

CENTRO UNIVERSITÁRIO FUNDAÇÃO ASSIS GURGACZ

CLAUDINO SCHMITT NETO

**UTILIZAÇÃO DO PENETRÔMETRO DINÂMICO PARA ESTIMATIVA DA
TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO DE CASCAVEL-PR, EM FUNÇÃO DO TEOR
DE UMIDADE**

**CASCAVEL - PR
2017**

CENTRO UNIVERSITÁRIO FUNDAÇÃO ASSIS GURGACZ

CLAUDINO SCHMITT NETO

**UTILIZAÇÃO DO PENETRÔMETRO DINÂMICO PARA ESTIMATIVA DA
TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO DE CASCAVEL-PR, EM FUNÇÃO DO TEOR
DE UMIDADE**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, da Faculdade Assis Gurgacz - FAG, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Maycon André de Almeida

**CASCAVEL - PR
2017**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

CLAUDINO SCHMITT NETO

**UTILIZAÇÃO DO PENETRÔMETRO DINÂMICO PARA ESTIMATIVA DA
TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO DE CASCAVEL-PR, CONSIDERANDO A
VARIAÇÃO DA UMIDADE**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário FAG, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Me. Maycon André de Almeida.

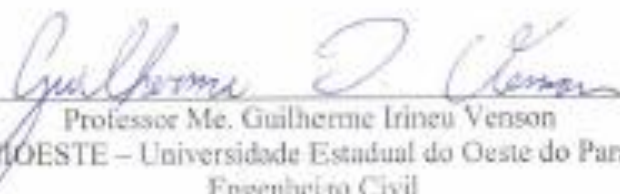
BANCA EXAMINADORA



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



Professor Esp. Lincoln Salgado
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil



Professor Me. Guilherme Irineu Venson
UNIOESTE – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Engenheiro Civil

Cascavel, 15 de dezembro de 2017.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, que sempre me apoiaram na realização dos meus sonhos

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus e aos meus pais, por serem os maiores responsáveis por esta conquista e me apoiarem para que tornasse esse sonho possível.

Ao orientador dessa pesquisa, Profº Me. Maycon A. Almeida, pela paciência, determinação e auxílio.

Aos amigos Mateus Galvan, Nicolas Baldin e Alana Scatolin que realizaram comigo os ensaios de campo desta pesquisa. Agradeço também à Lara Lima por me apoiar na realização desta pesquisa.

À equipe Solitec Fundações que realizou a preparação do campo experimental para realização dos ensaios, e também o empréstimo do aparelho da pesquisa.

RESUMO

A Geotécnica é a área da Engenharia Civil voltada para o estudo dos solos, onde se aplicam as teorias e conceitos fundamentais da geologia e mecânica de tais, propiciando ao engenheiro geotécnico controlar a capacidade das cargas a serem aplicadas nas fundações. A boa execução de uma fundação é totalmente dependente do reconhecimento dos solos, com ensaios específicos onde a mesma será assentada. Através dessas análises, o engenheiro responsável poderá definir qual tipo de fundação é mais adequada, levando em consideração segurança, desempenho e economia. O Cone de Penetração Dinâmica, equipamento utilizado na execução deste trabalho, é um dos métodos utilizados para estimar a tensão admissível do solo no dimensionamento de fundações. Este aparelho mede o índice de penetração através da queda do martelo pela haste que crava a ponta cônica no solo. O solo de Cascavel – PR é composto basicamente por argila com elevada porosidade, e edificações nesse tipo de solo estão sujeitas a recalques pelo adensamento da camada do solo. Com base nisso, o objetivo deste trabalho é estimar a tensão admissível do solo considerando a variação de umidade do mesmo no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEF) da Faculdade Assis Gurgacz (FAG) de Cascavel. Essa pesquisa foi realizada com o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) em diferentes pontos do solo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da FAG, sendo que os ensaios foram realizados com intervalo de dias para poder verificar as condições de umidade do solo. Foram retiradas amostras para testes laboratoriais de teor de umidade, que foram pesadas em seu estado natural e em seguida colocadas em uma estufa por 24 horas com temperatura entre 100°C e 105°C para calcular o peso seco. Os resultados obtidos mostraram que os valores de resistência de ponta dos ensaios variam de acordo com a umidade. Pôde-se, também, perceber nos ensaios do teor de umidade e de tensão prevista, que quanto mais úmido o solo, menor é sua tensão admissível. Os resultados dos ensaios foram comparados com o ensaio de prova de carga em placa e foi possível determinar uma correlação satisfatória entre ambos.

Palavras-Chave: Penetração dinâmica, Ensaio de Placa, Umidade.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ocorrência de solo laterítico no Brasil.....	17
Figura 2: Estrutura solo colapsível.....	18
Figura 3: Esquema do CPD.....	19
Figura 4: Exemplo de gráfico CPD.....	20
Figura 5: Curva Tensão-Recalque.....	22
Figura 6: Ensaios em Placa.....	23
Figura 7: Localização do Campo Experimental de Engenharia FAG.....	26
Figura 8: Curvas Granulométricas realizadas por Zen.....	27
Figura 9: Classificação do solo com a utilização de defloculante.....	28
Figura 10: Classificação do solo sem a utilização de defloculante.....	29
Figura 11: Disposição das cavas.....	30
Figura 12: Representação dos ensaios nas cavas.....	30
Figura 13: Penetrômetro Dinâmico.....	31
Figura 14: Realização de Ensaios (Foto Ilustrativa de Realização de Ensaio).....	32
Figura 15: Distância de deslocamento da penetração.....	33
Figura 16: Resultados dos ensaios de cone realizados nas cavas.....	34
Figura 17: Relação de Tensão de Ponta x Teor de Umidade.....	36
Figura 18: Fator de correção x Teor de Umidade.....	38
Figura 19: Fator de correção x Teor de Umidade.....	39

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Tensões admissíveis para o solo do CEEF no estado natural.....	24
Tabela 2: Resultados por Vieira (2015).....	25
Tabela 3: Índices Físicos da Primeira Camada da CEEF	27
Tabela 4: Resultados dos ensaios de índice de penetração e teor de umidade	34
Tabela 5: Resultados dos valores de tensão de ponta.....	35
Tabela 6: Resultados de Prova de Carga	37
Tabela 7: Fator de correção dos ensaios	37
Tabela 8: Tensões de Campo Prevista Através das Correlações	38
Tabela 9: Tensões de Campo Prevista Através das Correlações	40

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CEEF – Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz, no Campo Experimental de Engenharia

CPD – Cone de Penetração Dinâmica

NBR – Norma Brasileira

SPT – (*Standart Penetration Test*) Sondagem Simples de Reconhecimento

SUMÁRIO

1 CAPÍTULO 1	12
1 INTRODUÇÃO	12
1.2 OBJETIVOS	13
1.2.1 Objetivo Geral	13
1.2.2 Objetivos Específicos	13
1.3 JUSTIFICATIVA	14
1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	14
1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	15
2 CAPÍTULO 2	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1 FORMAÇÃO E TIPOS DE SOLOS	16
2.1.1 Solos Lateríticos	16
2.1.2 Solos Colapsíveis	17
2.1.3 Solos Argilosos	18
2.3 CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD)	18
2.3.1 Resistência à Penetração do Cone de Penetração Dinâmica	21
2.4 PROVA DE CARGA DIRETA	21
2.5 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE	23
2.6 PESQUISAS JÁ REALIZADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL FAG	24
2.6.1 Provas de carga em placa no estado natural (Radoll, 2014)	24
2.6.2 Provas de carga em placa no estado pré-inundado (Vieira, 2015)	24
3 CAPÍTULO 3	26
3 METODOLOGIA	26
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DA PESQUISA	26
3.2 CARACTERIZAÇÕES DO SOLO LOCAL	26
3.3 REALIZAÇÃO DE ENSAIOS CPD	29
4 CAPÍTULO 4	34
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	34
4.1 Ensaio CPD	34
4.1.2 Cálculo de Resistência à Penetração do Cone de Penetração Dinâmica	35
4.2.2 Relação de Resistência de Ponta x Teor de Umidade	35

4.2 Comparação com Prova de Carga	36
4. 3 Determinação de correlação entre CPD e provas de carga.....	40
5 CAPÍTULO 5	42
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	42
6 CAPÍTULO 6	43
6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	43
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	44

1 CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

Na engenharia civil a geotecnia é a área onde se aplicam os conceitos e teorias fundamentais da geologia e da mecânica dos solos a problemas práticos cotidianos, que vão desde a identificação e a caracterização dos maciços, até o entendimento da interação solo-estrutura de fundações, entre outros. A prática de uma boa obra está totalmente relacionada a execução de uma fundação bem executada. Com o uso desta tecnologia o engenheiro geotécnico controla a capacidade das cargas que serão aplicadas nas fundações, segundo Filho (1997).

As fundações são elementos estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia (Azeredo, 1998). Antes de definir o tipo de fundação a ser utilizada na obra, é necessário realizar o reconhecimento do solo com ensaios específicos onde será assentada a fundação. Com essas análises, o engenheiro responsável irá definir qual o tipo de fundação é mais adequado para o terreno em questão, levando em consideração segurança, desempenho e economia.

Existem diferentes tipos de fundações e são divididas, de acordo com a profundidade da camada onde será assentada, em Fundações Diretas ou Superficiais que são as assentadas nas camadas superficiais do solo, e Fundações Indiretas ou Profundas, por serem assentadas nas camadas mais profundas do solo.

As cargas das fundações diretas ou superficiais são transmitidas unicamente pela base, como exemplo as sapatas. E nas fundações indiretas ou profundas ocorre a transferência de carga para o atrito lateral ao longo do fuste, e em alguns casos considerando a sua base, como exemplo as estacas.

No dimensionamento de fundações existem diferentes métodos de se estimar a tensão admissível do solo, como por exemplo cone de penetração estática e cone de penetração dinâmica, que são equipamentos de rápida e fácil execução. O cone de penetração estática mede continuamente a reação do solo durante a penetração contínua de uma ponta cônica, medindo a resistência de ponta e atrito lateral, e o cone de penetração dinâmica mede o índice de penetração através da queda do martelo através da haste que crava a ponta cônica no solo.

Segundo Röhm (1984) a penetração de uma haste é uma técnica utilizada há muito tempo, com o objetivo de obter resistências de camadas do terreno analisado e correlações de parâmetros geotécnicos. O equipamento utilizado é composto por uma haste metálica munida de ponta, que é introduzida no terreno através de um processo dinâmico ou estático.

De acordo com Bondarik (1967) as propriedades do solo, analisadas por penetrômetro, são baseadas em que a resistência à penetração apresentada pelo solo é função de suas propriedades geotécnicas. Neste trabalho, foi utilizado o Cone de Penetração Dinâmico (CPD), estimando a tensão admissível do solo. Para executar este método, a penetração da haste-ponta é realizada a partir da queda livre de um peso sobre um jogo de hastes metálicas.

A cidade de Cascavel está situada na região Oeste do Paraná e, por estar em área de clima tropical, possui solo composto basicamente por argila com elevada porosidade. Segundo Cardoso et al. (2003), as edificações neste tipo de solo estão sujeitas a recalques pelo adensamento da camada do solo devido a colapsibilidade. Este tipo de solo, quando inundado, apresenta grande deformação e perda de resistência, apresentando em geral grande suscetibilidade ao aparecimento de rachaduras e trincas causadas por recalques.

Com base nisto, o presente trabalho objetiva-se em estimar a tensão admissível do solo, considerando a variação de umidade do mesmo, no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da FAG de Cascavel – PR.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Determinar uma correlação entre o cone de penetração dinâmica e a tensão admissível do solo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da FAG de Cascavel – PR, considerando variações de umidade.

1.2.2 Objetivos Específicos

Realizar ensaios com o Cone de Penetração Dinâmica (CPD), em diferentes dias e cavas, variando a umidade do solo no Campo Experimental de Engenharia da FAG (CEEF).

Desenvolver uma expressão que relacione a energia necessária para a cravação da haste metálica do CPD com a tensão admissível do solo, determinada através de provas de carga diretas em solo.

Verificar a aplicabilidade da equação verificada para o solo local.

1.3 JUSTIFICATIVA

Para realizar uma obra de boa qualidade e grande vida útil, deve ser realizada corretamente a sua infraestrutura para evitar patologias futuras das mesmas. De acordo com Aoki e Tsuha (2010), a variação das cargas atuantes e da resistência dos elementos isolados da fundação da obra afeta claramente a possibilidade de ocorrer a ruptura do elemento. De fato, o profissional deve analisar os resultados dos ensaios e complementar a análise da infraestrutura.

Alguns profissionais não dão grande atenção para o tipo de solo e utilizam parâmetros inadequados para o solo em si, colocando em perigo as estruturas e, futuramente, o bem-estar da população que viverá na edificação (PRIMIERI, 2015).

Segundo Brito (2010), existem, basicamente, três métodos para estimar a tensão admissível do solo para o desenvolvimento de projetos de fundação, são: provas de carga em placa; método teórico de Terzaghi; e sondagem à percussão SPT.

De acordo com a ABGE (1980), o penetrômetro dinâmico é um instrumento que tem a função de gerar índices através da cravação de uma haste através de golpes de um martelo com peso padronizado. O penetrômetro é uma ferramenta que pode ser utilizada para estimar a tensão admissível do solo, além de ser um equipamento de fácil e rápida utilização. Assim, é interessante ajustar os métodos para estimar o mais correto possível.

Este trabalho pôde contribuir para o estudo da correlação do CPD e prova de carga em placa, mostrando uma opção viável e confiável ao executor da obra de fundação, obtendo os dados de resistência do solo de um modo mais prático e econômico.

1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

Segundo Primieri (2015) é de extrema importância a elaboração de projetos geotécnicos em geral, e fundações, particularmente, exigem um conhecimento aprofundado dos solos, pois é necessário realizar a identificação das características da camada de solo, assim avaliando as suas propriedades de engenharia.

De acordo com Quaresma (2008), o ensaio *Standart Penetration Test* (SPT) é o mais executado no Brasil por obter a tensão admissível e coletar amostras de diferentes camadas do solo, que serão levadas para laboratório a fim de fazer diferentes tipos de ensaios. No entanto o SPT tem um custo relativamente alto, além de que a realização dos ensaios com esse aparelho

é mais demorada. Já o ensaio CPD é de rápido e fácil manuseio, que pode ser feito em poucos minutos, possibilitando maior número de ensaios e uma maior confiabilidade dos valores obtidos. É, também, um aparelho de baixo custo, o que torna seu uso mais viável.

Desta forma, é possível estabelecer uma correlação adequada entre os resultados de prova de carga direta e de ensaios com o CPD no solo superficial laterítico e colapsível do Campo Experimental de Engenharia da FAG?

1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa foi limitada à estimativa de tensão admissível do solo, onde foram realizados os ensaios na superfície do campo experimental da FAG. Os resultados obtidos com o CPD foram comparados com os resultados de pesquisas já realizadas por Radoll (2014) e Vieira (2015) da prova de carga em placa feita também no campo experimental da FAG, a fim de estabelecer uma correlação entre as tensões admissíveis obtidas entre os dois métodos, com base em um ensaio simples e de fácil manipulação.

2 CAPÍTULO 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FORMAÇÃO E TIPOS DE SOLOS

Segundo Pinto (2002), solo é um material que em seu estado natural, é composto por partes gasosas, líquidas e sólidas. Todos os solos são formados através do intemperismo, fenômeno que ocorre a partir de um conjunto de processos mecânicos, químicos e biológicos que ocasionam a desintegração e a decomposição das rochas, originando os solos.

No Brasil a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT/NBR 6502/95) - Terminologia - Rochas e Solos define como:

Bloco ($\phi > 1\text{m}$); Matação (ϕ 200mm e 1m); Pedregulho (ϕ 2,0 mm e 60 mm); Areia (ϕ 0,06mm e 2,0mm); Silte (ϕ 0,002 mm e 0,06 mm); Argila ($\phi < 0,002$ mm).

Os solos podem ser classificados em: orgânicos, residuais, transportados, lateríticos, e colapsíveis, de acordo as suas formações geológicas (MIGUEL e TEIXEIRA, 1999). Solo Orgânico: é formado pela mistura de organismos com sedimentos existentes, que apresenta baixa resistência e alto potencial de recalque; Solo Residual: É o solo que fica presente sobre a rocha de sua origem, apresentando uma grande variação nos tamanhos das partículas pela decomposição dos materiais; Solo Transportado: Caracterizado pelo solo residual que sofre a ação transportadora dos agentes geológicos: mar, rio, vento, gelo.

2.1.1 Solos Lateríticos

Os solos lateríticos são típicos da evolução de climas quentes e úmidos e são facilmente encontrados em regiões tropicais, como no Brasil, com 65% aproximadamente de seu solo com formação laterítica (MELFI, 1997). Este tipo de solo possui aspecto argiloso constituído por minerais cauliníticos e alta concentração de alumínio e ferro em forma de óxidos e hidróxidos, que dá cor avermelhada ao solo. A Figura 1 mostra a ocorrência de solo laterítico no Brasil.

Figura 1: Ocorrência de solo laterítico no Brasil



Fonte: Villibor et all (2000)

De acordo com Pinto (2006), os solos lateríticos na natureza se apresentam em estado não saturado e apresentam índice de vazios elevados, o que leva à sua pequena capacidade de carga e grandes possibilidades de recalque na estrutura alocada. Porém, quando este solo é compactado em seu estado natural ou seco, sua capacidade de carga é alta devido à redução de vazios do solo.

2.1.2 Solos Colapsíveis

São solos não saturados que apresentam uma considerável e rápida variação volumétrica quando está submetida ao aumento de umidade no solo sem que se varie a tensão aplicada no próprio solo (PINTO, 2002). A Figura 2 demonstra a estrutura de um solo colapsível antes da inundação (1) e depois da inundação (2).

Figura 2: Estrutura solo colapsível



Fonte: Jennings e Knight (1957) apud Vieira (2015)

Os solos colapsíveis aparecem em grandes áreas de vários estados brasileiros, e esse conhecimento acerca dos mecanismos de colapso, sua previsão e propostas são para reduzir os danos causados nas obras de engenharia (LOLLO, 2008).

A NBR 6122/10 Projeto e Execução de Fundações define que obras efetuadas nesse tipo de solo devem considerar no projeto e no método construtivo, a possibilidade de ocorrer o umedecimento do solo, assim ocorrendo grande redução dos espaços de vazios dos solos.

2.1.3 Solos Argilosos

Os solos argilosos são menos permeáveis por armazenarem água, também apresentam grande quantidade de óxidos de alumínio e de ferro, grãos microscópicos e cores vivas (CAPUTO, 2003). Segundo Pinto (2006), o comportamento dos solos argilosos não é determinado apenas pelo teor de argila ou umidade, mas também pela sua atividade. Quando se manuseia uma argila ela apresenta uma certa consistência, por isso, o estado em que se encontra é indicada pela resistência que ela apresenta.

2.3 CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD)

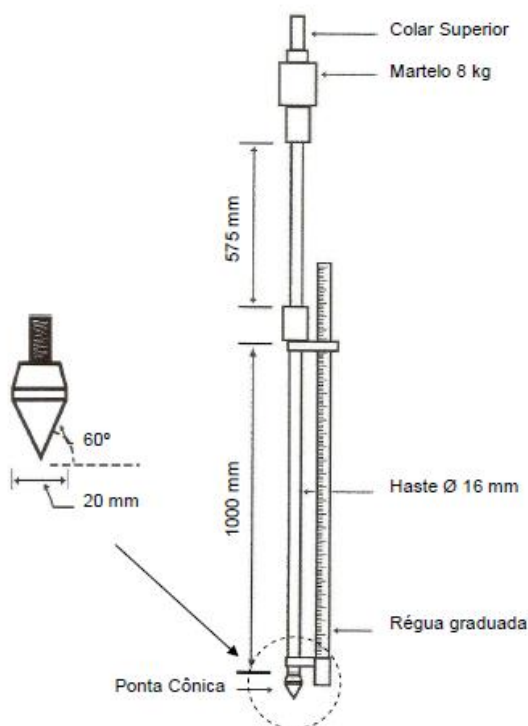
O Cone de Penetração Dinâmica (CPD), é um equipamento simples e versátil para estudos das propriedades mecânicas *in situ* de solos. Foi desenvolvido em 1956 na Austrália e posteriormente começou a ser utilizado no Sul da África para fazer avaliação da capacidade da carga em solos. Desde então, o CPD vem sendo utilizado em alta na África do Sul, no Reino Unido, nos Estados Unidos, na Austrália e em outros países (AMINI, 2003).

O CPD foi inicialmente empregado para realizar análises de subleitos por escala em 1962 na Austrália. Logo após algumas pesquisas, foram desenvolvidos o equipamento e o método de ensaio Trichês e Cardoso (1999).

Nos últimos anos no Brasil algumas organizações começaram a mostrar grande interesse no uso do CPD, por ser um equipamento de simples execução. Algumas organizações importantes têm feito o uso deste equipamento, como: DNIT (HEYN, 1986); Instituto de Tecnologia de Aeronáutica – ITA (VERTAMATTI & OLIVEIRA, 1997 E 1998); Universidade Federal de Campina Grande (SILVA JÚNIOR, 2005 & MELO FILHO, 2007).

O CPD é composto basicamente de uma haste de 20mm de diâmetro, contendo uma extremidade de ponta cônica de aço temperado de 30° ou 60° de ângulo de inclinação, o que torna o diâmetro maior que o da lança, assegurando que a resistência à penetração seja exercida apenas pelo cone. A execução é realizada puncionando a haste com o cone para dentro do solo, pelo impacto de um martelo corrediço, com queda livre de 8kg de massa guiado pela haste que cai de uma altura de 575mm. A penetração do cone em profundidade é medida por uma régua graduada que permanece apoiada à superfície e paralela à haste do equipamento. A Figura 3 apresenta as peças do equipamento CPD.

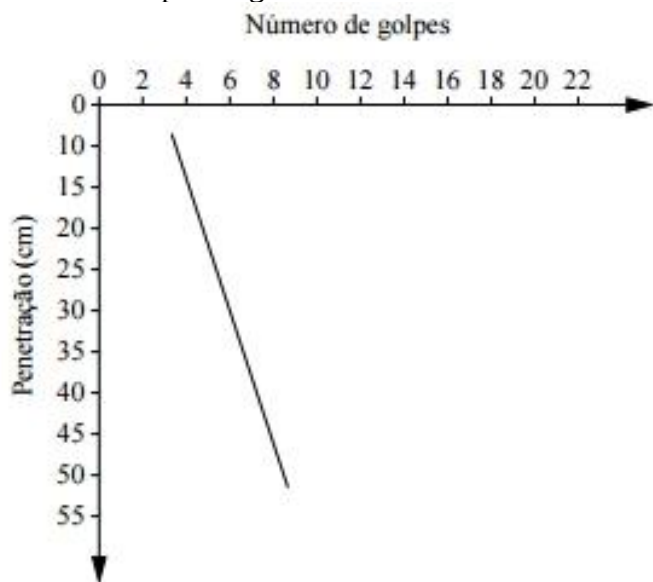
Figura 3: Esquema do CPD



Fonte: Benevides (2012)

Para operar o CPD são necessárias duas pessoas: Uma para segurar o equipamento e manusear o martelo para a queda livre e outra para realizar a leitura da penetração do solo que é marcada pela régua graduada e anotar no gráfico como mostra na Figura 4.

Figura 4: Exemplo de gráfico CPD



Fonte: Guedes (2008)

O primeiro golpe é desconsiderado por ser o momento da cravação do equipamento ao solo. A curva CPD obtida representa o número de golpes para se alcançar uma dada profundidade. Segundo Guedes (2008), o índice de penetração CPD é obtido pela Equação 1 da razão entre a profundidade e o número de golpes para alcançar a camada:

$$CPD = \frac{\text{Profundidade}}{N^{\circ} \text{ de Golpes}} \quad (1)$$

Onde:

CPD: Índice de penetração

Profundidade: É a profundidade atingida pelo número de golpes (mm)

Nº de Golpes: Número de golpes até a camada analisada.

Segundo Trichês e Cardoso (1998), dependendo do tipo de solo que constitui a camada ou as suas condições de umidade e densidade, a inclinação da curva muda: quando verticalizada,

indica matérias com menor capacidade de suporte, e quanto mais próxima da horizontal, maior será sua capacidade de suporte.

De acordo com Silva Júnior (2005), o CPD possui algumas limitações, entre elas a grande variação dos resultados no caso de grandes extensões com materiais granulares, e na utilização do CPD para agregados maiores que duas (02) polegadas.

2.3.1 Resistência à Penetração do Cone de Penetração Dinâmica

Tsuha (2003) propõe expressão para transformação dos parâmetros de números de golpes em valores de tensão. A sua resistência de ponta q_d é obtida por meio de considerações semelhantes às usadas nas fórmulas dinâmicas aplicadas às estacas escavadas, conforme a Equação 2.

$$q_d = \left[\frac{M}{M+M'} \right] \cdot \frac{M \cdot a \cdot H}{A \cdot e} \quad (2)$$

Onde:

q_d : tensão na base do cone (MPa)

M: massa do martelo (kg)

M': massa total das composições das hastes, cabeça de bater e hastes guia (kg)

a: aceleração da gravidade, adotada como 10 m/s²

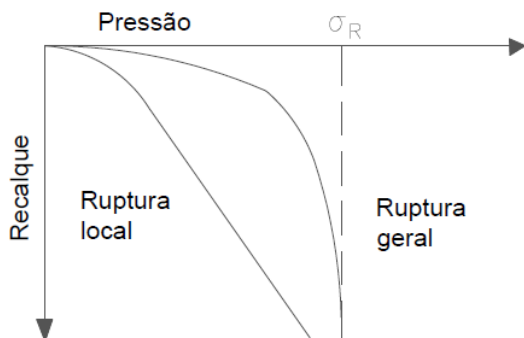
H: altura de queda do martelo (mm)

A: área da base do cone (mm²)

e: penetração média por golpe (mm)

2.4 PROVA DE CARGA DIRETA

De acordo com Caputo (2003), as características de compressibilidade do solo (tensão de ruptura e tensão admissível) podem ser obtidas através deste método de prova de carga em placa, que é feito por um carregamento progressivo no terreno, utilizando placas metálicas. Os dados obtidos são analisados em curvas de *Tensão-recalque*, conforme a Figura 5.

Figura 5: Curva Tensão-Recalque

Fonte: Caputo (2003)

Ainda de acordo com Caputo (2003), com os dados de provas de carga determina-se o coeficiente de recalque k de um solo, que é dada pela razão entre a pressão p e o recalque y , dado pela Equação 3.

$$k = \frac{p}{y} \quad (3)$$

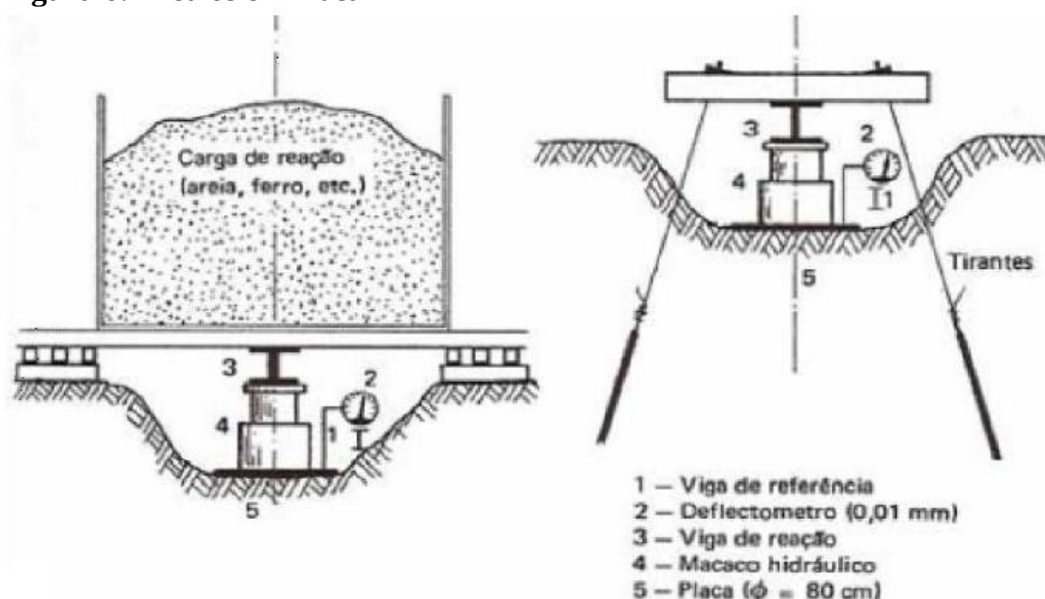
Onde:

k : coeficiente de recalque ($\text{kg/cm}^2/\text{cm}$)

p : pressão (kg/cm^2)

y : recalque produzido (cm)

A NBR 6489/84 Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação regulamenta este tipo de ensaio e possui os seguintes quesitos: as cargas aplicadas na placa, em estágios avançados, devem ser no máximo de 20% da taxa da tensão admissível provável do solo; os recalques devem ser anotados imediatamente após a aplicação de cargas e após intervalos de tempo dobrados. Este tipo de ensaio fornece dados de deslocamentos sofrido pelo solo devido a sua deformação pela aplicação de carga, resultando em curvas *tensão x recalque*, que são utilizadas para a determinação da tensão admissível e o recalque de fundações diretas. A Figura 6 mostra os dois tipos de ensaio de placas que podem ser executados: usando cargueira e usando tirantes.

Figura 6: Ensaio em Placa

Fonte: Alonso (1991)

2.5 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE

O teor de umidade ou de água do solo é definido como massa de água contida em uma amostra de solo pela razão da massa de solo seco, sendo dadas as unidades em gramas de água por gramas de solo, de acordo com a NBR 6457/86 Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização.

Conforme a norma citada de Amostras de Solo, o ensaio deve seguir o seguinte procedimento para o ensaio de determinação do teor de umidade: as amostras de solos são retiradas e devem ser embaladas para não perder a umidade, e em seguida levadas a laboratório. Deve-se remover manualmente conchas, raízes, gravetos e outros materiais que não sejam solo, também deve ser retirado grãos de solos mais grossos presentes nas amostras.

Em seguida deve-se colocar as amostras em cápsulas metálicas, pesar o conjunto com a resolução correspondente e anotar como M_1 , logo após levar as cápsulas à estufa para a secagem do solo em temperatura de 100°C a 105°C, até um intervalo de 16 a 24 horas.

Após a secagem, remover as cápsulas da estufa, pesar e anotar os pesos correspondente como M_2 . A determinação do teor de umidade se dá pela Equação 4 abaixo.

$$w = \frac{(M_1 - M_2)}{(M_2 - M_3)} \times 100 \quad (4)$$

Onde:

W: teor de umidade (%)

M₁: massa de solo úmido, mais a massa do recipiente em g

M₂: massa do solo seco, mais a massa do recipiente em g

M₃: massa do recipiente em g

2.6 PESQUISAS JÁ REALIZADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL FAG

2.6.1 Provas de carga em placa no estado natural (Radoll, 2014)

Radoll (2014) realizou ensaios de prova de carga em placa, no Campo Experimental de Engenharia (CEEF) da FAG em Cascavel/PR, em 03 (três) cavas com profundidade de 80 cm. O solo ensaiado foi classificado como um solo argiloso, laterítico e colapsível com elevada porosidade. A tensão admissível foi obtida mediante a aplicação de um fator de segurança igual a 2,0 em relação ao valor da tensão de ruptura, os resultados pelo autor são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1: Tensões admissíveis para o solo do CEEF no estado natural

Ensaio de Placa	Data	Estado do Solo	Umidade (%)	Tensão de Ruptura (KPa)	Tensão Admissível (kPa)
EP1	26/11/2014	Natural	39,89	55,22	27,61
EP2	27/11/2014	Natural	36,92	66,24	33,12
EP3	27/11/2014	Natural	37,46	50,21	25,10

Fonte: (Radoll, 2014)

Em sua pesquisa, Radoll (2014) concluiu que, para este caso, a estimativa da tensão admissível determinada pelo método semiempírico utilizando dados da sondagem SPT não satisfaz à tensão admissível encontrada na prova de carga. Através do método semiempírico, a tensão admissível do solo seria de 60 KPa, no entanto, com a prova de carga realizada por Radoll, encontrou-se uma tensão admissível média de aproximadamente 28,61 KPa.

2.6.2 Provas de carga em placa no estado pré-inundado (Vieira, 2015)

Vieira (2015) realizou provas de carga em placa também a uma profundidade de 80cm, no entanto, antes de cada ensaio foi feito o umedecimento de cada cava preliminarmente por um período de 24 horas, a fim de comprovar o efeito de colapsibilidade do solo local.

Para determinar a tensão admissível dividiu-se a tensão de ruptura pelo fator de segurança 2,0, que é utilizado em provas de carga. A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos pelo autor.

Tabela 2: Resultados por Vieira (2015)

Prova de carga	Estado do Solo	Umidade (%)	Tensão de Ruptura (KPa)	Tensão Admissível (kPa)
PC1	Saturado	55,16	46,35	23,17
PC2	Saturado	55,16	38,11	19,05
PC3	Saturado	55,16	36,84	18,42

Fonte: (Autor, 2016)

Verificou-se redução significativa na capacidade de carga deste solo, quando umedecido, comparado à sua condição não-saturada. Para as provas de carga 2 e 3 verificou-se redução da tensão admissível de 30,21% e 45,36%, respectivamente, ao comparar com o solo com umidade natural. Isso, segundo o autor, demonstra a influência da umidade na capacidade de carga do solo.

3 CAPÍTULO 3

3 METODOLOGIA

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DA PESQUISA

As pesquisas para estimar a tensão admissível do solo de Cascavel – PR foram realizadas nas delimitações do Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz, no Campo Experimental de Engenharia (CEEF) e nos Laboratórios do Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz, conforme Figura 7.

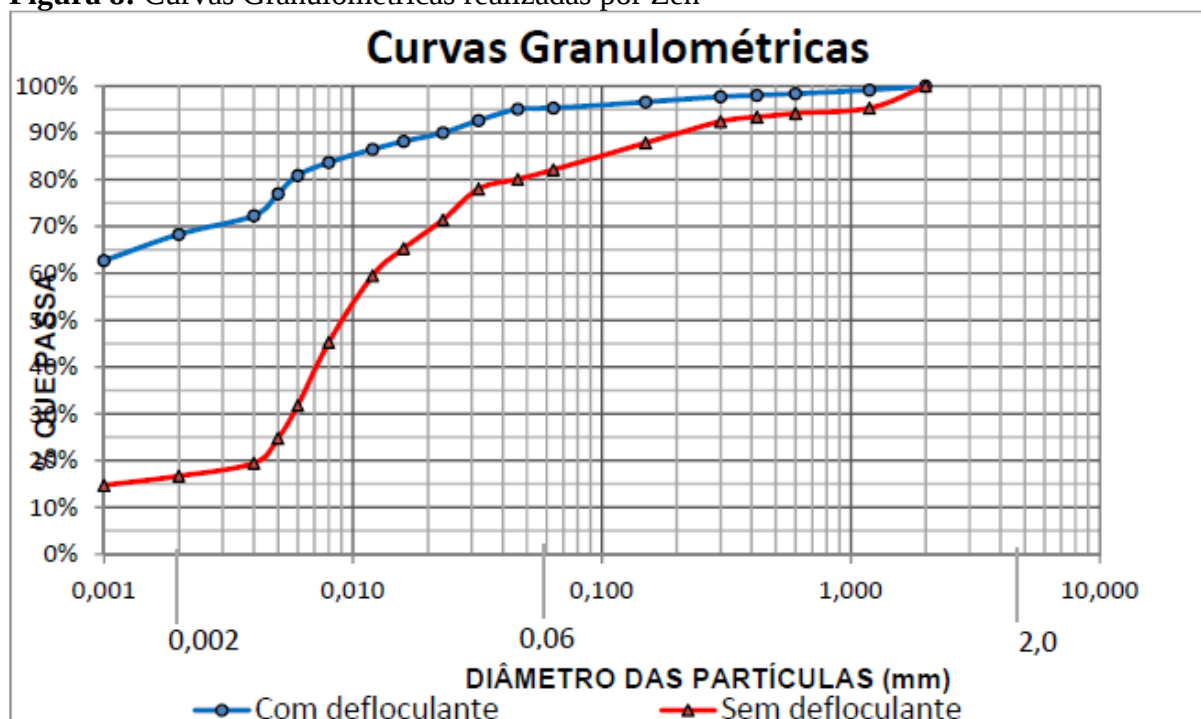
Figura 7: Localização do Campo Experimental de Engenharia FAG



Fonte: Autor (2016)

3.2 CARACTERIZAÇÕES DO SOLO LOCAL

O solo do Campo Experimental de Engenharia (CEEF) é definido como argila silto arenosa de acordo com a curva granulométrica Figura 8 e a NBR 7181/16 (ZEN, 2016).

Figura 8: Curvas Granulométricas realizadas por Zen

Fonte: Zen (2016)

A Tabela 3 apresenta os valores médios dos principais índices físicos determinados para a primeira camada de solo identificado do CEEF.

Tabela 3: Índices Físicos da Primeira Camada da CEEF

Valores médios	CAMADA 1 1 A 9 METROS
W (%)	39
LL (%)	53
LP (%)	38
IP (%)	15
Argila (%)	70,07
Silte (%)	25,26
Areia (%)	4,67
Massa Específica dos Sólidos (KN/m ³)	26,69
Consistência	Muito Mole a Média
Peso Específico Natural (KN/m ³)	16,68
Índice de vazios (e)	1,22

Fonte: Zen (2016)

Os valores médios obtidos nos resultados evidenciam que o solo da CEEF possui 70,07% de argila, o que caracteriza um solo que armazena muita água e possui pouca permeabilidade, sendo assim, um tipo de solo que quando apresenta elevado teor de umidade pode apresentar variações em sua capacidade de carga.

Com estes índices físicos e curva granulométrica, Zen (2016) classificou o solo de acordo com o sistema de classificação rodoviário T.B.R. e com o Sistema Unificado de Solos (SUCS). A Figura 9 apresenta a classificação do solo com a utilização de defloculante, e a Figura 10 apresenta sem a utilização de defloculante que é um dispersante químico para partículas de solo.

Figura 9: Classificação do solo com a utilização de defloculante

COM DEFLOCULANTE							
Prof.	ARGILA	SILTE	AREIA	PEDREGULHO	CLASSIFICAÇÃO	S.U.C.S.	T.B.R.
1	71,86%	25,47%	2,67%	0,00%	Argila silto arenosa	CL	A-7-6
2	64,59%	25,69%	9,73%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
3	62,04%	26,79%	11,17%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
4	72,55%	24,86%	2,58%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
5	74,98%	22,33%	2,68%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
6	71,53%	25,34%	3,13%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
7	73,29%	23,39%	3,33%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
8	69,63%	27,63%	2,74%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
9	70,18%	25,83%	3,99%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
10	65,34%	29,14%	5,51%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
11	64,80%	29,20%	6,00%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
12	50,44%	44,15%	5,41%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
13	45,61%	40,69%	13,70%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
14	62,39%	25,36%	12,24%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
15	50,22%	39,26%	10,52%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6

Fonte: Zen (2016)

Com as análises dos resultados, pode-se observar uma alta porcentagem de argila presente no solo, seguido de silte. De acordo com a curva granulométrica, a classificação do solo é argila silto arenosa.

Figura 10: Classificação do solo sem a utilização de defloculante

SEM DEFLOCULANTE							
Prof	ARGILA	SILTE	AREIA	PEDREGULHO	CLASSIFICAÇÃO	S.U.C.S.	T.B.R.
1	1,88%	68,65%	29,48%	0,00%	Silte areno argiloso	CL	A-7-6
2	26,67%	62,41%	10,91%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
3	36,69%	13,68%	49,64%	0,00%	Areia argilo siltosa	CH	A-7-6
4	22,62%	65,83%	11,55%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
5	17,92%	62,28%	19,80%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
6	22,60%	69,88%	7,52%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
7	36,84%	45,84%	17,32%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
8	2,66%	82,55%	14,79%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
9	0,95%	80,19%	18,86%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
10	1,01%	81,56%	17,43%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
11	14,84%	74,29%	10,87%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
12	4,55%	78,19%	17,25%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
13	23,17%	59,02%	17,81%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
14	18,56%	69,43%	12,00%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
15	29,62%	58,73%	11,64%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6

Fonte: Zen (2016)

Sem a ação do defloculante, pode-se observar uma redução acentuada na porcentagem de argila presente no solo, sendo a maior porcentagem o silte. O Solo foi classificado como silte arenoso argiloso.

3.3 REALIZAÇÃO DE ENSAIOS CPD

Para verificar as condições de variação da umidade do solo, cujas características são de solo colapsível e laterítico, os ensaios com o aparelho CPD desta pesquisa foram realizados em cavas em diferentes pontos do solo da CEEF da FAG em Cascavel-PR, como se observa na Figura 11.

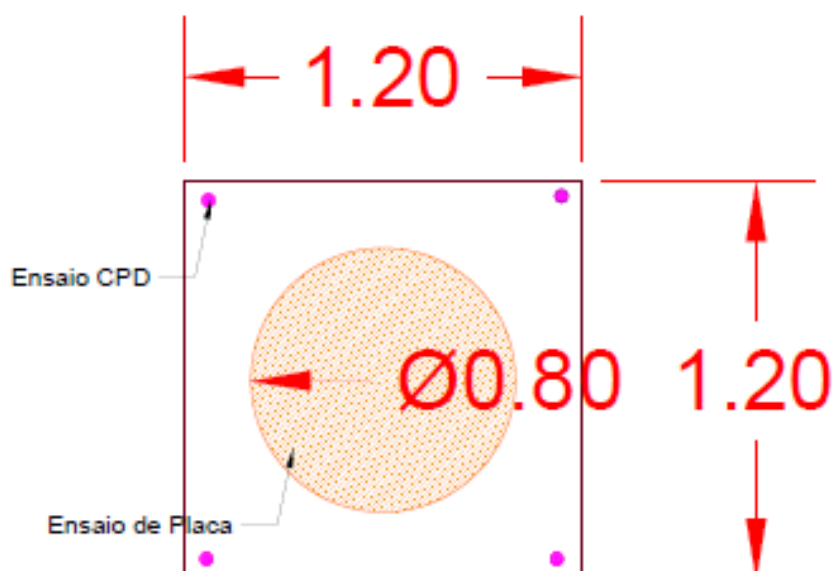
Figura 11: Disposição das cavas



Fonte: Autor (2016)

Cada uma das cavas possuía uma profundidade de 1 metro, e foram realizados, em média, 04 (quatro) furos do ensaio CPD por cava, sempre nos cantos, a Figura 12, mostra ilustradamente os pontos de ensaios nas cavas (Unidade do desenho em metros).

Figura 12: Representação dos ensaios nas cavas



Fonte: Autor (2017)

Os ensaios foram conduzidos entre outubro de 2016 e janeiro de 2017, com intervalos de dias para verificar as condições diferenciadas de umidade do solo. O equipamento de CPD utilizado é apresentado na Figura 13.

Figura 13: Penetrômetro Dinâmico



Fonte: Autor (2016)

O equipamento CPD utilizado era do tipo Penetrômetro Sul Africano tipo Cone de Penetração Dinâmica, com uma altura e peso de, aproximadamente, 2 metros e 12kg, contendo em sua extremidade uma ponta cônica com ângulo de 30° , com o martelo de 8 kg responsável pela cravação da haste no solo.

Para operar o CPD foram necessárias duas pessoas, uma para segurar o equipamento e outra para manusear o martelo e fazer anotações, a chapa era nivelada e apoiada no chão, de forma que a barra principal que recebe os golpes penetrasse no solo verticalmente. A Figura 14 ilustra a realização do ensaio com penetrômetro.

Figura 14: Realização de Ensaio (Foto Ilustrativa de Realização de Ensaio)



Fonte: (Autor, 2016)

A execução do ensaio foi composta pelas cinco (05) etapas seguintes:

1. Posicionar e nivelar o equipamento;
2. Executar o primeiro golpe com o martelo e desconsiderar o mesmo;
3. Marcar posição das hastes para posterior verificação da penetração;
4. Executar nove golpes seguidos;
5. Anotar deslocamento da penetração obtida.

O deslocamento da penetração era obtido através de uma fita métrica, pois o aparelho não tinha régua graduada anexada ao mesmo. Após o primeiro golpe, com o auxílio de um giz,

foi marcado o primeiro nível e após nove (09) golpes com o martelo foram medidas as distâncias entre o primeiro nível e a chapa guia, conforme mostra a Figura 15.

Figura 15: Distância de deslocamento da penetração



Fonte: (Autor, 2016)

O solo das cavas foi umedecido por 24 horas antes de verificar a variação da umidade, sendo que os ensaios foram realizados no período de um dia após a inundação. Para obter resultados específicos sobre o solo, foram feitas penetrações em diferentes pontos de cada cava e os valores da umidade em cada ponto foram anotados sempre no momento da realização dos ensaios. Após a realização dos ensaios com o penetrômetro, foram retiradas amostras do solo superficial para determinar o teor de umidade em laboratório. O procedimento de ensaio seguiu as recomendações da NBR 6457/86, que consistem em conduzir as amostras de solo para a balança para determinação da massa natural e em seguida determinação da massa seca, após secagem em estufa por 24 horas a uma temperatura entre 100°C e 105°C.

4 CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Ensaios CPD

Na Tabela 4 estão expressos os valores obtidos nos ensaios que foram realizados com o penetrômetro. A Relação (mm/golpe) foi feita quanto à quantidade de mm penetrado no solo pelo aparelho, cujo primeiro golpe em cada furo das cavas foi desconsiderado por ser utilizado somente para cravar o aparelho no solo. Foram considerados para o trabalho, os 9 (nove) golpes seguintes de cada furo das cavas, além do teor de umidade do solo.

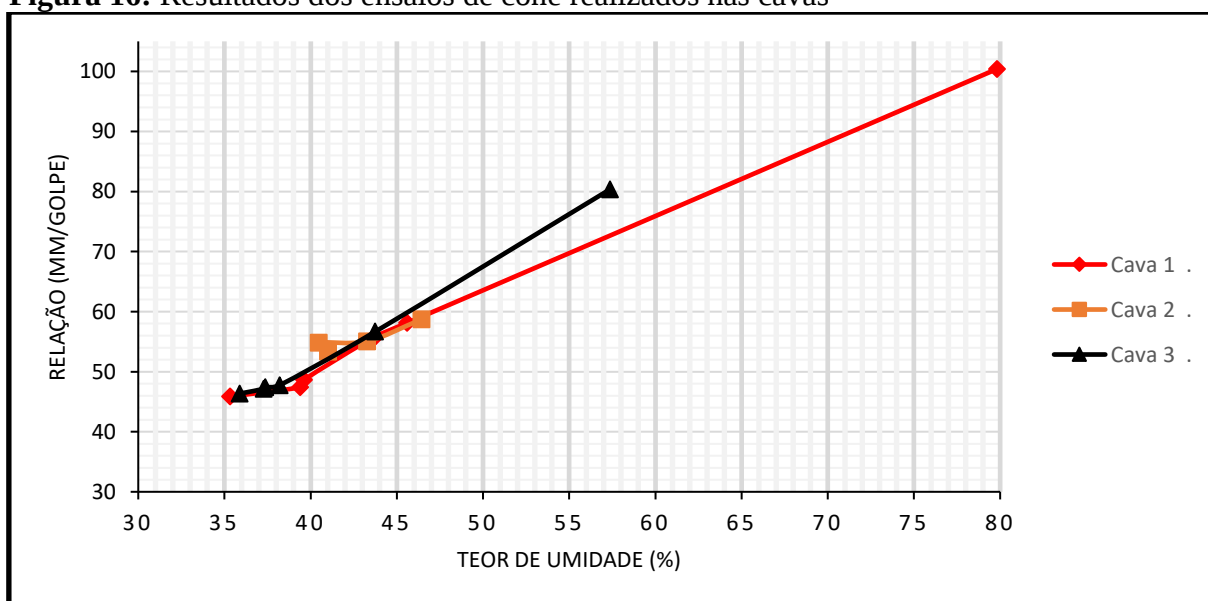
Tabela 4: Resultados dos ensaios de índice de penetração e teor de umidade

Cava 1	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6
Relação(mm/golpe)	58,11	48,64	55,92	47,42	100,42	45,86
Teor de umidade (%)	45,59	39,61	43,77	39,39	79,83	35,32
Cava 2	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4		
Relação(mm/golpe)	53,36	55,06	54,83	58,72		
Teor de umidade (%)	41,02	43,27	40,48	46,44		
Cava 3	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6
Relação(mm/golpe)	56,67	47,44	47,75	46,36	47,14	80,37
Teor de umidade (%)	43,75	37,38	38,2	35,89	37,28	57,37

Fonte: (Autor, 2016)

Para melhor visualização, a Figura 16 apresenta os resultados de cada cava, foi observado que quanto maior a umidade do solo, maior foi a Relação (mm/golpe).

Figura 16: Resultados dos ensaios de cone realizados nas cavas



Fonte: Autor (2017)

4.1.2 Cálculo de Resistência à Penetração do Cone de Penetração Dinâmica

Conhecido os valores da Relação de (mm/golpe) da Tabela 4 calculou-se então a tensão de ponta q_d , pela Equação 2. Os valores representados nesta equação condizem à: tensão da base do cone (Mpa), representada por “ q_d ”; massa do martelo (Kg) representada por “ M ”, cujo valor é 8; massa total das composições das hastes, cabeça de bater e hastes guia (Kg), representados por “ M' ”, cujo valor é 4; aceleração da gravidade (10 m/s^2), representada por “ a ”; altura de queda do martelo (mm), representada por “ H ”, cujo valor é 800; área da base do cone (mm^2) representado por “ A ”, cujo valor 490,87; e penetração média por golpe (mm), representado por “ e ”.

$$q_d = \left[\frac{M}{M+M'} \right] \cdot \frac{M \cdot a \cdot H}{A \cdot e} \quad (2)$$

A Tabela 5 apresenta os valores médios de tensão de ponta q_d , em função do teor de umidade.

Tabela 5: Resultados dos valores de tensão de ponta

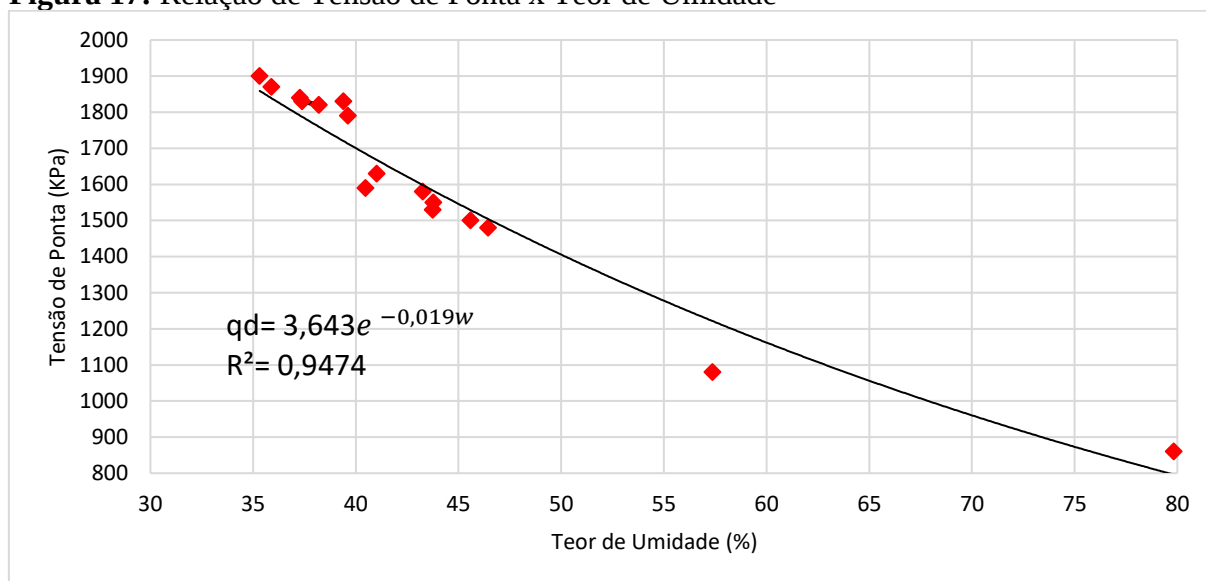
Cava 1	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6
Tensão de Ponta q_d (KPa)	1500	1790	1550	1830	860	1900
Teor de umidade (%)	45,59	39,61	43,77	39,39	79,83	35,32
Cava 2	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4		
Tensão de Ponta q_d (KPa)	1630	1580	1590	1480		
Teor de umidade (%)	41,02	43,27	40,48	46,44		
Cava 3	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6
Tensão de Ponta q_d (KPa)	1530	1830	1820	1870	1840	1080
Teor de umidade (%)	43,75	37,38	38,2	35,89	37,28	57,37

Fonte: (Autor, 2016)

Foi possível verificar que, de acordo com a variação de umidade do solo, ocorria variação da resistência de ponta, como no dia 09/11/2016 que foi o pico de resistência nos ensaios, onde na Cava 1 a resistência de ponta estava em 1,90 Mpa com 35,32% de teor de umidade, e no dia 08/11/2016 a resistência de ponta da mesma cava estava em 0,86 Mpa com 79,83% de teor de umidade. Essa baixa de resistência ocorreu devido ao alto teor de umidade.

4.1.3 Relação de Resistência de Ponta x Teor de Umidade

A partir das Tabelas 4 e 5, é possível estimar uma razoável exponencialidade como exposta na Figura 17.

Figura 17: Relação de Tensão de Ponta x Teor de Umidade

Fonte: Autor (2017)

A Equação 5 na Figura 17 pode ser utilizada para estimar a umidade no Campo Experimental de Engenharia (CEEF), na profundidade de 1 m quando se realizar o ensaio de penetração sem a coleta de dados de teor de umidade, ou até mesmo o contrário, estimar a resistência de ponta a partir de alguma umidade indicada.

$$qd = 3,643e^{-0,019w} \quad (5)$$

Onde:

qd: Tensão do solo (KPa)

w: Umidade (%)

4.2 Comparação com Prova de Carga

Os resultados de resistência de ponta foram comparados com provas de carga realizadas por Radoll (2014) e Vieira (2015), em que foram utilizados uma placa circular de diâmetro de 80cm e espessura de 25mm, resultante de uma área de 0,50m² de contato direto com o solo, realizados no Campo Experimental de Engenharia (CEEF), na profundidade de 1m com monitoração de umidade, as provas de carga foram realizadas no mesmo local com intervalo de 1 ano, entre 2014 e 2015. Na Tabela 6 estão representados os valores de resultados da prova de carga de solo em condição natural (PCN) e solo pré-inundado (PCI).

Tabela 6: Resultados de Prova de Carga

Prova de Carga	Tensão Admissível (kPa)	Umidade (%)
PCN1	27,61	39,89
PCN2	33,12	36,92
PCN3	25,1	37,46
PCI1	23,17	Saturada
PCI2	19,05	Saturada
PCN3	18,42	Saturada

Fonte: Autor (2017)

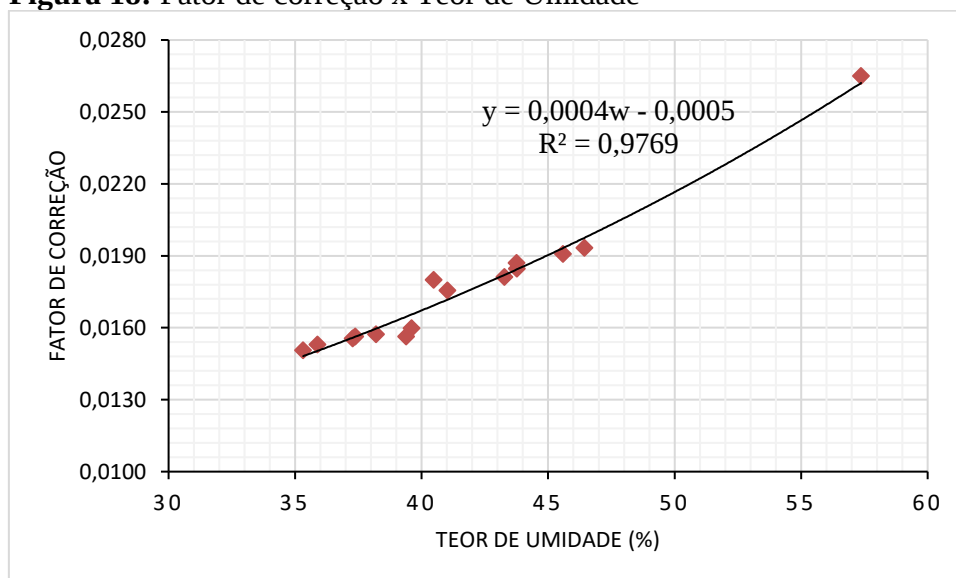
Empregando os valores de tensão de ponta do ensaio penetrométrico, e considerando a média da tensão admissível determinada por Radoll (2014) de 28,61 kPa e a obtida por Vieira (2015) de 18,73 kPa, desconsiderando o ensaio PCI1 do solo pré-inundado por ter ocorrido imprevistos na sua inundação por terceiros, foi determinado um fator de correção relativo a umidade, conforme Tabela 7.

Tabela 7: Fator de correção dos ensaios

Umidade (%)	Tensão de ponta (KPa)	Tensão Adm (Natural) (KPa)	Fator de Correção	Tensão Adm (Pré-Inundado) (KPa)	Fator de Correção
35,32	1900	28,61	0,0151	18,73	0,0099
35,89	1870	28,61	0,0153	18,73	0,0100
37,28	1840	28,61	0,0155	18,73	0,0102
37,38	1830	28,61	0,0156	18,73	0,0102
38,2	1820	28,61	0,0157	18,73	0,0103
39,39	1830	28,61	0,0156	18,73	0,0102
39,61	1790	28,61	0,0160	18,73	0,0105
40,48	1590	28,61	0,0180	18,73	0,0118
41,02	1630	28,61	0,0176	18,73	0,0115
43,27	1580	28,61	0,0181	18,73	0,0119
43,75	1530	28,61	0,0187	18,73	0,0122
43,77	1550	28,61	0,0185	18,73	0,0121
45,59	1500	28,61	0,0191	18,73	0,0125
46,44	1480	28,61	0,0193	18,73	0,0127
57,37	1080	28,61	0,0265	18,73	0,0173
79,83	860	28,61	0,0333	18,73	0,0218

Fonte: Autor (2017)

Com os valores de umidade e os fatores de correção da Tabela 7, pôde-se obter uma curva exponencial expressa na Figura 18 para solo no estado natural. Para este caso foi desconsiderado o teor de umidade de 79,83% pelo efeito de colapsibilidade do solo, pois irá apresentar tensão admissível menor que 28 KPa.

Figura 18: Fator de correção x Teor de Umidade

Fonte: Autor (2017)

A Equação 6 gerada pela curva foi empregada em cada umidade da Tabela 7, gerando os valores de tensão admissível de campo prevista pelo CPD e seus respectivas porcentagens de variações, apresentados na Tabela 8. Os valores de Umidade são representados na equação pela letra “w” e o Fator de correção é representado pela letra “y”.

$$y = 0,0004w - 0,0005$$

(6)

Tabela 8: Tensões de Campo Prevista Através das Correlações

Umidade (%)	Tensão de ponta (KPa)	Tensão Adm (Natural) (KPa)	Fator de Correção	Tensão Prevista (KPa)	Porcentagem de Variação
35,32	1900	28,61	0,0136	25,89	1,921
35,89	1870	28,61	0,0139	25,91	1,909
37,28	1840	28,61	0,0144	26,52	1,479
37,38	1830	28,61	0,0145	26,45	1,529
38,2	1820	28,61	0,0148	26,90	1,209
39,39	1830	28,61	0,0153	27,92	0,489
39,61	1790	28,61	0,0153	27,47	0,809
40,48	1590	28,61	0,0157	24,95	2,588
41,02	1630	28,61	0,0159	25,93	1,895
43,27	1580	28,61	0,0168	26,56	1,452
43,75	1530	28,61	0,0170	26,01	1,838
43,77	1550	28,61	0,0170	26,36	1,589
45,59	1500	28,61	0,0177	26,60	1,418
46,44	1480	28,61	0,0181	26,75	1,313
57,37	1080	28,61	0,0224	24,24	3,087

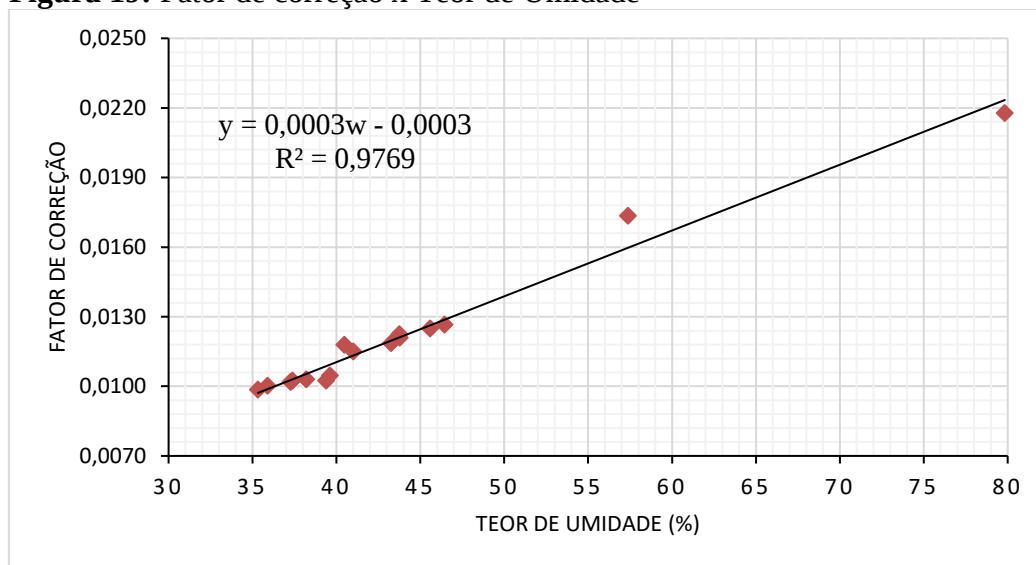
Fonte: Autor (2017)

Conforme pode ser visto na Tabela 8, os valores de Tensão Admissível Prevista pelo CPD obtidos após a correlação são relativos com os valores encontrados por Radoll (2014). Os valores de desvio padrão calculados entre as tensões admissíveis são valores consideravelmente pequenos, comprovando que a correlação entre os valores de tensão encontrados é condizente.

No ensaio de Teor de umidade de 57,37% realizado na Cava 3 foi a maior variação de porcentagem, 3,087, porém com os fatores de segurança de engenharia, não foi um valor excessivo. Já nos ensaios da Cava 1 os valores de teor de umidade (39,39% e 39,61%) são muito aproximados dos encontrados do solo em estado natural, onde o valor de porcentagem de variação foi menor que 0,9, ou seja, a correlação entre os dois ensaios é confiável.

Também pôde-se obter uma curva exponencial para solo no estado pré-inundado, como mostra a Figura 19.

Figura 19: Fator de correção x Teor de Umidade



Fonte: Autor (2017)

A Equação 7 gerada pela curva foi empregada em cada umidade da Tabela 7, gerando os valores de tensão admissível de campo prevista e seus respectivos desvios padrões, apresentados na Tabela 9, que foram obtidos após feito a correlação. Os determinados valores são relativos com os encontrados por Vieira (2015), onde se obteve valores porcentagens de variação consideravelmente baixos (menor que 0,5), o que evidencia que a correlação entre os dois ensaios é confiável. Os valores de Umidade são representados na equação pela letra “w” e o Fator de correção é representado pela letra “y”.

$$y = 0,0003w - 0,0003$$

(7)

Tabela 9: Tensões de Campo Prevista Através das Correlações

Umidade (%)	Tensão de ponta (KPa)	Tensão Adm (Pré-Inundado) (KPa)	Fator de Correção	Tensão Prevista (KPa)	Porcentagem de Variação
35,32	1900	18,73	0,0103	19,56	0,589
35,89	1870	18,73	0,0105	19,57	0,596
37,28	1840	18,73	0,0109	20,03	0,917
37,38	1830	18,73	0,0109	19,97	0,879
38,2	1820	18,73	0,0112	20,31	1,118
39,39	1830	18,73	0,0115	21,08	1,659
39,61	1790	18,73	0,0116	20,73	1,417
40,48	1590	18,73	0,0118	18,83	0,072
41,02	1630	18,73	0,0120	19,57	0,594
43,27	1580	18,73	0,0127	20,04	0,923
43,75	1530	18,73	0,0128	19,62	0,631
43,77	1550	18,73	0,0128	19,89	0,819
45,59	1500	18,73	0,0134	20,07	0,944
46,44	1480	18,73	0,0136	20,18	1,022
57,37	1080	18,73	0,0169	18,26	0,330
79,83	860	18,73	0,0236	20,34	1,137

Fonte: Autor (2017)

4. 3 Determinação de correlação entre CPD e provas de carga

É possível estimar valores de tensão de provas de carga de 1m a partir de ensaio penetrômetro CPD, considerando o fator de correção de umidade para o solo estudado. Este trabalho teve o intuito de criar uma correlação de tensão admissível do solo laterítico e colapsível de Cascavel- PR, com a profundidade de 1m, considerando a resistência de ponta do aparelho CPD e a umidade do solo de ensaio.

A Equação 8 apresentada abaixo, contém o fator de correção da umidade na fórmula de tensão de ponta do CPD, gerando a tensão de campo prevista para situação de solo natural.

$$qd = \left[\frac{M}{M+M'} \right] \cdot \frac{M.a.H}{A.e} * (0,0004w - 0,0005) = \frac{86,92}{e} * (0,0004w - 0,0005) \quad (8)$$

Onde:

qd: tensão de campo prevista (KPa)

M: 8 (Kg)

M': 4 (Kg)

a: aceleração da gravidade, adotada como 10 m/s²

H: 800 (mm)

A: 490,87 (mm²)

e: penetração média por golpe (mm/golpe)

w: teor de umidade (%)

A Equação 9 apresentada abaixo, contém o fator de correção da umidade na fórmula de tensão de ponta do CPD, gerando a tensão de campo prevista para situação de solo pré-inundado.

$$qd = \left[\frac{M}{M+M'} \right] \cdot \frac{M \cdot a \cdot H}{A \cdot e} * \left(\frac{0,0003w - 0,0003}{e} \right) = \frac{86,92}{e} * (0,0003w - 0,0003) \quad (9)$$

Onde:

qd: tensão de campo prevista (KPa)

M: 8 (Kg)

M': 4 (Kg)

a: aceleração da gravidade, adotada como 10 m/s²

H: 800 (mm)

A: 490,87 (mm²)

e: penetração média por golpe (mm/golpe)

w: teor de umidade (%)

Ao utilizar as correlações determinadas acima, devem ser considerados os valores do seu respectivo equipamento, como massa total das composições das hastes e altura de queda de martelo. É de grande importância considerar o tipo de solo em que está sendo feita a análise e os equipamentos utilizados, que podem possuir padrões diferentes dos utilizados nessa pesquisa, podendo causar uma diferença notável dos resultados e equações aqui apresentados.

As equações aqui determinadas, como pode-se notar, são muito parecidas. Este fato se dá devido à baixa diferença entre os valores de tensão determinados para as condições naturais e inundadas. Por esse motivo, essas equações devem ser utilizadas com cautela, e se mostram necessários mais ensaios para saber com certeza qual sua aplicabilidade.

5 CAPÍTULO 5

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na realização desta pesquisa o principal objetivo foi estimar a tensão admissível do solo e determinar uma correlação entre os ensaios de cone de penetração dinâmica com prova de carga direta em placas já realizados na CEEF, na profundidade de 1 metro.

Na realização dos ensaios, notou-se necessário a realização de no mínimo 4 ensaios penetrométricos por cava, com intervalos de dias para uma variação de teor de umidade, visto que a incidência solar no local influenciava na umidade das cavas. Os valores de resistência de ponta dos ensaios variaram de acordo com a umidade, desde 860 KPa, para maior umidade encontrada de 79,83%, até 1900 KPa para o menor valor de teor de umidade encontrado de 35,32% na profundidade de 1m. Com os resultados obtidos nos ensaios do teor de umidade e da tensão prevista, observou-se que quanto mais úmido o solo, menor é sua tensão admissível, sendo de extrema importância considerar a umidade do solo quando realizado fundações em solos colapsíveis.

As correlações entre os ensaios de prova de carga em placa e CPD determinaram valores condizentes ao esperado, após recalculados com o fator de correção sobre a umidade. Com isto, o método apresentou-se satisfatório, pelo fato de que o desvio padrão gerou medidas relativamente pequenas. Entretanto, especialmente se forem usados diferentes equipamentos, é necessária muita cautela ao utilizar essas equações, onde deve-se considerar as massas envolvidas dos respectivos equipamentos, que devem ser aferidas para correção nas equações. Recomenda-se, também, a realização de mais ensaios.

Certamente, foi comprovado que existe uma correlação aproximada entre os resultados de provas de carga no solo de Cascavel – PR com os resultados dos ensaios CPD que foram realizados no mesmo solo.

6 CAPÍTULO 6

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Realizar o trabalho desenvolvido nesta pesquisa em diferentes pontos da cidade para comparação de dados, junto com a variação de umidade e comparação dos resultados encontrados no solo da CEEF da FAG.

Realizar o mesmo trabalho em outros tipos de solo, para verificar a variação nas correlações entre índice de penetração e capacidade de carga, em níveis de umidade maior ou menor.

Realizar os mesmos ensaios em profundidades diferentes ou com o solo com porcentagens elevadas de umidade, para verificação da viabilidade do uso do método em fundações rasas.

Por fim, realizar os ensaios CPD e comparar com resultados de outros métodos de ensaios diretos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMINI, F., **Potencial Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometers in Pavement Design and Construction. Final Report. Department of Civil Engineering Jackson state University in Cooperation with Mississippi Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. 2003.** Disponível em: <http://www.mdot.state.ms.us/research/pdf/DynConPn.pdf>, Acessado em: 10 de junho de 2016.

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

_____. **NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização.** Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 6484: Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos.** Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6489: Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundações.** Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 8036: Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios.** Rio de Janeiro, 1983.

BATISTA, Alexandre Guedes. **Mapeamento geotécnico da cidade de Cascavel –PR.** Cascavel: UNIOESTE, 2002.

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

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações.** 6ª ed. Rio de Janeiro, 2003.

FILHO, C. L. M. **Introdução à Geologia de Engenharia.** Santa Maria, 1997.

LOBO, A. S; FERREIRA, C. V; ALBIERO, J. H; MARTINS A. G. R. **Penetrômetro Portátil –Novas Correlações**. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia –SEFE III. São Paulo, 1996.

LOLLO, J. A. **Solos Colapsíveis: Identificação, Comportamento, Impactos, Riscos e Soluções Tecnológicas**. São Paulo, 2008.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3ª ed. São Paulo, 2006.

QUARESMA, A. R; DÉCOURT L; FILHO, A. R. Q; ALMEIDA, M. S. S; DANZIGER, F; PINTO, C. S. **Fundações, Teoria e Prática**. São Paulo, 2008.

RADOLL, J. **Aplicação de Fundações Rasas para o Solo de Cascavel –PR**. Trabalho de Conclusão de Curso. Cascavel, 2014.

RÖHM, S. A. **Considerações sobre Penetrômetros Dinâmicos Leves Aplicados na Construção e Avaliação de Pavimentos de Baixo Custo**. Dissertação de Mestrado. EESC/USP. São Carlos, 1984.

TSHUA, C. H. C. **Utilização de Penetrômetro Manual em Solo Colapsível e Comparação com Resultados de Prova de Carga em Placa e em Sapata**. Dissertação de mestrado. USP. São Carlos, 2003.

VIEIRA, M. K. **Análise do Efeito da Colapsibilidade em Fundações Rasas no Solo de Cascavel- PR**. Trabalho de Conclusão de Curso. Cascavel 2015.

ZEN, B. A. B. **Caracterização Geotécnica do Subsolo do Campo Experimental do Centro Acadêmico da FAG em Cascavel/PR**. Trabalho de Conclusão de Curso. Cascavel 2016.