto correspondente à intercessão do d_{100} com a curva de adensamento. Seguindo o exposto por Head (1994, *apud* Gibson e Henkel, 1954) o tempo estimado até a ruptura, t_f , foi obtido através da expressão: $12,7t_{100}$.

A velocidade de cisalhamento ideal para a realização dos ensaios foi estimada através da equação (24).

$$v = \frac{d_f}{t_f} \quad (24)$$

Onde:

v : taxa de cisalhamento ou velocidade do ensaio (mm/min)

d_f : deslocamento horizontal previsto na ruptura, adotado como 10% das dimensões da caixa de cisalhamento, ou seja, 6 mm;

Para que se tornasse viável a realização do ensaio de cisalhamento, a prensa do laboratório de geotecnia da UTFPR-Toledo foi equipada com um motor de passo ligado a um gerador de frequência e a uma fonte, que substituíram o sistema operado com manivela que existia anteriormente. Esta modificação contou com o a colaboração dos técnicos de laboratório e permitiu que a velocidade necessária fosse empregada de forma mecânica, garantindo a manutenção desta, como pode ser visto na Figura .

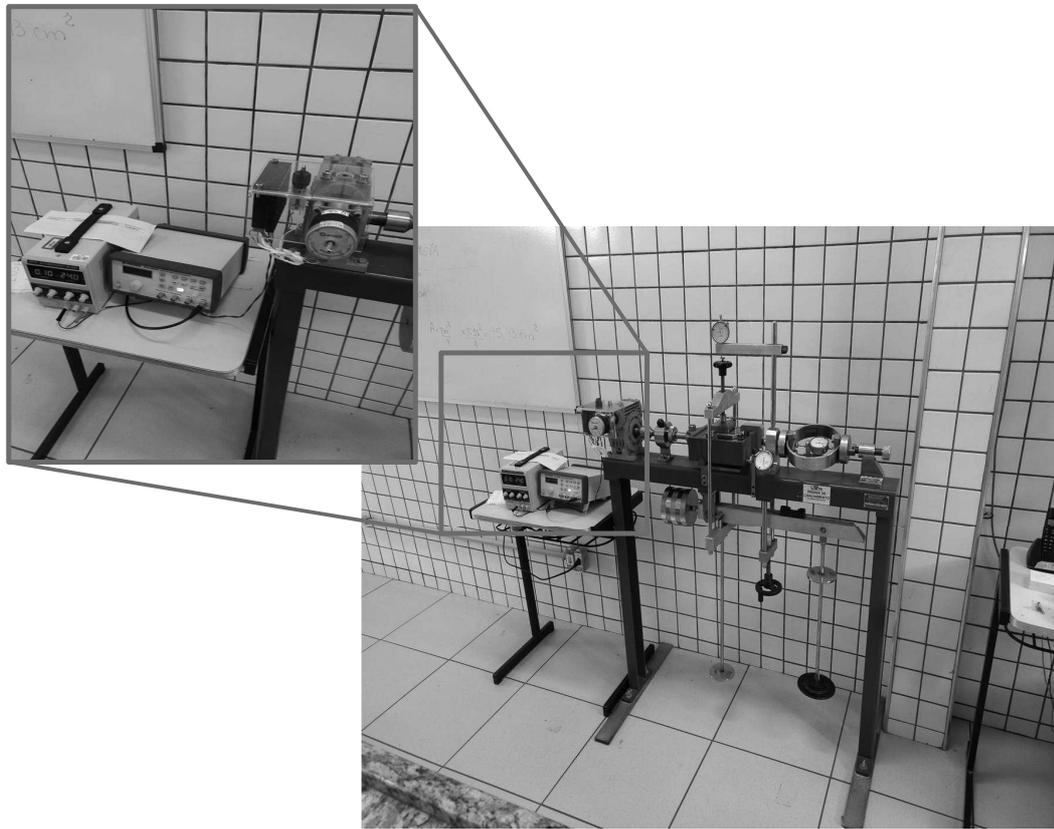


Figura 9: Prensa de cisalhamento equipada com motor, gerador de frequência e fonte.

O motor utilizado gera, para cada pulso, um deslocamento de 0,004 mm e uma rotação de $1,8^\circ$. Desta forma são necessários 400 pulsos para que o eixo do motor dê uma volta, considerando seu funcionamento em meio passo e de acordo com o tempo decorrido para uma volta, tem-se a relação entre frequência e velocidade expressa na Tabela 13. (SCHLICHTING, 2016).

Tabela 13: Relação entre a velocidade necessária ao ensaio de cisalhamento direto e a frequência.

Frequência (Hz)	Vel. mm/min (1/2 passo)
0,05	0,000285
0,10	0,00057
0,50	0,00285
1,00	0,0057
5,00	0,0285
10,00	0,057
50,00	0,285
100,00	0,57
200,00	1,14
400,00	2,28
600,00	3,42
800,00	4,56
1000,00	5,70

Fonte: Schlichting (2016).

A Figura 10 mostra a representação gráfica da tabela anterior. Para a reta apresentada tem-se a equação expressa pela equação (25), que possui um R^2 igual a 1 e foi utilizada para obter a frequência com a qual deveria ser alimentada a fonte para que o ensaio funcionasse na velocidade calculada.

$$f = 175,44v \quad (25)$$

Onde:

f = frequência gerada pelo gerador (Hz);

v = Velocidade calculada para o ensaio (mm/min).

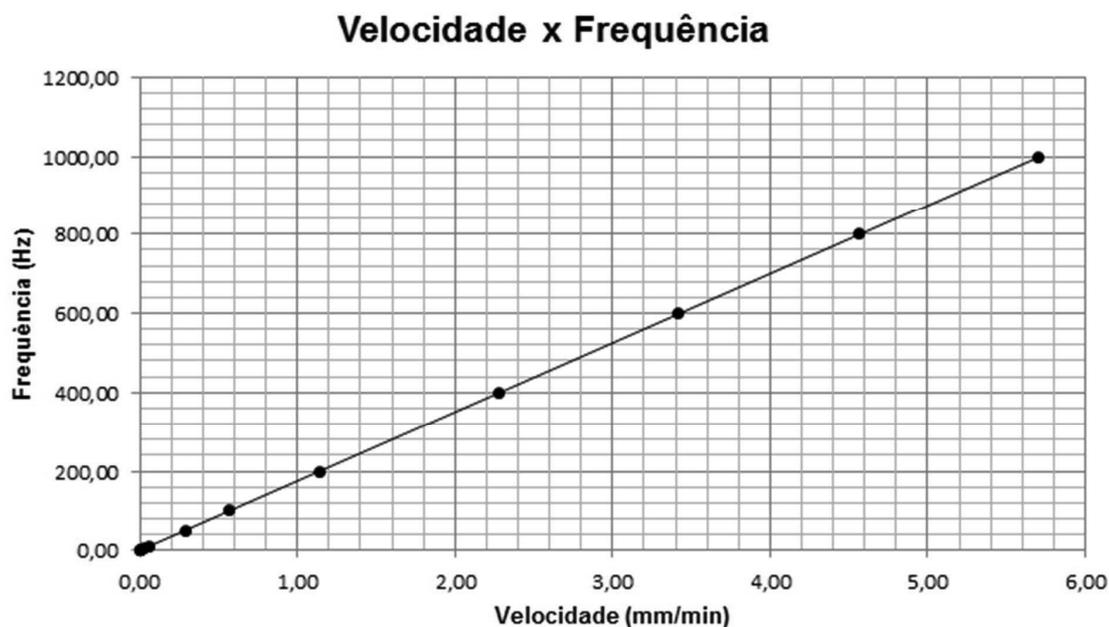


Figura 10: Gráfico da relação da velocidade com a frequência empregada.
Fonte: Schlichting (2016).

Com a execução do ensaio de cisalhamento direto foram gerados dois gráficos, o primeiro relaciona o deslocamento horizontal com a variação da altura do solo e o segundo relaciona o deslocamento horizontal com a tensão cisalhante.

A partir dos gráficos de tensão-deslocamento ($\tau \times \Delta h$) foi possível definir a máxima tensão de cisalhamento que pode ser aplicada em uma amostra sob um determinado carregamento normal. Estes pontos foram plotados em um diagrama de tensão cisalhante pela tensão normal e foi traçada uma reta que melhor se ajusta aos pontos. Desta forma, foi obtida a envoltória de ruptura de Coulomb do solo e da relação solo-estrutura.

Foram realizados três ensaios com amostras de mesmas características, tanto para a relação solo-solo quanto para a relação solo-estrutura, sob o efeito de tensões normais de 50, 100 e 150 kPa.

O ensaio de cisalhamento direto empregado trata-se de um ensaio de tensão controlada. Vale dizer ainda que o ensaio foi do tipo drenado e submerso, por representar melhor as características apresentadas em campo pela cravação de uma estaca e para minimizar a influência da umidade. A partir desse ensaio

definiram-se o ângulo de atrito e o intercepto de coesão, tanto para a interação solo-solo como para a interação solo-estrutura.

3.2.2.1 Preparação das amostras de aço

Neste trabalho foi utilizado o aço 1020 laminado, encontrado comercialmente na cidade de Toledo-PR. As amostras deste material foram cortadas nas dimensões da caixa de cisalhamento (60 x 60 mm) por meio de guilhotina e acertadas com esmeril e plaina. A espessura das chapas utilizadas foi de 3/8". As peças são mostradas na Figura 11 e as propriedades mecânicas do aço utilizado podem ser vistas no Quadro 1.



Figura 11: Amostras de aço.

Propriedades mecânicas	Valores (MPa)
Limite de escoamento (f_y)	330
Limite de resistência (f_u)	450
Módulo de elasticidade (E)	200000

Quadro 1: Propriedades mecânicas do aço 1020.
Fonte: Gerdau (2003).

Para interação solo-aço foi utilizada a superfície original do material, ou seja, as amostras de aço não sofreram nenhum tratamento superficial para a realização do experimento.

3.2.2.2 Preparação das amostras de concreto

Os corpos de prova de concreto neste trabalho foram executados utilizando o seguinte traço: 1: 2,17: 2,25, com relação água cimento igual a 0,52, 41,50 gf de aditivo plastificante e cimento CP II Z-32. Esse concreto, pelas suas características se assemelha ao utilizado para estaca hélice contínua, sendo este tipo de estaca um dos principais tipos executados na região de Toledo-PR. No Quadro 2 encontram-se as características do concreto utilizado.

Características do concreto	
Abatimento (slump test)	19,3 cm
Diâmetro máximo do agregado	9,5 mm (pedrisco)
$f_{ck,médio}$ (28 dias)	22,20 MPa

Quadro 2: Características do concreto utilizado para as peças do ensaio de cisalhamento direto.

Um molde para o concreto foi confeccionado de forma que a amostra tivesse as mesmas dimensões da caixa de cisalhamento (60 x 60 mm) e os corpos de prova de concreto foram deixados em cura úmida por 28 dias, de modo a alcançar a máxima resistência à compressão, conforme a Figura 12.

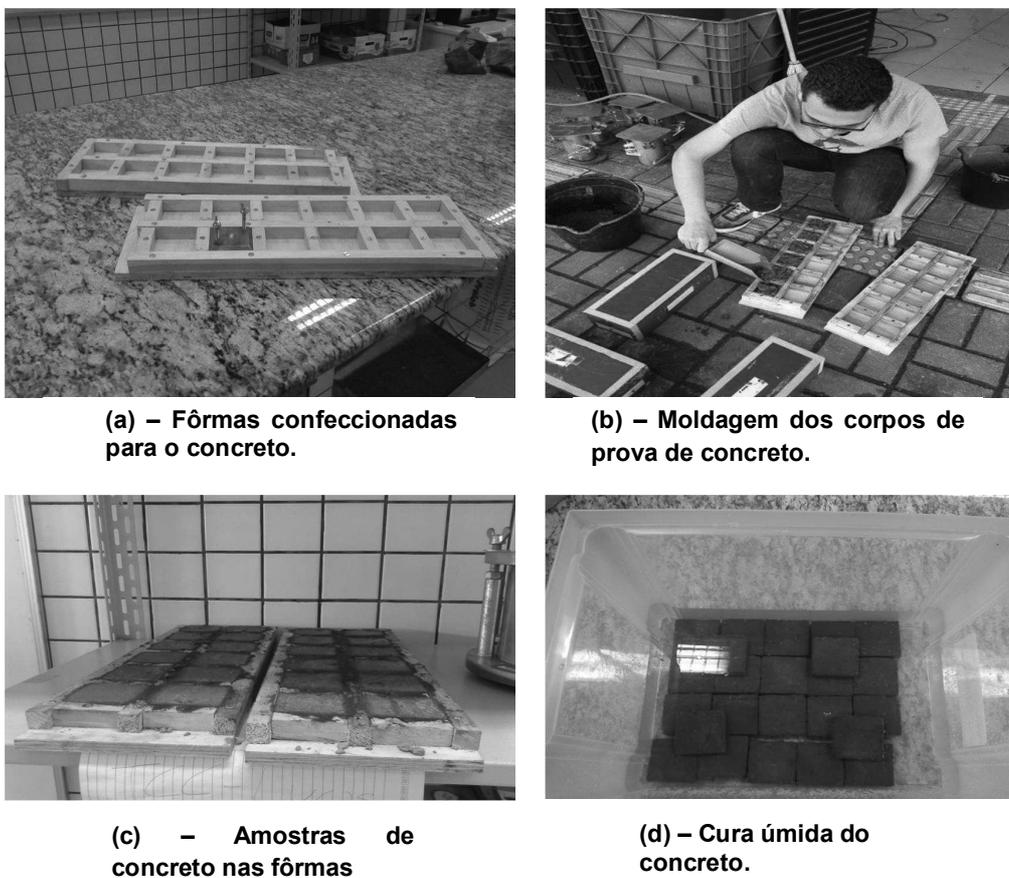


Figura 12: Preparação das amostras de concreto.

Após o período de cura do concreto, os corpos de prova foram lixados em ambas as faces para que fosse atingida a altura necessária da caixa de cisalhamento. Esse processo permitiu também uma melhor horizontalidade da face do concreto. Sendo assim, o concreto utilizado foi de superfície lisa.

3.2.2.3 Preparação das amostras de solo

As amostras de solo para o ensaio de cisalhamento direto foram retiradas do terreno da UTFPR campus Toledo. Os corpos de prova foram moldados a partir de um bloco de solo indeformado, coletado de uma profundidade de aproximadamente

80 centímetros, sendo envolvido em filme de PVC para que a umidade original não fosse perdida, como pode ser visto nas Figuras 13-a e b.

Porém, as amostras retiradas do bloco não podem ser consideradas completamente indeformadas, pois o próprio processo de cravação do molde gera uma perturbação. A extração das amostras para a caixa de cisalhamento foi realizada de forma a causar o mínimo de perturbação possível, como mostram as Figuras 13-c e d.



(a) - Retirada do bloco indeformado de solo.



(b) - Bloco de solo envolvido com filme PVC.



(c) - Cravação do molde para retirada de amostras.



(d) - Extração da amostra para caixa de cisalhamento.

Figura 13: Preparação das amostras de solo.

Tanto para a relação solo-solo quanto para a relação solo-estrutura, os corpos de prova de solo possuíam altura de 20 mm, ou seja, exatamente a altura do molde e lados iguais a 60 mm.

Para o estudo da interação solo-estrutura, o solo foi posicionado na parte superior do aparato, sendo a pedra porosa utilizada apenas acima do solo. Houve ainda o cuidado para que as amostras dos materiais de construção atingissem a altura correspondente ao plano de ruptura do aparelho, como pode ser visto na Figura 14.

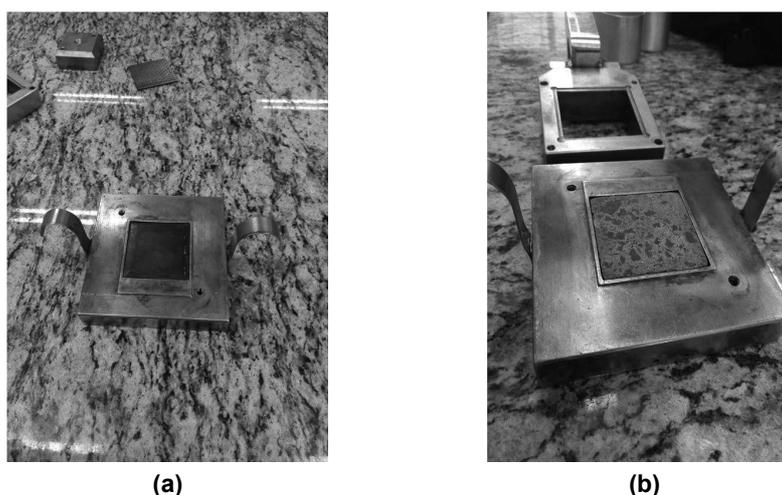


Figura 14: Amostras de aço (a) e concreto (b) contidas na parte interior da caixa de cisalhamento.

Já para os ensaios realizados para a relação solo-solo, o esquema do equipamento seguiu o ilustrado na Figura 15.

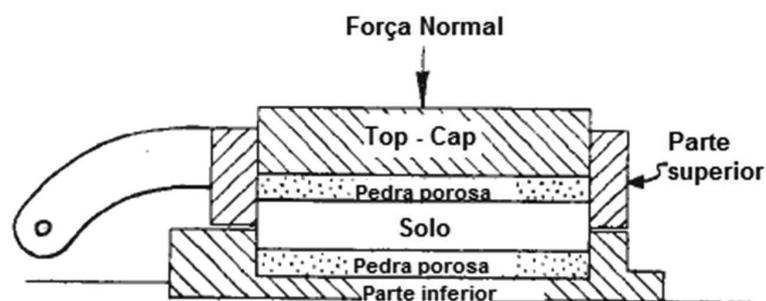


Figura 15: Esquema do ensaio de cisalhamento para a relação solo-solo.

Fonte: ASTM D3080/2003.

3.3 MÉTODO DE ANÁLISE DOS DADOS

A classificação do solo envolvido no estudo foi realizada a partir da análise granulométrica, limites de Atterberg e peso específico dos grãos. Que geram uma caracterização abrangente a respeito do tipo de solo envolvido.

Para cada uma das interações (solo-solo e solo-estrutura) foram gerados gráficos da variação da altura pelo deslocamento horizontal e da tensão cisalhante pelo deslocamento horizontal. Sendo possível com a repetição dos ensaios de cisalhamento direto e análise dos pontos de tensões cisalhantes máximas e suas respectivas tensões normais atuantes, a determinação dos pares de pontos pelos quais se traça a envoltória de ruptura de Coulomb.

Com o traçado dessa envoltória foram obtidos os parâmetros de resistência desejados, sendo que o intercepto do eixo vertical representa a coesão ou adesão e a inclinação da reta é referente ao ângulo de atrito.

O comportamento apresentado nos gráficos de cada uma das relações estudadas teve a interpretação dos seus resultados realizada a partir dos conceitos da mecânica dos solos e da engenharia de fundações. Sendo que esta análise colaborou para a determinação de outros fatores influentes na interação solo-estrutura, na identificação de resultados atípicos e formulação de hipóteses para sua explicação.

Os parâmetros de resistência encontrados foram comparados com as aproximações comumente utilizadas para a estimativa destes parâmetros a partir dos valores internos do solo. Oferecendo assim, a ideia de como tais propostas tem se comportado: contra ou a favor da segurança.

Foi definida ainda a interação, seja ela solo-estrutura ou solo-solo, que fornece um maior valor para a resistência ao cisalhamento, a partir do traçado das curvas obtidas para os diferentes materiais sob a ação de um mesmo carregamento normal no diagrama de tensões cisalhantes pelo deslocamento horizontal.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

4.1.1 Peso específico dos grãos de solo

A Tabela 14 representa os resultados obtidos para os dois ensaios realizados. Pode-se observar que os valores não se diferenciam mais do que 0,02 gf/cm^3 da sua média, sendo assim considerados satisfatórios. O peso específico dos grãos de solo obtido foi 3,08 gf/cm^3 .

Tabela 14: resultados do ensaio para determinação do peso específico dos grãos.

Peso específico dos grãos		
Amostra	1	2
Peso de solo úmido - P1 (gf)	33,60	34,80
Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)	21,2	20,0
Peso picnômetro + solo + água - P2 (gf)	691,95	696,36
Peso picnômetro + água - P3 (gf)	670,02	673,66
Umidade (%)	3,58	3,58
Peso específico da água - δ_T (gf/cm^3)	0,9980	0,9982
Picnômetro	C	D
Peso específico dos grãos (δ_s)	3,081	3,078
δ_s (gf/cm^3)	3,079	

O valor encontrado é considerado alto, em relação aos apresentados na bibliográfica para solos similares ao estudado, na faixa de 2,60 a 2,70 gf/cm^3 . Sendo que este fato pode ser justificado, possivelmente, pela presença de Ferro na amostra, como verificado pela coloração avermelhada da mesma. No entanto, é necessária uma análise mais específica para comprovar esta existência e seu teor.

4.1.2 Análise Granulométrica

O Quadro 3 apresenta as características iniciais utilizadas neste ensaio.

DADOS PARA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	
Peso específico dos grãos do solo - γ_s (gf/cm ³)	3,08
Umidade higroscópica - w (%)	3,58
Peso total da amostra seca ao ar - Pt (gf)	1127,14

Quadro 3: Dados para ensaio de análise granulométrica.

A análise granulométrica foi realizada contemplando as etapas de peneiramento grosso, sedimentação e peneiramento fino.

- Peneiramento grosso:

A Tabela 15 corresponde às porcentagens de material passante em cada uma das peneiras utilizadas no peneiramento grosso.

Tabela 15: Porcentagem de material passante em cada peneira do peneiramento grosso.

PENEIRAMENTO GROSSO		
Peneira (mm)	Pi (gf)	Qg (%)
50,00	0	100,00
38,00	0	100,00
25,00	0	100,00
19,00	0	100,00
9,50	0	100,00
4,80	0	100,00
2,00	0,25	99,98

Notas:

- (1) Pi – Peso de material retido acumulado em cada peneira;
- (2) Qg – Porcentagem de material passante em cada peneira.

Pôde ser observado que todo material submetido ao ensaio passou pela peneira de 4,80 mm, sendo que a fração mais grossa do material tem dimensão correspondente a 2,00 mm.

- Sedimentação

O Quadro 4 mostra os dados necessários para a realização do ensaio de sedimentação.

DADOS PARA SEDIMENTAÇÃO	
Porcentagem do material que passa na peneira # 2,00mm - N (%)	99,98
Peso de material submetido à sedimentação e peneiramento fino (gf) - Ph	71,81
Volume da suspensão - V (cm ³)	1000
Densímetro	12088-12
Proveta	12

Quadro 4: Dados para o ensaio de sedimentação.

A Tabela 16 apresenta os dados obtidos através do ensaio de sedimentação, com as leituras correspondentes a cada tempo recomendado, as porcentagens e as dimensões das partículas em suspensão, de acordo com os cálculos apresentados inicialmente.

Tabela 16: Resultados do ensaio de sedimentação.

(continua)

SEDIMENTAÇÃO										
Leitura	t (s)	L	T (°C)	Yc (gf/cm³)	Yd (gf/cm³)	Ld	Qs (%)	μ (10⁻⁶ gf s/cm²)	a (cm)	d (mm)
1	30	1,0452	19,0	0,9982	0,9984	1,0041	87,58	10,32	9,0961	0,052
2	60	1,0450	19,0	0,9982	0,9984	1,0041	87,15	10,32	9,1275	0,037
3	120	1,0448	19,0	0,9982	0,9984	1,0041	86,73	10,32	9,1589	0,026
4	240	1,0444	18,5	0,9982	0,9985	1,0042	85,72	10,33	8,4818	0,018
5	480	1,0438	18,1	0,9982	0,9986	1,0042	84,30	10,34	8,576	0,013
6	900	1,0430	18,1	0,9982	0,9986	1,0042	82,60	10,34	8,7016	0,009
7	1800	1,0428	18,0	0,9982	0,9986	1,0042	82,14	10,34	8,733	0,007
8	3600	1,0424	17,9	0,9982	0,9986	1,0043	81,25	10,35	8,7958	0,005

(conclusão)

Leitura	t (s)	L	T (°C)	Yc (gf/cm ³)	Yd (gf/cm ³)	Ld	Qs (%)	μ (10 ⁻⁶ gf s/cm ²)	a (cm)	d (mm)
9	7200	1,0420	17,6	0,9982	0,9987	1,0043	80,30	10,36	8,8586	0,003
10	14400	1,0416	17,2	0,9982	0,9988	1,0044	79,31	10,37	8,9214	0,002
11	28800	1,0402	17,2	0,9982	0,9988	1,0044	76,33	10,37	9,1412	0,002
12	86400	1,0382	16,9	0,9982	0,9990	1,0044	71,98	10,38	9,4552	0,001

Notas:

- (1) Qs – Porcentagem das partículas de solo em suspensão;
 (2) d – Diâmetro nominal das partículas em suspensão;

- Peneiramento Fino

A Tabela 17 corresponde às porcentagens de material passante em cada uma das peneiras utilizadas no peneiramento fino.

Tabela 17: Porcentagem de material passante em cada peneira do peneiramento fino.

PENEIRAMENTO FINO		
Peneira (mm)	Pi (gf)	Qf (%)
1,200	0,06	99,89
0,600	0,43	99,36
0,420	0,078	99,87
0,250	1,61	97,66
0,150	2,81	95,93
0,075	3,75	94,57

Notas:

- (1) Pi – Peso de material retido acumulado em cada peneira;
 (2) Qf – Porcentagem de material passado em cada peneira.

Com os resultados mostrados anteriormente, relativos aos procedimentos de peneiramento grosso, sedimentação e peneiramento fino foi possível construir a curva da distribuição granulométrica do solo tomado como objeto de estudo. Essa curva está apresentada na Figura 16, juntamente com a descrição das porcentagens de cada material constituinte do solo, de acordo com a classificação da NBR 6502/1995.

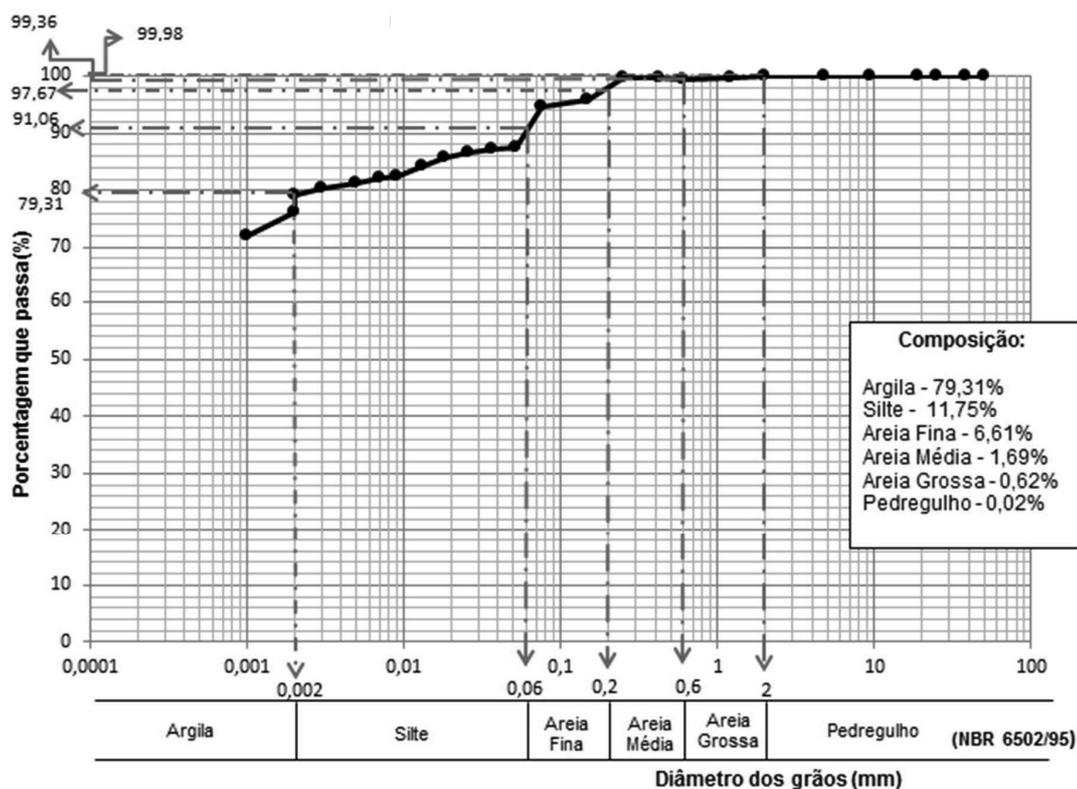


Figura 16: Curva granulométrica do solo objeto de estudo.

Pelo resultado obtido da análise granulométrica, pode se observar que o solo estudado trata-se de um solo fino, mais de 90% dos grãos passaram pela peneira de 0,075 mm. A parcela predominante do solo é a argila, seguida pelas frações de silte e areia fina, sendo que as demais têm pouca expressão na composição deste solo.

4.1.3 Limite de liquidez

Neste ensaio, como é mostrado na Tabela 18, foram obtidos oito pontos que se referem ao número de golpes necessários para se fechar uma ranhura com determinada umidade. O número de golpes encontrado variou desde 60 até 7, sendo que quatro desses pontos se encontram na faixa de 35 a 15 golpes recomendada pela norma.

Tabela 18: Valores para determinação do limite de liquidez

Ponto	Golpes	Cápsula		Peso da cápsula (gf)		Peso cápsula + solo úmido (gf)		Peso cápsula + solo seco (gf)		Umidade (%)		Umidade média (%)
1	60	20	28	6,69	5,84	8,31	8,5	7,75	7,58	52,83	52,87	52,85
2	36	62	83	5,37	5,64	7,95	8,24	7,04	7,32	54,49	54,76	54,63
3	34	71	112	5,28	6,68	7,60	9,70	6,77	8,6	55,70	57,29	56,50
4	31	9	32	5,57	6,96	6,92	9,19	6,41	8,36	60,71	59,29	60,00
5	20	15	67	6,61	6,05	9,53	8,84	8,42	7,78	61,33	61,27	61,30
6	15	22	103	5,32	5,14	7,55	8,94	6,69	7,5	62,77	61,02	61,90
7	13	24	75	4,95	5,70	7,33	8,65	6,36	7,44	68,79	69,54	69,17
8	7	10	121	6,59	6,90	9,45	10,41	8,21	8,86	76,54	79,08	77,81

A Figura 17 representa o gráfico para este ensaio obtido a partir dos pontos mostrados na tabela anterior. A umidade utilizada para cada ponto foi a umidade média final.

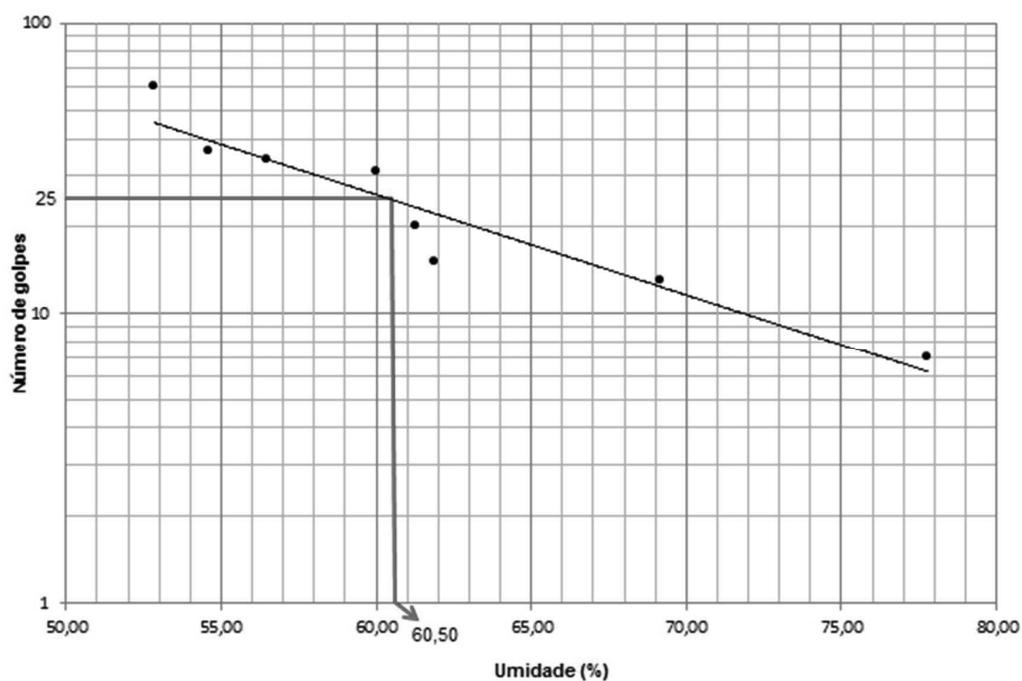


Figura 17: Gráfico limite de liquidez.

Como pode ser observado, o valor da umidade correspondente a 25 golpes, obtido pela reta ajustada entre os pontos, foi de 60,50% que nos remete a um limite de liquidez (LL) de 61%.

4.1.4 Limite de plasticidade

Apresentam-se, na Tabela 19, os valores das umidades médias obtidas neste ensaio.

Tabela 19: Valores obtidos para o limite de plasticidade.

Cilindro	Cápsula	Peso cápsula (gf)	Peso cápsula + solo úmido (gf)	Peso cápsula + solo seco (gf)	Umidade (%)	Umidade média por ponto (%)	Umidade média (%)
1	30	6,91	7,39	7,23	50,00		
	65	6,55	7,1	6,91	52,78	51,39	
2	25	5,78	6,19	6,05	51,85		
	61	4,92	5,62	5,4	45,83	48,84	
3	17	7,11	7,55	7,4	51,72		51,34
	38	6,73	7,27	7,08	54,29	53,00	
4	39	4,69	5,14	5,00	45,16		
	54	5,55	6,15	5,91	66,67	55,91	
5	58	5,58	6,32	6,09	45,10		
	72	6,92	7,58	7,36	50,00	47,55	

Dos valores apresentados foram excluídos os referentes aos cilindros de solo 4 e 5, pois o teor de umidade dos mesmos diferencia mais do que 5% da média geral dos pontos.

Foi calculada uma nova média, que resultou em 51,08%, da qual os valores restantes não diferenciaram mais do que 5%. Sendo assim, o limite de plasticidade (LP) do solo foi igual a 51%. Portanto, o índice de plasticidade (IP) do solo foi de 10%.

Uma vez que o solo em estudo foi devidamente caracterizado, segundo a ABNT, os resultados, em termos de resistência, a serem apresentados devem ser levados em consideração apenas nas situações de aplicação deste mesmo solo.

Visto que o ensaio de compactação foi realizado e com o intuito de oferecer subsídio aos trabalhos a serem desenvolvidos futuramente, apresentam-se na Tabela 20 os valores obtidos no ensaio e na Figura 18 sua representação gráfica.

Tabela 20: Dados do ensaio de compactação

Ponto	Peso Cápsula (gf)	Peso Cápsula + solo úmido (gf)	Peso Cápsula + solo seco (gf)	W (%)	W média (%)	W média total (%)	Peso Cilindro + solo úmido (gf)	Peso solo úmido (gf)	γ_d (gf/cm ³)	$\gamma_d - S=1$ (gf/cm ³)
1	4,96	11,80	10,30	28,09	28,28	27,93	3866,20	1688,90	1,32	1,66
	5,73	15,84	13,60	28,46						
	4,95	14,52	12,44	27,77						
	6,93	16,32	14,30	27,41						
	5,73	12,16	10,65	30,69						
2	6,59	16,79	14,45	29,77	30,23	30,39	4083,80	1906,50	1,46	1,59
	5,56	16,24	13,74	30,56						
	6,87	15,25	13,29	30,53						
	5,80	14,08	12,08	31,85						
	6,70	15,75	13,57	31,73						
3	5,57	15,03	12,75	31,75	31,98	31,98	4107,40	1930,10	1,46	1,55
	4,69	16,69	13,74	32,60						
	5,33	13,21	11,17	34,93						
	6,39	14,34	12,27	35,20						
	5,84	16,84	14,06	33,82						
4	6,07	14,43	12,32	33,76	33,79	34,43	4092,00	1914,70	1,42	1,50
	6,70	15,02	12,84	35,50						
	5,29	13,33	11,24	35,13						
	5,65	13,56	11,47	35,91						
	5,10	13,20	11,08	35,45						

Notas:

- (1) γ_d – Peso específico seco;
 (2) W - Umidade.

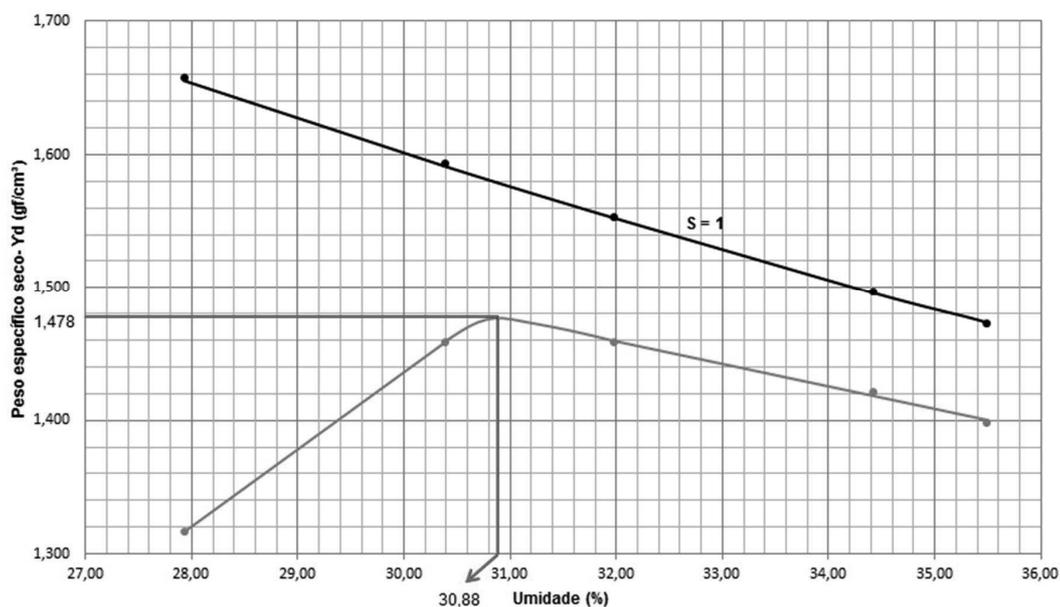


Figura 18: Curva de compactação do solo estudado.

O peso específico seco máximo ($\gamma_{d,máx}$) obtido para o material foi de 1,48 gf/cm^3 e a umidade ótima foi de 30,88%.

4.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Como descrito no item 3.2.2, a fase de cisalhamento, no ensaio de cisalhamento direto, foi precedida pelo adensamento do solo, até a conclusão do adensamento primário. Este procedimento forneceu as curvas de adensamento para cada ensaio, apresentadas no Apêndice A. Tais curvas permitiram determinar as velocidades a serem empregadas na fase de cisalhamento, sendo mostradas na Tabela 21.

Tabela 21: Velocidades empregadas para cada interação.

Interação	Velocidade (mm/min)
Solo-solo 1	0,54
Solo-solo 2	0,13
Solo-solo 3	0,72
Solo-aço 1	0,33
Solo-aço 2	0,57
Solo-aço 3	0,50
Solo-concreto 1	0,29
Solo-concreto 2	0,62
Solo-concreto 3	0,56

Notas:

- (1) 1 – Ensaio realizado com tensão normal de 50 kPa;
 (2) 2 – Ensaio realizado com tensão normal de 100 kPa;
 (3) 3 – Ensaio realizado com tensão normal de 150 kPa.

Os resultados destes ensaios serão mostrados neste item em tópicos referentes a cada interação, sendo realizada ao final dessas interações uma análise geral dos resultados obtidos.

A Tabela 22 apresenta as características iniciais e finais do solo nas diversas interações, que serão utilizadas na análise dos comportamentos encontrados.

Tabela 22: Características iniciais e finais do corpo de prova de solo nas diversas interações.

Interação	Umidade inicial (%)	e_0	S_0	Umidade final (%)	e_f	S_f
Solo-solo 1	34,08	2,03	0,52	62,79	1,91	1,01
Solo-solo 2	34,02	2,18	0,48	62,62	2,09	0,92
Solo-solo 3	32,83	1,90	0,53	54,82	1,77	0,95
Solo-aço 1	34,84	1,95	0,55	55,26	1,84	0,93
Solo-aço 2	34,02	1,78	0,59	50,19	1,61	0,96
Solo-aço 3	34,48	2,22	0,48	48,26	2,01	0,74
Solo-concreto 1	34,88	1,88	0,57	59,02	1,75	1,04
Solo-concreto 2	34,80	2,14	0,50	54,85	1,96	0,86
Solo-concreto 3	34,35	1,96	0,54	49,50	1,79	0,85

Notas:

- (1) e_0 – Índice de vazios inicial do corpo de prova do solo;
 (2) S_0 - Grau de saturação inicial do corpo de prova do solo;
 (3) e_f – Índice de vazios final do corpo de prova do solo;
 (4) S_f - Grau de saturação final do corpo de prova do solo.

Observa-se que o corpo de prova de solo, para a interação solo-aço 3, apresentou um grau de saturação de 74%. Esse valor se deve ao fato de que o molde utilizado, na fabricação dos corpos de prova de solo, possuía uma altura que não permitia o encaixe correto do top-cap na caixa de cisalhamento. Esta caixa também não favoreceu a saturação do solo, para a situação de interação solo-estrutura, pois a saturação se dava via capilaridade do solo.

Já para a interação solo-concreto 1, o grau de saturação atingido foi de 104%, um valor acima dos obtidos para as interações solo-aço e solo concreto 2 e 3. Isso se deve ao fato de que o ensaio com solo-concreto 1 permaneceu por cerca de 48 horas em submersão antes do seu início, um tempo bem superior aos cerca de 12 horas dos demais.

- Interação solo-solo:

A seguir, nas Figuras 19 e 20, foram plotadas as curvas de variação de altura pelo deslocamento horizontal ($\Delta v \times \Delta h$) e da tensão cisalhante pelo deslocamento horizontal ($\tau \times \Delta h$) dos três carregamentos (50, 100 e 150 kPa) utilizados nessa interação.

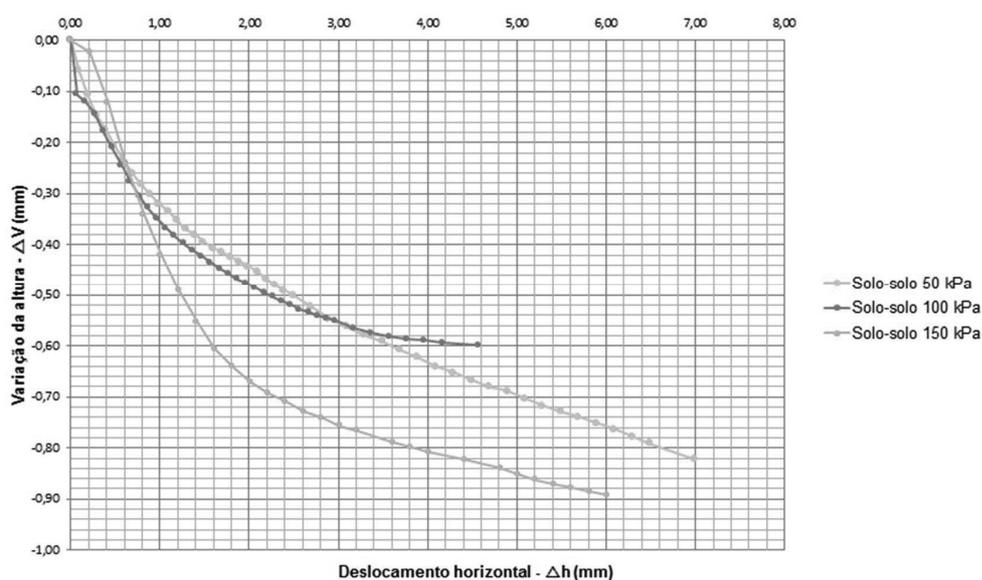


Figura 19: Gráfico $\Delta v \times \Delta h$ para os três carregamentos na interação solo-solo.

O comportamento observado para o ensaio com 100 kPa, apresentado na figura anterior, foi atípico. Esperava-se que a curva da variação de altura pelo deslocamento horizontal, deste carregamento, se localizasse entre as curvas referentes às tensões normais de 50 e 150 kPa. No entanto, em termos de resistência, o seu valor final, mostrou-se, aparentemente, coerente quando comparado com os obtidos para as outras tensões.

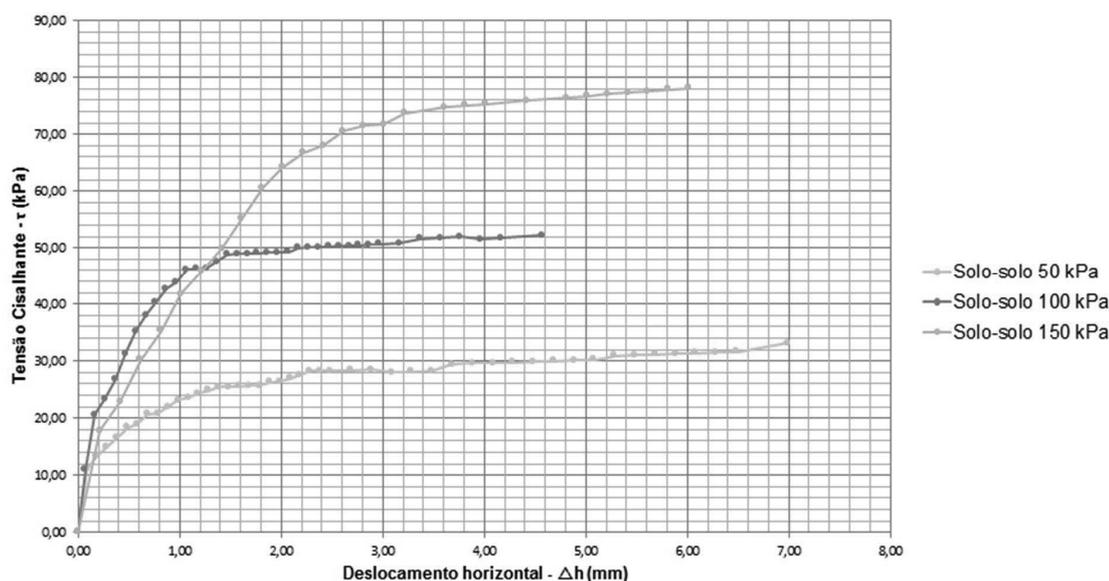


Figura 20: Gráfico $\tau \times \Delta h$ para os três carregamentos da interação solo-solo.

Observa-se, na Figura 19, que para um deslocamento horizontal de até aproximadamente 0,6 mm, a variação de altura do ensaio solo-solo 150 kPa foi inferior ao obtido para os ensaios de 50 e 100 kPa. Já a análise comparativa, com base na Figura 20, dos ensaios solo-solo 100 e 150 kPa, mostrou que a resistência para o ensaio de 150 kPa, até um deslocamento de 1,2 mm, foi inferior a do ensaio de 100 kPa.

Os comportamentos descritos não eram esperados, uma vez que os carregamentos foram realizados numa condição tal que permitia a dissipação do excesso de propressão. Sendo, possivelmente, explicados pela velocidade empregada no ensaio solo-solo 3 (0,72 mm/min), que foi bem superior aos outros ensaios dessa interação, como se observa na Tabela 21. Isto, provavelmente, se

deve ao fato de que o corpo de prova solo-solo 3, se diferencia dos corpos de prova 1 e 2, como pode ser verificado através da análise dos teores de umidade iniciais e finais, contidos na Tabela 22.

A envoltória de ruptura para a interação solo-solo é apresentada na Figura 21. A envoltória apresentada possui a seguinte equação: $y = 0,42x + 7,57$, com $R^2: 0,9987$. Sendo os valores de intercepto de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ') obtidos, respectivamente, iguais a 7,57 kPa e $22,83^\circ$.

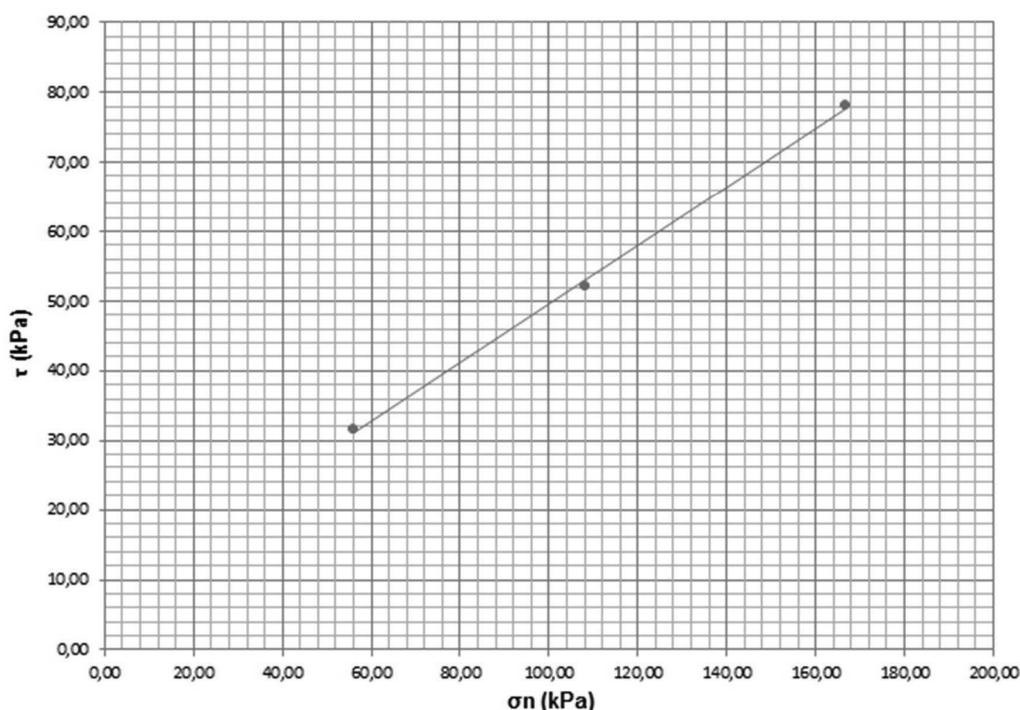


Figura 21: Envoltória de ruptura solo-solo.

Sobre o resultado expresso para a envoltória de ruptura, temos que era esperado que a mesma passasse pela origem do sistema de coordenadas. Pois segundo o gráfico da tensão cisalhante pelo deslocamento horizontal (Figura 20), onde não há picos de tensão, temos um comportamento de solo normalmente adensado.

Porém, como pode ser observado pelo gráfico da Figura 22, referente à relação $\tau/\sigma_n \times \Delta h$, não há proporcionalidade entre a tensão cisalhante e a tensão

normal, pois as curvas não se sobrepõem. Sendo assim, justifica-se o surgimento do intercepto de coesão, ainda que com um valor baixo.

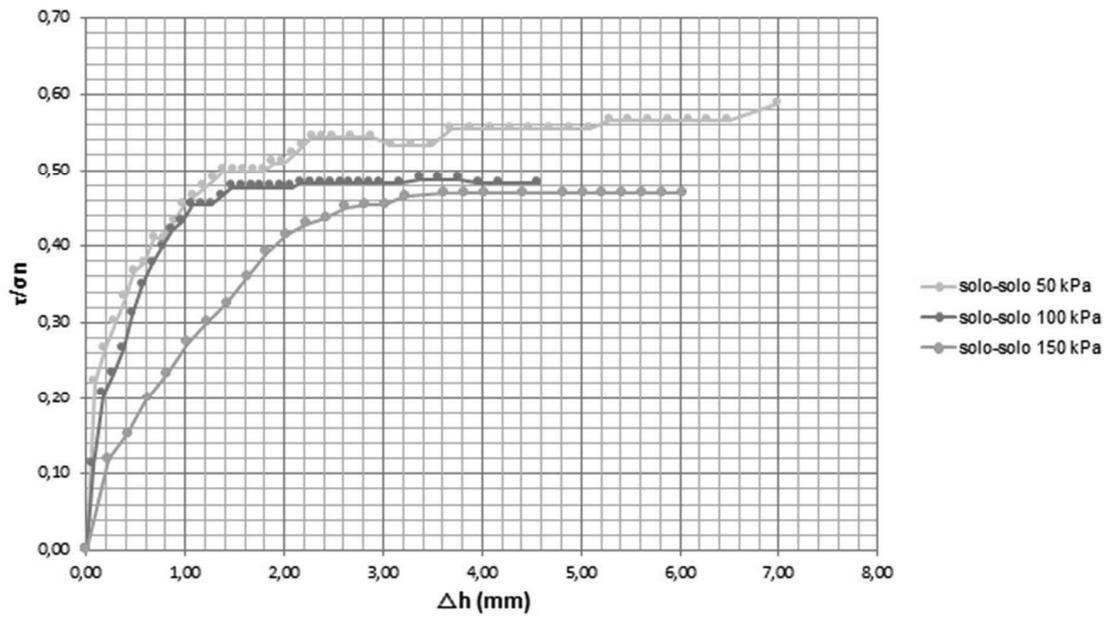


Figura 22: Gráfico τ/σ_n x Δh solo-solo.

- Interação solo-aço:

As Figuras 23 e 24 apresentam as curvas de deslocamento vertical pelo deslocamento horizontal (Δv x Δh) e da tensão cisalhante pelo deslocamento horizontal (τ x Δh) dos três carregamentos utilizados nessa interação.

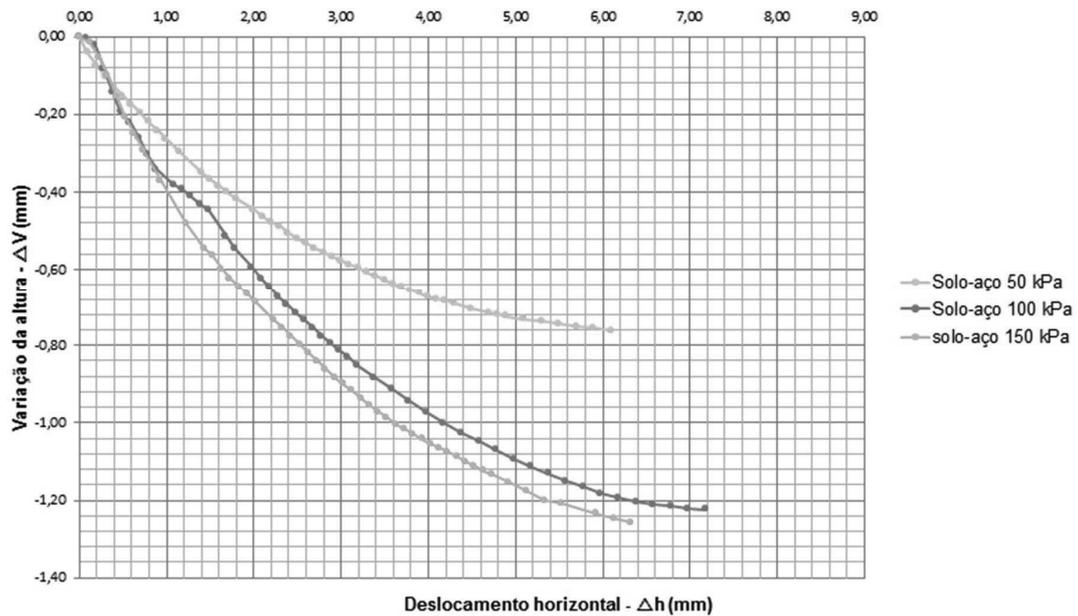


Figura 23: Gráfico $\Delta v \times \Delta h$ para os três carregamentos da interação solo-aço.

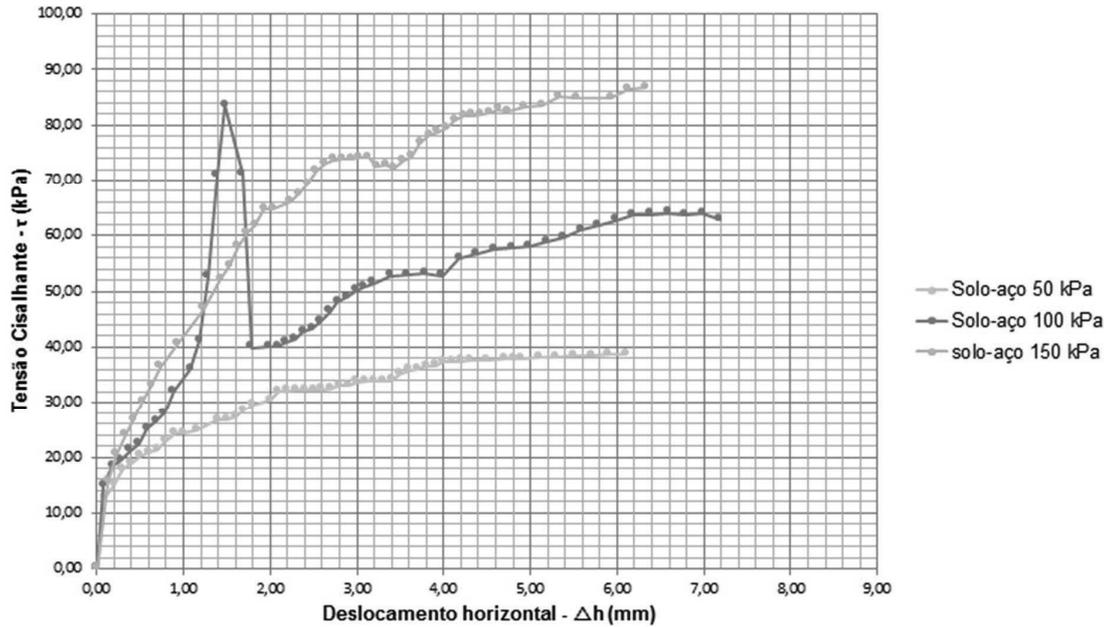


Figura 24: Gráfico $\tau \times \Delta h$ para os três carregamentos da interação solo-aço.

A resistência de pico observada no ensaio solo-aço de 100 kPa, entre os deslocamentos correspondentes a 1,2 e 1,8 mm (Figura 19), se deve,

possivelmente, a presença de raízes notada no corpo de prova por inspeção visual. Provavelmente essas raízes atuaram como um reforço para o solo. No entanto, para verificação desta hipótese, faz-se necessária a repetição deste ensaio com corpos de prova onde a presença de raízes seja também constatada, visto que para este estudo tal verificação não foi realizada.

Vencida a resistência devida as raízes, as tensão cisalhante máxima do ensaio solo-aço 100 kPa tendeu para um valor cuja magnitude é da mesma ordem de grandeza do obtido para o ensaio solo-aço 100 kPa-A, como pode ser visto na Figura 25, sendo tais valores, respectivamente, iguais a 64,07 e 60,87 kPa. Deste modo, a tensão cisalhante para o deslocamento de cerca de 6 mm, para o ensaio solo-aço 100 kPa, pôde ser utilizada para a construção da curva $\tau \times \sigma$.

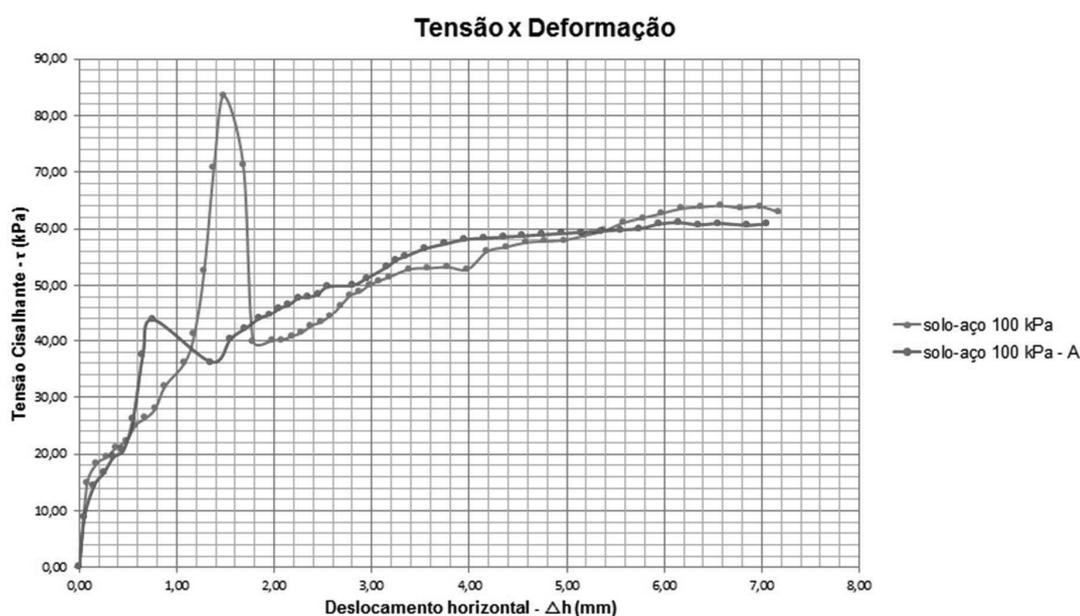


Figura 25: Curvas $\tau \times \Delta h$ para o solo-aço com 100 kPa.

O ensaio solo-aço 100 kPa-A foi realizado anteriormente ao ensaio solo-aço 100 kPa, no entanto, o seu comportamento em termos de variação de altura, na fase de cisalhamento, não se mostrou adequado quando comparado aos obtidos em nos outros ensaios do tipo solo-aço. Contudo, o resultado em termos de resistência pôde ser utilizado como referência.

O efeito das raízes no ensaio solo-aço 100 kPa foi notado também no diagrama $\Delta v \times \Delta h$ (Figura 23) na faixa de deslocamento horizontal situada entre 1 e 1,6 mm. Neste caso, as raízes agiram, possivelmente, de modo a retardar a variação da altura do corpo de prova durante o deslocamento horizontal.

A envoltória de ruptura para a interação solo-aço é apresentada na Figura 26, possuindo a seguinte equação: $y = 0,43x + 14,66$ com $R^2: 0,9991$. Obtendo assim valores de adesão solo-estrutura (a') e ângulo de atrito da interação solo-estrutura (δ'), respectivamente, iguais a 14,66 kPa e $23,38^\circ$.

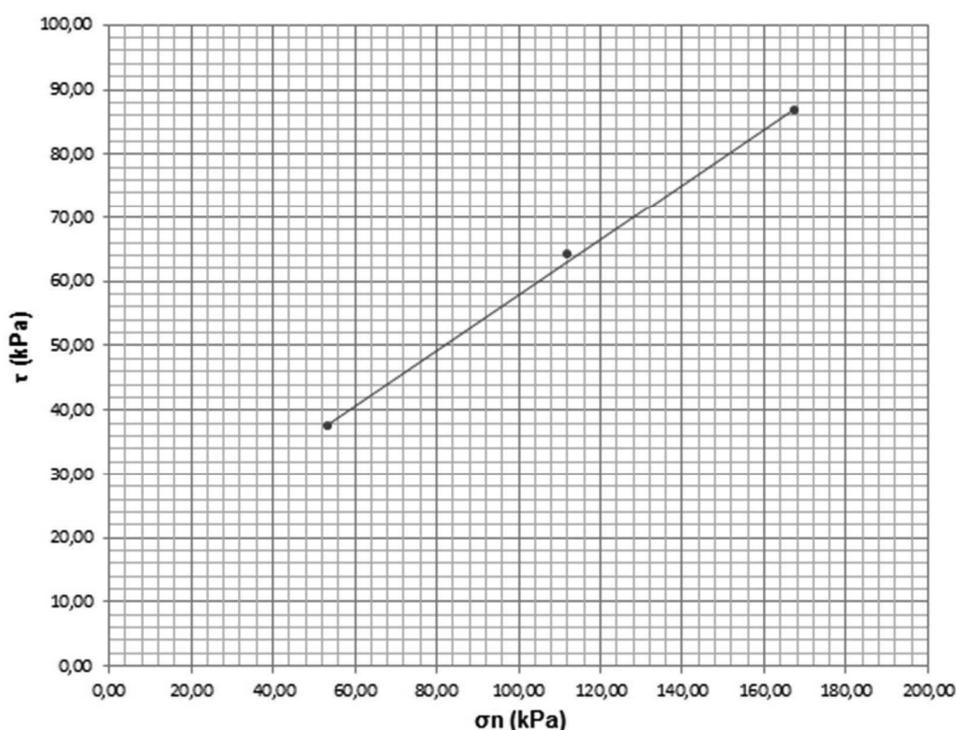


Figura 26: Envoltória de ruptura para interação solo-aço.

- Interação solo-concreto:

As Figuras 27 e 28 apresentam as curvas de deslocamento vertical pelo deslocamento horizontal ($\Delta v \times \Delta h$) e da tensão cisalhante pelo deslocamento horizontal ($\tau \times \Delta h$), respectivamente, dos três carregamentos utilizados nessa interação.

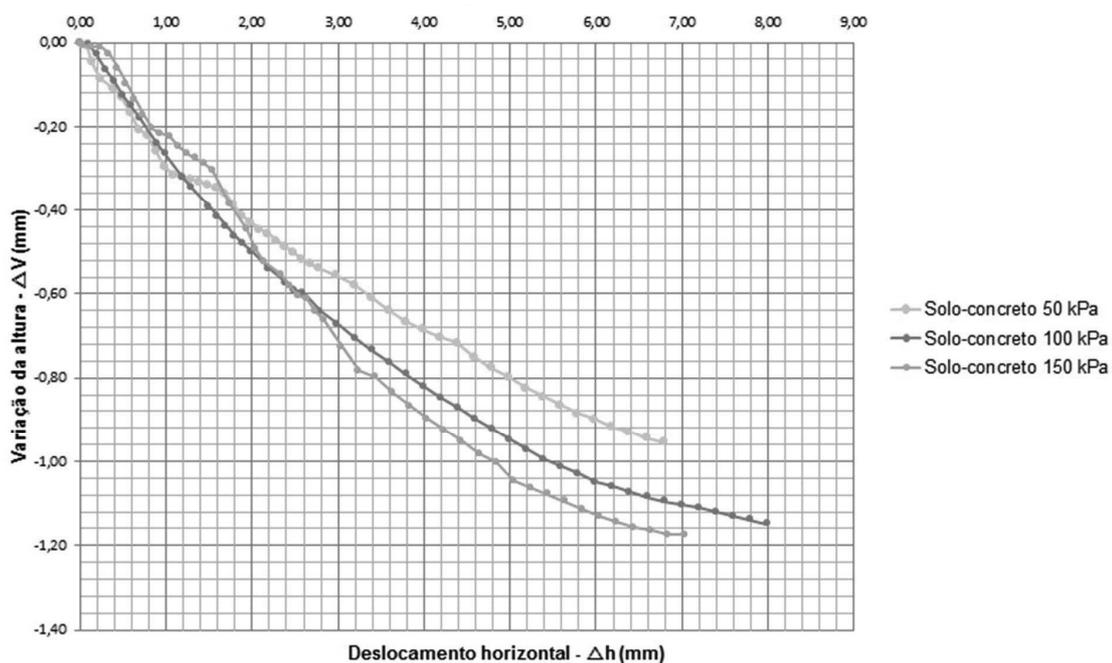


Figura 27: Gráfico Δv x Δh para os três carregamentos da interação solo-concreto.

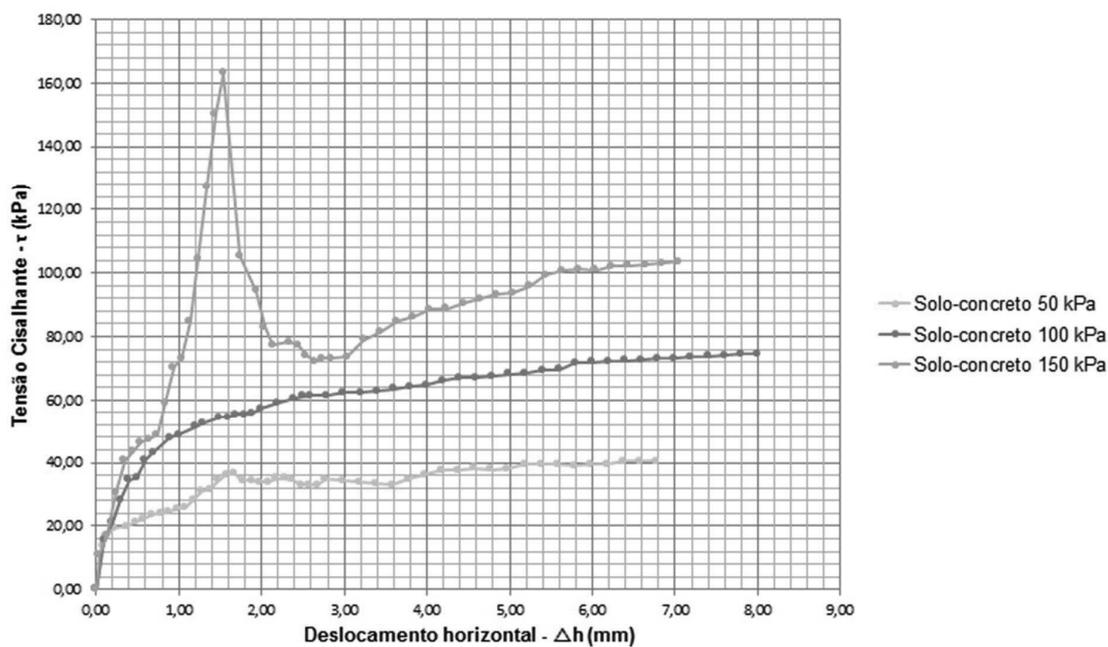


Figura 28: Gráfico τ x Δh para os três carregamentos da interação solo-concreto.

Nos ensaios solo-concreto de 50 e 150 kPa, os picos observados na Figura 28, para as faixas de deslocamento situadas entre 1,0 e 1,8 mm e entre 0,8 e 2,1 mm, respectivamente, se devem, provavelmente, a presença de raízes nos corpos de prova de solo. As tensões cisalhantes verificadas após os deslocamentos de 1,8 e 2,1 mm, respectivamente para os ensaios solo-concreto de 50 e 150 kPa, tenderam, possivelmente, para a resistência máxima da respectiva interação, sendo iguais a 40,58 kPa para a solo-concreto 50 kPa e 103,53 kPa para a solo-concreto 150 kPa.

A ação das raízes, nas interações citadas, teve também como consequência um retardo na variação da altura do solo, na faixa de deslocamento horizontal compreendida entre 1,0 e 1,8 mm para ambos os ensaios (Figura 27). A partir daí, a variação se deu como se o solo não fosse “reforçado”. Vale lembrar que, assim como dito anteriormente, é necessária para a verificação desta hipótese a realização de mais ensaios em que a presença de raízes seja atestada.

Na Figura 29 apresenta-se a envoltória de ruptura para a interação solo-concreto. A equação que define esta envoltória é dada por: $y = 0,55x + 9,80$ com $R^2: 0,9993$. Os valores encontrados para os parâmetros de resistência foram: $a': 9,80$ kPa e $\delta': 29,02^\circ$.

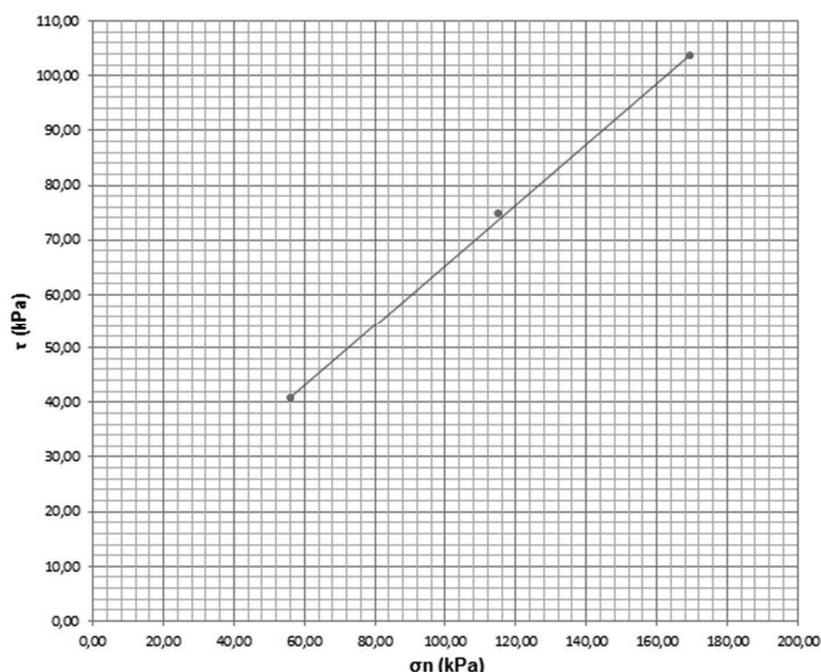


Figura 29: Envoltória de ruptura para interação solo-concreto.

Sob um aspecto geral dos ensaios realizados, ressalta-se que a ruptura dos corpos de prova, para efeito de cálculo da velocidade de cisalhamento, foi estimada em cerca de 10% das dimensões da caixa (6 mm de deslocamento). Esta estimativa mostrou-se adequada, como pode ser observado nas Figuras 22, 30 e 31, onde a relação τ/σ_n se estabiliza próximo ao deslocamento sugerido.

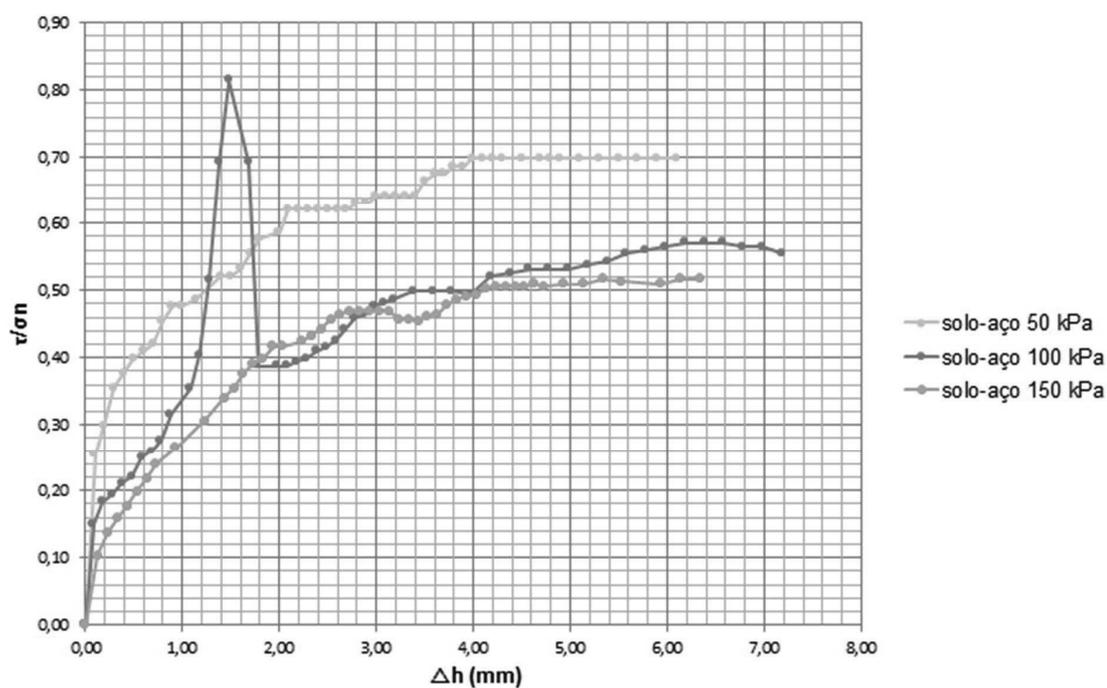


Figura 30: Gráfico τ/σ_n x Δh solo-aço.

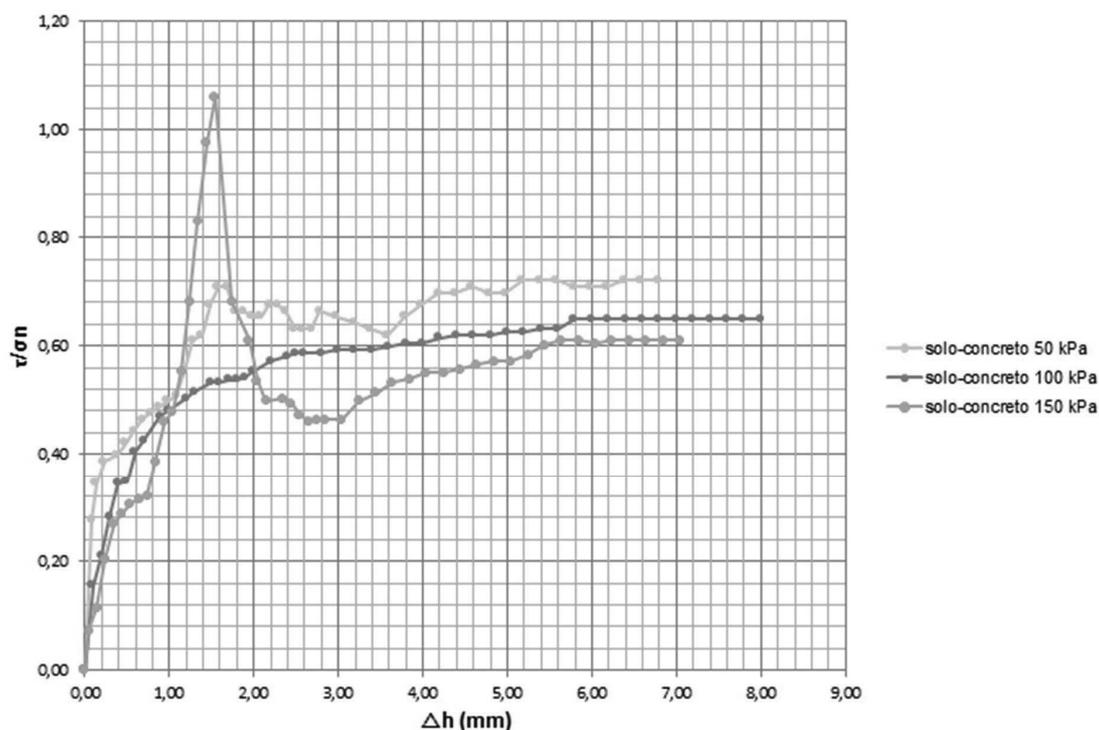


Figura 31: Gráfico $\tau/\sigma_n \times \Delta h$ solo-concreto.

Desta forma, a maioria dos ensaios foi executada até um momento em que se tinha aproximadamente o valor de 6 mm de deslocamento horizontal, porém foi observado que no ensaio solo-solo 100 kPa (Figura 22) a ruptura ocorreu muito antes do estimado, com deslocamento de aproximadamente 3,5 mm. Por isso, este ensaio foi finalizado antes do valor previsto para ruptura.

As tensões cisalhantes de ruptura foram tomadas na região das curvas $\tau \times \Delta h$ em que os valores de resistência se estabilizaram. Para tais tensões, a tensão normal corrigida em função da área deslocada era identificada de modo a se ter o par ordenado $(\sigma; \tau)$ a ser representado nos diagramas $(\tau \times \sigma)$.

Como pode se observar nas Figuras 32, 33 e 34, em que são mostradas as curvas $\tau \times \Delta h$ dos três materiais para um mesmo carregamento normal aplicado, a interface solo-concreto foi a que obteve o maior valor de resistência ao cisalhamento para as três tensões normais utilizadas, seguida pela interação solo-aço e por último a solo-solo.

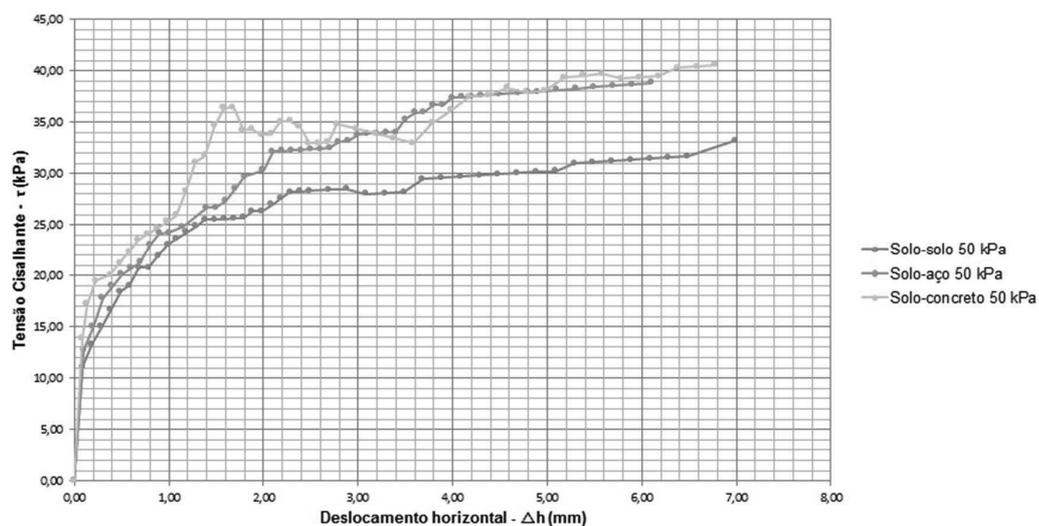


Figura 32: Curva $\tau \times \Delta h$ para os três materiais sob a ação da tensão normal de 50 kPa

Para o carregamento normal de 50 kPa a tensão cisalhante máxima para a interação solo-concreto foi de 40,58 kPa, seguida da interação solo-aço com 39,52 kPa e por último a solo-solo com 33,22 kPa.

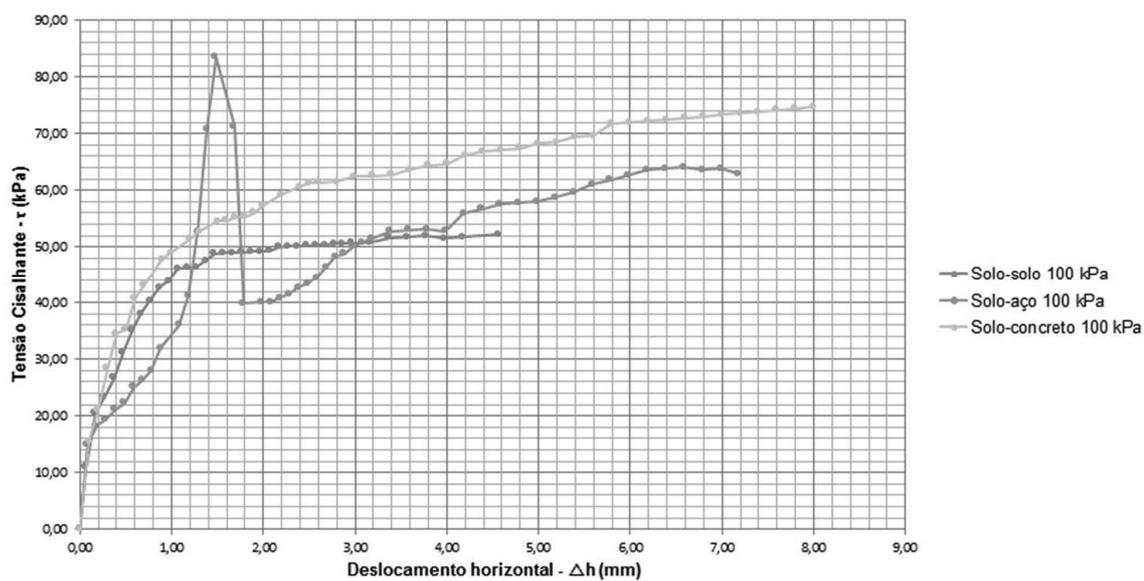


Figura 33: Curva $\tau \times \Delta h$ para os três materiais sob a ação da tensão normal de 100 kPa.

Para o carregamento normal de 100 kPa a tensão cisalhante máxima para a interação solo-concreto foi de 74,76 kPa, seguida da interação solo-aço com 64,07 kPa e por último a solo-solo com 52,16 kPa.

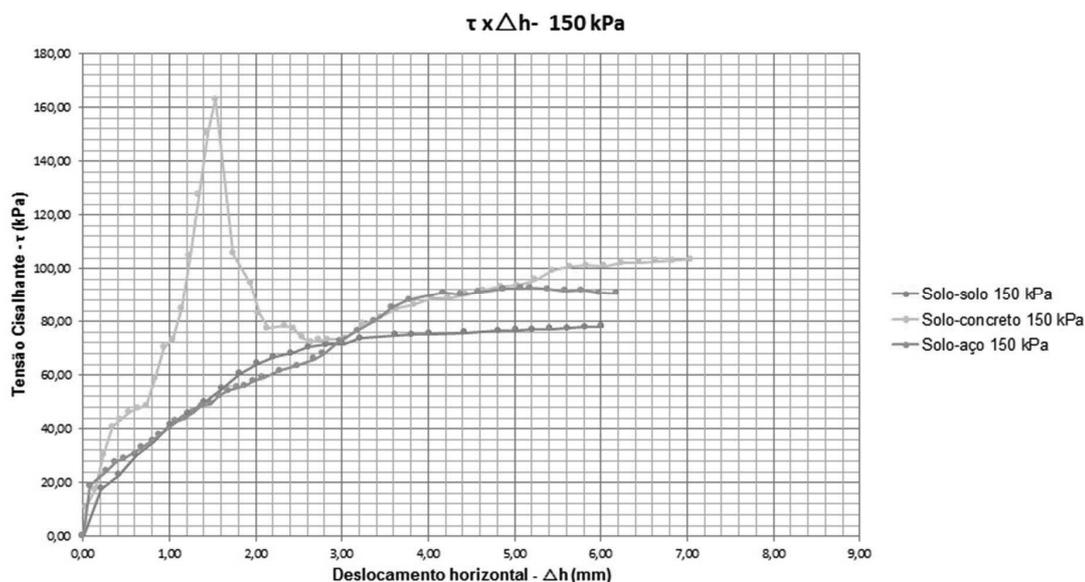


Figura 34: Curva $\tau \times \Delta h$ para os três materiais sob a ação da tensão normal de 150 kPa.

Para o carregamento normal de 150 kPa a tensão cisalhante máxima para a interação solo-concreto foi de 103,53 kPa, seguida da interação solo-aço com 92,58 kPa e por último a solo-solo com 78,18 kPa.

Na Figura 32 verificou-se que a resistência ao cisalhamento para a interface solo-aço foi da mesma ordem de grandeza daquela obtida para a interação solo concreto (39,52 e 40,58 kPa, respectivamente) para tensão normal de 50 kPa. Já a Figura 34 mostra que, apesar de obter um valor diferente de resistência ao cisalhamento para uma tensão normal de 150 kPa, durante o desenvolvimento inicial das tensões cisalhantes, com deslocamento horizontal até 3,0 mm, estas tensões foram muito próximas para a interação solo-aço e solo-solo.

Vale ressaltar que a superfície de concreto utilizada foi lisa. Sendo que os poros, constatados visualmente nesta superfície, podem ter contribuído para a resistência ao cisalhamento superior desta interação em relação às demais. Espera-se que a resistência obtida para uma interface solo-concreto com superfície rugosa

seja inferior à obtida neste trabalho, no entanto, essa é uma questão que precisa ser verificada experimentalmente.

Para uma análise mais efetiva dos comportamentos relatados acima, necessita-se a verificação da rugosidade dos materiais estruturais empregados. Esse estudo não pôde ser realizado, recomendando-se então a sequência deste trabalho a partir do conhecimento da rugosidade.

A determinação da rugosidade no aço e concreto se faz necessária também para, possivelmente, explicar o fato da adesão na interação solo-aço ter sido superior ao obtido para a interface solo-concreto.

A Tabela 23 reúne os resultados obtidos de parâmetros de resistência para cada uma das interações solo-estrutura e mostra a razão entre estes parâmetros e os internos do solo obtidos neste trabalho. Os valores para a relação solo-solo são: c' : 7,57 kPa e ϕ' : 22,83°.

Tabela 23: Resumo dos parâmetros de resistência encontrados para a interação solo-estrutura e a razão entre estes e os parâmetros internos do solo obtidos.

Interação	δ'	δ'/ϕ'	a' (kPa)	a'/c'
Solo-aço	23,38°	1,02	14,66	1,94
Solo- concreto liso	29,02°	1,27	9,80	1,29

Notas:

- (1) δ' - ângulo de atrito da interação solo-estrutura;
- (2) ϕ' - ângulo de atrito interno do solo;
- (3) a' - adesão solo-estrutura;
- (4) c' - intercepto de coesão interno do solo.

A Tabela 24 apresenta os valores de adesão e ângulo de atrito para a interação solo-estrutura obtidos através das propostas elaboradas por outros autores apresentadas anteriormente, empregando os valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito interno do solo obtidos neste trabalho.

Tabela 24: Parâmetros de resistência da interação solo-estrutura a partir dos parâmetros internos do solo obtidos neste trabalho.

Sugestão	δ' (°)	δ' obtido segundo a proposta (°)	a' (kPa)	a' obtida segundo a proposta (kPa)
Broms (1966) – estaca metálica	20	20	-	-
Broms (1966) – estaca pré-moldada de concreto	$\frac{3}{4}\phi'$	17,12	-	-
Terzaghi (1943)	$\frac{1}{3}\phi'$ a $\frac{2}{3}\phi'$	7,61 a 15,22	-	-
Barros (2011)	ϕ' ou $\tan^{-1}(0,75 \tan \phi')$	22,83 ou 17,52	$\frac{1}{3}c'$ a $\frac{3}{4}c'$	2,52 a 5,68
Bowles (1968)	$\frac{2}{3}\phi'$	15,22	$\frac{1}{2}c'$	3,79

Comparando os resultados da Tabela 23 com os apresentados pela Tabela 24, notou-se que, tanto para a interação solo-concreto quanto para a interação solo-aço, as propostas mostraram-se conservadoras, uma vez que reduzem a resistência ao cisalhamento por resultarem em valores inferiores de adesão e ângulo de atrito para estas relações.

5 CONCLUSÃO

O solo ensaiado era constituído por uma fração de argila (79,31%), seguida do silte (11,75%) e areia fina (6,61%). Os limites de liquidez e de plasticidade foram, respectivamente, 61% e 51%. O índice de plasticidade, portanto, foi de 10%. O peso específico dos grãos foi de 3,08 gf/cm³. A umidade ótima e o peso específico seco máximo foram respectivamente de 30,88% e 1,478 gf/cm³.

A análise visual da amostra indicou que o solo em estudo apresenta Ferro em sua composição. Nesse sentido, ensaios específicos poderão confirmar com mais clareza a porcentagem desse elemento na referida amostra. O conhecimento do teor de Ferro mostra-se ser importante já que a densidade dos grãos é afetada pela sua composição.

Para a garantia da eficiência do ensaio de cisalhamento direto, por meio da aplicação correta e constante da velocidade necessária, a adaptação da prensa de cisalhamento para um sistema automatizado composto por um motor de passo, um gerador de frequência e uma fonte, mostrou-se eficiente. Onde por meio de uma relação estabelecida entre a velocidade calculada e a frequência alimentada no gerador, garantiu-se a realização do ensaio em condições drenadas.

O ensaio de cisalhamento direto forneceu os parâmetros de ângulo de atrito interno do solo (ϕ') e intercepto de coesão (c'), respectivamente, iguais a 22,83° e 7,57 kPa. Para a interação solo-aço os valores de ângulo de atrito (δ') e adesão (a') foram, respectivamente, 23,38° e 14,66 kPa. Para interação solo-concreto obteve-se $\delta' = 29,02^\circ$ e $a' = 9,80$ kPa.

A análise dos gráficos ($\Delta v \times \Delta h$) e ($\tau \times \Delta h$) demonstrou que a presença de raízes nas amostras de solo pode causar, para a primeira relação, um retardo no deslocamento vertical e para a segunda, um pico de resistência não condizente com a realidade. Porém, para verificação desta hipótese é necessária a realização de vários ensaios com amostras de solo em que se ateste a presença destas raízes.

Pelos resultados obtidos, tem-se que o concreto e o aço possuem, na condição drenada, um melhor desempenho, no quesito de resistência ao cisalhamento, em relação a interação solo-solo. Os valores fornecidos da razão δ'/ϕ' foram de 1,02 para a relação com o aço e de 1,27 para o concreto. Quanto à relação a'/c' , os valores obtidos foram de 1,94 para o aço e de 1,29 para o concreto.

Para todos os carregamentos normais aplicados, a interação solo-concreto apresentou valores resistência ao cisalhamento superiores em relação às demais interações. Tal comportamento pode ser devido à presença de poros na superfície dos corpos de prova de concreto.

As propostas definidas por diversos autores estão a favor da segurança, em relação ao solo objeto de estudo, uma vez que todas apresentam uma minoração dos parâmetros de resistência para a relação solo-estrutura, fazendo com que a resistência ao cisalhamento desta interação seja subestimada.

A composição do solo e a rugosidade da superfície da fundação podem favorecer ou não a resistência ao cisalhamento solo-estrutura, por causarem um maior ou menor entrosamento das mesmas, modificando os seus mecanismos de ruptura. Sendo assim, um conhecimento mais aprofundado sobre a superfície dos materiais, pode trazer análises mais completas a respeito dos resultados deste trabalho.

Os parâmetros de resistência obtidos neste trabalho referem-se à condição drenada, sendo aplicado ao solo da região Oeste do Paraná. Desse modo, sugere-se a utilização desses parâmetros somente para as condições descritas. Não sendo recomendadas comparações com estudos realizados para realidades diferentes da abordagem deste trabalho.

6 PROPOSTAS PARA FUTURAS PESQUISAS

Os tópicos, a seguir, são sugeridos como forma de ampliação do estudo do presente trabalho:

- Verificar como o teor de umidade do solo e o acabamento da superfície da fundação interferem nos valores obtidos de parâmetros de resistência;
- Verificar a influência da variação da velocidade na resistência ao cisalhamento drenado fixando-se o carregamento normal.
- Estudar o efeito do adensamento secundário na resistência ao cisalhamento solo-estrutura.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 6122**: Projeto execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6508**: Grãos que passam pela peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6459**: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1984.

ALONSO, Urbano Rodriguez; GOLOMBEK, Sigmundo. **Tubulões e Caixões**. In: HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José Luiz; FROTA, Régis G. Q.; CARVALHO, Celso S.; NIYAMA; Sussumo (Editores). **FUNDAÇÕES: Teoria e Prática**. 2ª edição. São Paulo: PINI, 1998. 400 - 409.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Estacas pré-moldadas**. In: HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José Luiz; FROTA, Régis G. Q.; CARVALHO, Celso S.; NIYAMA; Sussumo (Editores). **FUNDAÇÕES: Teoria e Prática**. 2ª edição. São Paulo: PINI, 1998. 373 – 400.

AMERICAN SOCIETY FOR TEST AND MATERIALS. **ASTM D3080**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Pensilvânia, 2003.

ANTUNES, William Roberto; TAROZZO, Hélio. **Estacas tipo hélice Contínua**. In: HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José Luiz; FROTA, Régis G. Q.; CARVALHO, Celso S.; NIYAMA; Sussumo (Editores). **FUNDAÇÕES: Teoria e Prática**. 2ª edição. São Paulo: PINI, 1998. 345 - 348.

BARROS, P. L. de A. **Obras de contenção – Manual Técnico**. Jundiaí, SP: Maccaferri, 2011. Disponível em: < <http://www.maccaferri.com/br/download/tm-br-manual-obras-de-contencao-pt-oct08-2/> >. Acesso em: 29 de abril de 2016.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 2**. 6ª edição. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações, Volume 1**. 6ª edição. Rio de Janeiro: LTC, 2012.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Projeto Geotécnico: Fundações por estacas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. Capítulo 1.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6ª edição. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

FERREIRA, Silvio Romero de Melo et al. Avaliação do ângulo de atrito solo-muro e da rugosidade da superfície de contato. **Ciência & Engenharia**, Uberlândia, V. 22, N. 2, p. 11 – 19, Jul. – Dez. 2013. Disponível em: < <http://www.seer.ufu.br/index.php/cieng/article/view/23750/13829> >. Acesso em: 29 de abril de 2016.

GERDAU. **Manual de aços**. Edição atualizada. 2003. Disponível em: < http://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariamecanica/maprotec/catalogo_acos_gerdau.pdf >. Acesso em: 29 de julho de 2016.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing, Volume 2: Permeability, Shear Strength and compressibility test**. 2ª edição. Nova Iorque: John Wiley and Sons, 1994. Capítulo 12.

SCHLICHTING, Marcus Vinícius. **Cisalhamento.exe**. Toledo, 11 de outubro de 2016. 1 Arquivo (17 KB). Microsoft Excel 2010.

PINTO, Carlos Souza. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POTYONDY, J.G. Skin friction between various soils and construction materials. **Geotechnique Journal**. v. 11, n. 4, p. 339–355, 1961. Disponível em: < <http://anothersample.net/skin-friction-between-various-soils-and-construction-materials> >. Acesso em: 21 mar. 2016.

SEGA, Karla Rafaela. Determinação do ângulo de atrito e adesão entre solo e materiais de construção. In CONGRESSO INTERNO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA – UNICAMP, 19, 2011, Campinas – SP. **Painéis**. Disponível em: < <http://www.prp.rei.unicamp.br/pibic/congressos/xixcongresso/paineis/084428.pdf> >. Acesso em: 19 de abril de 2016.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B.; MESRI Gholamreza. **SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE**. 3. ed. New York: John Wiley and sons, 1996. Capítulo 9.

TOMLINSON, M. J. **Pile design and construction practice**. 4ª Edição. Londres: E & F.N SPON, 1994. 99 – 147.

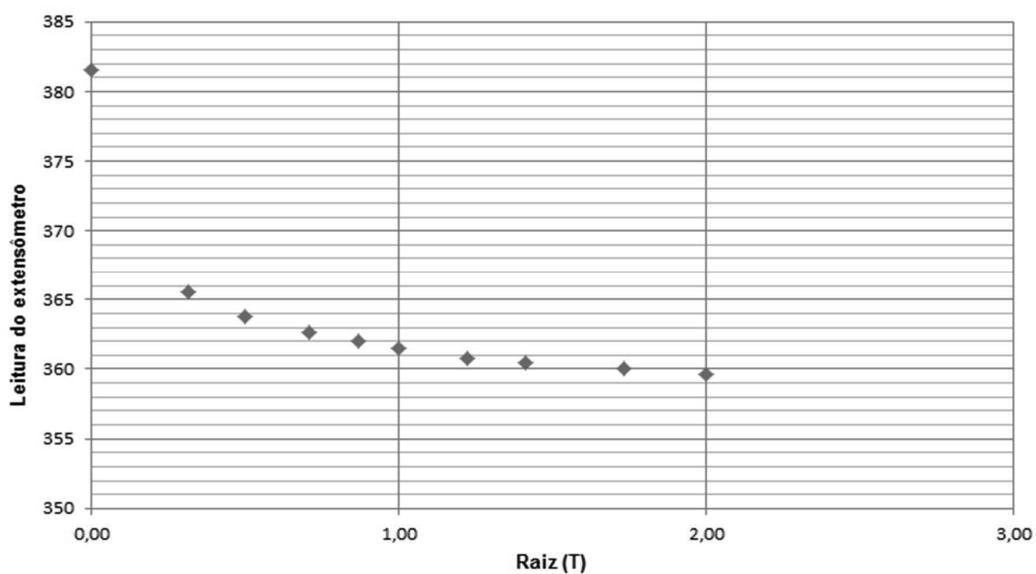
VELEZ, Juan D. Giraldo. **Experimental Study of Hollow Fibre Reinforced Polymer Piles in soft clay**. 2013. 156 f. Master's thesis of applied Science in Civil Engineering. Ottawa-Carleton Institute of Civil and Environmental Engineering. Ottawa, 2013.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações, Volume 2: Fundações Profundas**. Nova edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

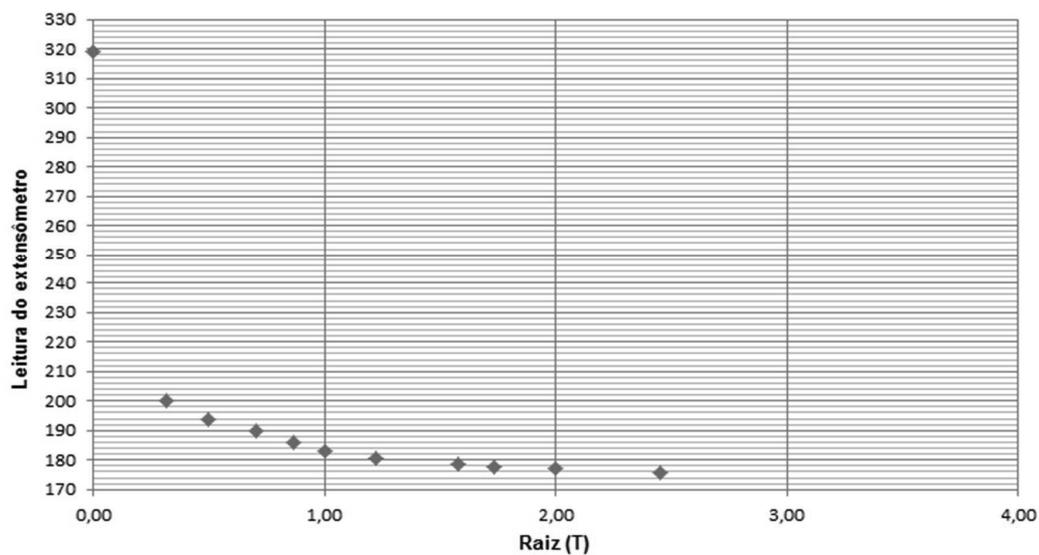
8 APÊNDICE A

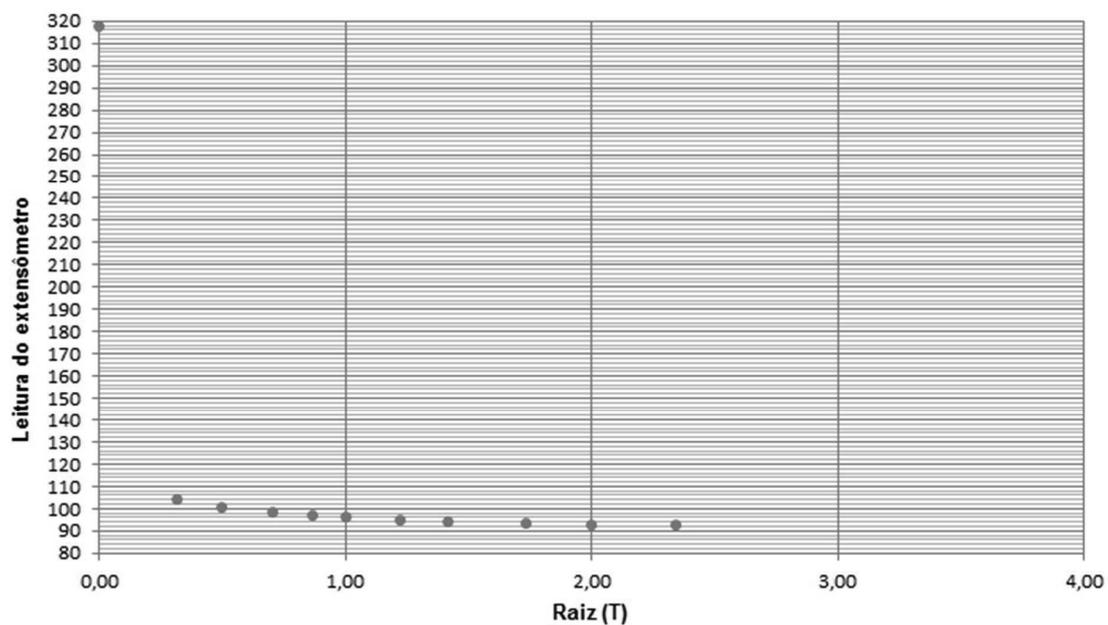
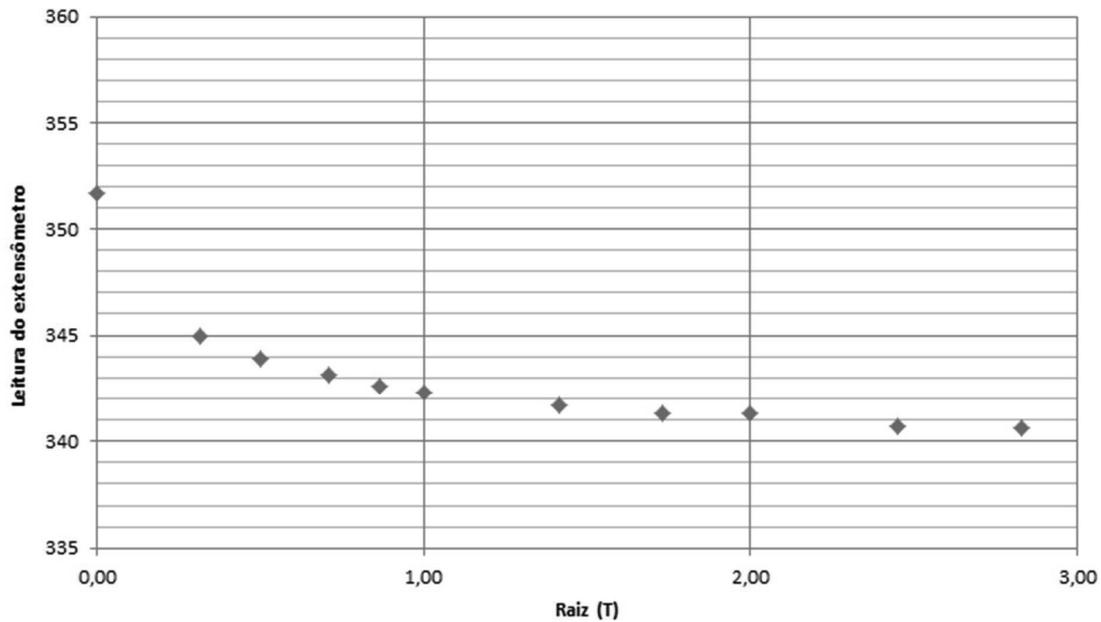
CURVAS DE ADENSAMENTO PARA AS AMOSTRAS DE SOLO DE CADA
INTERAÇÃO NO CISLHAMENTO DIRETO

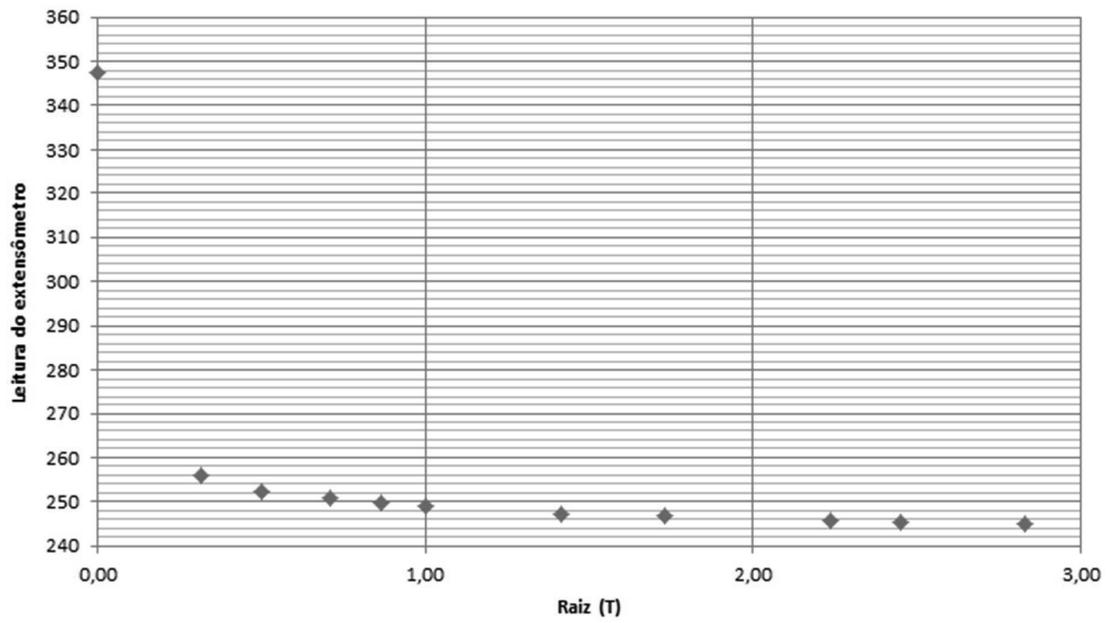
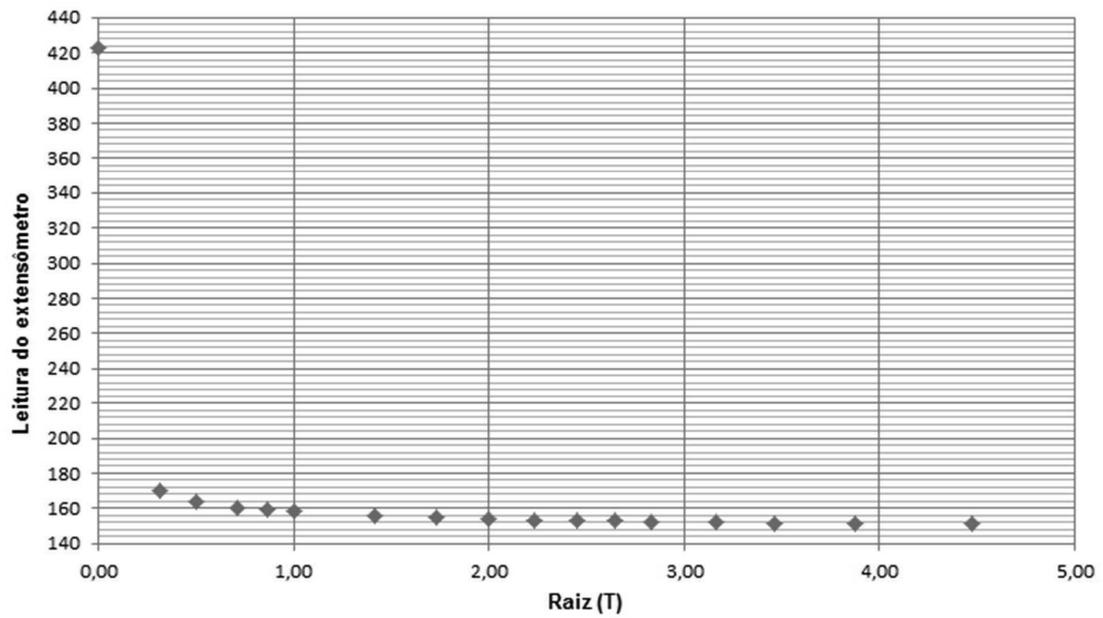
Curva de Adensamento - solo/solo 1

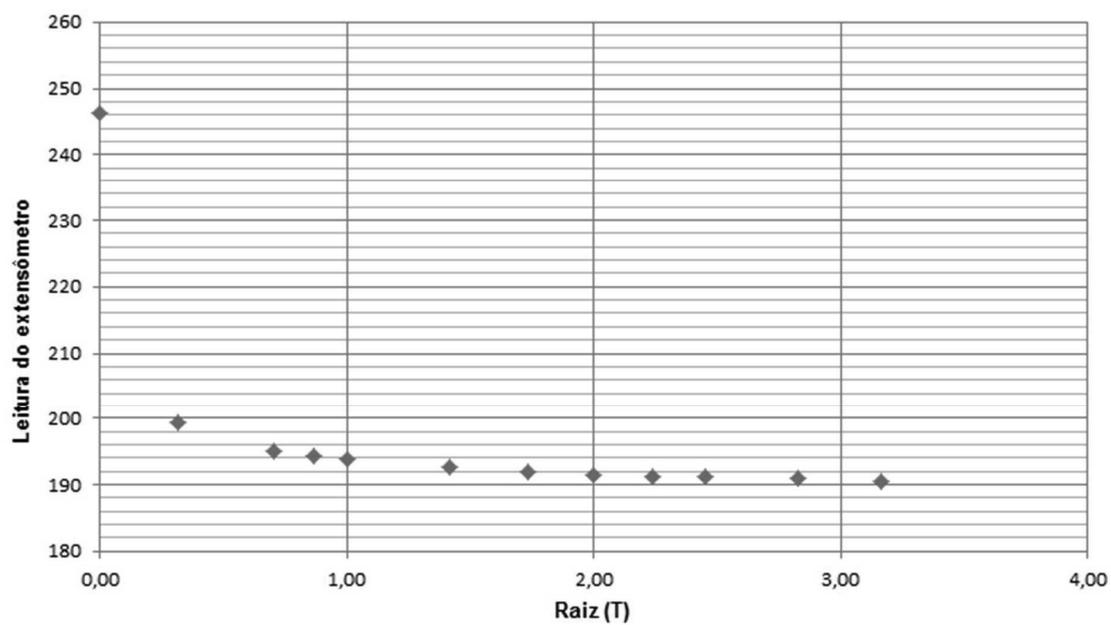
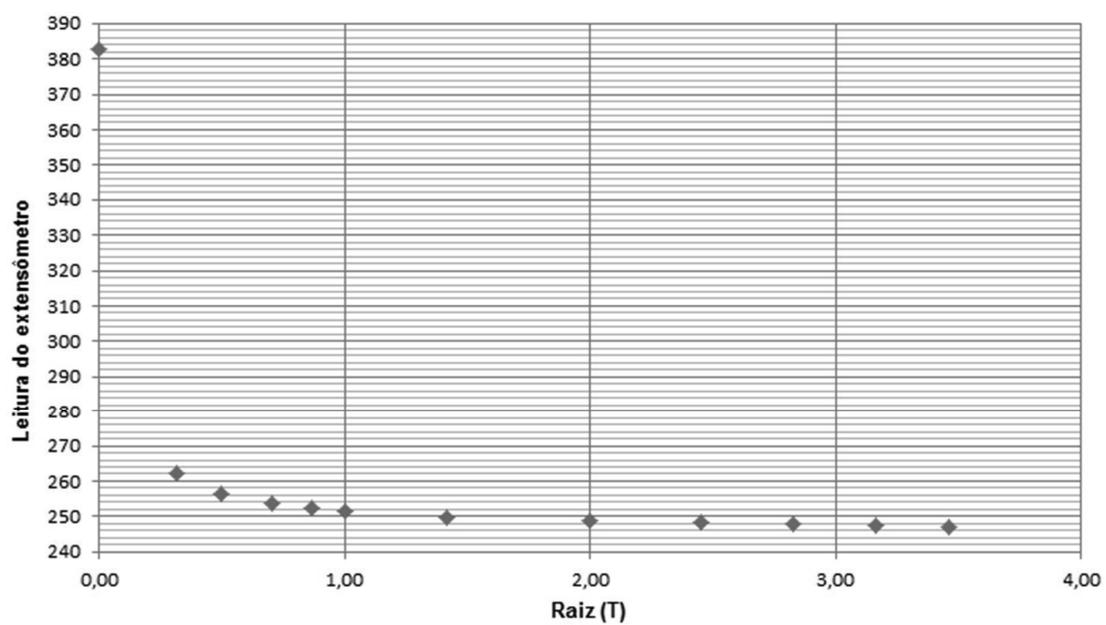


Curva de Adensamento - solo/solo 2



Curva de Adensamento - solo/solo 3**Curva de Adensamento - solo/aço 1**

Curva de Adensamento - solo/aço 2**Curva de Adensamento - solo/aço 3**

Curva de Adensamento - solo/concreto 1**Curva de Adensamento - solo/concreto 2**

Curva de Adensamento - solo/concreto 3

