



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO MULTIDISCIPLINAR DE ANGICOS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ÍTALA MARINE SILVA DE OLIVEIRA

**CAPACIDADE DE CARGA E IDENTIFICAÇÃO DE COLAPSIBILIDADE DE UM
SOLO LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE TERRA NOVA/PE ATRAVÉS DE
ENSAIOS DE PROVA DE CARGA EM PLACA**

ANGICOS/RN

2021

ÍTALA MARINE SILVA DE OLIVEIRA

**CAPACIDADE DE CARGA E IDENTIFICAÇÃO DE COLAPSIBILIDADE DE UM
SOLO LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE TERRA NOVA/PE ATRAVÉS DE
ENSAIOS DE PROVA DE CARGA EM PLACA**

Trabalho Final de Graduação apresentado a
Universidade Federal Rural do Semi-Árido como
requisito para obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Arthur Gomes Dantas de Araújo,
Prof. Dr.

ANGICOS/RN

2021

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

048c Oliveira, Itala Marine Silva de.
Capacidade de carga e identificação de
colapsabilidade de um solo localizado no município
de Terra Nova/PE através de ensaios de prova de
carga em placa / Itala Marine Silva de Oliveira. -
2021.
57 f. : il.

Orientador: Arthur Gomes Dantas de Araújo.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2021.

1. Solos colapsáveis . 2. Prova de carga em
placa . 3. Capacidade de carga. I. Araújo, Arthur
Gomes Dantas de, orient. II. Título.

Ficha catalográfica elaborada por sistema gerador automático em conformidade
com AACR2 e os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Biblioteca Campus Angicos
Bibliotecário: Helder Romero Maia Duarte
CRB: 15/673

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

ÍTALA MARINE SILVA DE OLIVEIRA

**CAPACIDADE DE CARGA E IDENTIFICAÇÃO DE COLAPSIBILIDADE DE UM
SOLO LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE TERRA NOVA/PE ATRAVÉS DE
ENSAIOS DE PROVA DE CARGA EM PLACA**

Trabalho Final de Graduação apresentado a
Universidade Federal Rural do Semi-Árido como
requisito para obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Defendida em: 17 / 11 / 2021.

BANCA EXAMINADORA

ARTHUR GOMES
DANTAS DE
ARAUJO:07161258
464

Assinado de forma digital por
ARTHUR GOMES DANTAS DE
ARAUJO:07161258464
Dados: 2021.11.19 15:57:36 -03'00'

Arthur Gomes Dantas de Araújo, Prof. Dr. (UFERSA)
Presidente

Kleber Cavalcanti Cabral, Prof. Dr. (UFERSA)
Membro Examinador

Avelino Lourenço da Silva Junior, Engenheiro Civil (Geoquality Geotecnia Ltda)
Membro Examinador

AGRADECIMENTOS

Sou grata a Deus, pelas benções em minha vida e por dá-me forças para sempre buscar a realização dos meus sonhos.

Agradeço aos meus pais, Maria José e Antônio Itaécio e aos meus irmãos, Isabele, Itaécio Filho, Yonara e Otávio.

À minha mãe de coração Antônia Lionete (in memorian) serei eternamente grata por ter-me criado e dado tanto amor. Às minhas irmãs de coração Jackeline e Katarina, e aos meus sobrinhos Thaíla e William.

Agradeço aos meus amigos, em especial a Jéssica Murienny, que sempre me deu apoio e incentivo.

Sou grata aos colegas que conheci na universidade, com quem pude ter bons momentos e dividir sentimentos, em especial às amigas que construí no decorrer do curso, Júlia e Lana.

Gratidão a UFERSA e aos professores que puderam contribuir com a minha formação, em especial, agradeço os conhecimentos transmitidos pelo meu orientador, Arthur Araújo. Agradeço também a banca pela disponibilidade em contribuir com este trabalho.

Por fim, agradeço àqueles que torcem pelo meu sucesso.

RESUMO

Solos colapsíveis são solos não saturados que sofrem redução de volume ao ocorrer aumento de umidade. Por esse motivo, são solos problemáticos que podem comprometer construções realizadas sobre eles. A identificação deste tipo de solo acontece por meio de ensaios em laboratório, ou a partir de ensaios de prova de carga, realizados em campo. Este trabalho tem como objetivo analisar ensaios de provas de carga em placa, com a finalidade de estudar a capacidade de carga do sistema solo-placa e a susceptibilidade ao colapso de um solo localizado no Município de Terra Nova - PE. Foram executados cinco ensaios de prova de carga em placa sob o maciço para as condições de um solo com umidade natural, inundado previamente e solo “parcialmente saturado”, ou seja, inundado apenas à tensão de 200 kPa. A partir dos ensaios foram obtidas curvas tensão-recalque que possibilitaram a obtenção de valores de capacidade de carga através de métodos de interpretação da curva, como Van der Vem, Boston, D/30 e 10%D. Critérios de identificação de solos colapsíveis puderam ser aplicados, considerando que os ensaios de prova de carga simularam ensaios edométricos simples. Entre os métodos aplicados, o maior valor médio de capacidade de carga correspondeu a PCP2 com 549 kPa e o menor a PCP4 com 141 kPa. No geral, o método de Van der Veen apresentou maiores valores de capacidade de carga, mostrando-se menos conservador e o método de D/30 apresentou-se mais conservador. Os ensaios PCP2, PCP4, PCP5 inundados apresentaram colapsos de 0,58 mm, 54,45 mm e 10,49 mm, respectivamente, identificando gravidades sem problema, problemático e problema moderado, de acordo com o método de Ferreira e Lacerda (1993) e Jennings e Knight (1957).

Palavras-chave: Solos colapsíveis; prova de carga em placa; capacidade de carga.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de pressão	8
Figura 2 - Curvas típicas tensão-recalque.....	10
Figura 3 - Curva tensão-recalque com aplicação do critério de Boston.....	11
Figura 4 - Recalque máximo igual a $D/30$	12
Figura 5 - Prova de carga em solo colapsível previamente inundado	14
Figura 6 - Ensaio edométrico (a) simples e (b) duplo	18
Figura 7 - Localização do município de Terra Nova.....	21
Figura 8 - Mapa climatológico do estado de Pernambuco conforme classificação de KHISHNAN (1980).....	22
Figura 9 - Pedologia do estado de Pernambuco	23
Figura 10 - Susceptibilidade ao colapso dos solos do estado de Pernambuco com base na Geologia	23
Figura 11 - Esquema de montagem da prova de carga em placa (sem escala).....	26
Figura 12 - Detalhe da montagem das PCP: (a) montagem da PCP (b) Escavadeira hidráulica utilizada como reação	27
Figura 13 - Curva tensão-recalque do ensaio da PCP1	29
Figura 14 - Curva tensão- recalque do ensaio da PCP2	30
Figura 15 - Curva tensão- recalque do ensaio da PCP3	30
Figura 16 - Curva tensão- recalque do ensaio da PCP4	31
Figura 17 - Curva tensão- recalque do ensaio da PCP5	31
Figura 18 - Comparação da capacidade de carga para os solos estudados.....	35

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Extrapolação por Van der Veen	10
Tabela 2 - Métodos de identificação de solos colapsíveis.....	17
Tabela 3 - Critérios de identificação de solo colapsível.....	17
Tabela 4 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia a partir de resultados de ensaios edométricos simples.....	19
Tabela 5 - Critério de susceptibilidade a expansão e ao colapso das unidades taxonômicas do estado de Pernambuco	24
Tabela 6 - Coordenadas de localização dos ensaios.....	25
Tabela 7 - Resumo dos resultados dos ensaios.....	32
Tabela 8 - Método de extrapolação da curva de Van der Veen.....	33
Tabela 9 - Critério de Boston aplicado a curva tensão-recalque	34
Tabela 10 - Critério de D/30 aplicado às curvas tensão-recalque	34
Tabela 11 - Critério de 10%D aplicado às curvas tensão-recalque	35
Tabela 12 - Potencial de colapso para ensaios inundados a tensão de 200 kPa	37

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CP	Potencial de Colapso
D	Diâmetro da placa
FS	Fator de segurança
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
NBR	Norma Brasileira
N _{SPT}	Índice de resistência à penetração
PC	Potencial de Colapso
PCP	Prova de Carga em Placa
PE	Pernambuco
SPT	Sondagens à Percussão
SPT-T	Sondagem à percussão com medida de torque

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Parâmetro que depende da forma da curva
B	Diâmetro/largura da placa ou sapata
C	Coeficiente de colapsabilidade
CI	Coeficiente de identificação da característica colapsável
E	Módulo de deformabilidade do solo
e_0	Índice de vazios natural
e_1	Índice de vazios amolgado
e_i	Índice de vazios sob a umidade natural
e_c	Índice de vazios após a inundação
ε_i	Deformação volumétrica específica sob a umidade natural
ε_c	Deformação volumétrica específica após a inundação
K	Coeficiente de subsidência
Kd	Índice de consistência de Prikonskij (1952)
Kl	Coeficiente de colapsabilidade
kv	Coeficiente de reação vertical
h_0	Espessura da camada que contribui para o colapso
h_i	Altura do corpo de prova na umidade natural
h_c	Altura do corpo de prova após a inundação
Q	Carga aplicada ao solo
Q_{ult}	Carga última ou carga de ruptura
R	Coeficiente de subsidência
S_0	Grau de saturação natural
S_r	Grau de saturação
W	Recalque provocado por uma determinada carga
w	Umidade natural
w_0	Umidade natural
w_l	Limite de liquidez
w_p	Limite de plasticidade
w_{sat}	100% de saturação
Z	Bulbo de tensões
σ_{adm}	Tensão admissível

σ_{cn}	Tensão de pré-adensamento ou de cedência virtual do solo na umidade natural
σ_{cs}	Tensão de pré-adensamento ou de cedência virtual do solo inundado
σ_{v0}	Tensão vertical devida ao peso próprio do solo em campo
σ_{10}	Tensão que corresponde a um recalque de 10 mm
σ_{25}	Tensão que corresponde a um recalque de 25 mm
Δh	Variação de altura sofrida pelo solo no colapso
γ_d	Peso específico seco
q_u	Capacidade de carga
φ'	Ângulo de atrito interno efetivo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivos.....	2
1.1.1 Objetivo Geral.....	2
1.1.2 Objetivos Específicos.....	3
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	4
2.1 Capacidade de Carga.....	4
2.2 Prova de Carga em Placa.....	5
2.2.1 Processos de execução do ensaio de PCP.....	6
2.2.1.1 Carregamento lento.....	6
2.2.1.2 Carregamento rápido.....	6
2.2.1.3 Carregamento misto tipo 1 e 2.....	7
2.2.1.4 Carregamento cíclico lento e rápido.....	7
2.2.2 Critérios de interpretação dos resultados.....	8
2.2.3 Métodos de interpretação da curva.....	9
2.2.3.1 Critério de Van Der Veen.....	9
2.2.3.2 Critério de Terzaghi.....	10
2.2.3.3 Critério de Boston.....	11
2.2.3.4 Critério D/30.....	12
2.2.3.5 Critério 10%D.....	12
2.3 Solos Colapsíveis.....	12
2.3.1 Critérios de identificação de solos colapsíveis.....	16
3 METODOLOGIA.....	21
3.1 Local da pesquisa.....	21
3.2 Pedologia do local da pesquisa.....	22
3.2.1 Climatologia.....	22
3.2.2 Caracterização geológica.....	23
3.3 Descrição do ensaio de prova de carga em placa.....	25
4 RESULTADOS.....	29
4.1 Apresentação das curvas tensão-deslocamento.....	29
4.2 Análise das curvas dos ensaios.....	32
4.3 Determinação da capacidade de carga.....	33

4.4 Comparação e discussão dos métodos de interpretação das curvas.....	35
4.5 Aplicação dos métodos para identificação de colapsibilidade do solo.....	36
4.6 Comparação e discussão dos métodos de identificação de colapsibilidade do solo....	38
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	39
REFERÊNCIAS.....	41

1 INTRODUÇÃO

Parques de Usinas Fotovoltaicas são obras que possibilitam a geração energética com qualidade e sustentabilidade ambiental, por ser fonte de energia renovável. Para a construção destes, são instalados equipamentos com a base sob o solo, que precisa ser confiável para que possa garantir estabilidade a obra. A confiabilidade do solo, depende do conhecimento prévio que o profissional, que realizará o projeto, tem do mesmo.

Obras de engenharia civil, de grande ou mesmo de pequeno porte, executadas sem estudo da relação tensão-deformação e cuidado com a qualidade do solo podem levar a diversos problemas com potencial de comprometer a construção (FERREIRA; MONTEIRO, 2007). Conhecer previamente o comportamento do solo perante a solicitação que a ele será submetida, é fundamental, tendo em vista que existem diversos problemas que solos instáveis podem ocasionar.

Um tipo de solo problemático que já foi encontrado em diversos estados brasileiros é o solo colapsível. No estado de Pernambuco, sua presença já foi confirmada em alguns Municípios. Pesquisas neste estado já foram realizadas por vários autores podendo se destacar Neto e Ferreira (1998), Ferreira e Fucale (1999) e Ferreira e Monteiro (2007).

Solos colapsíveis são solos não saturados, que apresentam a existência de uma estrutura instável ou porosa e possuem resistência por interconexões (geralmente de argila). Ocorre a entrada em uma nova fase de equilíbrio ao sofrerem aumento no teor de umidade, diminuindo essa resistência (VILAR; FERREIRA, 2015), e assim, o volume do solo sofre redução, mesmo que essa alteração não venha acompanhada de carregamento externo (ARAÚJO et al., 2018).

Esse tipo de solo está diretamente relacionado a problemas de engenharia, por apresentar instabilidade volumétrica. As consequências da construção sob solos colapsíveis vão desde o surgimento de fissuras e trincas, a ocorrência de ruptura de edifícios (ARAÚJO et al., 2018). Por serem muitos os fatores que provoquem a colapsibilidade, solos que apresentam essa característica merecem especial atenção.

Projetos de engenharia possuem como estágio essencial a identificação ou não de solos colapsíveis, falhas nesta identificação podem ocasionar rupturas ou mesmo a necessidade de recuperação futura de obras (FERREIRA, 2008b).

Para que os projetos de fundações sejam confiáveis e condizentes com a realidade, é necessário que se realizem investigações no solo. Além da investigação do subsolo, é de

extrema importância realizar ensaios para verificação do comportamento da relação tensão-recalque do solo.

O ensaio de Prova de Carga em Placa é executado sob o terreno em que se pretende construir, com a finalidade de obter a curva tensão-recalque e os respectivos parâmetros de deformabilidade e resistência, que proporcionam a estimativa de capacidade de carga do maciço de solo, através de critérios de interpretação de curva.

Este ensaio possibilita a identificação de solos colapsíveis através da utilização de critérios como Reginatto e Ferrero (1973), Jennings e Knight (1957) e (1975), Ferreira e Lacerda (1993), além de muitos outros autores. A avaliação de colapsibilidade pode apresentar a susceptibilidade ao colapso que um solo possui, bem como o grau de problemas que o mesmo pode propiciar em uma obra de engenharia.

Este trabalho buscou analisar resultados de cinco ensaios de Prova de Carga em Placa realizados em uma usina fotovoltaica do Município de Terra Nova - PE, executados sob um maciço de solo para diferentes condições de ensaio. Foram realizados ensaios nas condições de solo natural, solo “parcialmente saturado” (inundado para uma tensão ao longo do ensaio) e solo previamente inundado, com a finalidade de, através da aplicação de métodos, determinar a capacidade de carga do sistema solo-placa e verificar a susceptibilidade ao colapso do solo.

1.1 Objetivos

Os objetivos listados a seguir, referem-se ao propósito que esta pesquisa busca atingir ao seu final.

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar os resultados do ensaio de prova de carga em placa para fins de estudo da capacidade de carga do sistema solo-placa e da susceptibilidade ao colapso do solo de um parque fotovoltaico localizado em Terra Nova – PE.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar as curvas tensão-recalque de prova de carga em placa;
- Comparar os resultados dos ensaios realizados no local;
- Estimar a capacidade de carga do solo nas diferentes condições ensaiadas (solo natural, inundado, e “parcialmente inundado”);
- Verificar se o solo estudado está condicionado ao colapso;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo são apresentadas definições importantes de capacidade de carga, ensaio da prova de carga em placa e o que são solos colapsíveis. São descritos os processos de execução do ensaio, os critérios que possibilitam interpretar os resultados obtidos com o mesmo e alguns critérios para a identificação de solos colapsíveis.

2.1 Capacidade de Carga

Capacidade de carga, segundo Cintra e Aoki (2011), é a tensão que ocasiona a ruptura do maciço de solo em que o elemento estrutural está presente. Para o caso de fundações superficiais, a capacidade de carga caracteriza-se pelo momento em que é atingido o limite de resistência que uma fundação irá apresentar para um carregamento correspondente naquele solo analisado (VELLOSO; LOPES, 2011). Ou seja, é a resistência máxima atingida no sistema solo-sapata, que foi proporcionada diante de uma tensão de ruptura, sob aquele solo em que a fundação está assentada. A ruptura pode ser nítida, convencional ou física.

Os cálculos de capacidade de carga em fundações superficiais podem ser realizados através de fórmulas e metodologias descritas por autores como Terzaghi, Meyerhof, Vesic, além de outros, que podem ser encontrados na literatura de Fundações.

Existem parâmetros do solo que possibilitam o cálculo de capacidade de carga e podem ser determinados a partir da coleta de dados obtidos pelo ensaio em campo como o de Sondagens à Percussão (SPT) que é normatizado pela NBR 6484:2020. O índice de resistência à penetração (N_{spt}), obtido no ensaio de SPT, possibilita as estimativas dos valores de coesão não drenada do solo, ângulo de atrito interno da areia, e também do peso específico de solos arenosos e argilosos (CINTRA; AOKI, 2011). Estes dois primeiros parâmetros permitem a determinação do modo de ruptura que ocorre no solo, e a partir dessa informação pode ser então calculada a capacidade de carga do mesmo.

Outros ensaios que possibilitam colher importantes parâmetros de interpretação do solo são, o ensaio de Prova de carga estática em fundação direta, normatizado pela NBR 6489:2019 e o ensaio de Prova de carga estática em fundação profunda, normatizado pela NBR 16903:2020.

2.2 Prova de Carga em Placa

De acordo com a NBR 6489:2019, o ensaio de prova de carga em placa (PCP) possibilita o traçado da curva tensão-recalque e a obtenção dos parâmetros de deformabilidade e resistência do solo em que será feita a análise. Tais parâmetros propiciam a realização da estimativa da capacidade de carga do maciço de solo em estudo. O ensaio de prova de carga em placa permite a verificação do comportamento da fundação sob o maciço de solo, sujeito a um carregamento de compressão que é dado pela superestrutura que estará localizada sob o mesmo (COSTA, 1999).

A metodologia do ensaio de prova de carga em placa consiste em realizar o carregamento sob a placa circular (que deve possuir diâmetro mínimo de 0,30 m) até a tensão máxima que foi determinada para o ensaio. À medida que são realizados os estágios com o carregamento, os deflectômetros medem o deslocamento sofrido pela placa e pelo sistema de reação.

Costa (1999) tinha por objetivo investigar o comportamento de um solo não saturado e colapsível, utilizando o ensaio de provas de carga direta, realizando o monitoramento do teor de umidade e da sucção do solo durante os ensaios. Ele executou 14 provas de carga dos tipos lenta, rápida e mista, sob uma placa circular com diâmetro de 80 cm, assente no terreno a uma profundidade de 1,5 m. O autor, além de muitos outros resultados, concluiu que existe uma forte influência da sucção matricial na capacidade de carga do solo.

Macacari (2001) analisou a influência da profundidade e da sucção matricial para solos colapsíveis através de ensaios de prova de carga em placas. Foram realizados ensaios às profundidades de 1,5, 4,0, 6,0 e 8,0 m, sendo quatro ensaios com pré-inundação por 48 h e sete sem inundação. Foram feitas em 4 cavas e ao final de cada ensaio a placa era retirada para continuar a escavação pelas quatro profundidades propostas, até a final de 8 m. O autor não verificou ruptura nítida, visto que a curva apresentou trecho quase linear, nem física, sendo necessário a adoção de critérios de ruptura convencional. Foi adotado o critério do recalque de 25 mm e o método de Pacheco e Silva de 1970.

Xavier (2018) realizou um estudo em Juazeiro do Norte – Ceará, que pretendia caracterizar geotecnicaamente um solo colapsível e avaliar o comportamento sob influência de umidade, através de ensaios de campo e laboratório. Foram feitas sondagens SPT-T, coleta de amostras, ensaios de permeabilidade, provas de carga, ensaios edométricos e outros. Foram executados dois ensaios de prova de carga sobre placa no período chuvoso, um com inundação

prévia e outro com o solo sob umidade natural, e no período seco foi realizada uma terceira prova de carga sob condição do solo parcialmente saturada, inundando na tensão de 160 kPa.

2.2.1 Processos de execução do ensaio de PCP

Existem 5 formas de se realizar a execução deste ensaio, como descreve a NBR 6489:2019, são elas: com carregamento lento; com carregamento rápido; com carregamento misto tipo 1 (lento seguido de rápido); com carregamento misto tipo 2 (rápido seguido de lento); ou com carregamento cíclico, lento ou rápido.

2.2.1.1 Carregamento lento

A NBR 6489:2019 declara, para este processo de ensaio, que são aplicados carregamentos realizando estágios iguais e sucessivos, com uma carga que não ultrapasse 20% da carga admissível do terreno em cada estágio, sendo mantida até que ocorra a estabilização dos deslocamentos ou o tempo mínimo de 30 minutos. Os deslocamentos são lidos imediatamente após a aplicação da carga por estágio, em tempos de 2, 4, 8, 15, 30, 60 min etc, até a estabilização, que ocorre quando a diferença de duas leituras consecutivas é 5% do deslocamento no estágio. Ao final, caso a ruptura não seja atingida, a carga máxima deve permanecer por pelo menos 12 horas entre a estabilização dos deslocamentos e o início do descarregamento. A fase de descarregamento deve ocorrer em no mínimo 4 estágios.

2.2.1.2 Carregamento rápido

De acordo com a NBR 6489:2019, para o processo de execução de carregamentos rápidos são aplicados carregamentos realizando estágios iguais e sucessivos, com uma carga que não ultrapasse 10% da carga admissível do terreno em cada estágio, sendo mantida por 10 min, porém sem depender da estabilização. São lidos os deslocamentos ao início e fim de cada estágio. Caso a ruptura não seja atingida, mesmo tendo sido utilizado a carga máxima, devem

ser feitas leituras de 10, 30, 60, 90 e 120 min. No descarregamento devem ser feitos pelo menos 5 estágios. Ao final, quando ocorre o deslocamento total, são feitas leituras adicionais em tempos de 30 e 60 min.

2.2.1.3 Carregamento misto tipo 1 e 2

No processo de carregamento misto tipo 1 (lento seguido de rápido), é realizado o ensaio com carregamento rápido, que segue os mesmos passos do que foi apresentado no item 3.2.1.2, até o momento de realização do descarregamento, sendo realizado ao limite de carga de 0,8 vez a carga admissível do terreno. Após isso, é realizado o ensaio com carregamento lento que segue os mesmos passos do que foi apresentado no item 3.2.1.1 (ABNT NBR 6489, 2019).

No processo de carregamento misto tipo 2 (rápido seguido de lento), é realizado o ensaio com carregamento lento, que segue os mesmos passos do que foi apresentado no item 3.2.1.1, sendo realizado ao limite de carga de 1,2 vez a carga admissível do terreno. Após isso, é realizado o ensaio com carregamento rápido que segue os mesmos passos do que foi apresentado no item 3.2.1.2 (ABNT NBR 6489, 2019).

2.2.1.4 Carregamento cíclico lento e rápido

Sobre carregamento cíclico lento a NBR 6489:2019 determina que são feitos incrementos de carregamentos iguais e sucessivos, não superiores a 20% da carga admissível, com ciclos de carga-descarga, onde a carga máxima esteja mantida até que ocorra estabilização de deslocamento, por no mínimo 30 min. As leituras de deslocamentos devem ser realizadas ao aplicar a carga e nos tempos de 2, 4, 8, 15, 30, 60 min etc. A estabilização ocorre quando a diferença de duas leituras consecutivas é 5% do deslocamento no estágio. Se não houver ruptura, ao final, a carga máxima deve permanecer por pelo menos 12 h entre a estabilização dos deslocamentos e o início do último carregamento. A fase de descarregamento deve ocorrer em no mínimo 4 estágios.

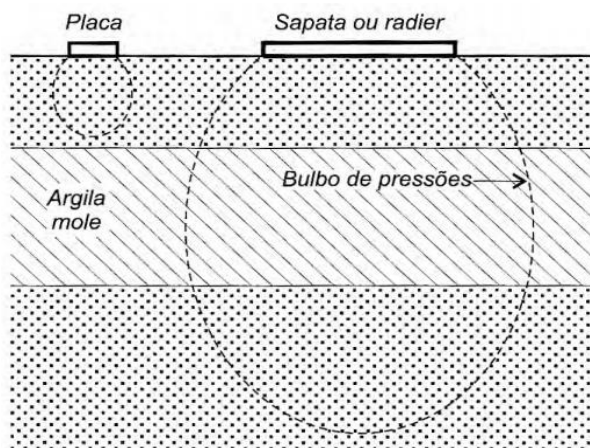
Para o carregamento cíclico rápido a ABNT NBR 6489:2019 descreve que são feitos incrementos de carregamentos iguais e sucessivos, não superiores a 10% da carga admissível, com ciclos de carga-descarga, sendo medidos os deslocamentos do início e fim do estágio, para

cada ciclo. Independente da estabilização dos deslocamentos, a carga de cada estágio deve permanecer durante 10 min. No último ciclo as leituras são feitas em 10, 30, 60, 90 e 120 min. No descarregamento devem ser feitos pelo menos 5 estágios.

2.2.2 Critérios de interpretação dos resultados

Velloso e Lopes (2011) estabelecem critérios ao se realizar interpretações de ensaios de prova de carga em placa. Existem cuidados que devem ser tomados, como a observância à heterogeneidade do perfil do solo (a depender da situação, pode indicar pouco do que aconteceria em uma situação real de fundação); a presença de lençol de águas (recalques podem chegar ao dobro, em areias submersas se comparado a areias seca e úmida); a drenagem parcial (solos argilosos podem já está sofrendo o processo de adensamento antes do ensaio); e a não linearidade da curva tensão-recalque (pode haver não linearidade da curva tensão-recalque na parte inicial). A Figura 1 apresenta a comparação do bulbo de tensões de uma placa e o de uma sapata. Como se pode verificar, o bulbo de tensões da sapata atinge uma profundidade maior.

Figura 1 - Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de pressão



Fonte - Velloso e Lopes, 2011.

Os parâmetros desejados para se obter no ensaio variam de acordo com o objetivo do estudo, no geral são os de deformação (E e outros), resistência (q_u ou ϕ'), coeficiente de reação vertical (k_v), além da previsão de recalques utilizando metodologias de extrapolação (VELLOSO; LOPES, 2011).

2.2.3 Métodos de interpretação da curva

Através da visualização das curvas é possível determinar o tipo de ruptura, em casos que ao final da curva ocorre uma constância em linha vertical quase reta, é feito o diagnóstico de ruptura nítida para aquela tensão. Em casos que se observa um crescimento da tensão com o recalque é necessário um critério para definição do tipo de ruptura (Cintra e Aoki, 2011).

2.2.3.1 Critério de Van Der Veen

Existem critérios matemáticos que possibilitam a determinação da tensão de ruptura, como é o caso do critério de Van Der Veen (1953), que possibilita o ajuste da curva carga-recalque (ou tensão-recalque) utilizando expressões matemáticas. Este critério é normalmente utilizado quando a prova de carga precisa ser interrompida antes da obtenção da carga de ruptura (VELLOSO; LOPES, 2011). A Equação 1 expressa o critério da curva carga-recalque de Van Der Veen (1953).

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-\alpha W}) \quad (1)$$

em que,

Q : Carga aplicada ao solo;

Q_{ult} : Carga última ou carga de ruptura;

α : Parâmetro que depende da forma d curva;

W : Recalque provocado por uma determinada carga.

O parâmetro α pode ser obtido utilizando a Equação 2, partindo do recalque para a carga de trabalho:

$$\alpha = \frac{-\ln(1 - Q_{trab}/Q_{ult})}{W_{trab}} \quad (2)$$

Sendo que, se a carga de trabalho corresponder a metade da capacidade de carga, o parâmetro será α será o apresentado na Equação 3.

$$\alpha = -\ln 0,5/W_{trab} \quad (3)$$

Para a verificação de aceitação do critério de extrapolação de curva carga-recalque, Cintra et al (2014) desenvolveu a Tabela 1, que classifica se o resultado encontrado é confiável, aceitável, tolerável ou inaceitável, com base na Equação 4, que é utilizada a partir dos resultados encontrados por Van der Veen (1953).

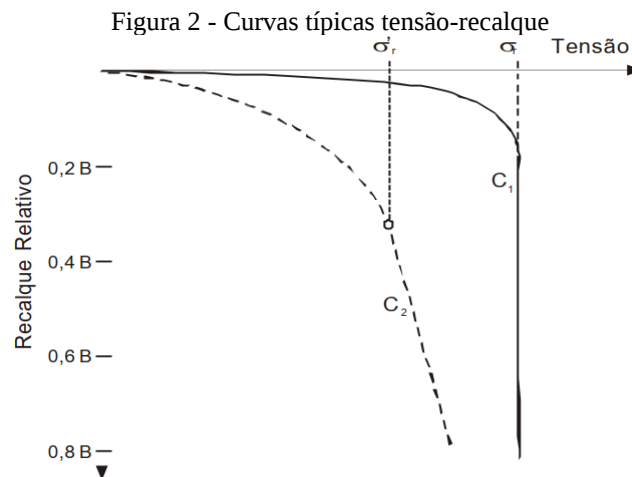
$$\left(\left(\frac{Q}{Q_{ult}}\right) - 1\right) \cdot 100 \quad (4)$$

Tabela 1 - Extrapolação por Van der Veen	
$\left(\left(\frac{Q}{Q_{ult}}\right) - 1\right) \cdot 100$	Extrapolação
$\leq 25\%$	Confiável
$25\% - 50\%$	Aceitável
$50\% - 75\%$	Tolerável
$\geq 75\%$	Inaceitável

Fonte: Adaptado de Cintra et al, (2014).

2.2.3.2 Critério de Terzaghi

O critério de Terzaghi se baseia no estado Limite de Serviço e nele existem dois modos de ruptura utilizando curvas. Segundo Terzaghi (1943), o primeiro modo é para solos compactos e rijos e o segundo para solos fofos e moles, indicados por C1 e C2, respectivamente (Figura 2).



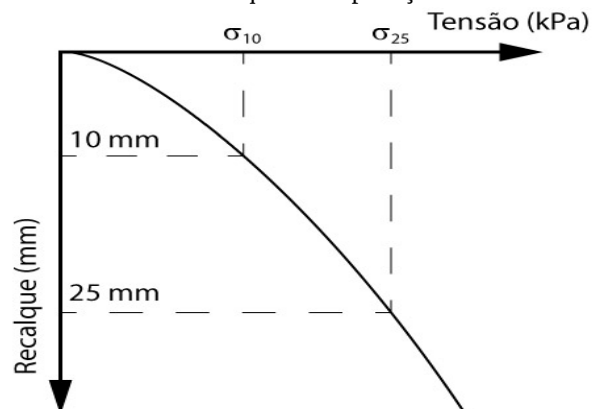
Fonte: Terzaghi, 1943.

Para solos representados por C1, há uma ruptura na abscissa tensão da tangente vertical à curva, essa tensão será de ruptura. Para solos representados por C2, a tensão de ruptura corresponderá ao ponto exato em que a curva tensão-recalque passa a apresentar comportamento de linearidade

2.2.3.3 Critério de Boston

O critério do código de obras da cidade de Boston - USA, se sustenta no atendimento aos critérios de recalque e ruptura (Figura 3), colhidos na interpretação de resultados de prova de carga em placa (TEIXEIRA; GODOY, 1998). O mesmo se baseia no Estado Limite de Serviço e através da obtenção de um recalque admissível é possível obter a tensão admissível.

Figura 3 - Curva tensão-recalque com aplicação do critério de Boston



Fonte: Google Imagens, 2021.

Segundo Teixeira e Godoy (1998), o critério admite tensões admissíveis com base em recalques limites, dados pelas Equações 5 e 6.

$$\sigma_{adm} \leq \sigma_{10} \quad (5)$$

$$\sigma_{adm} \leq \sigma_{25}/2 \quad (6)$$

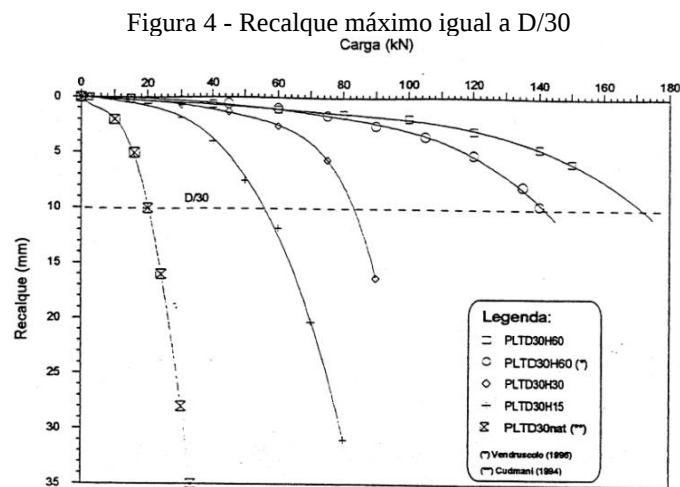
onde,

σ_{10} é a tensão que corresponde a um recalque de 10 mm;

σ_{25} é a tensão que corresponde a um recalque de 25 mm.

2.2.3.4 Critério D/30

Esta metodologia busca limitar o recalque máximo a $D/30$, e segundo Russi (2007), o método objetiva encontrar a carga capaz de provocar um recalque equivalente a $D/30$, sendo D o valor de diâmetro da placa do ensaio de prova de carga ou mesmo da fundação (Figura 4).



Fonte: Sales, 1998 apud Russi, 2007.

2.2.3.5 Critério 10%D

O critério de 10% do diâmetro da placa utiliza o recalque limite de 10% do diâmetro para determinar a tensão de ruptura a ser considerada (TEXEIRA e GODOY, 1998). Ou seja, a determinação da capacidade de carga obtida através daquele ensaio será a tensão em que se atinge o recalque igual a 10% do valor de diâmetro da placa ensaiada na prova de carga.

2.3 Solos Colapsíveis

Solos colapsíveis são solos que sofrem considerável redução de seu volume ao ser proporcionado um aumento no grau de saturação, mesmo que isso não seja acompanhado de uma solicitação externa (ARAÚJO et al, 2018), tal fato ocorre, pois, a umidade ocasiona uma

nova condição de equilíbrio no solo reduzindo a resistência antes existente nos contatos interpartículas (VILAR; FERREIRA, 2015).

Segundo Vilar e Ferreira (2015) solos colapsíveis são solos não saturados podendo também apresentar baixa densidade. Ferreira (2008a) e Vilar e Ferreira (2015) apresentam, como características desse tipo de solo a existência de uma estrutura instável ou porosa, além de possuírem interconexões de partículas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos. A condição de cimentação do solo, além da sucção matricial proporcionam uma resistência “aparente” ao mesmo, que sofre instabilidade ao ser aumentado o teor de umidade (MACACARI, 2001).

Projetos de engenharia possuem como estágio essencial a identificação ou não de solos colapsíveis, falhas nesta identificação podem ocasionar rupturas ou mesmo a necessidade de recuperação futura de obras (FERREIRA, 2008a). Analisar a qualidade e procedência do solo antes da sua utilização em grandes, e até mesmo em pequenas obras de engenharia civil são de extrema importância visto que, algumas especificidades do mesmo podem comprometer a construção (FERREIRA; MONTEIRO, 2007).

De acordo com Ferreira (2008a), problemas sérios podem ocorrer em solos que possuem certa instabilidade volumétrica ao entrarem em contato com umidade, por isso deve-se ter cuidado ao realizar obras de engenharia sob este tipo de solo. A identificação de solos com estruturas instáveis é de grande importância geotécnica, aliado a isso há grande complexidade para se realizar a estabilização volumétrica de um solo não saturado (FERREIRA; MONTEIRO, 2007). As consequências da construção sob solos colapsíveis podem ser diversas, desde a ocorrência de fissuras e trincas, a ruptura de edifícios, reservatórios e muitos outros (ARAÚJO et al, 2018; FERREIRA, 2008).

Solos não saturados variam de volume quando é realizado o aumento do teor de água nos vazios ou mesmo quando esse aumento vem acompanhado de solicitação de carga sob o mesmo (FERREIRA, 2008a). Ou seja, podem apresentar brusca redução de volume ao serem carregados, ao sofrerem aumento de umidade e posteriormente carregados ou ao serem carregados e inundados em determinado momento (TSUHA, 2003).

Esse tipo de solo ocorre em regiões que possuem uma evapotranspiração excedente à precipitação e em regiões com estações secas possuindo período chuvoso intensivo (VILAR; FERREIRA, 2015; NETO; FERREIRA, 1998). No Brasil, já foram encontrados solos colapsíveis em diversos estados, tais como: Amazonas, Bahia, Brasília, Goiás, Minas Gerais,

Paraíba, Paraná, Pará, Piauí, Pernambuco, Rio Grande do Sul, Santa Catarina, São Paulo e Tocantins (FERREIRA, 2008a).

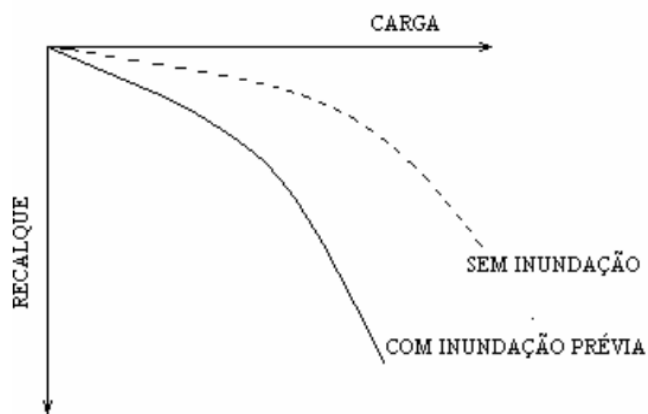
O comportamento de colapso é influenciável por fatores como o estado de tensão do mesmo, teor de umidade, peso específico aparente seco, teor de finos, plasticidade, etc (NETO; FERREIRA, 1998), além de diversos outros fatores, como descreve Ferreira (2008b):

“(...) a estrutura, o peso específico aparente seco, a umidade, a composição química do permeante, o mineral argílico, a velocidade de inundação, a tensão vertical de inundação, a trajetória de tensões, etc.” (p. 1)

Ferreira (2002) destaca que o colapso no solo em virtude da inundação pode ocorrer através de diversos fatores, são eles o estado de tensão (consolidação, sucção e estrutura), teor de finos, plasticidade, velocidade de inundação, tipo de permeante, etc. O solo pode ser verdadeiramente colapsível quando sofre redução sem carregamento adicional, apenas com o umedecimento de seu peso próprio ou condicionalmente colapsível quando a redução ocorre por intermédio de uma sobrecarga processada sob mesmo (VILAR; FERREIRA, 2015).

A inundação prévia do solo provoca um aumento da deformabilidade do mesmo e consequente redução de sua capacidade de carga, como descreve Cintra (1998 apud Tsuha, 2003) e pode ser visualizado na Figura 5. Diversos estudos realizados neste tipo de solo deixam ainda mais claro a necessidade de identificação do mesmo em obras de engenharia.

Figura 5 - Prova de carga em solo colapsível previamente inundado



Fonte: Cintra, 1998 apud Tsuha, 2003.

A pesquisa de Araújo et al. (2018), buscava analisar o comportamento colapsível de um solo e utilizou o critério de Reginatto e Ferrero (1973), sendo classificados como “condicionados ao colapso”.

Ferreira et al (2002) verificaram o comportamento de um solo da cidade de Palmas - Tocantins, com relação a variação de volume sofrida com a inundação do mesmo. Utilizaram o expansocolapsômetro (equipamento similar aos ensaios edométricos simples e duplos realizados em laboratório), e executaram cinco ensaios, a profundidades de 1 a 5 m, em seis locais diferentes, além de realizar ensaios edométricos simples e duplos em laboratório. Utilizaram o método de Reginatto e Ferrero (1973) e classificaram o solo como condicionalmente colapsível. Os autores concluíram que os potenciais de colapso colhidos em campo eram menores do que os que foram colhidos através dos ensaios realizados em laboratório. Chegaram a uma relação quase linear entre os resultados de $CP_{CAMPO} = 0,83 CP_{LAB}$.

Ferreira e Fucale (1999) realizaram um estudo que tinha como objetivo avaliar a variação de volume em solos colapsíveis através da inundação, estudando resultados de ensaios de campo e de laboratório, de seis municípios do estado de PE. Em campo foram realizadas sondagens, poços para coletas de amostras indeformadas e deformadas e ensaio com expansocolapsômetro, com o solo natural e inundado. Além disso, foram feitos em laboratório ensaio de caracterização, que contempla granulometria, limites de consistência e compactação, e ensaios edométricos simples e duplos. Verificaram que a profundidade afetada com o processo de alteração de umidade é suficiente para conter a carga que provoca o bulbo de tensão. Além disso, Petrolândia obteve uma relação quase linear de potencial de colapso, entre os valores de campo e laboratório, sendo $CP_{CAMPO} = 0,85 CP_{LAB}$.

Neto e Ferreira (1998) estudaram o comportamento do colapso, levando em consideração a inundação em solos de dois municípios do estado de Pernambuco, realizando ensaios em laboratórios de caracterização e edométricos simples. Foi feita a verificação da influência de alguns fatores como umidade, peso específico seco, entre outros, de modo que o solo não sofresse colapso, independentemente do nível de tensão que fosse solicitado sobre o mesmo. O objetivo foi estudar as melhores situações de compactação em que os solos não apresentaram colapso, independente da tensão. Ao final do estudo, eles concluíram que os maiores potenciais de colapso eram associados aos menores graus de compactação, ou seja, aqueles solos que possuem maiores índices de vazios.

Ferreira e Monteiro (2007) realizaram um estudo com dois solos arenosos em Recife e em Petrolina-PE, que tinha o intuito de fazer a análise das características de compressibilidade e colapsibilidade. Foram coletadas amostras deformadas e indeformadas para análise dos solos provenientes de arenito, foi feita a caracterização física, química, microestrutural, além de análise de compressibilidade e colapsibilidade. Foram feitos ensaios edométricos simples e

duplos, com tensões variando de 10 kPa a 1280 kPa. A partir da curva tensão-recalque, foi possível verificar a deformação dos solos estudados, podendo ser posteriormente aplicados ao método de Reginatto e Ferrero (1973) em que ambos foram caracterizados como condicionado ao colapso. Eles concluíram que o estado da tensão, a microestrutura e ainda, os agentes cimentantes exercem forte influência sob as características de compressibilidade e colapsibilidade do solo.

Xavier (2018) realizou ensaio edométrico simples com inundação a tensão de 160 kPa. A autora observou que mesmo com um tempo de inundação considerável (7 horas), os recalques não demonstravam sinais de estabilização. Com a utilização de Reginatto e Ferrero (1973), o solo foi classificado como condicionalmente colapsíveis.

2.3.1 Critérios de identificação de solos colapsíveis

Existem métodos que auxiliam na identificação de solos colapsíveis, podendo ser diretos ou indiretos (Tabela 2). Os indiretos são métodos que fazem uso de parâmetros que podem ser encontrados com ensaios de laboratório ou de campo, como índices físicos ou limites de consistência, usados para indicar potencialidade de colapso, não possuindo informações quanto a deformação. Os diretos utilizam ensaios edométricos que preveem deformação, proporcionando encontrar o potencial de colapso (FERREIRA, 2008a). A Tabela 2 apresenta alguns métodos de identificação deste tipo de solo.

Para que seja possível a identificação de solos colapsíveis existem alguns critérios, são eles os regionais, onde a definição acontece a partir de conceitos empíricos ou mesmo a partir de conhecidos teste rápidos e, ainda, critérios que são baseados em limites de consistência ou na condição de compacidade do solo em seu estado natural (VILAR; FERREIRA, 2015). A Tabela 3 apresenta um resumo de critérios de identificação de solo colapsível.

Tabela 2 - Métodos de identificação de solos colapsíveis

MÉTODOS	SUBDIVISÕES	BASE	REFERÊNCIAS
INDIRETO	IDENTIFICATIVO	MEV	Collins e McGown (1974), Wolle et al (1978)
	ORIENTATIVO	Pedologia	Ferreira (1990c) e Ferreira (1993a)
		Ensaio expedito	Arman e Thornton (1972) e Jennings e Knight (1975)
	QUALITATIVO	Índices físicos	Denisov (1951) ¹ , Prikonskij (1952) ¹ , Gibbs e Bara (1962 e 1967), Feda (1966), Kassif e Henkin (1967), Design of Small Dams (1960 e 1974) ² , Código de Obras da URSS (1977) ³
		Ensaio de campo - cone	Código de Obras URSS (1977)
DIRETO	AVALIATIVO	Ensaio edométrico duplo	Reginatto e Ferrero (1973)
	QUANTITATIVO	Ensaio edométrico simples	Bally et al (1973), Jennings e Knight (1975), Vargas (1978)
		Ensaio de campo	Lutenneger e Saber (1988), Ferreira e Lacerda (1993)

¹Citado por Feda (1966), ²Bureau of Reclamation e ³citado do Resnik (1989).

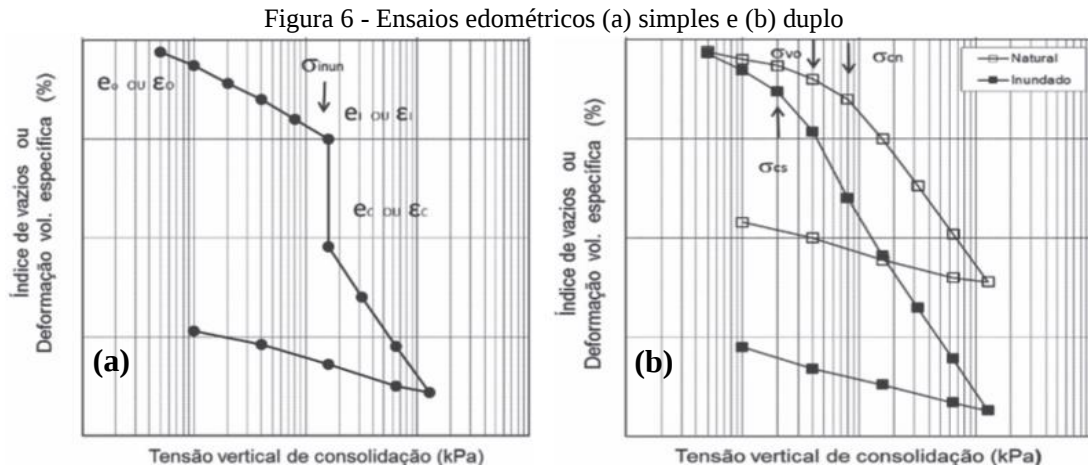
Fonte: Adaptado de Ferreira, 2008a.

Tabela 3 - Critérios de identificação de solo colapsível

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	LIMITES
Denisov (1951) citado por Reginatto (1970)	$K = \frac{e_1}{e_0}$	0,5 < K < 0,75, altamente colapsível K = 1, não colapsível 1,5 < K < 2, não colapsível
Feda (1966)	$KI = \frac{\frac{w_0}{S_0} - w_p}{w_l - w_p}$	Se S ₀ > 80% e KI > 0,85, o solo é colapsível
Prikonskij (1952) citado por Feda (1966)	$Kd = \frac{w_l - w_0}{w_l - w_p}$	Kd < 0, altamente colapsível Kd > 0,5, colapsível Kd > 1, expansivo
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	R > 1, colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot w$	K < 15, colapsível
Jennings e Knight (1975)	Cascalho fino	Sr < 6%, colapsível Sr > 10%, não colapsível
	Areia fina	Sr < 50%, colapsível Sr > 60%, não colapsível
		Sr < 90%, colapsível Sr > 95%, não colapsível
	Silte argiloso	Ocorre colapso para:
		1% ≤ w _p ≤ 10%, CI < 0,1 10% ≤ w _p ≤ 14%, CI < 0,17 14% ≤ w _p ≤ 22%, CI < 0,24
Código de Obras da URSS (1977) Citado por Resnik (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$ Sr < 80%	

Fonte: Vilar e Ferreira, 2015.

Segundo Vilar e Ferreira (2015), ensaios edométricos (também chamado de adensamento com inundação por estágios) simples e duplos ou ensaios *in situ* também são critérios de identificação de solos colapsíveis (Figura 6). No ensaio edométrico simples ocorre a inundação após estabilizados os recalques devido ao carregamento, e são registrados os recalques (Figura 6a). No ensaio edométrico duplo são realizados dois ensaios onde o primeiro apresenta teor de umidade natural do solo e o segundo possui inundação antes do primeiro carregamento (Figura 6b).



Fonte: Vilar e Ferreira, 2015.

Vilar e Ferreira (2015) destacam que com os resultados destes ensaios é possível verificar a potencialidade que o solo apresenta ao colapso, através da Equação 7 é possível calcular o potencial de colapso (PC) para ensaios edométricos simples pela metodologia de Jennings e Knight (1975).

$$PC (\%) = 100 \cdot \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} = 100 \cdot \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_i} = 100 \cdot \frac{h_c - h_i}{1 + h_i} \quad (7)$$

em que,

e_i , ε_i e h_i - índices de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação);

e_c , ε_c e h_c - índices de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova alcançada em consequência da inundação (após a inundação).

Após a obtenção do valor de PC é possível inseri-lo na Tabela 4, proposta por Jennings e Knight (1957; 1975) para tensão de inundação de 200 kPa e verificar a gravidade dos problemas nas edificações.

Para ensaios de campo que simulam o ensaio edométrico simples, como é o caso da prova de carga em placa, existe uma metodologia direta dada por Ferreira e Lacerda (1993). Na metodologia de Ferreira e Lacerda (1993), o potencial de colapso (PC) de um solo ensaiado em campo pode ser determinado a partir da divisão da variação de altura sofrida pelo solo no colapso pela espessura da camada de solo que contribui para o colapso (Equação 8).

Tabela 4 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia a partir de resultados de ensaios edométricos simples

Jennings e Knight (1957; 1975) para tensão de inundação de 200 kPa	
PC (%)	Gravidade dos Problemas
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
10 a 20	Problema grave
>20	Problema muito grave

Fonte: Adaptado de Vilar e Ferreira, 2015.

$$PC = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (8)$$

sendo,

Δh - Variação de altura sofrida pelo solo no colapso;

h_0 – Espessura da camada de solo que contribui para o colapso.

Uma das metodologias para determinação da espessura h_0 é determinar a profundidade abaixo da placa em que ocorre transmissão de tensão significativa, ou seja, a profundidade do bulbo de tensões (Z). Segundo Cintra e Aoki (2011), o valor recomendado para o bulbo de tensões de uma sapata (ou placa) circular, dado por Simons e Menzies em 1981 é de $Z = 1,5B$, o valor recomendado por Cintra e Aoki (2011) é de $Z = 2B$.

Reginatto e Ferrero (1973) apontam um critério que possibilita determinar se o solo apresenta susceptibilidade ao colapso, a partir de resultados de um ensaio edométrico duplo, ou a simulação do mesmo em campo. São analisadas as tensões no estado de umidade natural e no estado de saturação utilizando a Equação 9.

$$C = \frac{\sigma_{cs} - \sigma_{v0}}{\sigma_{cn} - \sigma_{v0}} \quad (9)$$

onde,

C - Coeficiente de colapsibilidade;

σ_{cn} - Tensão de pré-adensamento ou de cedência virtual do solo na umidade natural;

σ_{cs} - Tensão de pré-adensamento ou de cedência virtual do solo inundado;

σ_{v0} - Tensão vertical devida ao peso próprio do solo em campo.

De acordo com Vilar e Ferreira (2015):

- O solo é verdadeiramente colapsível quando $\sigma_{cs} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$;
- O solo é condicionalmente colapsível quando $\sigma_{cs} < \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$;
- E, há indefinição quando $\sigma_{cs} = \sigma_{cn}$ e $C = 1$.

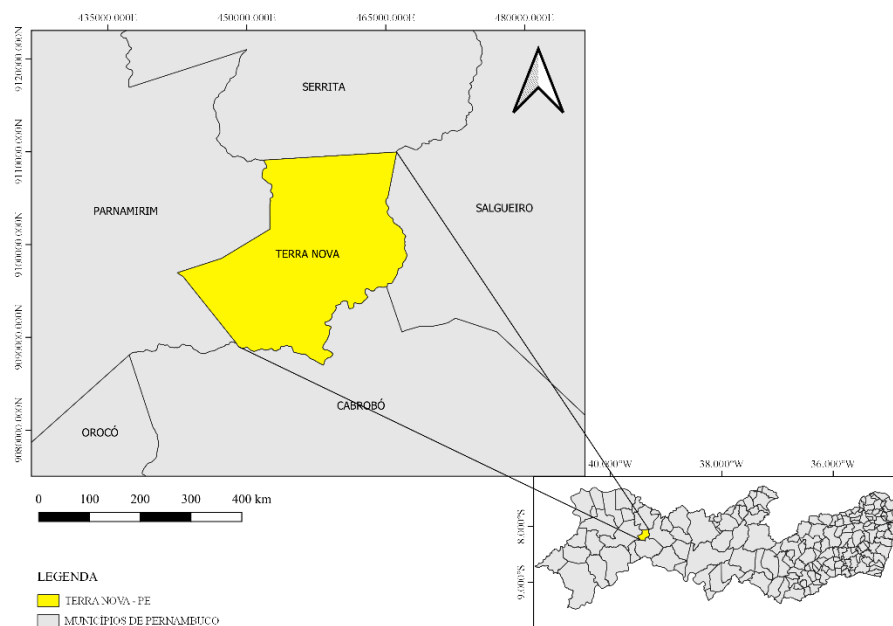
3 METODOLOGIA

Este capítulo apresenta o local da pesquisa e a geologia da região. São descritos o processo executivo e detalhamento dos ensaios de prova de carga em placa.

3.1 Local da pesquisa

O local da pesquisa em que foram realizados os ensaios de prova de carga em placa foi uma obra de usina fotovoltaica, no Município de Terra Nova, localizado no estado de Pernambuco (Figura 7). O Município fica próximo aos Municípios de Cabrobó, Orocó, Santa Maria da Boa Vista, Parnamirim, Serrita, Salgueiro e fica a cerca de 220 km de Petrolina.

Figura 7 - Localização do município de Terra Nova



Fonte: Autoria própria, 2021.

De acordo com os dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2017), o Município de Terra Nova possui área territorial de 318,709 km², está localizado na mesorregião de São Francisco Pernambucano e na microrregião de Petrolina.

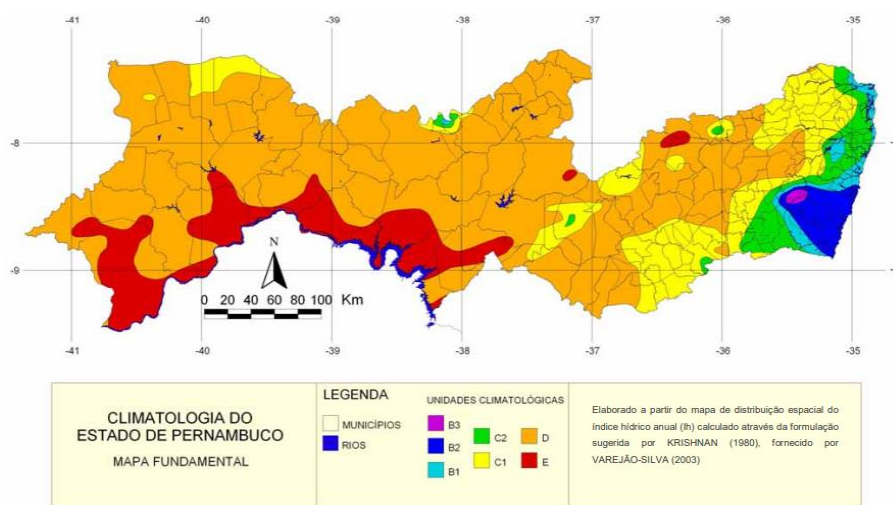
3.2 Pedologia do local da pesquisa

É apresentado um breve resumo sobre a climatologia e a geologia do estado de Pernambuco, e como isso influencia na colapsibilidade da região.

3.2.1 Climatologia

De acordo com Amorim (2004), a climatologia favorece o surgimento de solos colapsíveis e expansivos no estado de Pernambuco, visto que climas áridos e semi-áridos possuem susceptibilidade alta para essa ocorrência. A Figura 8 apresenta o mapa climatológico de Pernambuco em que as unidades climatológicas “E” e “D” indicam clima árido e semi-árido, respectivamente. Como pode ser verificado, Terra Nova encontra-se na unidade climatológica “D” no mapa.

Figura 8 - Mapa climatológico do estado de Pernambuco conforme classificação de KHISHNAN (1980)



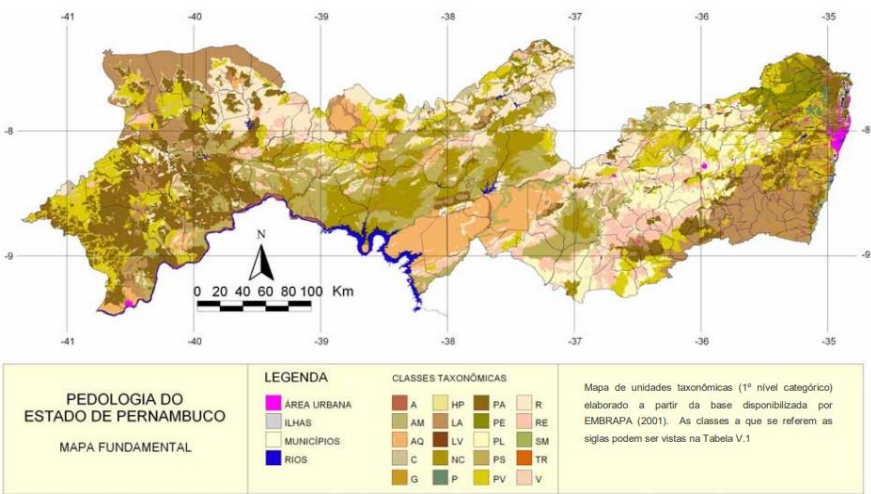
Fonte: Amorim, 2004.

Embrapa (2012) descreve que Santa Maria da Boa Vista, próximo ao local de estudo, está situado no semi-árido brasileiro, possui uma temperatura anual média de 27°, com evapotranspiração anual média de 3.000 mm, insolação alta e umidade baixa. Além disso, o período seco chega a atingir 11 meses nas áreas mais áridas, mas no geral é de 6 a 8 meses, e a precipitação pluviométrica anual atinge entre 400 e 650 mm de forma irregular, que se concentra geralmente em 2 ou 3 meses do ano.

3.2.2 Geologia

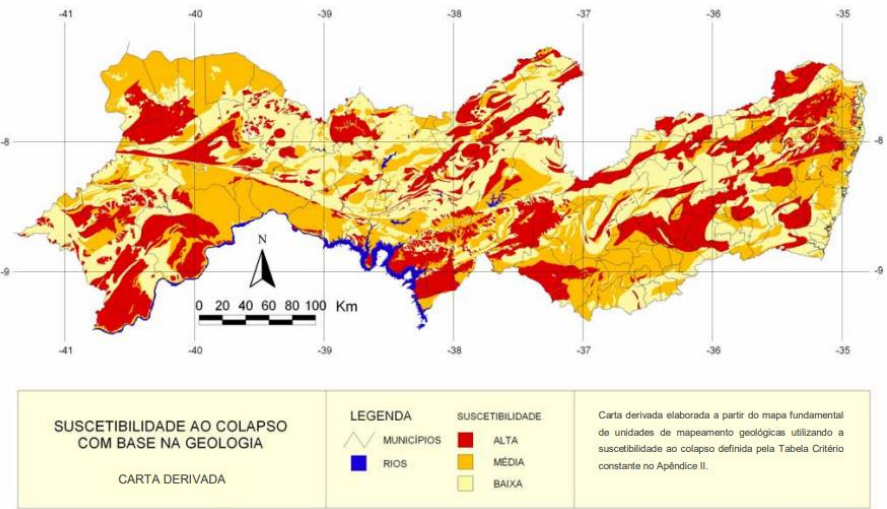
A pedologia do estado de Pernambuco está ilustrada na Figura 9 e, a partir desta é possível observar que no Município de Terra Nova encontram-se as classes taxonômicas “NC”, “PE”, “SM” e “R”. A Figura 10 apresenta a susceptibilidade ao colapso com base na Geologia, do estado de Pernambuco. É possível verificar que o Município de Terra Nova fica localizado em uma região com predominância de susceptibilidade baixa à média de colapso do solo.

Figura 9 - Pedologia do estado de Pernambuco



Fonte: Amorim, 2004.

Figura 10 - Susceptibilidade ao colapso dos solos do estado de Pernambuco com base na Geologia



Fonte: Amorim, 2004.

A Tabela 5 apresenta o critério de susceptibilidade a expansão e ao colapso das unidades taxonômicas do estado de Pernambuco. É possível identificar que as classes pedológicas que o Município de Terra Nova está inserido são bruno não cálcico, podzólico vermelho-escuro, solo mangue e solo litólico, que possuem graus baixo, médio, baixo e baixo, respectivamente, de susceptibilidade ao colapso.

Tabela 5 - Critério de susceptibilidade a expansão e ao colapso das unidades taxonômicas do estado de Pernambuco

HORIZONTES	CLASSE PEDOLÓGICA	SÍMBOLO	GRAU DE SUSCETIBILIDADE	
			EXPANSÃO	COLAPSO
HORIZONTE B LATOSÓLICO	Latossolo Amarelo	LA	Baixo	Médio
	Latossolo Vermelho Amarelo	LV	Baixo	Médio
	Latossolo Vermelho-Escuro	LE	Baixo	Médio
	Terra Roxa Estruturada	TR	Baixo	Alto
	Podzólico Vermelho-Escuro	PE	Baixo	Médio
HORIZONTE B TEXTURAL	Podzólico Vermelho-Amarelo	PV	Baixo	Médio
	Podzólico - Amarelo	PA	Baixo	Médio
	Podzólico-Acinzentado	PZ	Baixo	Médio
	Brunizém Avermelhado	BV	Alto	Baixo
	Bruno Não Cálcico	NC	Alto	Baixo
	Planossolo	PL	Baixo/Alto	Baixo
HORIZONTE B SOLONETZ	Solonetz-Solodizado	SS	Alto	Baixo
HORIZONTE B PODZOL	Podzol	P	Baixo	Alto
HORIZONTE B PODZOL	Podzol Hidromórfico	HP	Baixo	Baixo
HORIZONTE B CÂMBICO	Cambissolo	C	Baixo/Alto	Baixo
HORIZONTE PLÍNTICO	Plintossolo	PT	Baixo/Alto	Baixo
HORIZONTE GLEI	Gleissolo	G	Baixo	Baixo
HORIZONTE SÁLICO	Solo Mangue	SM	Baixo	Baixo
SOLOS SEM	Areias Quartzosas	AQ	Baixo	Alto
HORIZONTE B OU POUCO	Areias Quartzosas Marinhas	AM	Baixo	Alto
DESENVOLVIDO	Solos Aluviais	A	Baixo/Alto	Médio
O	Vertissolos	V	Alto	Baixo
HIDROMÓRFICO	Solo Litólico	R	Baixo	Baixo
O	Regossolos	RE	Baixo	Médio
ROCHA INALTERADA	Afloramento de Rochas		Baixo	Baixo

Fonte: Vasconcelos, 2001 apud Amorim, 2004.

Amorim (2004) destaca que 90% do território de Pernambuco é dominado por rochas precambrianas, cobertas por bacias sedimentares paleo/mesozóicas interiores e bacias litorâneas meso/cenozóicas, além disso há rochas cristalinas ígneas e metamórficas que desenvolvem solo residual.

3.3 Descrição do ensaio de prova de carga em placa

Os ensaios PCP1, PCP2, PCP3, PCP4 e PCP5 foram executados nos dias, 05, 06, 08, 12 e 20 de março de 2021. A Tabela 6 mostra as coordenadas de locação dos pontos ensaiados, indicando também a condição que o solo foi submetido para a realização do ensaio. Os ensaios PCP1, PCP2 e PCP3 foram executados em pontos próximos.

Tabela 6 - Coordenadas de locação dos ensaios

Ponto	Condição de ensaio	X	Y	Z	Data
PCP1	Não saturado	9.104.843,939	460.197,187	418,520	05/03/2021
PCP2	Parcialmente saturado	9.104.844,241	460.199,757	418,396	06/03/2021
PCP3	Totalmente saturado	9.104.843,980	460.208,512	418,467	08/03/2021
PCP4	Parcialmente saturado	9.106.510,179	461.624,555	424,071	12/03/2021
PCP5	Parcialmente saturado	9.105.420,126	460.225,283	129,868	20/03/2021

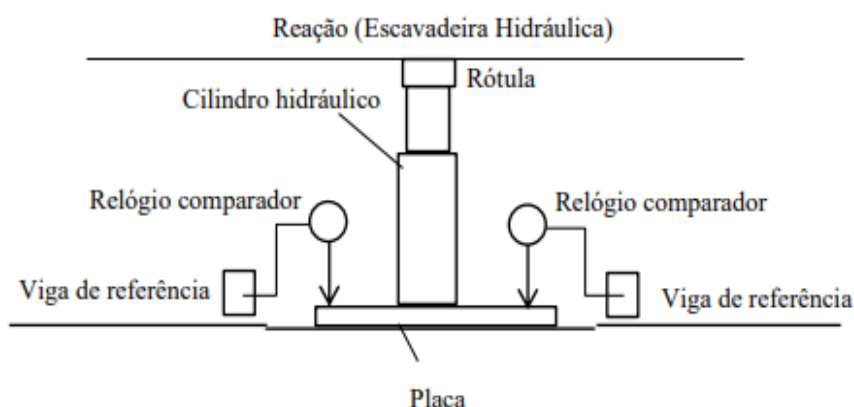
Fonte: Autoria própria, 2021.

Dentre as cinco provas de carga em placa realizadas, foram executadas três condições de ensaio. A PCP1 foi executada em condição não saturada, a PCP2, PCP4 e PCP5 na condição “parcialmente saturado” (ou seja, a inundação foi feita ao longo do ensaio) e a PCP3 na condição totalmente saturado (saturada desde o início do ensaio). Na condição não saturada o solo foi ensaiado com sua umidade natural. Na condição parcialmente saturada, o ensaio era iniciado com umidade natural e, ao ser atingida a tensão de trabalho de projeto, neste caso 200 kPa, foi realizada a inundação da cava ensaiada e, posteriormente, dado continuidade ao incremento de carga, até que se atingisse a tensão máxima prevista. Na condição totalmente saturada, antes de se iniciar o ensaio, foi realizado o processo de saturação prévio do solo pelo período de 48 horas.

Para a realização deste ensaio, foram seguidas as premissas da NBR 6489:2019. Utilizou-se placa circular, rígida, de aço, com 25 mm de espessura e 0,5 m de diâmetro. O carregamento foi aplicado com o auxílio de um cilindro hidráulico com capacidade de 500 kN, alimentado por uma bomba manual, e medidas a partir de um manômetro com escala de 0,1 kg/cm². Os ensaios foram executados na cota de assentamento do radier da obra e, neste nível, o solo foi nivelado para a colocação da placa.

Os recalques puderam ser medidos com o auxílio de quatro relógios comparadores mecânicos com resolução de 0,01 mm e curso de 50 mm, instalados proporcionalmente sob bases magnéticas articuláveis fixadas em vigas de referência rígidas, metálicas, de 3 m de comprimento, dispostas transversalmente. Os relógios foram fixados nas extremidades, de forma que fornecessem os recalques destes pontos. A Figura 11 apresenta o esquema de montagem das PCP.

Figura 11 - Esquema de montagem da prova de carga em placa (sem escala)



Fonte: Autoria própria, 2021.

O sistema de reação do ensaio foi constituído por uma escavadeira hidráulica com função de fornecer no mínimo 10 toneladas de carga útil aos ensaios, garantindo assim uma carga superior à máxima prevista para o ensaio de prova de carga em placa. A Figura 12 mostra o detalhe da montagem realizada no ensaio.

Figura 12 - Detalhe da montagem das PCP: (a) montagem da PCP (b) Escavadeira hidráulica utilizada como reação



Fonte: Autoria própria, 2021.

Os ensaios de prova de carga foram executados com carregamento rápido. A tensão admissível prevista para o terreno foi de 200 kPa para todos os pontos ensaiados.

Na PCP1, o ensaio aconteceu na condição de solo não saturado, foi aplicada uma carga equivalente a 10% da tensão admissível para o terreno, em cada estágio, logo foram aplicadas cargas iguais e sucessivas de 20 kPa até a carga de 400 kPa. As leituras foram realizadas nos tempos 0 e 10 min de cada estágio, exceto na última, onde foram feitas leituras nos tempos 0, 10, 30, 60, 90 e 120 min, já que a ruptura não foi atingida. Em seguida foi iniciada a descarga, que foi executada em cinco estágios iguais até atingir a tensão de 0 kPa, sendo realizadas leituras nos tempos 0 e 10 min de cada estágio, com exceção do último, onde foram registradas as leituras em 0, 10, 30 e 60 min.

Nas PCP2, PCP4 e PCP5 o ensaio aconteceu na condição de solo parcialmente saturado, em cada estágio foi aplicada uma carga equivalente a 20% da tensão admissível do terreno, foram então aplicadas cargas iguais e sucessivas de 40 kPa, até 400 kPa. Na PCP4 a tensão máxima alcançada no ensaio foi igual a 240 kPa. Foram feitas leituras em 0 e 10 min, em cada estágio, com exceção da tensão 200 kPa, nesse momento foi executada a inundação da cava em ensaio, de forma a saturar o solo. Na carga de 200 kPa, foram feitas leituras em 0, 10, 30, 60, 90 e 120 min, após isso o ensaio continuou normalmente até ser atingida a tensão de 400 kPa, nesta tensão foram registrados os deslocamentos nos tempos 0, 10, 30, 60, 90 e 120 min, e posteriormente foi realizada a descarga, seguida a mesma premissa descrita na PCP1.

Na PCP3, o ensaio aconteceu na condição de solo totalmente saturado, a cava foi inundada pelo período de 48 horas, antes de ser iniciado o ensaio, para que o solo ficasse saturado. Foram aplicados estágios com carga equivalente a 10% da tensão admissível do

terreno, ou seja, 20 kPa de forma igual e sucessiva até se chegar à carga de 400 kPa, sendo as leituras realizadas nos tempos 0 e 10 min, e posterior descarga, sendo realizada da mesma forma descrita para a PCP1.

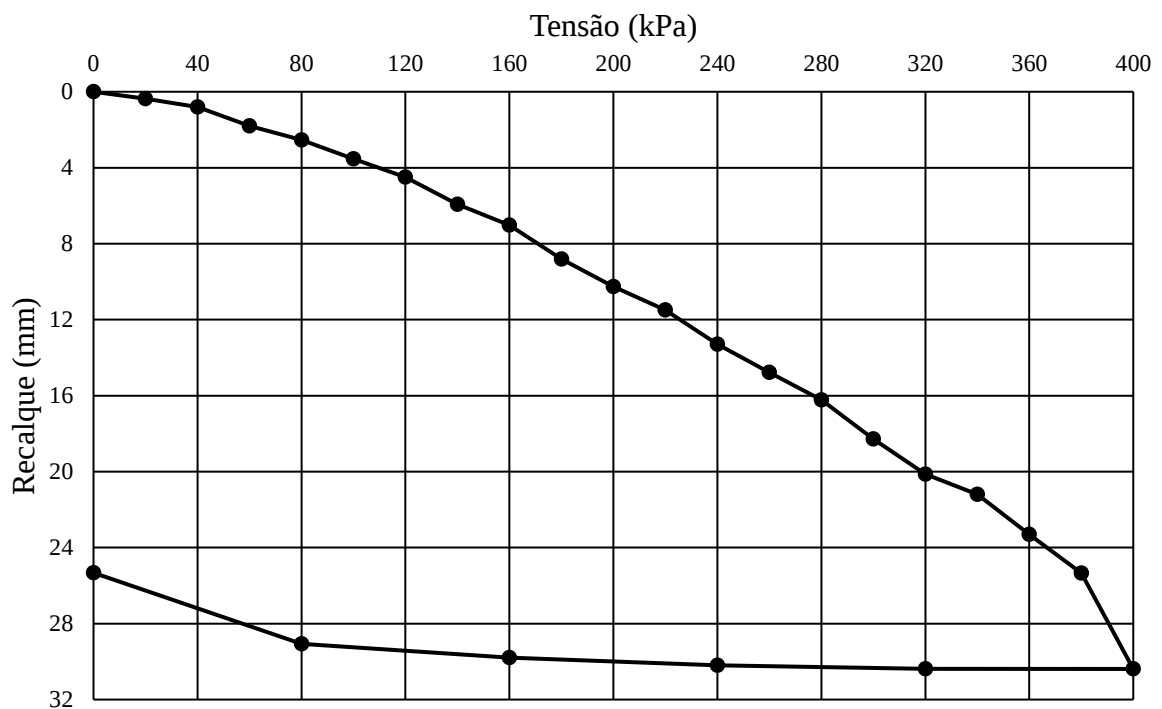
4 RESULTADOS

São apresentados os resultados obtidos pelos ensaios de prova de carga em placa circular com 50 cm de diâmetro, realizados em uma usina fotovoltaica no Município de Terra Nova - PE. Foi determinada a capacidade de carga por métodos encontrados na literatura e, por fim, comparados. Além disso, foi verificado a susceptibilidade ao colapso do solo através dos ensaios de placa.

4.1 Apresentação das curvas tensão-deslocamento

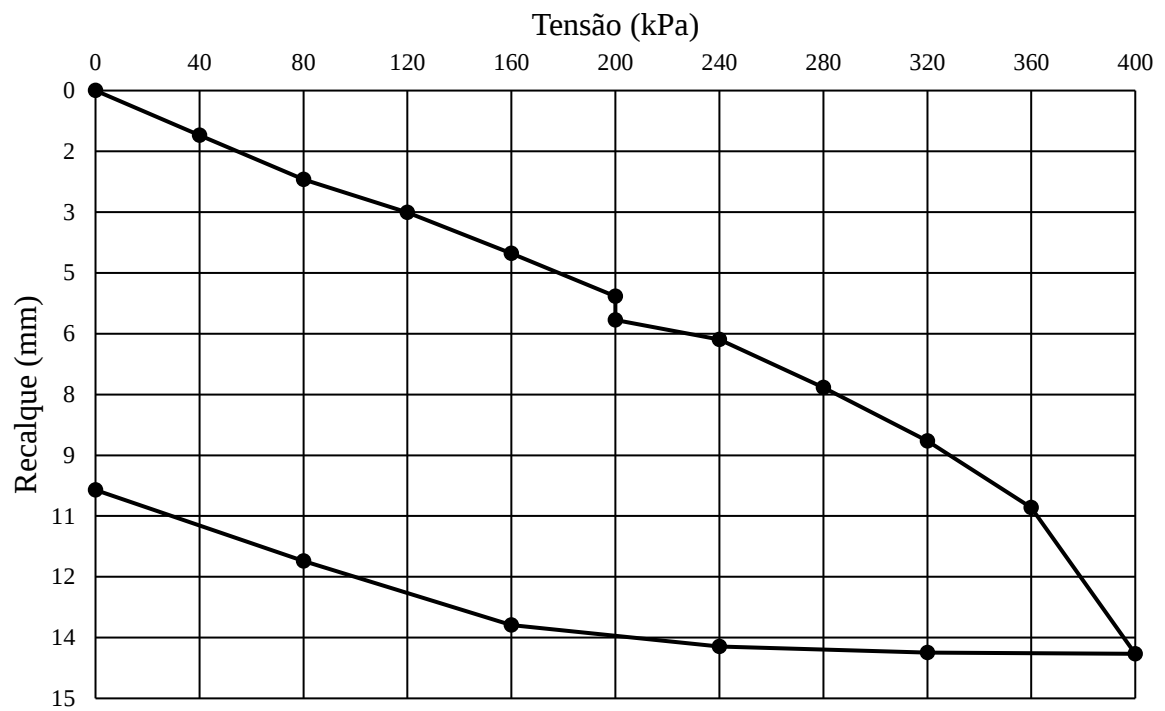
As Figuras 13 a 17 apresentam as curvas tensão-recalque obtidas através dos ensaios realizados com o solo natural (PCP1), “parcialmente saturado” (PCP2, PCP4 e PCP5) e totalmente saturado (PCP3).

Figura 13 - Curva tensão-recalque do ensaio da PCP1



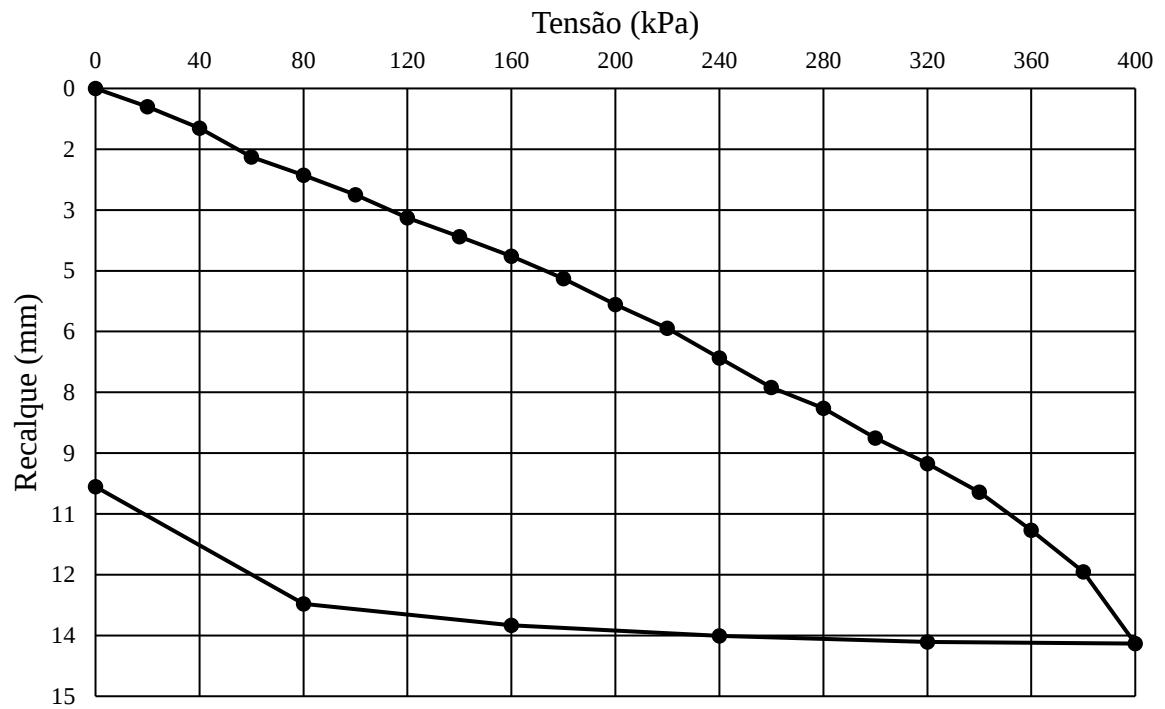
Fonte: Autoria própria, 2021.

Figura 14 - Curva tensão- recalque do ensaio da PCP2



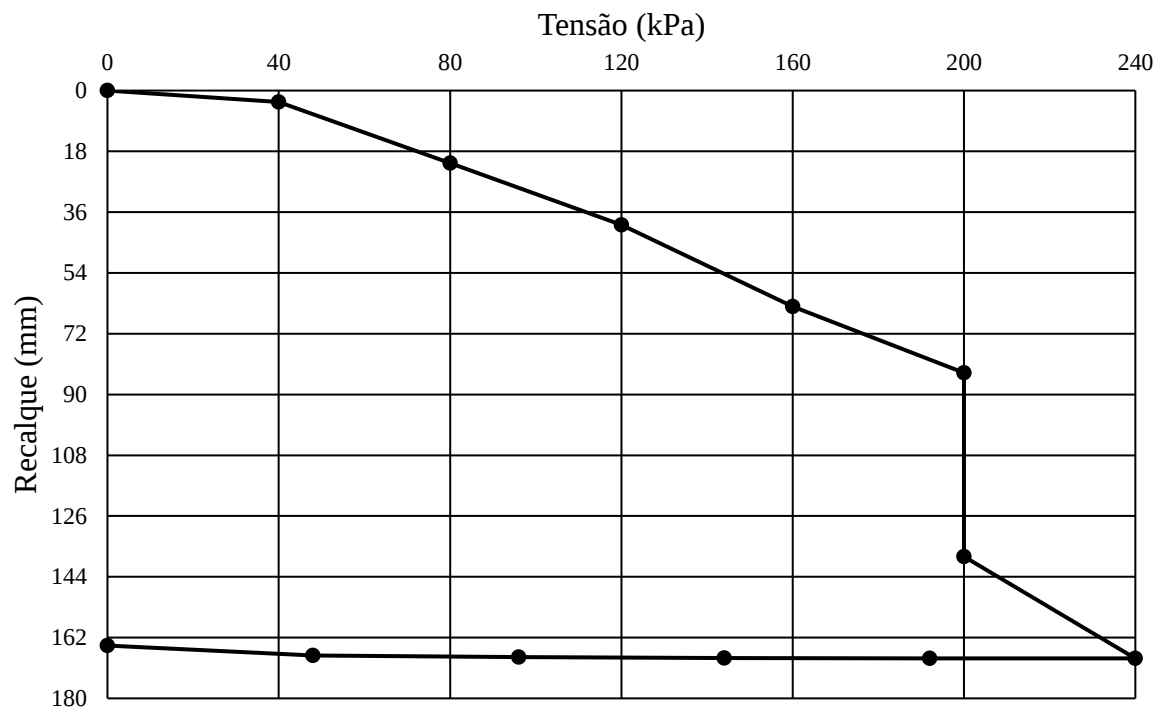
Fonte: Autoria própria, 2021.

Figura 15 - Curva tensão- recalque do ensaio da PCP3



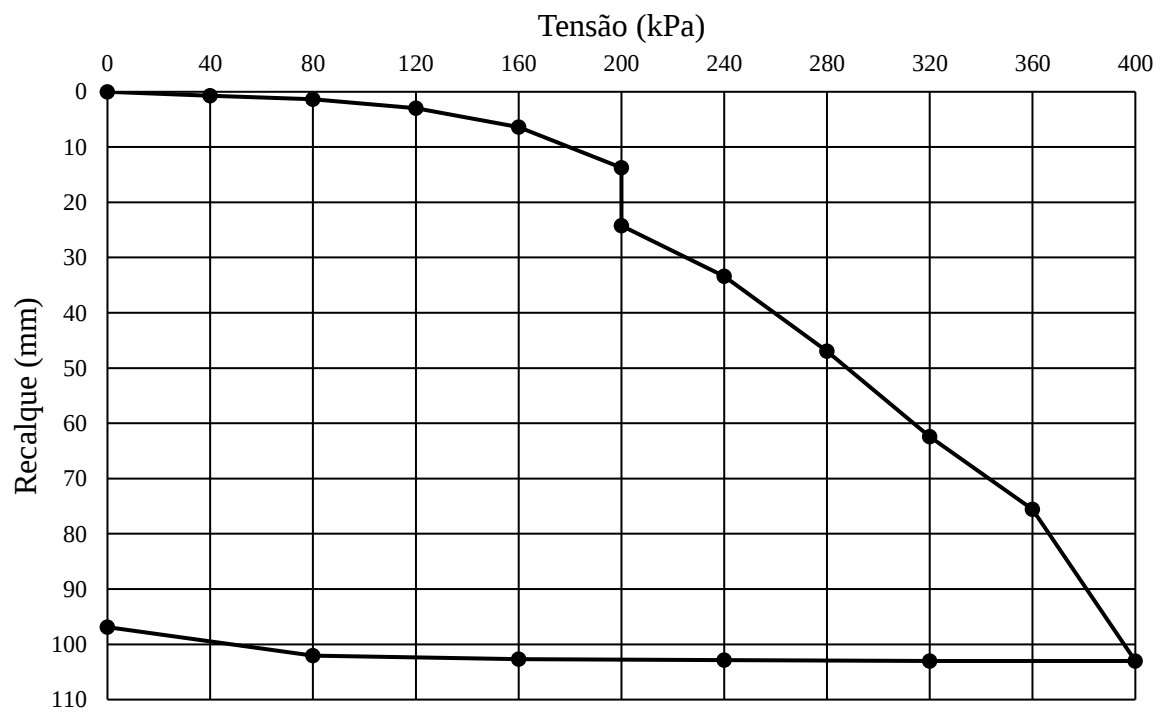
Fonte: Autoria própria, 2021.

Figura 16 - Curva tensão- recalque do ensaio da PCP4



Fonte: Autoria própria, 2021.

Figura 17 - Curva tensão- recalque do ensaio da PCP5



Fonte: Autoria própria, 2021.

4.2 Análise das curvas dos ensaios de placa

A Tabela 7 apresenta o resumo dos resultados obtidos nos ensaios, indicando a carga máxima atingida no ensaio, deslocamento máximo, recuperação elástica, recalque residual, e o deslocamento do colapso na tensão de inundação para os ensaios na condição “parcialmente saturados”.

Tabela 7 - Resumo dos resultados dos ensaios

Ensaio	Tensão máxima atingida (kPa)	Recalque máximo (mm)	Recuperação elástica (mm)	Recalque residual (mm)	Deslocamento do colapso (mm)
PCP1	400	30,39	5,07	25,32	-
PCP2	400	13,90	4,04	9,86	0,58
PCP3	400	13,70	3,87	9,83	-
PCP4	240	168,16	3,84	164,32	54,45
PCP5	400	103,01	6,12	96,89	10,49

Fonte: Autoria própria, 2021.

A curva tensão-recalque gerada para a PCP1, em solo natural, apresentou um recalque crescente com o incremento de tensões, deslocando-se até 30,39 mm, na tensão máxima do ensaio igual a 400 kPa. A recuperação elástica obtida na fase de descarregamento foi de 5,07 mm, com um recalque residual igual a 25,32 mm.

A curva da PCP2, ensaiada sob condição “parcialmente saturada”, apresentou deslocamentos quase linear com o incremento de tensões até 400 kPa, atingindo um recalque máximo de 13,90 mm. Na fase de descarregamento ocorreu uma recuperação elástica de 4,04 mm, restando um recalque residual igual a 9,86 mm. O deslocamento do colapso verificado no ensaio foi de 0,58 mm.

A curva tensão-recalque da PCP3, em solo saturado, foi semelhante a PCP1, apresentando deslocamentos quase lineares com o incremento de tensões, chegando a um recalque máximo de 13,70 mm na tensão máxima de ensaio de 400 kPa, e recuperação elástica na fase de descarga igual a 3,87 mm, chegando a um recalque residual de 9,83 mm, valor próximo ao da curva da PCP2.

A curva resultante da PCP4, executada na condição “parcialmente saturada”, apresentava uma linearidade evidente com recalques bastante expressivos, atingindo na tensão de trabalho (200 kPa) recalque igual a 83,57 mm. Na tensão de 200 kPa foi realizada a inundação da cava e prosseguido o ensaio até a tensão de 240 kPa, onde teve que ser

interrompido por motivo de recalques excessivos. O recalque máximo registrado foi de 168,16 mm, com uma recuperação elástica de 3,84 mm, restando um recalque residual de 164,32 mm. O ensaio registrou os maiores recalques e o maior deslocamento do colapso com 54,45 mm.

A curva tensão-deslocamento da PCP5, ensaiada sob condição “parcialmente saturada”, também apresentou deslocamento crescente com acréscimo de tensões e após a inundação da cava, na tensão de trabalho (200 kPa), os recalques apresentaram maiores valores. Na tensão máxima de 400 kPa, o recalque máximo foi de 103,01 mm, a recuperação elástica foi de 6,12 mm, restando 96,89 mm de recalque residual. O deslocamento do colapso ocorrido no ensaio foi de 10,49 mm.

As curvas das PCP2 e PCP3 apresentaram as maiores recuperações. Já as PCP4 e PCP5 apresentaram as menores recuperações elásticas. Os maiores recalques sofridos foram, em ordem crescente, referentes às curvas das PCP3, PCP2, PCP1, PCP5 e PCP4. A PCP3 apresentou recalque inferior, em relação a PCP4, igual a 91,85%.

4.3 Determinação da capacidade de carga

Para a análise da capacidade de carga dos ensaios, buscou-se a utilização de cinco métodos de interpretação das curvas tensão-recalque, são eles: critério de Van Der Veen, critério de Boston, critério de D/30 e critério de 10%D.

A aplicação do critério de extrapolação de Van der Veen (1953) foi realizada para as curvas tensão-recalque obtidas nos cinco ensaios de PCP realizados. A Tabela 8 apresenta a tensão de ruptura obtida através do critério de Van Der Veen (1953), a tensão máxima para cada ensaio e a porcentagem de aceitação obtida para o resultado da curva extrapolada. Desse modo, as provas de carga PCP4 e PCP5 obtiveram resultados confiáveis, a PCP1 obteve resultado aceitável e as PCP2 e PCP3 tiveram aceitação tolerável.

Tabela 8 - Método de extrapolação da curva de Van der Veen

Ensaio	Tensão máxima atingida no ensaio, Q_{ult} (kPa)	Tensão de Ruptura, Q (kPa)	$((Q/Q_{ult}) - 1) \cdot 100$	Aceitação
PCP1	400	530	32,5	Aceitável
PCP2	400	620	55	Tolerável
PCP3	400	620	55	Tolerável
PCP4	240	270	12,5	Confiável
PCP5	400	430	7,5	Confiável

Fonte: Autoria própria, 2021.

O critério de Boston foi aplicado para as curvas dos ensaios e está apresentado na Tabela 9. Nas PCP2 e PCP3, obteve-se a tensão admissível $\sigma_{25/2}$ pela extrapolação da curva de Van der Veen (1953). A tensão admissível foi obtida pelo menor valor entre as tensões σ_{10} e $\sigma_{25/2}$. Após determinada a tensão admissível, foi estimada a tensão de ruptura utilizando FS = 2.

Tabela 9 - Critério de Boston aplicado a curva tensão-recalque				
Ensaio	Critério de Boston		Tensão admissível escolhida (kPa)	Tensão de ruptura (kPa)
	σ_{10} (kPa)	$\sigma_{25/2}$ (kPa)		
PCP1	195	190	190	380
PCP2	345	263	263	526
PCP3	335	260	260	520
PCP4	55	44	44	88
PCP5	180	100	100	200

Fonte: Autoria Própria, 2021.

O terceiro critério utilizado foi o de D/30, com o diâmetro da placa ensaiada de 50 cm, buscou-se a tensão de ruptura para o deslocamento de 16,7 mm nos ensaios. As tensões de ruptura para as curvas das PCP2 e PCP3 foram obtidas com auxílio da curva extrapolada de Van der Veen (1953). A Tabela 10 apresenta as tensões de ruptura obtidas pelo critério D/30.

Tabela 10 - Critério de D/30 aplicado às curvas tensão-recalque			
Ensaio	Diâmetro da placa (mm)	D/30 (mm)	Tensão de ruptura (kPa)
PCP1	500	16,7	280
PCP2	500	16,7	450
PCP3	500	16,7	425
PCP4	500	16,7	70
PCP5	500	16,7	200

Fonte: Autoria Própria, 2021.

Para o critério de 10% do diâmetro da placa, verificou-se as tensões correspondentes a 50 mm de recalque, como apresenta a Tabela 11. Foi possível obter as tensões de ruptura das PCP1, PCP2 e PCP3 por este método utilizando a curva extrapolada de Van der Veen (1953).

Tabela 11 - Critério de 10%D aplicado às curvas tensão-recalque

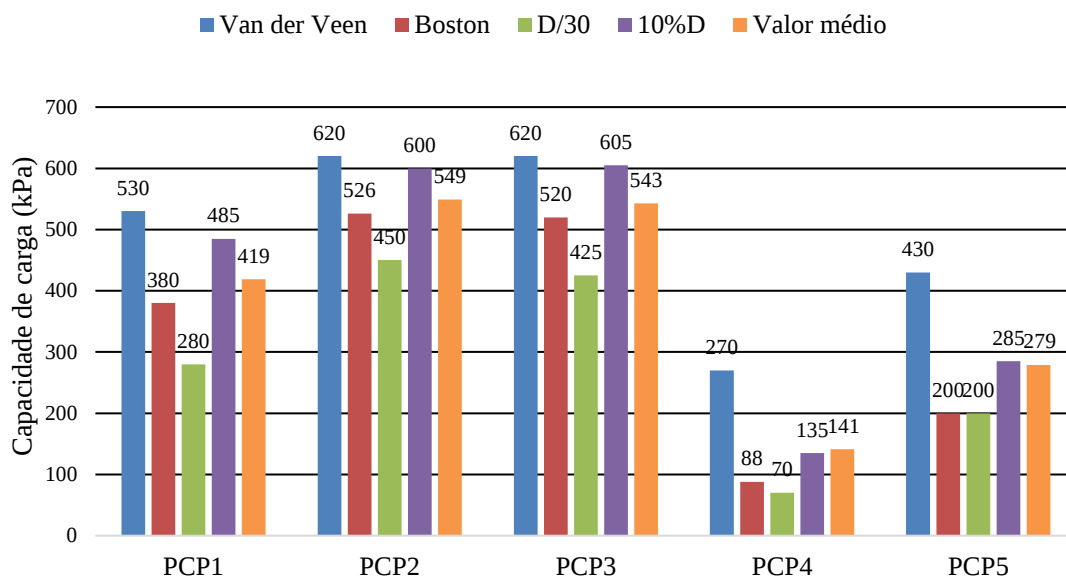
Ensaio	Diâmetro da placa (mm)	10%D (mm)	Tensão de ruptura (kPa)
PCP1	500	50	485
PCP2	500	50	600
PCP3	500	50	605
PCP4	500	50	135
PCP5	500	50	285

Fonte: Autoria própria, 2021.

4.4 Comparação e discussão dos métodos de interpretação das curvas

A Figura 18 apresenta os resultados dos valores de capacidade de carga obtidos pelos critérios de Van der Veen (1953), de Boston, D/30 e 10%D, assim como o valor médio entre eles para cada ensaio. Em termos gerais, os critérios resultaram em resultados aproximadamente semelhantes para as PCP2 e PCP3. A PCP4 apresentou os menores resultados de capacidade de carga, e o critério de Van der Veen (1953) apresentou resultado aproximadamente duas vezes superior à média de todos os critérios.

Figura 18 - Comparação da capacidade de carga para os solos estudados



Fonte: Autoria própria, 2021.

A PCP2 e PCP3 apresentaram os maiores valores de capacidade de carga entre os ensaios. Os valores de capacidade de carga médio foi igual a 549 kPa e 543 kPa, respectivamente. A PCP4 obteve menor capacidade de carga média entre todos os ensaios, com valor 74% inferior aos ensaios PCP2 e PCP3. A PCP1 e PCP5 apresentaram resultados 23% e

49% inferiores ao valor médio dos ensaios PCP2 e PCP3, respectivamente. As PCP1, PCP4 e PCP5 apresentaram, pelo critério de Van der Veen, maiores valores de capacidade de carga em relação aos demais métodos. O critério de D/30 representou os menores valores de capacidade de carga em todos os ensaios.

Os ensaios PCP1 e PCP3 foram executados no mesmo local (distantes 2 m um do outro), o primeiro sem inundação e o segundo inundado previamente e ao longo de todo o ensaio. Ao contrário do que se esperava, o resultado apontou maiores valores de capacidade de carga para o ensaio PCP3 em comparação ao ensaio PCP1. Após investigação do caso, foi constatada má execução do aterro no local dos ensaios, o que provocou essa divergência de resultados.

Xavier (2018) utilizou critérios de capacidade de carga de 10%D, Boston e Van der Veen. A autora verificou que as curvas pelo critério de Van der Veen atingiram tensões de rupturas próximas, para os ensaios na umidade natural e pré-inundado, sendo aquela na umidade natural do solo, superior. Além disso, o critério de Van der Veen representou as maiores capacidades de cargas entre todos os demais analisados.

Costa (1999) concluiu, em seus estudos com 14 provas de carga em placa, a existência de uma forte influência da sucção matricial na capacidade de carga solo, verificando que o aumento da primeira (ou seja, solo com menor umidade) proporciona um substancial crescimento na tensão de ruptura.

Macacari (2001) chegou à mesma conclusão que Costa (1999), em sua pesquisa utilizando 11 provas de carga em placa executadas em 4 profundidades diferentes, que também tinham o objetivo de avaliar a influência da mesma sobre a capacidade de carga. O autor utilizou o critério de recalque de 25 mm e o método de Pacheco e Silva de 1970. A sucção representou influência na capacidade de carga, avaliando a mesma profundidade, e com o aumento desta, observou-se acréscimo de capacidade de carga estando o solo ao mesmo nível de sucção. O autor desenvolveu correlações entre a tensão de ruptura, sucção e profundidade até 6 m. A tensão de ruptura aumenta ao se aumentar a profundidade ou ao aumentar a sucção.

4.5 Aplicação dos métodos para identificação de colapsibilidade do solo

Os ensaios realizados em campo simulam ensaios edométricos duplos e simples que são realizados em laboratório. As provas de carga PCP1 e PCP3 possibilitariam a identificação de solos colapsíveis utilizando a metodologia de Reginatto e Ferrero (1973), simulando um ensaio edométrico duplo. Para as demais provas de carga PCP2, PCP4 e PCP5 a potencialidade de

colapso pode ser identificada através da metodologia de Ferreira e Lacerda (1993) e Jennings e Knight (1957), através da simulação de um ensaio edométrico simples.

Na caracterização de colapsibilidade para ensaios de placa que simulam o ensaio edométrico duplo, são esperados que a tensão de ruptura para o solo natural seja superior ao solo inundado previamente. O ensaio da PCP1 foi realizado em solo natural e o da PCP3 em solo inundado. A curva tensão-recalque resultante do ensaio de PCP1 possibilitou a obtenção de um recalque muito maior que o da curva da PCP3, sendo este inferior 55% em relação a PCP1. Isso causa inconsistência dos resultados encontrados nos ensaios, e devido a esse problema, foi investigado melhor o caso. Chegou-se à conclusão de que houve problemas de execução do aterro local de realização dos ensaios de placa.

Por esse motivo, neste trabalho não foi possível fazer a análise de identificação de colapsibilidade do solo nos ensaios de placa PCP1 e PCP3 que simulavam o ensaio edométrico duplo e utilizariam a metodologia de Reginatto e Ferrero (1973).

Desse modo, foi utilizado a metodologia de Ferreira e Lacerda (1993) e Jennings e Knight (1957), aplicado nos ensaios PCP2, PCP4 e PCP5, para determinar o potencial de colapso do solo local. Pode ser verificado através da Tabela 12 os resultados de potencialidade de colapso determinados para cada ensaio em análise. A espessura da camada de solo que apresentou influência no comportamento na curva tensão-recalque devido ao processo de inundação foi obtida pela relação $Z=2B$ (Cintra e Aoki, 2011), que representa a profundidade do bulbo de tensões em função da dimensão da placa. Neste trabalho, foi considerado que o solo limitado pelo bulbo de tensões foi umedecido no processo de inundação.

Tabela 12 - Potencial de colapso para ensaios inundados a tensão de 200 kPa

Ensaio	Diâmetro da placa (m)	Espessura da camada h_0 (mm) $Z = 2B$	Variação de altura Δh - colapso (mm)	Potencial de colapso PC (%)
PCP2	0,50	1000	0,58	0,1
PCP4	0,50	1000	54,45	5,5
PCP5	0,50	1000	10,49	1,1

Fonte: Autoria própria, 2021.

A partir dos resultados apresentados, pode-se consultar a Tabela 4 de Jennings e Knight (1957), que classifica a gravidade dos problemas nas obras de engenharia a partir do resultado dos ensaios. No ensaio PCP2, o solo foi classificado como “sem problemas”, no ensaio PCP4 a classificação do solo foi “problemático” e no ensaio PCP5 obteve-se classificação de “problema moderado”.

4.6 Comparação e discussão dos métodos de identificação de colapsibilidade do solo

O critério de Ferreira e Lacerda (1993) e Jennings e Knight (1957) foi utilizado para determinar a susceptibilidade ao colapso submetido ao ensaio de prova de carga em placa. A partir da utilização do critério é possível determinar três níveis de gravidade a colapsibilidade. As PCP2, PCP4 e PCP5 foram classificadas como “sem problema”, “problemático” e “problema moderado”, respectivamente.

Ferreira e Fucale (1999), Ferreira et al., (2002), Ferreira e Monteiro (2007), Araújo et al. (2018) e Xavier (2018) realizaram ensaios edométricos simples, duplos e provas de carga em placa e obtiveram solos classificados como condicionados ao colapso.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir das curvas tensão-recalque dos ensaios de prova de carga em placa realizados no solo de Terra Nova - PE, foi possível verificar os recalques residuais de cada ensaio, observando que o maior foi o da PCP4 com 164,32 mm, e o menor da PCP3 com 9,83 mm (inferior com 91,85%). A PCP1 apresentou recalque residual de 25,32 mm, a PCP2 de 9,86 mm, a PCP5 de 96,89 mm. Além disso, a PCP4 foi interrompida na tensão de 240 kPa, por apresentar recalques excessivos, todas as demais seguiram até a tensão de projeto de 400 kPa. Recalques nas magnitudes das PCP4 e PCP5 podem representar sérios danos em obras.

As capacidades de carga foram comparadas utilizando os critérios de Van der Veen (1953), de Boston, D/30 e 10%D. No critério de Van der Veen (1953) nenhum ensaio foi inaceitável. Nos ensaios em que foi atingido pequenos valores de recalques, foi utilizada a curva extrapolada pelo critério de Van der Veen (1953) para obtenção da tensão de ruptura pelos métodos D/30 e 10%D e da tensão admissível pelo critério de Boston.

O maior valor médio de capacidade de carga, dentre os ensaios analisados, foi o da PCP2 com 549 kPa seguido da PCP3 com 543 kPa, e o menor pertenceu a PCP4 com 141 kPa. Os resultados condizem com os recalques sofridos visto que as provas de carga em placa que obtiveram maiores capacidades de carga, também foram aquelas que apresentaram menores recalques máximos, assim como as menores capacidades de carga obtiveram recalques mais expressivos.

O método de capacidade de carga através da tensão admissível de Boston foi o mais próximo do valor médio para a PCP1. O método de 10%D apresentou capacidade carga mais próxima do valor médio para as PCP4 e PCP5. No geral, o método de Van der Veen apresentou maiores valores de capacidade de carga, mostrando-se menos conservador e o método de D/30 apresentou-se como mais a favor da segurança.

Não foi possível a utilização da metodologia de Reginatto e Ferrero (1973) para os ensaios que simularam o ensaio edométrico duplo, sendo a PCP1 em solo natural e a PCP3 em sol inundado previamente. Foi observada uma inconsistência nos resultados encontrados nos ensaios, uma vez que se esperava que o ensaio em solo natural apresentasse recalques inferiores ao ensaio em solo inundado.

A partir desses resultados duvidosos e com a investigação do caso, chegou-se à determinação de que houveram problemas de execução do aterro no local de realização desses dois ensaios, no que se refere a um problema de má compactação. Diante disso, é evidenciada

a importância de se ter obras com boa execução de aterros, tanto para a qualidade da própria obra, quanto para se ter qualidade na execução de ensaios, como o de prova de carga em placa, pois a falta do controle de qualidade pode proporcionar resultados duvidosos e inconsistentes, que dificultem a interpretação.

Para os ensaios PCP2, PCP4 e PCP5, que simularam o ensaio edométrico simples inundado a tensão de 200 kPa, foram verificados colapsos de 0,58 mm, 54,45 mm e 10,49 mm, respectivamente. Foi obtido o potencial de colapso pelo método de Ferreira e Lacerda (1993) e Jennings e Knight (1957), sendo verificadas gravidades sem problemas, problemático e problema moderado, respectivamente, para os três ensaios. O colapso registrado pela PCP4 poderia proporcionar consequências significativas em uma obra.

Esses resultados demonstram a heterogeneidade dos solos, visto que em apenas uma obra foi possível obter três tipos de gravidade de problemas, evidenciando ainda, a necessidade de se ensaiar os solos antes da realização de obras de engenharia, para se conhecer a realidade do mesmo e, assim, evitar problemas futuros.

O conhecimento do real diagnóstico do solo em que se constrói se faz necessário, e deve ser realizado através de ensaios que proporcionam a execução de projetos de engenharia mais eficientes e que não comprometam o futuro empreendimento. Estudos no sentido de avaliar os solos de grandes ou pequenas obras fazem-se importantes para a geotecnia e para a engenharia como um todo.

REFERÊNCIAS

AMORIM, S. F. **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do estado de Pernambuco (SIGSEC - PE).** Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de Pernambuco, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2004. 244p.

ARAÚJO, A. G. D. et al. **Identificação de Solos Colapsíveis da Região de São Bento do Norte/RN através de Ensaio de Caracterização e Provas de Carga em Placa.** In: Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, XIX. Salvador, 2018.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT (2019). **NBR 6489: Prova de carga direta sobre o terreno de fundação.** Rio de Janeiro, 2019.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N; ALBIERRO, J. H. **Fundações Diretas: projeto geotécnico.** Oficina de textos: São Paulo, 2011.

CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: Ensaio estático e dinâmico.** Oficina de textos: São Paulo, 2014.

COSTA, Y. D. J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999. 138p.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Solos do Município de Santa Maria da Boa Vista: Margem Esquerda do Rio São Francisco, Estado de Pernambuco.** Petrolina: Embrapa Semiárido, 2012.

FERREIRA, S. R. M. et al. **Comportamento de variação de volume em solos colapsíveis da cidade de Palmas - Tocantins.** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XII. 2002. São Paulo. Anais. COBRAMSEG, 2002, v. 2, p. 595-603.

FERREIRA, S. R. M. **Fatores que influenciam na variação de volume em solos colapsíveis devido à inundação.** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XII, 2002. São Paulo. Anais. COBRAMSEG, 2002, v. 2. p. 649-657.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALE, S. P. **Características de variação de volume em solos colapsíveis do estado de Pernambuco.** In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, IX, 1999. São Pedro – SP. Anais. CBGE, 1999.

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. **Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de campo e de laboratório.** Revista Solos e Rochas, v.16, n.4, 1993. p. 245-253

FERREIRA, S. R. M.; MONTEIRO, P. C. L. **Colapso devido à inundação em Arenitos da cidade do Recife e do município de Petrolândia-PE.** In: Simpósio brasileiro de Solos não Saturados, VI, 2007, Salvador. Anais. Salvador: EDFUBA, 2007. v. 1. p. 165-170.

FERREIRA, S. R. M. **Solos colapsíveis e expansivos: uma visão panorâmica no Brasil.** In: Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, VI, 2008, Salvador. Anais. Salvados: EDUFBA, 2008a. v. 2. p. 593-619.

FERREIRA, S. R. M. **Solos colapsíveis no Brasil: Caracterização e comportamento geotécnico de alguns solos.** In: Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, IV e Congresso Nacional de Geotecnia Congresso Luso Brasileiro, XI, 2008, Coimbra-PT. Anais. Coimbra-PT: Associação Portuguesa de Geotecnia, 2008b. v. 1. p. 1-8.

IBGE – Instituto Brasileiro de geografia e Estatística. **Censo Brasileiro de 2010.** Rio de Janeiro: IBGE, 2017. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pe/terra-nova/panorama>>. Acesso em: 27/09/2021.

JENNINGS, J.E.; KNIGHT, K. **The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sand Subsoils on Wetting.** In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, IV. v. 1, 1957. p. 316- 319.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure.** In: Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, VI. 1975. p. 99-105.

MACACARI, M. F. **Variação da capacidade de carga com a sucção e profundidade em ensaios de placa em solo colapsível.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2001. 96p.

NETO, J. S. F. G.; FERREIRA, S. R. M. **Colapso devido a inundação em solos compactados.** In: Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, XI. Brasília: 1998. p. 165-170.

REGINATTO, A.R.; FERRERO. **Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry.** In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, VIII. vol. 2, Moscou, 1973. p. 177-183.

RUSSI, Daniel. **Estudo do comportamento de solos através de ensaios de placas de diferentes diâmetros.** Dissertação (Mestrado) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2007. 147p.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Fundações: teoria e prática**, 2ª ed. Pini. São Paulo: 1998. p. 227-264.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** John Wiley and Sons Co., New York: 1943. 510 p.

TSUHA, C. H. C. **Utilização de penetrômetro manual em solo colapsível e comparação com resultados de prova de carga em placa e em sapata.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003. 57p.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile.** In: III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 2, Zurich: 1953. p. 84-90.

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

VILAR, O. M.; FERREIRA, S. R. M. **Solos colapsíveis e expansivos.** Solos não saturados no contexto geotécnico, v. 1. São Paulo, ABMS, 2015. p. 415-440

XAVIER, J. M. **Estudo do comportamento geotécnico de um solo colapsível voltado para fundações superficiais.** Dissertação (Mestrado) - Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2018. 175 p.