



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARÁIBA
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JOSÉ AILTON DA COSTA FERREIRA

**MELHORAMENTO DE SOLOS COLAPSÍVEIS PARA SUPORTE DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS: ANÁLISE DE UM ESTUDO DE CASO**

ARARUNA – PB

2017

JOSÉ AILTON DA COSTA FERREIRA

**MELHORAMENTO DE SOLOS COLAPSÍVEIS PARA SUPORTE DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS: ANÁLISE DE UM ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de Engenharia
Civil da Universidade Estadual da Paraíba,
como requisito parcial à obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Raimundo Leidimar
Bezerra.

ARARUNA – PB

2017

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

F383m Ferreira, José Ailton da Costa.
Melhoramento de solos colapsíveis para suporte de fundações superficiais [manuscrito] : Análise de estudo de caso / José Ailton da Costa Ferreira. -2017.
68 p. : il. colorido.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2017.

"Orientação : Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."

1. Solos colapsíveis. 2. Compactação. 3. Fundações rasas.

21. ed. CDD 624.151 4

JOSÉ AILTON DA COSTA FERREIRA

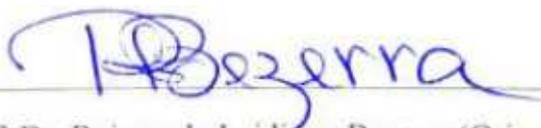
**MELHORAMENTO DE SOLOS COLAPSÍVEIS PARA SUPORTE DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS: ANÁLISE DE UM ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de Engenharia
Civil da Universidade Estadual da Paraíba,
como requisito parcial à obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia.

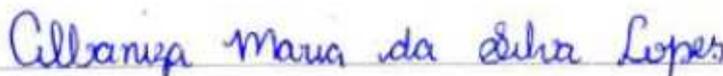
Aprovado em: 18/12/2017

BANCA EXAMINADORA



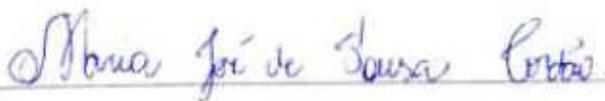
Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra (Orientador)

Universidade Estadual da Paraíba



Prof. Ma. Albaniza Maria da Silva Lopes

Universidade Estadual da Paraíba



Prof. Ma. Maria José de Sousa Cordão

Universidade Estadual da Paraíba

Aos meus pais Francisca e Luiz pela
força, dedicação e amor infindáveis,
DEDICO.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, regente do universo, que em sua infinita benevolência me deu força e fé para continuar e, em vida, me agraciou com tamanha dádiva.

Aos meus pais, Francisca e Luiz, pelo amor incondicional e oportunidade, apoiando-me tão intimamente nessa árdua jornada. Tudo que sou devo a vocês. Como pais, como amigos, foram anfitriões de si e de mim mesmo, meu maior amor. Acreditaram em mim todos os dias, pois até mesmos nos dias mais difíceis foram meu chão. Com vocês, aprendi a ter fé e esperança para os dias nublados.

Aos meus irmãos, Jacqueline e Edilson, e ao meu sobrinho, Arthur, personificação do amor. Vocês são base e força voraz para mim. Acreditaram na minha capacidade e constituem a pedra angular da minha vida.

A você, Maria Arlete, por acreditar em mim tão silenciosamente quando era ainda apenas uma criança. Livros repletos de um mundo próprio e a mais linda utopia, permitiste que eu vivesse na infância. Hoje não é sonho, se fez realidade, nossa realidade. Agradeço por ser próximo teu e se tornado filho durante todos esses anos. Me espelho em sua força e coragem que, sem dúvida, transferistes para mim.

A você, Danielly, por ser amiga e calmaria para mim. De olhos grandes e coração largo acolheu minha vida no quarto da tua sala. Obrigado por arrancar risos sinceros e lágrimas rasas. És companheira de outra vida e essencial para mim, menino do engenho.

A Bianca e Abraão, por todo suporte e incentivo quando mais precisei e por nunca me deixarem desistir. Em palavras não consigo expressar minha gratidão pela amizade, cuidado e força. Vocês são fundamentais em minha vida e porto seguro para os dias turvos.

A todos os meus amigos que a vida me deu antes da graduação e os irmãos que ganhei nessa caminhada, em especial: Thiago, C. Vanessa, Arykássia, Estela, Claudinha, Jardelly e Camila Lira. Obrigado por todo apoio, empatia e amor a mim conferidos sem medidas, pois sem vocês não estaria aqui.

À universidade pela oportunidade, a direção e a todo o corpo docente, em especial ao meu orientador Dr. Raimundo Leidimar Bezerra por todo conhecimento e confiança depositados em mim. Agradeço à Joaline Cavalcante por me auxiliar atentamente na minha formação e a professora Ma. Maria José de Sousa Cordão, por cada ensinamento, consideração e amizade.

Minha eterna gratidão a todos que acreditaram na construção desse sonho e permaneceram firmemente ao meu lado. Sem o amor e dedicação de vocês eu não teria conseguido.

Muito obrigado!

Crer-sendo.

Castello Branco

RESUMO

Os solos colapsíveis possuem elevado índice de vazios e sofrem um rearranjo das partículas devido ao aumento do grau de saturação, seguido de uma rápida redução volumétrica. O emprego de fundações superficiais assentes em solos colapsíveis é limitado, pois o efeito do colapso é mais acentuado nos horizontes superficiais do terreno e, por sua vez, compromete a utilização das obras de engenharia. Este trabalho apresenta e avalia as principais técnicas de melhoramento de solos potencialmente colapsíveis para suporte de fundações diretas, em razão da redução do potencial de colapso do solo e dos possíveis recalques provenientes da sobrecarga da edificação e baseou-se nos resultados experimentais apresentados por Melo e Bandeira (2014) utilizados para reforçar o solo de fundação do Cariri Garden Shopping, Juazeiro do Norte – CE, através da compactação das camadas subjacentes. O processo de compactação do solo promove a densificação do maciço ao seu entorno e, conseqüentemente, reduz a compressibilidade da massa de solo tratado. Através de correlações entre o índice de resistência à penetração N_{SPT} , características mecânicas do solo e geometria do elemento de fundação foi verificado o aumento da capacidade de carga e conseqüente redução do potencial de colapso. Salienta-se que a utilização de fundação rasa sobre o solo colapsível em condições naturais não é viável, devido à sua baixa capacidade de carga inicial, sendo preferível o uso de estacas escavadas. Para tanto, constatou-se mediante ensaios edométricos em amostras indeformadas e deformadas o aumento de resistência do solo compactado que tornou possível o uso de fundações rasas sobre solos tratados exequível, em face da redução dos possíveis recalques por adensamento e colapso à valores de limites aceitáveis.

Palavras-chave: Solos colapsíveis. Compactação. Fundações rasas.

ABSTRACT

Collapsible soils have a high void content and experience rearrangement of its particles due to the increase of saturation, followed by a rapid volumetric reduction. The use of surface foundations on collapsible soils is limited because the collapse effect is more pronounced in the terrain surface horizons, compromising engineering works. This paper presents and evaluates the main improvement techniques of potentially collapsible soils to support direct foundations, due to the reduction of soil collapse potential and possible settlement by construction overload. There were taken into account the experimental results presented by Melo and Bandeira (2014), used to reinforce the foundation soil of Cariri Garden Shopping, in Juazeiro do Norte city, Brazil, by compaction of the underlying layers. The soil compaction process promotes densification of the massif to its surroundings and, consequently, reduces the compressibility of the treated soil mass. Through correlations between the N_{SPT} penetration index, mechanical characteristics of the soil and the geometry of the foundation element, it was verified the increase of the load capacity and consequent reduction of the collapse potential. It should be noted that the use of shallow foundation on the collapsible soil under natural conditions is not feasible, due to its low initial load capacity. The use of excavated piles is preferred. It was verified by endometrial and compaction tests the increasing in soil resistance, which allowed the use of surface foundations on treated soils because of the reduction on the settlement by densification and collapse to values of acceptable limits.

Keywords: Collapsible soils. Compaction. Shallow foundations.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Variação da pressão de água num perfil de solo.	19
Figura 2 – Elemento de solo não saturado com a fase gasosa contínua.	21
Figura 3 – Combinação de capilaridade e adsorção produzindo sucção matricial em solo não saturado.	24
Figura 4 – Estruturas metaestáveis sustentadas por pressões capilares.	24
Figura 5 – Estruturas metaestáveis sustentadas por forças de adsorção.	25
Figura 6 – Variação do coeficiente χ com o grau de saturação para diversos solos.	26
Figura 7 – Ensaio UU em solo não saturado.	28
Figura 8 – Trajetórias de tensão obtidas em ensaios CU de um solo normalmente adensado não saturado e saturado, respectivamente.	29
Figura 9 – Curva de retenção da água.	30
Figura 10 – Áreas de concentração de solos colapsíveis estudados no Brasil.	33
Figura 11 – Ensaio de compressão edométrica de um solo colapsível.	35
Figura 12 – Envoltórias de resistência para solos não saturados.	37
Figura 13 – Curva da condutividade hidráulica <i>versus</i> sucção matricial.	38
Figura 14 – Tensão de ruptura em função da sucção matricial.	40
Figura 15 – Variação de N_{spt} com o teor de umidade.	41
Figura 16 – Formação típica de trincas por recalques de fundação.	41
Figura 17 – Curva de tensão <i>versus</i> deformação de uma prova de carga direta em placa.	44
Figura 18 – Limitações do ensaio de carga sobre placa em razão do alcance dos bulbos de tensão nas camadas de solo subjacentes.	45
Figura 19 – Técnicas de melhoramento adequado de acordo com a granulometria do solo.	47
Figura 20 – Localização do Cariri Garden Shopping.	54
Figura 21 – Sondagens à percussão do solo de fundação do Cariri Garden Shopping.	55
Figura 22 – Curva da tensão vertical <i>versus</i> índices de vazios da amostra indeformada.	57
Figura 23 – Curvas da tensão vertical <i>versus</i> índices de vazios da amostra compactada.	59
Figura 24 – Uso de sapata em solo colapsível.	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Principais técnicas de medições de sucção dos solos.....	31
Tabela 2 – Coletânea de dados sobre a ocorrência de solos colapsíveis no Nordeste.....	33
Tabela 3 – Avarias gerais em construções resultantes do processo de colapso.	42
Tabela 4 – Dados da amostra de solo estudada por Rollins e Rogers (1994).....	51
Tabela 5 – Comparação entre os recalques previstos por testes edométricos e medidos em campo por diversos métodos.	52
Tabela 6 – Análise granulométrica e classificação unificada do solo estudado.....	56
Tabela 7 – Potencial de colapso a partir de ensaios edométricos simples para tensão de inundação de 200 kPa.	57
Tabela 8 – Potenciais de colapso em vários níveis de tensão do solo estudado segundo Vargas (1978) e Jennings e Knight (1975).	58

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CD	<i>Consolidated Drained</i>
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CU	<i>Consolidated undrained</i>
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração
OCR	<i>Over Consolidated Ratio</i>
PC	Potencial de colapso
SM	Areno-Siltosa
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
UU	<i>Unconsolidated Undrained</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

φ'	Ângulo de atrito interno efetivo
A	Área da sapata
q_{ult}	Capacidade de carga última
N	Carga do pilar
χ	Coefficiente relacionado ao grau de saturação e a estrutura do solo
N_c, N_q, N_γ	Coefficientes de capacidade de carga ($f(\phi)$) e do tipo de ruptura
c	Coesão do solo
c'	Coesão efetiva do solo
φ^b	Corresponde à taxa de aumento na resistência do solo ao cisalhamento em razão da sucção mátrica
S	Grau de saturação
B	Menor dimensão da sapata
γ	Peso específico
ψ_g	Potencial gravitacional
ψ_m	Potencial matricial
ψ_{os}	Potencial osmótico
ψ_{pn}	Potencial pneumático
ψ	Potencial total
u_w	Pressão na água
u_a	Pressão no ar
u	Pressão neutra
H	Profundidade de assentamento
σ_{adm}	Tensão admissível do solo
τ	Tensão de cisalhamento
σ'	Tensão efetiva do solo
σ_{oct}	Tensão octaédrica
σ	Tensão total do solo
σ_v	Tensão vertical
$w(\%)$	Teor de umidade

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
2. OBJETIVO	17
2.1. OBJETIVO GERAL.....	17
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
3. REFERENCIAL TEÓRICO	18
3.1. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS NÃO SATURADOS	19
3.1.1. Fases constituintes dos solos não saturados	20
3.1.1.1. Membrana contrátil	21
3.1.2. Sucção no solo	22
3.1.2.1. Fenômenos de capilaridade e adsorção	23
3.1.3. Estado de tensões no solo	25
3.1.3.1. Ensaio triaxiais.....	27
3.1.3.1.1. <i>Ensaio triaxial não drenado, UU</i>	27
3.1.3.1.2. <i>Ensaio triaxial drenado, CD</i>	28
3.1.3.1.3. <i>Ensaio triaxial adensado-rápido CU</i>	28
3.1.4. Curva característica de umidade do solo	30
3.2. SOLOS COLAPSÍVEIS	31
3.2.1. Ocorrência no Brasil	32
3.2.2. Comportamento à compressão	34
3.2.3. Resistência ao cisalhamento	36
3.2.4. Condutividade hidráulica	37
3.3. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	38
3.3.1. Fundações superficiais em solos colapsíveis	39
3.3.2. Danos às estruturas devido ao processo de colapso	41
3.4. PROVA DE CARGA SOBRE PLACAS.....	43
3.4.1. Resultados de ensaio de prova de carga sobre placas	45
3.5. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS COLAPSÍVEIS.....	46
3.5.1. Substituição parcial do solo	47
3.5.2. Pré-umedecimento e umedecimento controlado	47
3.5.3. Compactação controlada	48
3.5.3.1. Vibroflotação.....	48
3.5.3.2. Compactação dinâmica.....	49
3.5.3.3. Colunas de deslocamento	49

3.5.4. Estabilização química.....	50
3.5.5. Tratamento térmico	51
4. METODOLOGIA	53
5. APRESENTAÇÃO DO ESTUDO DE CASO.....	54
6. RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
6.1. DETERMINAÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO TRATADO E DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL	59
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	62
7.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	64

1. INTRODUÇÃO

A interpretação do comportamento mecânico dos solos é um fator imprescindível na elaboração de projetos geotécnicos e na solução de problemas inerentes à engenharia de fundação. A realização da prospecção do solo caracteriza a base sobre a qual uma obra será apoiada, pois determina a resistência das camadas subjacentes de solo e a respectiva posição do lençol freático, por exemplo, para considerar os fatores que provocam a ruína de uma estrutura, bem como, ruptura por puncionamento e colapso em ciclos de umedecimento (SALES, 1998). Tais informações são essenciais para que as fundações sejam escolhidas e realizadas adequadamente.

No Brasil, a predominância do clima tropical e subtropical resulta em alterações pedogênicas que favorecem o desenvolvimento de solos potencialmente colapsíveis, em condições não saturadas. O comportamento destes solos difere dos descritos pela Mecânica dos Solos Clássica, incorporando-se a eles um estudo peculiar, baseado na observação experimental e modelos constitutivos, embora ainda incipientes.

Segundo Ozelim et al. (2014), o grau de adensamento destes solos pode ser determinado por ensaios edométricos, o qual relaciona os comportamentos hidráulicos e mecânicos dos solos quando há variação de poropressão durante sua deformação. Deste modo, limitações são sobrepujadas mediante a retificação das equações propostas por Terzaghi (1943) e Biot (1941), aplicados às areias em condições drenadas, para contemplar possível não-linearidade dos fenômenos envolvidos no processo de adensamento de argilas em condições não drenadas.

Os solos colapsíveis apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que estejam submetidos. Tal fenômeno é devido à entrada de água nas interfaces das estruturas mineralógicas das partículas ou sucção, seja pelo ressecamento, seja pela ação de compactação incidente (PINTO, 2006).

As edificações apoiadas em camadas de solos considerados colapsíveis estão sujeitas aos recalques diferenciais provocados pelo colapso do solo, o que pode levar ao aparecimento de trincas e fissuras acentuadas, de modo a comprometer o estado limite de serviço da obra. O efeito do colapso é mais acentuado nas camadas superficiais do solo; a NBR 6122/2010 limita a execução de fundações diretas nestes solos, pois o acréscimo no teor de umidade é inversamente proporcional à sua capacidade de carga, isto é, há uma redução de sua resistência. Assim, é altamente recomendável o melhoramento ou reforço do solo mediante métodos

alternativos, no qual muitas vezes é preferível a execução de fundações profundas, onerando a obra.

Nesse sentido, os efeitos indesejáveis do recalque de fundações superficiais em face ao aumento do grau de saturação, podem ser amenizados através da compactação dinâmica e estabilização química, os quais apresentam desempenho satisfatórios na redução dos recalques provenientes do colapso e na cimentação do solo, respectivamente.

Esta pesquisa se justifica, portanto, no fenômeno de colapso de solos colapsíveis e na identificação de parâmetros que regem seu comportamento para racionalizar a execução de fundações superficiais sobre solos tratados. Dessarte, são apresentados métodos de melhoramento de solos colapsíveis disponíveis na literatura, utilizados como suporte de fundação rasa, com baixo custo e tecnicamente viáveis, e estudado por Melo e Bandeira (2014).

2. OBJETIVO

2.1. OBJETIVO GERAL

Apresentar e avaliar qualitativamente as principais técnicas de melhoramento e reforço de solos colapsíveis para suporte de fundações superficiais.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar o comportamento mecânico de solos não saturados;
- Avaliar a influência da variação do teor de umidade e sucção matricial em solos colapsíveis;
- Apresentar os principais métodos de tratamento de solos colapsíveis;
- Verificar a viabilidade técnica de fundações superficiais sobre solos tratados.
- Apontar critérios de segurança para fundações diretas apoiadas em solos colapsíveis;

3. REFERENCIAL TEÓRICO

As condições pedogênicas de um solo e sua evolução ao longo do tempo regem seu comportamento geomecânico e suas propriedades físico-químicas. O clima das regiões intertropicais acelera a ação do intemperismo no solo e, por sua vez, favorece o desenvolvimento de solos não saturados.

Os horizontes formados pela ação do intemperismo nos solos típicos nessas condições, variam mais intensamente da superfície para as camadas inferiores, apresentando baixa umidade nos horizontes superficiais. Logo, o grau de saturação destes pode variar durante ciclos sazonais, sendo inferior nos períodos de baixa precipitação, formando solos potencialmente colapsíveis. Em razão da intervenção antrópica, os solos compactados usados como subleito e sub-base em obras de pavimentação apresentam variação do grau de saturação característica de seu adensamento, devendo ser estudados isoladamente (LOLLO, 2008).

Em consequência, as fundações assentes em solos não saturados altamente colapsíveis são condicionadas às características de resistência, compressibilidade e permeabilidade, regidas pelo comportamento e interação de fases do solo. Quando esses solos são solicitados esta interação provoca pressão neutra negativa na água intersticial, denotada como um fenômeno de sucção quando referenciada à pressão de gás externa ao solo (GEORGETTI, 2010). O colapso acontece devido à destruição dos meniscos capilares responsáveis pelas tensões de sucção ou ao amolecimento do cimento natural que mantém as partículas unidas.

A sucção é uma variável imprescindível na avaliação do comportamento hidromecânico desses solos, realizando-se mediante o monitoramento do perfil de sucção e umidade local, bem como o estudo da percolação da água em seu interior. Além disto, a previsão do comportamento e das propriedades mecânicas destes solos pode ser realizada mediante ensaios de variação volumétrica, condutividade hidráulica, compressão triaxial e cisalhamento direto com um equacionamento peculiar devido à interface de ar-água.

No caso de fundações superficiais, os ensaios de prova de carga sobre placas podem ser empregados como ferramenta para analisar, de forma fidedigna, o estado de tensões de solos colapsíveis (GEORGETTI, 2010).

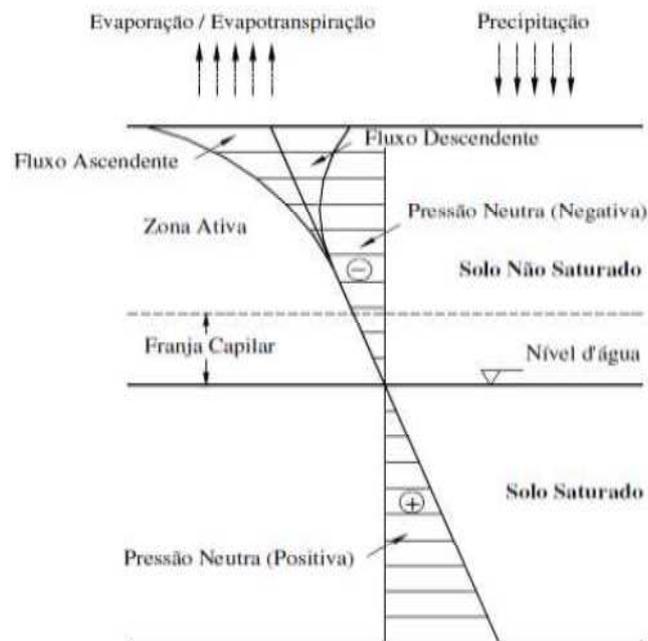
3.1. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Os solos não saturados possuem uma estrutura constituída de partículas sólidas circundadas por vazios, preenchidos por ar e água, que são muito mais compressíveis do que a estrutura sólida do solo. Diferentemente dos solos saturados que quando são submetidos a um carregamento hidrostático surge uma pressão neutra de igual valor e que se dissipa apenas em situações drenadas, quando esses solos são solicitados ocorre uma compressão do ar, à qual corresponde a uma igual compressão da estrutura intergranular, indicando que parte da pressão aplicada é suportada pelo solo e que a tensão efetiva aumenta ainda que não tenha havido drenagem (PINTO, 2006).

A linearidade do estado de tensões efetivas baseada nas teorias de Terzaghi não descreve a variação volumétrica e resistências desses solos, pois são governadas pela pressão negativa de sua água intersticial. Em virtude da sucção matricial, a não linearidade de sua resistência do solo deveria ser determinada através de variáveis de estado de tensão que fossem independentes das propriedades do solo e pudessem representar seu comportamento hidromecânico.

Segundo Rodrigues (2007), as principais características da variação da pressão da água são observadas no esquema da Figura 1.

Figura 1 – Variação da pressão de água num perfil de solo.



Fonte: Rodrigues (2007)

Na Figura 1, a porção de solo acima do lençol freático pode ser dividida em duas regiões:

- 1) *A franja* ou *zona capilar*, permanece saturada invariavelmente ainda que as pressões neutras sejam negativas;
- 2) *Zona ativa*, onde o grau de saturação do solo tenderá a se equilibrar na condição hidrostática, quando o fluxo da superfície do terreno for nulo. Ocorrendo uma diminuição do teor de umidade (evaporação/evapotranspiração), a pressão na água diminui; se houver um aumento do teor de umidade (infiltração), a pressão aumenta.

Pinto (2006) afirma que os volumes ocupados pelo ar e água nos solos parcialmente saturados se apresentam com bolhas de ar oclusas, quando o grau de saturação é elevado (superior a 85 ou 90%); o ar todo intercomunicado, assim como a água, formando canais que se entrelaçam no espaço; e o ar todo interconectado, a água se concentra nos contatos entre as partículas, além de molhá-las por delgada camada de água adsorvida em razão do baixo grau de saturação.

Nesse sentido, quando o ar encontra-se contínuo, o fluxo no solo vai depender do valor da permeabilidade do ar nos vazios, se a compressibilidade aumenta, a sucção alcança valores elevados e a fase água adere firmemente às partículas. Um acréscimo no grau de saturação irá gerar um decréscimo no valor da sucção, podendo gerar um colapso na estrutura do solo. Por outro lado, quando o ar se encontra na forma oclusa, a permeabilidade dependerá da água, e estas bolhas poderão causar diferentes comportamentos quanto à compressibilidade no solo (PINTO, 2006).

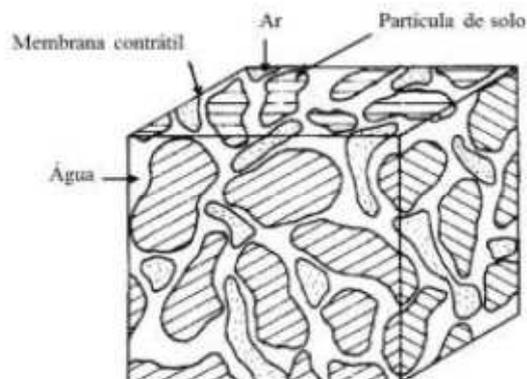
Para Campos (1997), solos tidos como saturados podem apresentar condições não saturadas quando o valor da sucção se iguala à pressão de borbulhamento, ou pressão de entrada de ar do solo. Isso ocorre quando a pressão do ar é elevada o suficiente para mover o menisco que separa as fases ar e água, no contorno do solo e, conseqüentemente, o ar começa a penetrar no solo até que sejam formados os primeiros canais contínuos de ar. Ressalta-se que antes de se atingir a pressão de borbulhamento, pode ocorrer a oclusão do ar e, do ponto de vista de resistência ao cisalhamento, o solo se comporta como se fosse plenamente saturado.

3.1.1. Fases constituintes dos solos não saturados

Os solos não saturados podem ser considerados como um sistema trifásico, constituído de suas partículas sólidas incompressíveis, o fluido intersticial inerte quimicamente e o ar (Figura 2); composto ainda por uma interface ar-água, denotada por Fredlund e Morgenstern (1977) como membrana contrátil. Este quarto elemento exerce uma tensão de tração nos

materiais contíguos e comporta-se como uma membrana elástica. Em meios multifásicos contínuos, ela interage com as partículas sólidas, influenciando no comportamento mecânico do solo em razão do seu grau de saturação.

Figura 2 – Elemento de solo não saturado com a fase gasosa contínua.



Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

De acordo com Pereira (2013), para baixo grau de saturação a água é retida em forma de menisco em torno dos pontos de contato dos grãos e a fase água não é contínua (saturação pendular). Quando as fases ar e água são contínuas caracterizam uma saturação funicular, entretanto a transição da fase ar para meios não contínuos apresenta-se em forma de bolhas oclusas, indicando uma saturação insular.

Da perspectiva comportamental, o equilíbrio das fases do solo não saturado é obtido quando se aplica um gradiente de tensão, pois isto promove a interação das partículas de solo com a interface ar-água. Por simplificação, nas correlações massa-volume o ar pode ser considerado parte da massa de água em virtude de sua pequena densidade e podemos considerá-lo um sistema trifásico. No entanto, quando se analisa o estado de tensão de um sistema multifásico contínuo é necessário supor que a interface ar-água se comporte como uma fase independente, para delimitar limites de superfícies (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Fredlund e Morgenstern (1977) afirmam que o limite entre as duas fases homogêneas não pode ser considerado como um simples plano geométrico sobre cada lado de cada extensão de uma das fases homogêneas, mas sim, com uma lâmina de espessura característica, onde o material apresenta propriedades diferentes dos materiais na fase homogênea contínua.

3.1.1.1. Membrana contrátil

A membrana contrátil tem um papel importante no que se refere à compressão do comportamento de solos não saturados. Segundo Fredlund e Morgenstern (1977) sua

propriedade mais distinta é a habilidade de exercer uma tensão de tração entre as partículas, comportando-se como uma membrana elástica sobre tensão entrelaçada em toda a estrutura do solo. No entanto, a fase de água do solo pode apresentar propriedades distintas, a exemplo de um menor valor de densidade, aumento na condução de calor e dados de birrefringência.

Como principal propriedade da membrana contrátil, tem-se a tensão superficial que resulta de forças intermoleculares atuando nas suas moléculas. Ela aproxima as partículas e, conseqüentemente, favorece um aumento efetivo do estado de tensão. Sua magnitude é influenciada pela temperatura, ocorrendo uma queda na tensão superficial com o acréscimo de temperatura (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977).

Os autores supracitados salientam que em relação a resistência ao cisalhamento, a membrana contrátil pode ser considerada como se fosse uma membrana que une grãos ou grumos de partículas, contribuindo para um aumento da resistência dos solos, refletida no coeficiente de atrito efetivo do solo não saturado. Assim, sendo, considera-se um plano hipotético cortando uma amostra de um solo não saturado, quanto maior a área relativa de influência da interface ar-água, maior deve ser a influência da sucção na resistência ao cisalhamento.

3.1.2. Sucção no solo

A energia da água intersticial exerce forte influência no comportamento dos solos não saturados, pois representa a capacidade do solo de reter água em seu interior. Seu estado energético pode ser determinado mediante a quantificação das energias potencial e cinética, respectivamente. Deste modo, a permeabilidade do solo está correlacionada intrinsecamente à parcela de energia potencial, sendo imprescindível na determinação do estado e movimento da água na massa de solo. Enquanto a parcela cinética é desprezível em razão da pequena velocidade de percolação nos vazios (HILLEL, 1971).

Para o autor, o potencial total do solo é constituído a partir da atração da matriz sólida por água, bem como da presença de solutos e da ação de pressão externa e gravidade, dependendo fundamentalmente da mineralogia, da massa específica, da distribuição dos poros e do conteúdo de água no solo. No mais, ele é influenciado por parcelas de menor relevância, como é o caso dos potenciais térmicos e de consolidação, como observado na Equação 1.

$$\Psi_t = \Psi_m + \Psi_o + \Psi_{pn} + \Psi_g \quad (1)$$

Em que: ψ_t é o potencial total, ou seja, fornece valores totais de tensão de sucção; ψ_m é o potencial matricial, resultante de forças capilares ou de adsorção; ψ_o corresponde ao potencial osmótico, associado à pressão osmótica da água do maciço; ψ_g diz respeito ao potencial gravitacional, obtido pela elevação do ponto em questão relativa ao nível de referência; e, por fim, ψ_{pn} representa o potencial pneumático, respectivo à pressão na fase gasosa

Consoante a Lollo (2008), a sucção, de modo geral, pode ser relacionada com a pressão de vapor e qualquer variação na pressão parcial de vapor da água do solo corresponde uma variação na sucção. Deste modo, admitir a hipótese que os poros do solo estejam interligados com a atmosfera, permite negligenciar os potenciais pneumáticos e gravitacionais.

Uma vez que não há processo de adensamento do solo, o potencial de adensamento é nulo. Todavia, se a concentração de sais for alterada, por exemplo, ocorre modificação na sucção osmótica (ψ_o). Conseqüentemente, se a curvatura de um menisco for modificada ocorre uma alteração na sucção matricial (ψ_m). Sendo a sucção total (ψ_t) a soma de contribuições isoladas destes fatores, ou seja, sua matriz, podendo ser reescrita conforme a Equação 2 (LOLLO, 2008).

$$\psi_t = \psi_o + \psi_m \quad (2)$$

Por outro lado, a sucção matricial no solo pode ser expressa em função da diferença entre a pressão no ar e a pressão na água ($u_a - u_w$). Esta afirmativa permite concluir que a tensão de sucção é resultante da combinação dos efeitos de capilaridade e adsorção. Em virtude disto, a pressão neutra na água é negativa devido aos efeitos da capilaridade, pois ela provoca a tensão efetiva no solo, e seu valor, depende da curvatura da interface ar-água (PINTO, 2006).

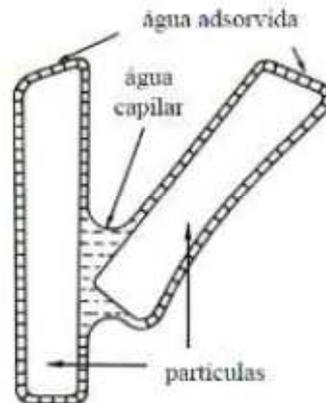
Salienta-se que em condições não saturadas severas, as forças capilares perdem seu predomínio, sendo a sucção osmótica irrelevante na determinação do comportamento hidromecânico do solo. Por sua vez, a sucção matricial é suficientemente satisfatória para entender o comportamento do solo não saturados mediante ensaios triaxiais com sucção controlada, pois a diminuição do seu valor pode causar o colapso das obras de engenharia (ALONSO et al., 1987).

3.1.2.1. Fenômenos de capilaridade e adsorção

O conhecimento do fenômeno de capilaridade e adsorção associados à tensão de sucção é de sua importância para entender a perda da estabilidade provisória de solos não saturados. A

sucção matricial ($u_a - u_w$) é a pressão que se desenvolve na água intersticial devido à capilaridade e às forças de adsorção, observadas na Figura 3.

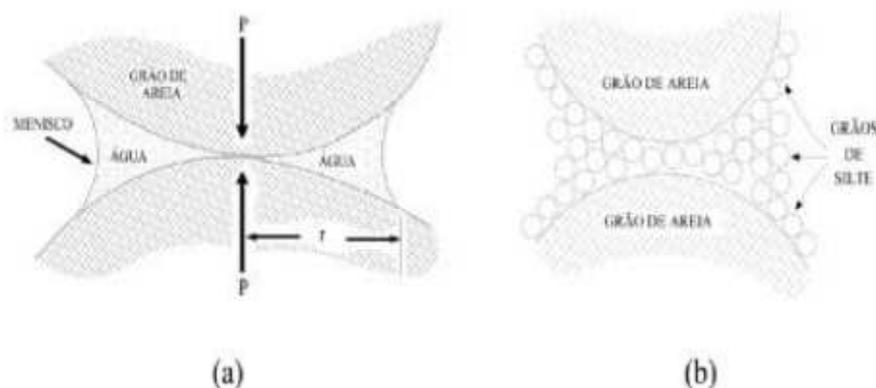
Figura 3 – Combinação de capilaridade e adsorção produzindo sucção matricial em solo não saturado.



Fonte: Dudley (1970)

Segundo Pinto (2006), o contato entre os grãos provoca um menisco capilar de ar-água, esquematicamente como uma calota esférica, sendo a pressão de sucção inversamente proporcional ao raio de curvatura do menisco. No caso dos vazios do solo, a interface ar-água é uma superfície irregular, que depende do formato dos grãos e do teor de umidade, havendo em cada ponto dessa superfície uma dupla curvatura, como ilustra a Figura 4.

Figura 4 – Estruturas metaestáveis sustentadas por pressões capilares.



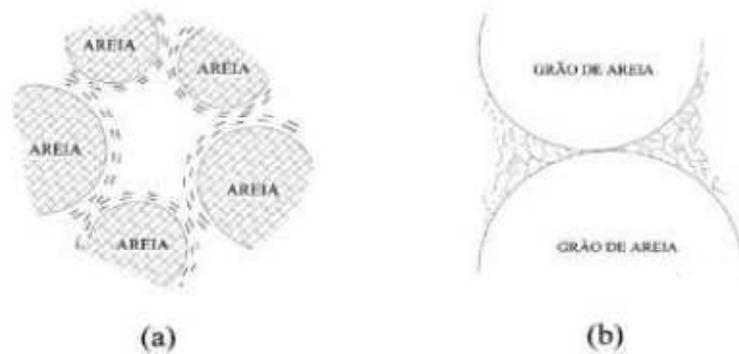
Fonte: Dudley (1970)

O autor sustenta que quando o teor de umidade, ou o correspondente grau de saturação diminui, os raios dos meniscos capilares também diminuem, e a pressão de sucção aumenta. Em contrapartida, a correlação entre a pressão de sucção e a umidade depende do sentido da variação da umidade e ciclos de umedecimento. Considerando o princípio das tensões efetivas

$\sigma' = \sigma - u$, onde σ' é a tensão efetiva, σ a tensão total e u a pressão neutra, verifica-se que a tensão efetiva torna-se maior que a tensão total, pois a poropressão é negativa. Este acréscimo de resistência aparente diminui à medida que as tensões capilares são eliminadas, como pela adição de água ao solo que reduz a pressão de contato entre os grãos (DUDLEY, 1970).

A camada de água adsorvida pode apresentar propriedades mecânicas distintas da água líquida nas mesmas condições de temperatura. Ela é um mecanismo que causa forte retenção de água pelos solos argilosos a altas sucções, formando envoltória de hidratação sobre as partículas minerais, conforme a Figura 5. No tocante a poros de menor diâmetro, onde há predominância dos fenômenos de superfícies, estão intimamente ligados à atividade do argilomineral e/ou superfícies de contato (HILLEL, 1971; LOLLO, 2008).

Figura 5 – Estruturas metaestáveis sustentadas por forças de adsorção.



Fonte: Dudley (1970)

3.1.3. Estado de tensões no solo

A avaliação do comportamento mecânico dos solos pode ser descrita por modelos constitutivos e análise empírica do maciço de solo, devido à forte influência da água neste. As relações constitutivas são expressões unívocas que relacionam os parâmetros do estado de tensão (FUNG, 1969).

As equações de equilíbrio das fases do solo não saturado resultam do rearranjo das tensões fisicamente medidas, tensão normal (σ), pressão no ar (u_a) e pressão na água (u_w), sendo eles: $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Estas formulações podem ser utilizadas para representar as variações volumétricas e de resistência que ocorrem no solo quando alterado seu estado de tensão. Isto se dá porque o ar existente nos vazios do solo encontra-se com pressão do ar diferente da pressão da água, nos vazios, em virtude da tensão superficial da água nos meniscos capilares que se formam no interior do solo (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Considerando a complexidade do estudo de vazios preenchidos por ar e água, a tensão efetiva não pode ser definida como o excesso de acréscimo de tensão quando a poropressão é dissipada. Historicamente, Bishop (1959) postulou algumas equações para descrever o estado de ruptura de solos insaturados compactados, utilizando os mesmos critérios e parâmetros de rupturas em solos em condições saturadas, conforme mostra a Equação 3.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)\mu \quad (3)$$

Sendo,

σ' – Tensão efetiva do solo;

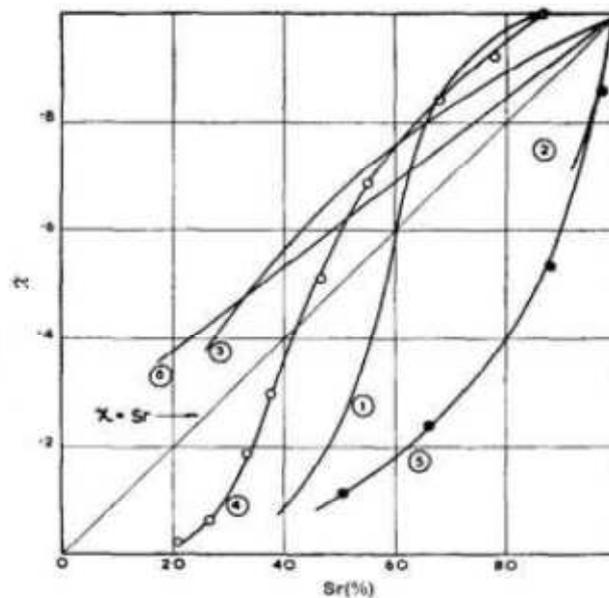
χ – Coeficiente relacionado ao grau de saturação e a estrutura do solo;

u_a – Pressão no ar;

u_w – Pressão na água

A parcela $(u_a - u_w)$ depende diretamente do teor de umidade do solo. Entretanto, apenas o estudo do esforço intergranular do solo resultante de sobrecargas não descreve as variáveis do estado de tensão, pois os efeitos de capilaridade e eletromagnético dos grãos, parâmetro χ , é altamente dependente da trajetória de tensões e dos ciclos de secagem e umedecimento, conforme observado na Figura 6.

Figura 6 – Variação do coeficiente χ com o grau de saturação para diversos solos.



- 1 - Argila compactada (-2 μ =4%)
 - 2 - Argila compactada (-2 μ =22%)
 - 3 - Silte - Bishop e Donald (1961)
 - 4 - Silte (-2 μ =3%)
 - 5 - Argila silteosa (-2 μ =23%)
 - 6 - Curva teórica de Donald
- } Bishop et al. (1960)

Fonte: Jennings e Burland (1962)

Por outro lado, a Equação 3 apresenta boa representatividade em termos de resistência, mas não é capaz de reproduzir o fenômeno de colapso. Um processo de molhagem com conseqüente redução de pressão da água provoca a diminuição da tensão efetiva de Bishop (1959), prevendo um inchaço quando de fato, dependendo do tipo de solo e do esforço total, pode ocorrer um colapso. Isto sugere que o princípio de tensão efetiva para um solo não saturado pode apenas ser aplicado para valores de saturação acima do valor crítico.

Para este fim, o estado de tensão de um solo é definido mediante a determinação da tensão total e as pressões na água e no ar. Assim, Coleman (1962) estabelece que os coeficientes que ligam essas forças à deformação dependem do valor do pré-adensamento do solo (OCR). Isso significa que uma mudança no valor da sucção da matriz nem sempre é a mesma coisa no esforço efetivo, sendo estritamente peculiar a cada solo.

3.1.3.1. Ensaios triaxiais

A variação de poropressão influencia diretamente no comportamento geomecânico dos solos não saturados. Tal variação pode se dar de forma natural, associada ao fluxo ou infiltração através do solo, ou resultante da sobrecarga imposta, tais como o que ocorre em estruturas de engenharia. No carregamento axial a inundação do solo diminui a pressão de sucção ou quebra o cimento natural do solo.

O excesso de pressão neutra gerada imediatamente após o carregamento caracteriza condições não drenadas dos solos. A tensão total aplicada é suportada pelos grãos e os vazios de ar e de água, dependendo exclusivamente das suas características de compressibilidade (PINTO, 2006).

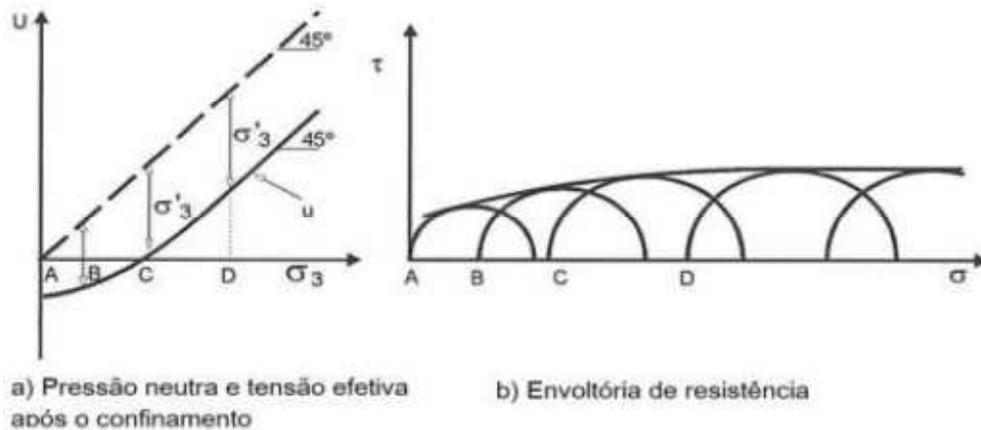
A realização de ensaios de compressão descreve o comportamento deformacional desses solos, em condições drenada e não drenada, e permite prever a resistência à compressão do solo.

3.1.3.1.1. *Ensaio triaxial não drenado, UU*

Conforme Pinto (2006) mostra na Figura 7, no ensaio triaxial não drenado (UU) o acréscimo de tensão axial na ruptura não é o mesmo para qualquer tensão confinante, σ_3 , pois para a confinante nula, a pressão neutra negativa é equivalente à pressão neutra da amostra de solo (situação A). Com o confinamento do solo (situação B), o aumento da pressão neutra corresponde só a uma parte dessa pressão e, em resposta, a tensão efetiva aumenta. Em contrapartida, a pressão efetiva confinante (σ_3') é maior do que seria se fosse devida somente

à pressão neutra negativa da amostra. Logo, se aplicarmos um confinamento superior no solo (situação C), maior será a pressão confinante efetiva e maior a resistência.

Figura 7 – Ensaio UU em solo não saturado.



Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Variando σ_3 , percebe-se que as tensões efetivas aumentam, bem como a resistência do solo. O autor salienta que quando ocorre o aumento da pressão, a resistência ao cisalhamento torna-se constante com a pressão confinante e o grau de saturação aumenta em virtude da dissolução do ar na água.

3.1.3.1.2. Ensaio triaxial drenado, CD

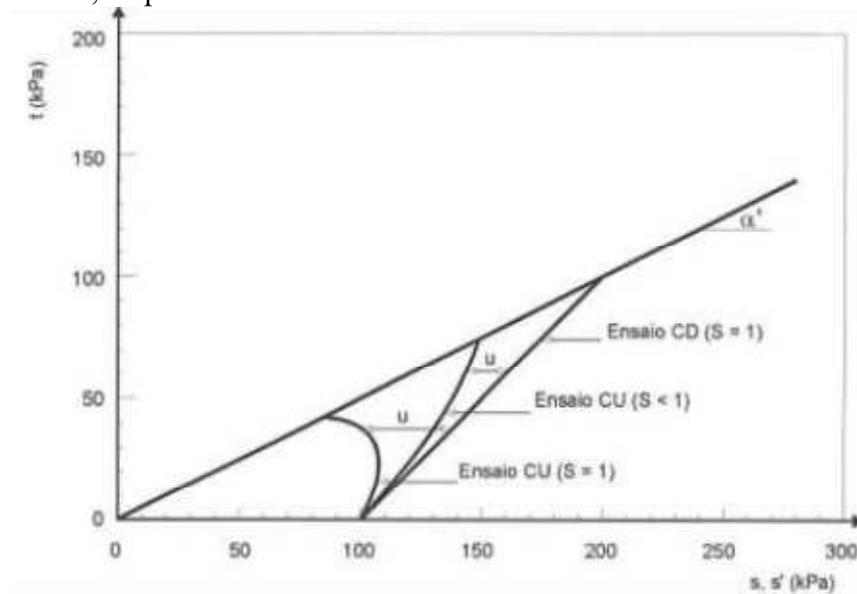
O ensaio triaxial drenado (CD) indica que a poropressão é dissipada com o tempo, se aos vazios do solo é permitida a drenagem, e ratifica que as pressões nas duas fases não se anulam simultaneamente, pois as pressões do ar e água são distintas. Daí, fazendo com que a pressão no ar seja equivalente à pressão atmosférica, a pressão na água, contida pelos meniscos, será negativa. Isto confere ao solo um acréscimo de resistência inversamente proporcional ao seu grau de saturação, pois para elevados valores da pressão de sucção o grau de saturação é baixo (PINTO, 2006).

3.1.3.1.3. Ensaio triaxial adensado-rápido CU

Segundo Pinto (2006), para o ensaio triaxial adensado-rápido (CU), a poropressão resultante do carregamento axial é menor do que no caso de solos saturados, devido a compressão do ar. A Figura 8 ilustra as trajetórias de tensões de um solo em condições saturadas

e não saturadas, respectivamente em ensaios CD e CU, com tensão confinante maior do que a tensão de pré-adensamento.

Figura 8 – Trajetórias de tensão obtidas em ensaios CU de um solo normalmente adensado não saturado e saturado, respectivamente.



Fonte: Pinto (2006)

No ensaio CU ($S = 1$), a tensão desviadora na ruptura é inferior do que a do ensaio CD por causa da pressão neutra que se desenvolve naquele e diminui as tensões efetivas, em virtude da não drenagem. Isso acontece porque não ocorre a total dissipação da poropressão, uma vez que os solos não saturados são pouco permeáveis e recomenda-se que a velocidade do ensaio deve ser mais lenta para permitir a total drenagem da água da amostra. Entretanto, para $S < 1$, admitindo-se que a envoltória efetiva seja a mesma, se, para a mesma tensão confinante, o solo não estiver saturado, as pressões neutras médias que se desenvolvem são muito menores do que com $S = 1$, devido a compressão do ar. Logo, quanto menor for a saturação do solo, menor será a poropressão desenvolvida e a trajetória de tensões efetivas não se afasta tanto da trajetória de tensões efetivas do ensaio CD e, conseqüentemente, a resistência é maior (PINTO, 2006).

Deste modo, a redução da pressão neutra desenvolvida durante o carregamento axial não provoca grande afastamento das trajetórias de tensões efetivas da trajetória do ensaio drenado e indica maior resistência do solo não saturado. Conforme Pinto (2006), para pressões confinantes em que o solo fica muito sobreadensado, quando saturado, a pressão neutra resultante é negativa no ensaio CU. Nas mesmas condições, não estando saturado o solo, a pressão neutra negativa não é tão acentuada, e a resistência aproxima-se da resistência no ensaio drenado.

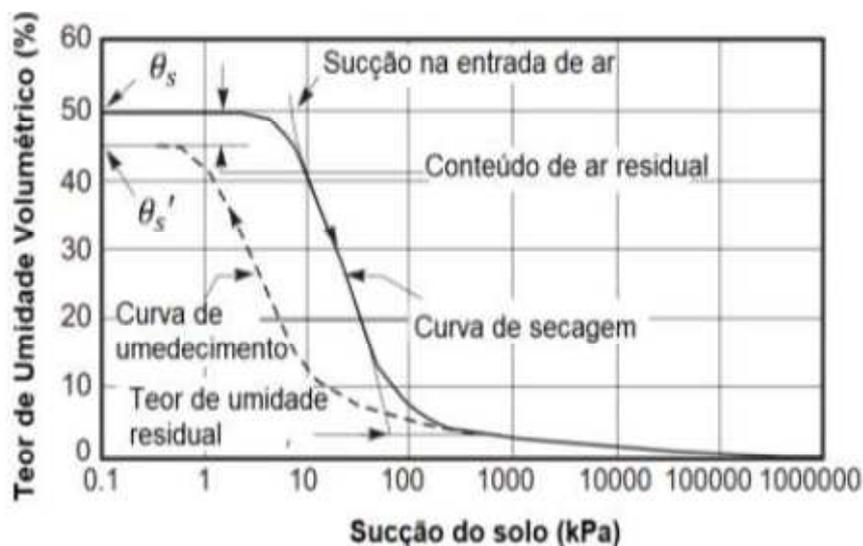
3.1.4. Curva característica de umidade do solo

A expressão gráfica da relação constitutiva entre o teor de umidade (gravimétrico ou volumétrico) do solo e a sucção é denotada como curva de retenção de água, que também pode ser expressa em termos do grau de saturação do solo e assemelha-se à curva de adensamento para solos saturados (GEORGETTI, 2010).

Segundo Pereira (2013), a curva de retenção correlaciona a quantidade de água existente nos poros do solo com a energia, representada pela sucção, para a variação desta quantidade de água. Esta pode representar a sucção total do solo ou somente a sucção mátrica (até 1,5 MPa). Sua importância está na caracterização do solo, nos estudos de infiltração e na previsão de propriedades, como a condutividade hidráulica e a resistência ao cisalhamento.

A determinação da curva de retenção é realizada a partir de trajetórias típicas obtidas por procedimentos de secagem e umedecimento das amostras de solo, como ilustra a Figura 9. Na secagem, a amostra é previamente saturada e submetida a potenciais matriciais crescentes, provocando a redução da umidade do solo. Já no umedecimento, a amostra é submetida a potenciais matriciais decrescentes, promovendo aumento da umidade do solo (GEORGETTI, 2010).

Figura 9 – Curva de retenção da água.



Fonte: Fredlund e Xing (1994)

Para descrever o fenômeno da histerese, Hillel (1971) atribui a não uniformidade geométrica dos poros ao aprisionamento de ar nos vazios do solo, a alteração na sua estrutura devido à expansão e contração, o efeito do ângulo de molhamento durante os processos de drenagem e umedecimento do solo.

Para tanto, a curva de retenção pode ser obtida por diversos métodos, seja em campo, seja em laboratório, para aferir o valor da sucção. Os principais ensaios e intervalos de tensões usais podem ser observados na Tabela 1.

Tabela 1 – Principais técnicas de medições de sucção dos solos.

Técnica	Sucção matricial	Sucção osmótica	Sucção total	Intervalo (kPa)
Tensiômetro	X			0-90
Psicrômetro			X	100-8000
Papel-filtro	X		X	0-29000
Translação de eixos	X			0-1500
Condutividade térmica	X			0-400

Fonte: Marinho (1997)

Na Tabela 1, observa-se que a técnica do papel filtro pode ser utilizada em um intervalo de tensão considerável e é uma das técnicas mais simples para se medir a sucção. Ela depende da interação entre o solo e o papel filtro, sendo imprescindível para aferir a sucção matricial e necessita que o papel filtro seja devidamente calibrado. Além disso, é possível determinar as trajetórias de umedecimento quanto a de secagem e umedecimento do solo (GEORGETTI, 2010).

Nesse sentido, o solo é colocado em contato com um material poroso que possua capacidade de absorver água e percolar pelo material poroso até que o equilíbrio seja alcançado. A relação entre a sucção e a umidade do papel filtro fornece a curva de calibração. Salienta-se que o equilíbrio fornece a mesma sucção no solo e no papel filtro, porém com umidades diferentes, sendo o tempo um fator de suma importância na medição da sucção correspondente (MARINHO, 2005).

3.2. SOLOS COLAPSÍVEIS

As regiões de clima tropical apresentam condições favoráveis ao desenvolvimento de solos potencialmente colapsíveis, seja pela lixiviação dos finos dos horizontes superficiais nas regiões onde há a alteração de estações secas e de precipitações intensas, seja pela deficiência de umidade dos solos que se desenvolve em regiões áridas e semiáridas (VILLAR et al., 1981).

Entende-se por solos colapsíveis os solos estruturalmente instáveis que apresentam redução dos índices de vazios no comportamento tensão-deformação em resposta ao incremento de saturação, sem mudança do estado de tensão devido aos carregamentos externos atuantes. Eles apresentam uma estrutura com elevado índices de vazios mantido pela sucção do solo, partículas secas de argila e silte, além de uma cimentação natural (LOLLO, 2008).

O colapso é um fenômeno que ocorre em solos não saturados que apresentam imediata redução volumétrica ao serem umedecidos, sob cargas constantes. Deste modo, o colapso deve-se à destruição dos meniscos capilares, responsáveis pela tensão de sucção, ou a um amolecimento do cimento natural que mantinha as partículas e as agregações de partículas unidas (PINTO, 2006). Em consequência, a adição de água anula a sucção matricial do solo, diminuindo sua resistência ao cisalhamento e gerando grandes variações volumétrica.

Machado (1998) afirma que a magnitude do colapso apresentada pelo solo depende de alguns fatores, como a umidade inicial, histórico de tensões, espessura da camada de solo envolvida, variação de umidade do solo (devido a infiltração ou elevação do lençol freático) e da sobrecarga.

Os solos potencialmente colapsíveis ao serem inundados sofrem recalques acentuados às baixas tensões, podendo deformar apenas com seu próprio peso, a exemplo dos solos compactados. Solos legitimamente colapsíveis possuem uma estrutura intrinsecamente metaestável e elevado índices de vazios e, por sua vez, experimentam um rearranjo das partículas com redução imediata de seu volume em qualquer nível de tensão.

3.2.1. Ocorrência no Brasil

Os solos colapsíveis são inerentes às regiões áridas e semiáridas, onde há deficiência hídrica em virtude dos baixos níveis de precipitação pluviométrica, muito embora sejam constatados em regiões intertropicais, com elevado índice pluviométrico.

Segundo Lollo (2008), no Brasil esses solos podem ser encontrados nas regiões Centro-Sul e Nordeste, representados por aterros mal compactados e por depósitos aluviais, coluviais e residuais muito lixiviados. Entretanto, sua identificação exige certa complexidade, pois não podem ser classificados apenas de acordo com seus índices físicos, textura e consistência. Embora seja feita a identificação destes solos tátil-visual prevista na NBR 6484/2001, é difícil identificar de que solo se trata, pois além da identificação e classificação, são necessárias

informações de sua gênese e estrutura para uma melhor inferência do seu comportamento característico (CONCIANI; BURGOS; BEZERRA, 2015).

A Figura 10 apresenta os locais onde foram encontrados e investigados solos colapsíveis. No Nordeste brasileiro, o estado de Pernambuco merece destaque, pois Ferreira et al. (1989) afirma que 23% do solo superficial de Pernambuco apresenta potencialidade de ser colapsível.

Figura 10 – Áreas de concentração de solos colapsíveis estudados no Brasil.



Fonte: Adaptado de Ferreira et al. (1989)

Nessas regiões os processos pedogênicos e geoquímicos atuam intensamente nos solos, alterando suas propriedades químicas, físicas e mecânicas, evidenciados na Tabela 2.

Tabela 2 – Coletânea de dados sobre a ocorrência de solos colapsíveis no Nordeste.

Local de Ocorrência	Tipo de Solo	Referência
Parnaíba-PI	Eólica / Areia quartzosa	Riani e Barbara (1989)
Natal - RN	Eólica / Areia quartzosa	Santos Junior e Araújo (1999)
Recife - PE	Formação Barreiras Latossolo	Ferreira (1997)
Gravatá - PE	Complexo Carnaíba Remobilizado / Podzólico	Ferreira (1997)
Carnaíba - PE	Complexo Moteiro / Bruno não cálcico	Ferreira (1997)
Petrolândia - PE	Formação Tacaratu / Areia quartzosa	Ferreira (1997)

Tabela 2 – Coletânea de dados sobre a ocorrência de solos colapsíveis no Nordeste (continuação).

Santa Maria da Boa Vista - PE	Granitóides diversos / Latossolo	Ferreira (1997)
Petrolina - PE	Aluvial / Areia quartzosa	Aragão e Melo (1982) Ferreira (1989)
Rodelas - BA	Formação Marizal / Areia quartzosa	Ferreira (1989)
Bom Jesus da Lapa - BA	Formação Vazante e Aluviões / Latossolos e Areias quartzosas	Mendonça (1990)

Fonte: Ferreira (2005)

3.2.2. Comportamento à compressão

Segundo Medero (2005), para a maioria dos solos, o comportamento tensão-deformação é representado por uma fase contínua. No caso de solos colapsíveis, esta representação só é válida se for mantida uma condição de baixa saturação. Se o grau de saturação for aumentado até um certo valor crítico, da ordem de 70 a 80%, mesmo sem atingir sua completa saturação, ocorrerá uma redução brusca e acentuada de volume. Logo, em resposta ao umedecimento da massa de solo, tal comportamento é descrito pelas variações do teor de umidade.

O comportamento geomecânico dos solos colapsíveis à compressão pode ser avaliado mediante ensaios edométricos e de provas de carga sobre placas. O ensaio edométrico leva em consideração as deformações axiais provocadas pelo acréscimo de sobrecargas e pela inundação de corpos de prova por estágio, permitindo quantificar as deformações do solo em função das cargas aplicadas, do teor de umidade do solo e saturação do solo para um dado nível de tensões. Salienta-se que para solos com estrutura metaestável é de suma importância conhecer a resposta do material em diferentes condições de carregamento, para diferentes graus de saturação.

Nesse sentido, no ensaio edométrico duplo conduzem-se, paralelamente, dois ensaios de adensamento. O primeiro é conduzido a teor de umidade natural, no qual após estabilizados os recalques devidos ao carregamento axial, inunda-se o corpo de prova e registram-se os recalques adicionais; e outro com a amostra inundada antes do primeiro carregamento (VILAR; FERREIRA, 2015).

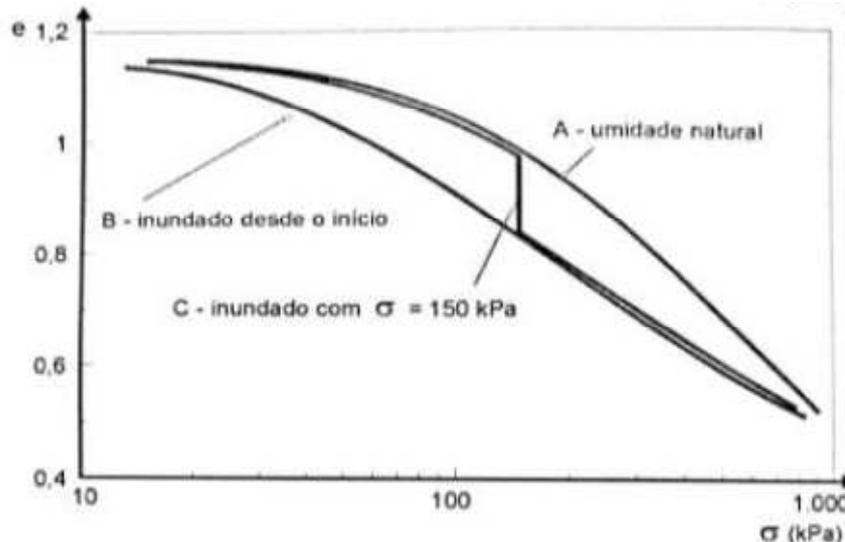
No ensaio edométrico a diminuição da sucção provoca microrrupturas, que se manifestam só pelo recalque, devido ao solo está contido no anel edométrico. Em encostas, a

inundação se manifesta pelos escorregamentos dos taludes e em terrenos onde apoiam-se as fundações, estando o solo confinado, ocorre deformações verticais acentuadas.

Segundo Conciani, Burgos e Bezerra (2015) seu comportamento tensão-deformação tem sido analisado através das variáveis tensionais $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, onde $\sigma = \sigma_v$ para o caso de compressão confinada e $\sigma = \sigma_{oct}$ para o caso de compressão isotrópica. Conforme Machado (1998), a realização de ensaios utilizando-se aparelhos com controle de sucção permite a adoção de diferentes trajetórias de tensões, controlando-se separadamente os pares $(u_a - u_w) \times (\sigma - u_a)$ e melhorando-se as condições para o estudo da deformabilidade dos solos não saturado.

A Figura 11 apresenta, esquematicamente, os resultados de ensaios feitos com um solo colapsível. A curva A indica o resultado de um ensaio em que o corpo de prova permanece com seu teor de umidade inicial. Embora a umidade do solo seja mantida constante, com a compressão, devido ao aumento da tensão efetiva, o seu grau de saturação aumenta e, conseqüentemente, reduz a pressão de sucção.

Figura 11 – Ensaio de compressão edométrica de um solo colapsível.



Fonte: Pinto (2006)

A curva B representa o resultado de um ensaio em que o corpo de prova foi previamente saturado. Nela o solo sofre um processo de inundação e o valor da sobrecarga é majorado no sentido de se evitar a sua expansão, sendo $(\sigma - u_a)$. Já a curva C, o corpo de prova manteve, inicialmente, sua umidade natural e ao atingir uma tensão de 150 kPa, foi inundado, apresentando imediata redução do índice de vazios. O solo é carregado à umidade constante até um dado valor de carregamento, a partir do qual é inundado a valores de tensão efetiva constante (PINTO, 2006).

Pinto (2006) concluiu que no carregamento axial, o fenômeno de colapso é observado com a inundação do solo responsável por reduzir a pressão de sucção ou quebra do cimento natural, ocorrendo a ruptura.

3.2.3. Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento está intrinsicamente relacionada às tensões efetivas atuantes na massa de solo. O critério de ruptura utilizado é o de Mohr-Coulomb e, para solos colapsíveis, a não linearidade das envoltórias obtidas são dependentes de fatores como a natureza e interação de suas fases sólida, líquida e gasosa.

O valor da sucção que contribui para a tensão efetiva do solo é obtido através do parâmetro empírico χ . Considerando a influência das tensões superficiais sobre a resistência desses solos, Bishop e Blight (1963) admitiram tacitamente que os valores permissíveis de χ para solos secos é nulo e para solos saturados é equivalente à unidade. Deste modo, mediante as correlações de tensões efetivas de Terzaghi e o critério de Mohr-Coulomb, tem-se a Equação 4.

$$\tau = c' + \{ (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \} tg\varphi' \quad (4)$$

Sendo, τ a resistência ao cisalhamento não saturado na ruptura e c' e φ' são os parâmetros de resistência do solo saturado.

Daí, verifica-se que a sucção matricial contribui efetivamente no acréscimo de resistência ao cisalhamento do maciço e, quando χ é zero, sua contribuição é insignificante.

Fredlund e Rahardjo (1993) constataram que a resistência ao cisalhamento do solo pode ser expressa em função do ângulo de atrito interno do solo, relacionado à sucção matricial, conforme mostra a Equação 5.

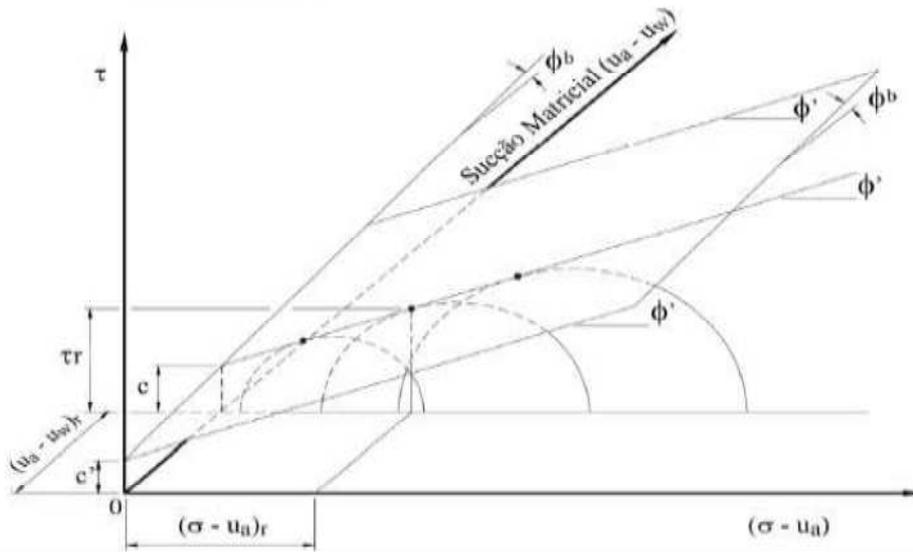
$$\tau = c' + \{ (\sigma - u_a)tg\varphi' + \chi (u_a - u_w)tg\varphi^b \} \quad (5)$$

Onde, φ^b corresponde à taxa de aumento na resistência do solo ao cisalhamento em razão da sucção mátrica.

Lollo (2008) sustenta que o ângulo de atrito interno do solo é suposto constante com a sucção e a resistência ao cisalhamento cresce linearmente com a sucção. Deste modo, todo o ganho de resistência ao cisalhamento do solo se refletirá em um acréscimo de coesão, dado pela Equação 5, sendo os acréscimos de resistência caracterizados pelo ângulo φ' , enquanto que os acréscimos devidos à sucção matricial são caracterizados pelo ângulo φ^b .

A partir da Equação 5 obtém-se a envoltória de ruptura tridimensional, cujo pontos de tensões são locados no plano horizontal e a resistência ao cisalhamento nas ordenadas, visualizados na Figura 12. Assim, é possível determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos colapsíveis para um dado estado de tensão e as tensões desviadoras, respectivamente.

Figura 12 – Envoltórias de resistência para solos não saturados.



Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

3.2.4. Condutividade hidráulica

Certo que o solo é acometido por um processo intenso de intempéries na sua formação, sua condutividade hidráulica pode apresentar um elevado grau de variação devido às camadas heterogêneas, o que dificulta também a interpretação do processo de percolação nos espaços vazios.

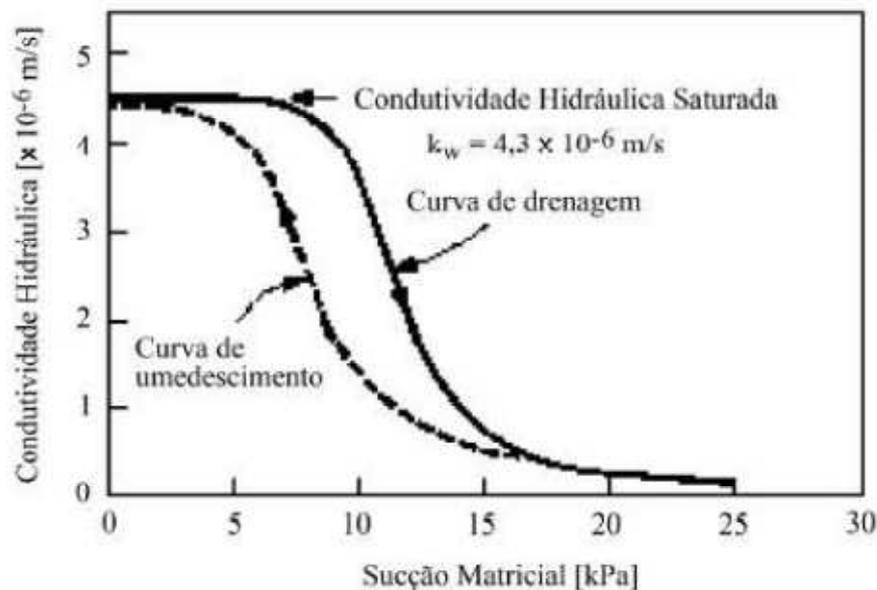
A condutividade hidráulica é um parâmetro de suma importância, pois quantifica a capacidade de percolação da água no solo. Em condições insaturadas, ela não permanece constante, pois varia de acordo com mudanças da sucção. Conforme Lollo (2008), alguns pesquisadores afirmam que a perda gradual de água no solo até este atingir a condição não saturada (e que continua a diminuir seu grau de saturação) faz com que o ar substitua paulatinamente a água dos poros. Nesse processo pode ocorrer uma diminuição da condutividade hidráulica pela retração dos poros em função dessa diminuição da umidade, a qual dificulta a percolação da água.

Para Mendes (2008), a curva de condutividade hidráulica está diretamente relacionada ao coeficiente de permeabilidade e é obtida a partir de equações empíricas e modelos estatísticos. Optar por um ou outro método depende das variáveis disponíveis, a exemplo do teor de umidade volumétrico saturado, do valor da sucção de entrada de ar e o coeficiente de permeabilidade.

Concomitantemente, com base nas características de retenção de água, verifica-se que a quantidade de água retida é dependente do valor da sucção. Assim, a quantidade de água contida nos vazios de um solo será maior se a sucção do solo for baixa. Neste contexto, a condutividade hidráulica não saturada também será maior se a sucção imposta ao solo for baixa, semelhante às curvas de retenção de água do solo (LOLLO, 2008).

A Figura 13 ilustra uma curva de condutividade hidráulica não saturada sob efeitos de histerese, semelhantemente ao que ocorre em uma curva de retenção de água no solo.

Figura 13 – Curva da condutividade hidráulica *versus* sucção matricial



Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

3.3. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

É indispensável que nos projetos de fundação ressaltem os fatores que possam comprometer a segurança da edificação, no tocante às deformações excessivas e mecanismo de ruptura do solo e do material constituinte da base.

A seleção de um tipo ou outro de fundação é função da complexidade de sua execução e da viabilidade econômica. Segundo a NBR 6122/2010, define-se fundações diretas aquelas que transferem as cargas incidentes na estrutura, univocamente, para as camadas de solo

resistentes, considerando apenas o apoio da peça sobre a camada de solo. A camada de suporte situa-se próxima da superfície, uma profundidade de até 2 m, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Segundo Lollo (2008), fundações elaboradas adequadamente representam de 3 a 10% do custo total da edificação. Para fundações assentes em solos colapsíveis, a utilização de alguma técnica de reforço é substancial para corrigir incompatibilidade com os esforços que serão a ele transferidos e, por sua vez, oneram o projeto.

3.3.1. Fundações superficiais em solos colapsíveis

Segundo Lollo (2008), o dimensionamento de fundações diretas deve compatibilizar a carga aplicada com os recalques do solo. Para pequenos valores de carga os recalques serão aproximadamente proporcionais, representando a chamada fase elástica de deformação, na qual os recalques são reversíveis. No entanto, o crescente aumento do carregamento resulta em deslocamentos plásticos, isto é, recalques irreversíveis.

Nesta perspectiva, o autor verificou ainda que caso tais variáveis não sejam consideradas e controladas na fase inicial do projeto, a velocidade de recalque aumenta e leva à ruptura do solo, pois ultrapassou sua capacidade de carga.

Conforme Cintra e Aoki (2009), as fundações assentadas em solos colapsíveis podem apresentar um comportamento satisfatório por certo tempo, porém subitamente sofrer recalques significativos em razão da infiltração no solo de águas de chuvas intensas, ao aparecimento de uma fonte de água que inunda o solo, fissuras em reservatórios enterrados, ascensão do lençol freático, ou até mesmo devido às rupturas provenientes de tubulações hidrossanitárias.

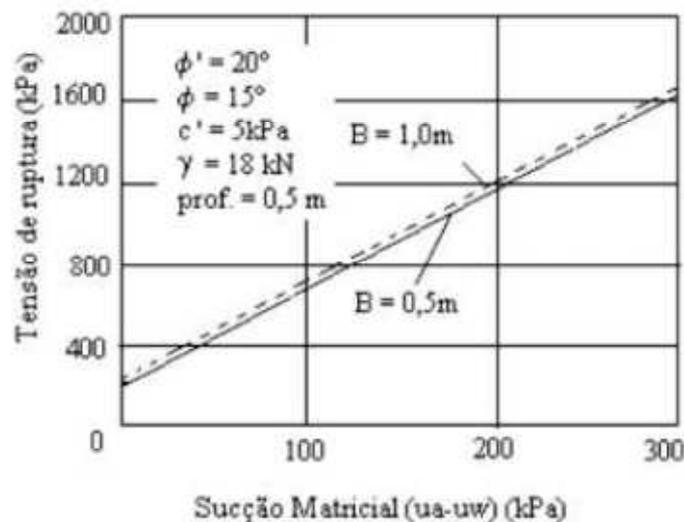
No que concerne aos solos colapsíveis, a NBR 6122/2010 recomenda que fundações implantadas em solos de elevada porosidade, em condições não saturadas, o colapso por inundação do solo deve ser analisado previamente. Todavia, fundações superficiais apoiadas neste tipo de solo devem prever as tensões transferidas ao solo pela fundação e o seu eminente umedecimento, do contrário devem ser fortemente evitadas.

Nestas situações, são comumente utilizadas fundações profundas, pois asseguram a integridade da edificação por diminuir o efeito da colapsividade do solo. O emprego de fundações diretas é mais limitado nestas zonas, pois as camadas são mais compressíveis e evidenciam os efeitos do colapso em grandes magnitudes.

Isso acontece porque esses solos, em condições de baixo teor de umidade, apresentam um tipo de resistência aparente, que é função da tensão de sucção inerente a eles. Por sua vez, essa relação é inversamente proporcional a adição do grau de saturação do solo, influenciando significativamente na capacidade de carga da fundação. Quando são inundados, menor será o valor da sucção e, em consequência, a capacidade de carga atinge valores mínimos, rompendo-se (CINTRA; AOKI, 2009).

A influência da sucção para o aumento da capacidade de carga das fundações foi verificada por Fredlund e Rahardjo (1993). Os autores utilizaram sapatas corridas de 0,50 m e de 1,00 m de largura, apoiadas a 0,50 m de profundidade. A Figura 14 ilustra o papel da sucção matricial nos valores de capacidade de carga do elemento de fundação, usando correlações das equações de Terzaghi, sendo c' a coesão efetiva do solo, ϕ' o ângulo de atrito interno efetivo e ϕ_o ângulo indicativo da taxa de aumento da resistência ao cisalhamento relacionados à sucção matricial do solo.

Figura 14 – Tensão de ruptura em função da sucção matricial.



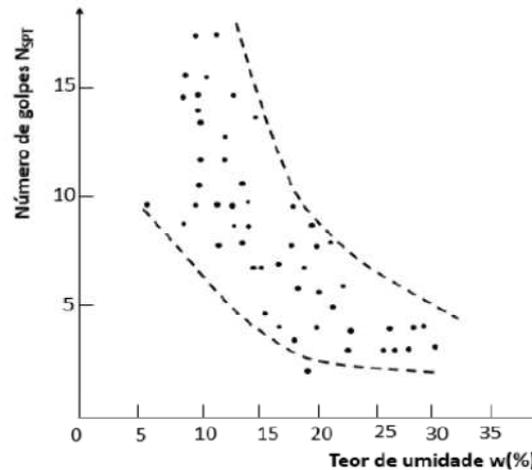
Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993).

De acordo com Freitas (2016), as variações naturais da sucção matricial de solos tipicamente colapsíveis são influenciados nos resultados obtidos pelos ensaios de penetração estáticos e dinâmicos. A prospecção do solo mediante ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*) realizado em épocas sazonais fornecem valores distintos para o N_{spt} e q_c .

Cintra e Aoki (2009), recomendam que os ensaios de prova de carga e as sondagens SPT sejam executados na condição inundada para determinar a capacidade de carga mínima, ou seja, a carga de colapso. Isto é imprescindível para que o valor da capacidade de suporte não

seja subestimado e não favorecer riscos aos projetos de fundações assentes sobre esses solos, como ilustra a Figura 15.

Figura 15 – Variação de N_{spt} com o teor de umidade.



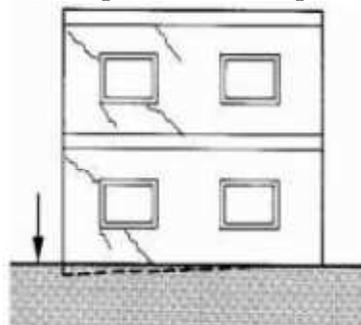
Fonte: Reginatto (1971)

3.3.2. Danos às estruturas devido ao processo de colapso

O processo de colapso do solo provoca o recalque da fundação e acarreta danos que comprometem sua durabilidade e segurança. As fundações superficiais normalmente transferem uniformemente suas cargas ao solo através de sua área de contato entre o elemento de apoio e o solo.

No tocante a solos colapsíveis, a inundação do solo provoca o rearranjo das partículas sólidas e reduz a sua compressibilidade e deformabilidade, provocando o colapso da estrutura (Figura 16). Assim, recalques diferenciais acentuados provocam danos significantes à edificação, a exemplo da alvenaria, lajes e coberturas, em virtudes dos esforços de flexão e torção.

Figura 16 – Formação típica de trincas por recalques de fundação.



Fonte: Lollo (2008).

Para Lollo (2008), o surgimento de trincas na alvenaria da edificação é característico de recalques diferenciais e interfere na estética e na vedação da estrutura. Analogamente, as lajes podem apresentar deformações nos panos dos telhados e são mais evidenciadas em obras de pequeno porte, cuja estrutura é executada apenas por cintas de amarração no respaldo das alvenarias e por pilaretes, os quais são dimensionados empiricamente. Se a estrutura não é suficientemente rígida, os esforços são transferidos para outros elementos da edificação que não são dimensionadas para suportar sobrecargas, como esquadrias, instalações hidrossanitárias e elétricas, e os acabamentos. Tais defeitos comprometem o desempenho e a integridade dos elementos construtivos.

Conforme o referido autor, as principais avarias resultantes desse processo podem ser observadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Avarias gerais em construções resultantes do processo de colapso.

Elemento da edificação	Danos	Ilustração
Alvenaria	<ul style="list-style-type: none"> -Trincas em “V”, inclinadas em ângulo de 45°; - Comprometimento das instalações hidráulicas e elétricas. 	 <p>(RODRIGUES, 2007)</p>
Laje	<ul style="list-style-type: none"> - Trincas no encontro alvenaria-estrutura, no sentido transversal dos trilhos, podendo provocar a ruína da edificação; - Trincas no sentido das vigotas ou trilhos; 	 <p>(RODRIGUES, 2007)</p>
Pilares	<ul style="list-style-type: none"> - Desaprumo; - Trincas; - Rachaduras; - Deformações; 	 <p>(RODRIGUES, 2007)</p>

Tabela 3 – Avarias gerais em construções resultantes do processo de colapso (continuação).

<p>Forro e Coberta - Deformações do telhado e forro;</p>	 <p>(RODRIGUES, 2007)</p>
<p>Esquadrias - Empenamento da janela; - Vidros quebrados.</p>	 <p>(RODRIGUES, 2007)</p>
<p>Revestimento cerâmico - Destacamento da cerâmica;</p>	 <p>(RODRIGUES, 2007)</p>
<p>Pisos - Rachaduras no piso;</p>	 <p>(RODRIGUES, 2007)</p>

Fonte: O autor (2017)

3.4. PROVA DE CARGA SOBRE PLACAS

Denota-se capacidade de suporte de uma fundação a tensão de cisalhamento que iguala a resistência ao cisalhamento do solo, em todos os pontos vizinhos ao elemento de fundação, ou seja, é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a fundação está embutida (CINTRA; AOKI, 2009).

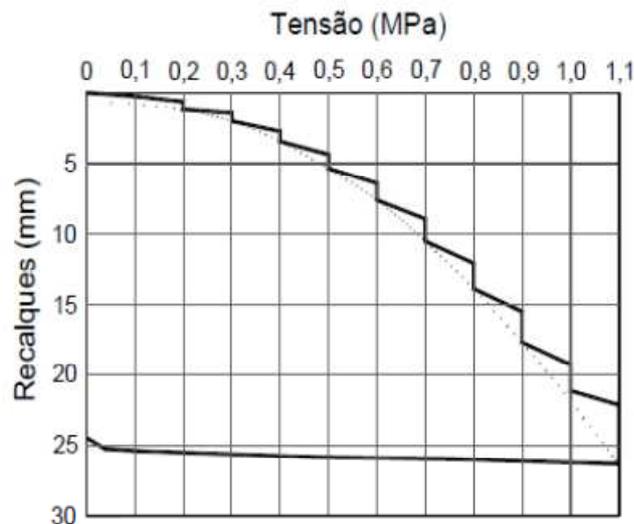
Comumente, para avaliar o efeito de colapso em solos estratificados é utilizado o ensaio de prova de carga sobre placa, cuja execução é normatizada pela NBR 6489/1994. O ensaio

constitui na realidade um modelo reduzido de uma sapata, na qual uma placa de aço rígida com 80 cm de diâmetro é carregada em estágios intermitentes durante um longo período, com medida simultânea do recalque. Deste modo, o carregamento é aplicado até atingir a ruptura do solo (LOLLO, 2008).

Este ensaio promove a minimização das perturbações das amostras, permitindo analisar grandes volumes e reais condições de tensão e de umidade do solo. Em contraposição, uma prova de carga sobre placa suficientemente grande torna-se inviável seu uso devido ao tempo de aplicação necessário para execução e alto custo. Salienta-se que para fundações diretas seu uso é altamente eficaz e rentável na determinação de parâmetros e do comportamento mecânico do maciço.

Os resultados de uma prova de carga sobre placa fornecem uma curva típica de tensão *versus* deformação, como ilustra a Figura 17.

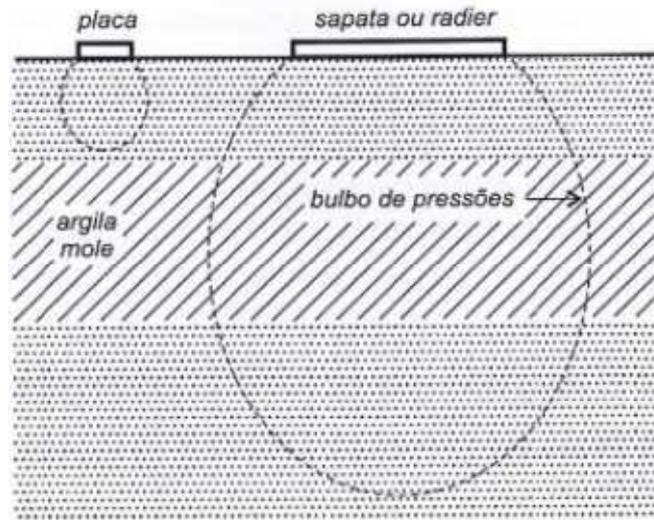
Figura 17 – Curva de tensão *versus* deformação de uma prova de carga direta em placa.



Fonte: Lollo (2008)

Conforme Freitas (2016), uma desvantagem pertinente desse método concerne ao efeito escala, como observado na Figura 18. Devido a formação e alteração geomorfológica do solo, havendo estratificação do terreno analisado, os resultados obtidos não descrevem fielmente a realidade, pois o bulbo de tensões da placa não atinge camadas do solo que serão solicitadas pelo bulbo de tensões da fundação a ser executada no local.

Figura 18 – Limitações do ensaio de carga sobre placa em razão do alcance dos bulbos de tensão nas camadas de solo subjacentes.



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Em solos colapsíveis, observou-se que para que o colapso ocorra é preciso aumentar o seu teor de umidade até um valor crítico. Mesmo que não seja atingida a sua saturação, estes solos quando submetidos a um determinado nível de tensões, sofrem uma redução brusca do seu volume.

3.4.1. Resultados de ensaio de prova de carga sobre placas

As curvas de tensão *versus* deformação permitem determinar a tensão de ruptura do solo com base em correlações empíricas. A tensão admissível do solo é obtida através de parâmetros de segurança ou determinada experimentalmente, como preconiza a Norma NBR 6122/2010.

No entanto, de acordo com Freitas (2016), a determinação da tensão de ruptura do solo exige certa complexidade, pois nos resultados de prova de carga, a ruptura do solo nem sempre é alcançada, a saber das situações caracterizadas como ruptura localizada, por puncionamento ou quando o ensaio é finalizado prematuramente.

O valor da tensão admissível do solo pode ser obtido fazendo-se uso dos valores de resistência à penetração em sondagens SPT e CPT. A norma supracitada admite que $\sigma_s = 0,02\bar{N}$ (MPa), no qual \bar{N} corresponde ao valor médio do N_{SPT} , numa profundidade de $1,5B$ inferior da cota da base do suporte da fundação direta, compreendido na faixa de $5 \leq N \leq 20$.

Tendo em vista a importância do parâmetro de ruptura, os resultados de formulações empíricas e semi-empíricas, correlacionados com os critérios prescritos na NBR 6122/2010,

permitiram limitar a capacidade de carga do solo. O deslocamento limite de recalque para terminar a tensão de ruptura do sistema, verificado em uma placa com dimensões de 30 cm, é equivalente a 10 mm para a tensão admissível e de 25 mm para a tensão de ruptura para o recalque, respectivamente. A tensão admissível corresponde ao menor valor obtido entre

$$\sigma_s \leq \begin{cases} \frac{\sigma_{25}}{2} \\ \sigma_{10} \end{cases}$$

Para tanto, recomenda-se que a prova de carga seja executada com a inundação previa do solo, para que o fenômeno de colapso seja analisado na determinação da tensão admissível do solo, sabendo da forte influência da sucção na resistência dos solos.

3.5. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

A utilização de solos com baixa resistência como suporte de fundações de grande porte é cada vez mais crescente com o crescimento desenfreado dos grandes centros urbanos. Proporcionar melhorias desses solos, mediante parâmetros tecnicamente e economicamente viáveis permite a construção da edificação com segurança e aumenta sua vida útil.

Segundo Sales (1998), a melhoria ou reforço de solos consiste na utilização de processos físicos e/ou químicos visando melhorar as propriedades mecânica do solo. Afim de reduzir os efeitos nocivos do recalque da fundação por colapso, adota-se alguns procedimentos para aumentar a resistência do solo tratado e reduzir a sua compressibilidade e de sua permeabilidade.

Sabe-se que os solos naturalmente colapsíveis apresentam recalques diferenciais decorrentes do aumento imediato da umidade e da sollicitação do solo. Eles apresentam característica diminuição de resistência, em relação ao tempo, em virtude da perda das ligações cimentantes entre as partículas maiores do solo, resultando em grandes deformações.

Nesta perspectiva, a escolha do método apropriado está intrinsicamente relacionada às características do solo colapsível, tipo de edificação e o custo e praticidade do método a ser empregado.

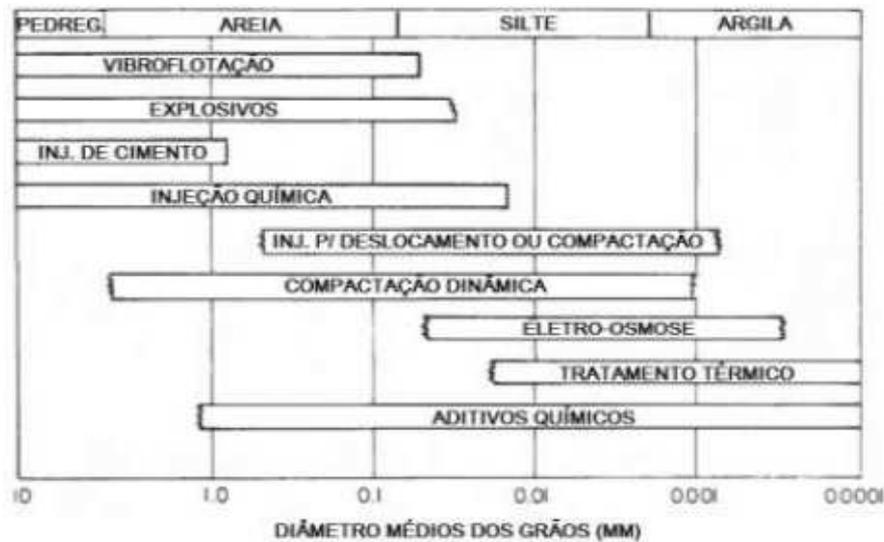
Conforme Vargas (1977 *apud* SALES, 1998), a estabilização de solos é um processo pelo qual se confere ao solo uma maior resistência a cargas ou à erosão, por meio de compactação, correção granulométrica e a sua plasticidade ou de adição de substâncias que lhe confiram uma coesão proveniente da cimentação ou aglutinação de suas partículas.

Para garantir que o solo suporte as cargas impostas e não ocorra o colapso das estruturas,

as principais metodologias utilizadas são: compactação da massa de solo, estabilização granulométrica, drenagem, estabilização térmica e por meios físico-químicos, e injeções de cimento.

Conforme Mitchell (1981), a Figura 19 apresenta os métodos de melhoramento de solos em função da granulometria do terreno.

Figura 19 – Técnicas de melhoramento adequado de acordo com a granulometria do solo.



Fonte: Adaptado de Mitchell (1981)

3.5.1. Substituição parcial do solo

Segundo Al Rawas (2000), uma vez que é feita a caracterização do solo da fundação e verifica-se a necessidade de estabilização, pode-se escavá-lo até a profundidade necessária e remover a camada de solo colapsível. No caso de fundações diretas, o solo removido pode ser reutilizado, mediante compactação, como suporte, pois este tipo de fundação requer pequenas profundidades.

3.5.2. Pré-umedecimento e umedecimento controlado

Os solos colapsíveis apresentam sintomas instantâneos, com intensidade significativa, em resposta à inundação dos vazios. Esta técnica consiste em inundar o solo previamente, para receber a carga solicitada pela edificação. Esse processo minimiza o efeito de colapso do solo, embora não assegure que não ocorra recalques diferenciais da superestrutura, devido à tensão de sucção inerente aos solos insaturados (AL RAWAS, 2000).

Por outro lado, é possível realizar o umedecimento do solo gradualmente e adicionada em incrementos iguais. Ele geralmente é empregado na evidência de recalques diferenciais das estruturas, afim de corrigir a instabilidade de solos não homogêneos.

Tendo em vista a imprescindível necessidade de compactação do solo substituído, o autor recomenda que a massa de solo apresente um grau de compactação compreendido entre 95 e 100%, com valor da umidade, em relação à umidade ótima, 2% inferior.

Diante disto, ambos métodos possuem baixo custo e praticidade na execução e permite que o solo da área em questão possa retrair ou fluir.

3.5.3. Compactação controlada

A compactação do solo é um processo muito difundido no meio geotécnico para expulsar o ar do sistema sem significativa mudança no valor da água intersticial do solo. Ela proporciona a redução volumétrica da massa de solo mediante rolos compactadores, colunas de deslocamento, compactação dinâmica e vibro-compactação, uma vez que a resistência aumenta devido à densificação do solo.

No tocante a solos colapsíveis, este método é utilizado tanto para camadas superficiais quanto para camadas profundas. Este método é eficiente somente nos primeiros 5 metros de profundidade, com maiores melhorias nos primeiros 3 metros, afirma Rollins e Rogers (1994).

Conforme Sales (1998) e Al Rawas (2000), cada solo possui uma curva característica própria de peso específico aparente seco máximo *versus* teor de umidade para uma energia de compactação definida. Há uma umidade ótima para a qual resulta um valor de densidade máxima, o que propicia uma menor variação da resistência à penetração, obtida através da realização do ensaio CBR. Ou seja, o solo passa a apresentar uma estrutura estável em presença de água para diferentes níveis de tensão.

3.5.3.1. Vibroflotação

É uma variante do método de compactação em que são introduzidas no solo, através de jateamento de água ou ar, estacas equipadas com um material excêntrico possuidor de granulometria uniforme, e desenvolve uma força centrífuga horizontal, no solo. Este processo é feito mediante um cilindro denominado *Vibrofloat*, com diâmetros na faixa de 300 e 400 mm, e cerca de 5 metros ou inferior.

3.5.3.2. Compactação dinâmica

A compactação dinâmica dos solos é executada em campo através da aplicação de um soquete solto à queda livre de uma determinada altura e repetidas vezes sobre a camada de solo, com espessura determinada, de acordo com a NBR 7182/2016. A energia aplicada é transmitida ao solo e, por sua vez, promove sua densificação e reduz os recalques por colapso em virtude do aumento de sua resistência. A magnitude das deformações depende intrinsecamente da altura, peso e números de golpes atribuídos a base sobre a qual será apoiada a fundação.

Segundo Freitas (2016), a compactação dinâmica de solos granulares e permeáveis apresenta resultados satisfatório no melhoramento de suas propriedades mecânicas. Solos coesivos tendem a absorver a energia aplicada, limitando a aplicação dessa técnica, bem como a profundidade do lençol freático. Entretanto, os estudos realizados por Rollins e Kim (1994) constataram a eficácia do método em solos colapsíveis por meio da queda livre de grandes pesos (30 kN), liberados de alturas da ordem de 40 metros da superfície do solo.

Tendo em vista o aumento de poropressão devido à compactação do solo, a resistência do solo sofre uma redução significativa e é necessário verificar a capacidade que o solo tem para dissipar a pressão poropressão desenvolvida, devido a sucção dos solos colapsíveis (FREITAS, 2016). Para Mitchel (1981), a eficácia do método é assegurada estendendo-se a lateralmente a compactação para área de reforço requerida para o apoio da fundação a uma distância igual a espessura da camada a ser reforçada.

3.5.3.3. Colunas de deslocamento

As colunas de deslocamento permitem a transferência das cargas impostas ao solo às camadas subjacentes com maior resistência. Comumente, elas são constituídas de brita, areia e solo cimentante, podendo ser encamisadas ou não com materiais geossintéticos (FREITAS, 2016).

O referido autor observou que a adição de colunas compactadas com material granular, funcionam como drenos e, por sua vez, facilitam o processo de adensamento de solos argilosos, reduzindo o índice de vazios no solo adjacente em função da compactação do solo.

Araújo (2009) constatou que a incorporação de colunas granulares de areia, brita e solo-cimento aos solos colapsíveis, analisados através de ensaios de prova de carga sobre placa, que a capacidade de carga do solo aumenta com o encamisamento com geossintéticos para coluna

de areia e brita. O mesmo não acontece para colunas de solo-cimento.

Estudos revelam que a tal técnica de reforço de solos colapsíveis com colunas de brita, por exemplo, conferem ao solo um aumento significativo da resistência a sobrecarga e redução dos recalques diferenciais das fundações. Sua escolha depende de fatores como o tipo do local a ser reforçado, profundidade da camada, tipo e utilização da estrutura projetada e altura do lençol freático.

3.5.4. Estabilização química

Quando estabilizamos um solo são alteradas suas propriedades físico-químicas e mecânicas, sendo, portanto, um novo material geotécnico, podendo ser utilizado para um como suporte para fundações.

A estabilização química do solo colapsível é, comumente, realizada através de aditivos enriquecidos de sódio e óxidos de cálcio. O uso de cimento como adição favorece o efeito de cimentação no interior da estrutura do solo e a sua resistência ao colapso quando umedecidos. No caso de solo-cimento, a adição de pequenas quantidades de cimento, de até 2%, confere melhorias no comportamento geomecânico, porém teores maiores modificam intensamente as suas propriedades (SALES, 1998).

Segundo Moretti (2012), quando o solo é misturado com a cal ativa (CaO) o aditivo se dissolve na água intersticial do solo, hidratando-se, reduzindo o teor de umidade do solo e liberando íons de cálcio e hidroxilas. O tratamento é feito por meio da troca de íons entre o aditivo e o solo, cujo produto final da reação é a aglutinação das partículas de solo e, conseqüentemente, o ganho de resistência. A penetração da solução química até a profundidade desejada é essencial e deve ser garantida na compactação do material antes da hidratação do cimento, pois realizada após esta etapa torna-se ineficaz.

Para Sales (1998), a cimentação dos solos colapsíveis, o maior ou menor grau e velocidade de modificação de suas propriedades depende das características geomecânicas, do teor de quantidade de aditivo, do efeito de sucção, do tipo e grau de compactação, o processo de cura, do grau de pulverização e da eficiência da solução coloidal.

3.5.5. Tratamento térmico

O ar ocluso nos solos colapsíveis pode ser condensado mediante à queima de combustíveis em furos pressurizados realizados no terreno, sob temperatura controlada, forçando a saída do ar aquecido sob pressão pelos vazios do solo (TSCHEBOTARIOFF, 1978 *apud* FREITAS, 2016).

Para a execução do tratamento térmico, Al Rawas (2000) recomenda que os furos sejam bem espaçados e as temperaturas atinjam até 1000 °C, produzindo uma coluna de solo estabilizado com diâmetro entre os furos de aproximadamente 1,5 a 2,0 metros.

De acordo com Mitchell (1981), o tratamento térmico provoca um significativo e permanente ganho de resistências, incluindo a redução da sensibilidade do solo ao colapso provocado pela água. Para a adequada execução dessa metodologia, é indispensável que o projeto a ser instaurado forneça dados da sobrecarga proveniente da superestrutura, condutividade térmica e teor de umidade do solo para a estimativa de propriedade do produto final, bem como, as zonas de influência alcançadas pelo efeito da temperatura e o tempo requerido para o melhoramento.

3.6. AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE REFORÇO E TRATAMENTO DO SOLO

A partir dos métodos de melhoramento de solos apresentados anteriormente, Rolling e Rogers (1994) desenvolveram uma análise nos Estados Unidos para analisar a viabilidade técnica e econômica que os torne exequível em solos colapsíveis para suporte de fundações rasas. Para este fim, executaram seis protótipos de sapatas, em escala real, com dimensões de 1,5 m, cada qual contemplando uma metodologia distinta, observada na Tabela 4.

Tabela 4 – Dados da amostra de solo estudada por Rollins e Rogers (1994).

Classificação do solo (SUCS)	Teor de umidade natural(%)	Limites de Atterberg		Distribuição granulométrica(%)	
		Limite de liquidez(%)	Índice de plasticidade(%)		
Argila siltosa (CL-ML)	7-10	22	5	Areia	30
				Silte	60
				Argila	10

Fonte: Adaptado de Freitas (2016)

Em conformidade com os pesquisadores, a avaliação da melhoria do solo foi realizada por meio de testes edométricos duplos, com amostras indeformadas, associadas a teste de penetração de cone e testes pressiométricos. Os resultados podem ser observados na Tabela 5.

Tabela 5 – Comparação entre os recalques previstos por testes edométricos e medidos em campo por diversos métodos.

Teste	Técnica de tratamento	Recalque por colapso previsto		Recalque aferido	
		Sem tratamento (mm)	Com tratamento (mm)	Colapso (mm)	Deformação (mm)
1	Sem tratamento	267	N/A	282	12
2	Pré-umedecimento com água	270	300	343	12
3	Pré-umedecimento com Silicato de Sódio	270	32	27	9
4	Escavação parcial e substituição	267	183	114	9
5	Compactação dinâmica com w (%) natural	254	31	3	14
6	Compactação dinâmica com pré-umedecimento	396	15	11	18

Fonte: Rollins e Roger (1994)

Dáí, verificou-se que utilizando as técnicas de pré-umedecimento do solo com silicato de sódio e de compactação do solo com pré-umedecimento, obteve-se uma redução de aproximadamente 270 mm para menos de 25 mm e de 396 mm para 11 mm, respectivamente. Portanto, tais métodos revelaram-se mais eficazes para reduzir o recalque dos solos colapsíveis.

4. METODOLOGIA

A pesquisa desenvolveu-se através da revisão bibliográfica de técnicas de melhoramento de solos colapsíveis para suporte de fundações superficiais, no qual buscou-se reunir informações e os métodos mais recentes, com equacionamento peculiar e metodologias de dimensionamento conforme as normas técnicas brasileiras vigentes, no que concerne ao dimensionamento de fundações. Aliam-se a essas considerações as recentes publicações sobre a temática que permitiram avaliar a eficácia dos métodos estudados em face da forte predominância de solos colapsíveis no território brasileiro, a saber no Nordeste.

A pesquisa tem caráter descritivo e apresenta o estudo realizado por Melo e Bandeira (2014) sobre o solo de fundação da expansão do Cariri Garden Shopping, Juazeiro do Norte – CE. Os pesquisadores realizaram ensaios de investigação e caracterização do solo local para verificar seu comportamento geomecânico e, por conseguinte, promoveram um melhoramento de sua resistência através de compactação dinâmica. Deste modo, realizaram ensaios de compactação em amostras deformadas para analisar o efeito de colapsividade no dimensionamento de uma fundação superficial para suportar as cargas provenientes da edificação e não provocar a ruptura desta.

Para tanto, os resultados obtidos pelos pesquisadores, associados aos métodos disponíveis na literatura, permitiram reconhecer a importância das técnicas empregadas no melhoramento de solos colapsíveis para viabilizar o uso de fundações rasas de forma econômica e segura, uma vez que o emprego de fundações profundas pode onerar a edificação e não tornar o empreendimento exequível.

5. APRESENTAÇÃO DO ESTUDO DE CASO

O objeto de estudo da pesquisa trata-se da expansão do Cariri Garden Shopping situado no município de Juazeiro do Norte, o qual está inserido na região do Cariri, Sul do Ceará.

Figura 20 – Localização do Cariri Garden Shopping.



Fonte: Adaptado de Google Maps (2017).

Melo e Bandeira (2014) analisaram a viabilidade técnica do solo de fundação da obra de expansão do Cariri Garden Shopping utilizando amostras indeformadas para verificar a capacidade de carga do solo e se o mesmo apresentaria potencial de colapso para o nível de tensão da obra, tendo como proposta de intervenção a compactação do solo.

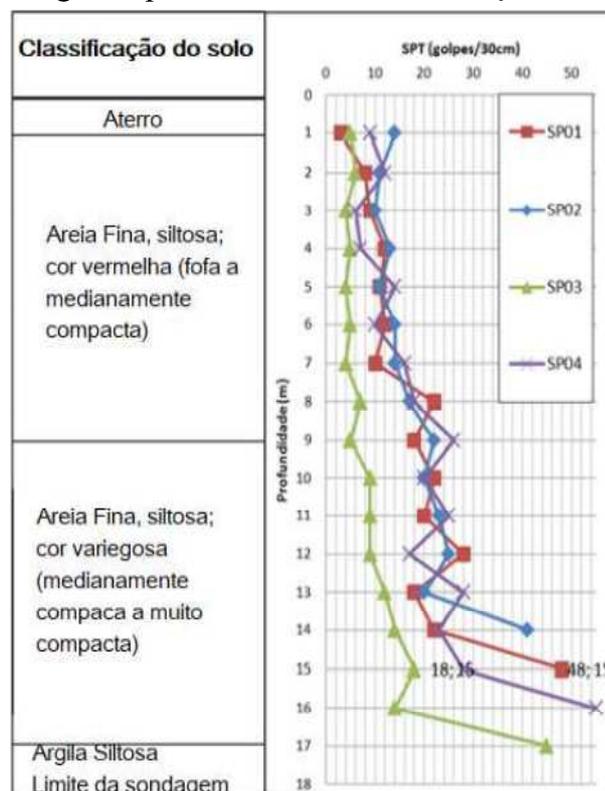
Os pilares da edificação apresentam um carregamento médio característico de 320 kg e capacidade máxima equivalente a 480 kg. Em contrapartida, o solo de fundação é tipicamente não saturado, com baixo índice de resistência à penetração dinâmica ($N_{SPT} < 8$) e consequentemente baixa capacidade de suporte. Deste modo, a execução de uma fundação rasa não é recomendável devido ao eminente colapso do solo, sendo elaborado um projeto de estacas, do tipo escavada, dotadas de diâmetros de 60 cm a uma profundidade média de 15 m para acomodar a edificação. Ressalta-se que a edificação adjacente foi apoiada sobre sapata isolada e os autores estudaram seu uso mediante a compactação da base da expansão.

Para tanto, serão apresentadas alternativas ao melhoramento do solo estudado pelos pesquisadores de acordo com os parâmetros geotécnicos obtidos e que, por sua vez, aumentem sua capacidade de suporte para acomodar fundações rasas com sapatas isoladas, consoante as exigências técnicas fixadas pela NBR 6122/2010 quanto à segurança e durabilidade.

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Sabe-se que os solos colapsíveis possuem baixa resistência à penetração nos horizontes superficiais e a pré-inundação do solo, bem como a elevação do nível da água, reduz significativamente o valor do índice SPT (REGINATTO, 1971; CARVALHO; SOUSA, 1990). Melo e Bandeira (2014) realizaram a caracterização geotécnica do solo conforme preconiza a NBR 6489/2001 e os valores dos ensaios SPT obtidos podem ser observados na Figura 21. Os ensaios foram realizados em períodos de estiagem, visto que em períodos chuvosos são encontrados valores subestimados, no mesmo local e à mesma profundidade.

Figura 21 – Sondagens à percussão do solo de fundação do Cariri Garden Shopping.



Fonte: Melo e Bandeira (2014)

Conforme exposto acima, os horizontes superficiais do solo são constituídos por um aterro arenoso e as camadas mais profundas por areia fina siltosa e argila siltosa. Foi constatado ainda que numa profundidade de 9,0 m o solo apresenta baixa capacidade de carga ($N_{SPT} < 8$), onde seus maiores índices de resistências estão a 4,0 de profundidade.

Valores altos e baixos de SPT não são suficientes para classificar se o solo é ou não colapsível, pois valores altos de SPT em solos colapsíveis são inerentes à baixa umidade ($w < 5\%$) ou altas succões. Deste modo, sua identificação foi realizada através de ensaios de análise

granulométrica (NBR 7181/2016), limites de Atterberg (NBR 6459/2016 e 7180/2016) e peso específico dos grãos (NBR 6508/2016).

Nesta perspectiva, os ensaios de caracterização identificaram estruturas típicas de solos colapsíveis, uma vez que as partículas de argila se encontram unidas às partículas de silte e areia fina, formando grumos. Isto foi verificado no ensaio sem defloculante, pois o defloculante dispersa as partículas sólidas. Além disso, os autores observaram que na triagem das amostras quando o solo apresentou facilidade na escavação e macroporos visíveis a olho nu. De acordo com os resultados obtidos na Tabela 6, o limite de liquidez do solo avaliado é de 18% e o índice de plasticidade é nulo. Isso justifica seu comportamento mecânico e classifica a amostra como areno-siltosa (SM).

Tabela 6 – Análise granulométrica e classificação unificada do solo estudado.

Material	# Peneira (mm)	(%) com defloculante	(%) sem defloculante
Pedregulho	> 2,00	0,3	0,3
Areia grossa	0,60 – 2,00	2,7	2,7
Areia média	0,20 – 0,60	47,0	47,0
Areia fina	0,06 – 0,20	20,0	21,7
Silte	0,002 – 0,06	12,0	21,5
Argila	< 0,002	18,0	1,5

Fonte: Melo e Bandeira (2014)

Para corroborar esses resultados, Melo e Bandeira (2014) realizaram ensaios edométricos duplos nas amostras para analisar o fenômeno de colapsividade do solo e o comportamento do conjunto solo-fundação.

O potencial de colapso (PC) de um solo é determinado através da Equação 6.

$$PC(\%) = 100 \cdot \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \quad (6)$$

No qual Δe_c corresponde a variação de índice de vazios pela inundação e e_0 o índice de vazios inicial.

De acordo com Vargas (1978) um solo é considerado colapsível quando o valor de PC é superior a 2%. Jennings e Knight (1975) propuseram a classificação observada na Tabela 7, indicando a gravidade dos problemas nas edificações para uma tensão de inundação de 200 kPa.

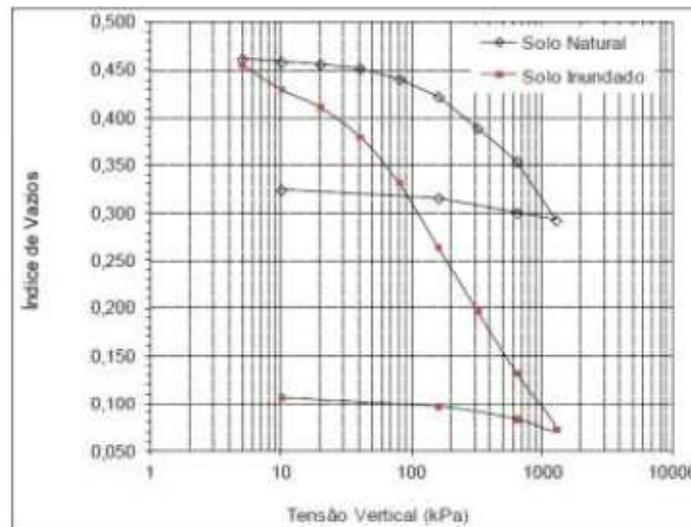
Tabela 7 – Potencial de colapso a partir de ensaios edométricos simples para tensão de inundação de 200 kPa.

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: Jennings e Knight (1975)

A Figura 22 ilustra a curva de tensão *versus* deformação da amostra de solo indeformada estudada por Melo e Bandeira (2014). As curvas de compressibilidade obtidas caracterizam o fenômeno de colapso do solo ao ser inundado e, em seguida, submetido ao esforço axial, o que reduz significativamente seu índice de vazios e o cimento natural devido ao acréscimo gradual de tensão.

Figura 22 – Curva da tensão vertical *versus* índices de vazios da amostra indeformada.



Fonte: Melo e Bandeira (2014)

Os valores de PC obtidos aumentam com o acréscimo das tensões aplicadas, atingindo valores máximos para um determinado nível de tensão, podendo ser observado na Tabela 8.

Tabela 8 – Potenciais de colapso em vários níveis de tensão do solo estudado segundo Vargas (1978) e Jennings e Knight (1975).

Tensão (kPa)	Vargas (1978)		Jennings e Knight (1975)	
0,00	0,06	Não colapsível	0,06	Sem problema
5,00	0,36	Não colapsível	0,36	Sem problema
10,00	1,92	Não colapsível	1,92	Problema moderado
20,00	3,06	Colapsível	3,05	Problema moderado
40,00	4,87	Colapsível	4,84	Problema moderado
80,00	7,55	Colapsível	7,45	Problemático
160,00	11,11	Colapsível	10,82	Problema grave
320,00	13,90	Colapsível	13,23	Problema grave
640,00	16,38	Colapsível	15,19	Problema grave
1280,00	16,93	Colapsível	15,02	Problema grave

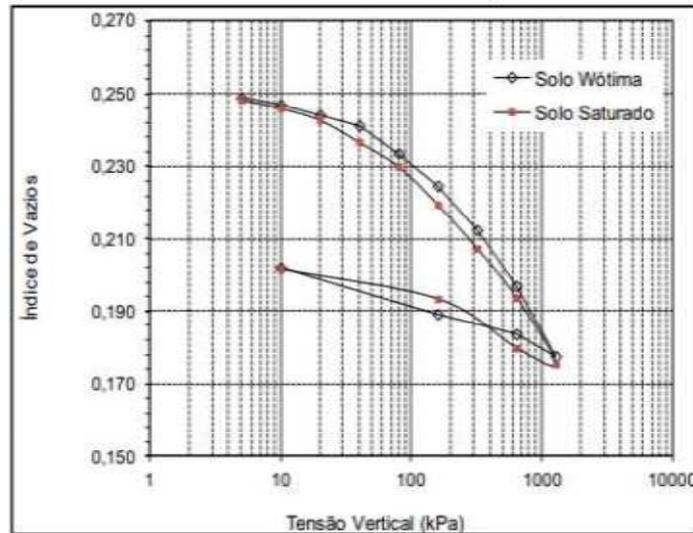
Fonte: Melo e Bandeira (2014)

Diante disso, o solo com teor de umidade natural apresenta potencial de colapso de 3% com uma sobrecarga de 20 kPa. Em termos geotécnicos, não é exequível a utilização de fundação rasa assente sobre ele, pois uma vez que é inundado apresenta problemas de colapso moderado sob uma tensão de 10 kPa. Todavia, verificou-se que para um carregamento de 160 kPa o solo apresenta um problema grave de colapso, com um potencial de colapso de aproximadamente 11%, tendo sua resistência reduzida drasticamente, assim como sua capacidade de suporte.

É importante ressaltar também que, as deformações obtidas podem apresentar variâncias, pois a magnitude do colapso depende do estado inicial de umidade, fazendo-se necessário outros ensaios *in situ*, pois o mecanismo do colapso depende da trajetória de tensões do solo e de outros mecanismos deflagradores do processo de colapso além da água.

Por outro lado, o ensaio de adensamento na amostra compactada (Figura 23) evidencia o ganho de resistência ao diminuir sua compressibilidade e apresentar potenciais de colapso da ordem de 0,5% para os mesmos níveis de tensão, sendo classificada como não colapsível e sem problemas, conforme os critérios prescritos acima. Com isso, o solo torna-se menos dependente dos efeitos da sucção e o efeito de colapso em amostras compactadas não é significativo, em virtude do acréscimo de resistência experimentado (RIBEIROS JUNIOR; FUTAI, 2010).

Figura 23 – Curvas da tensão vertical *versus* índices de vazios da amostra compactada.



Fonte: Melo e Bandeira (2014)

Nesta perspectiva, Melo e Bandeira (2014) realizaram ensaios de compactação (NBR 7182/2016) na energia Proctor Normal para determinar a tensão admissível do solo melhorado, o qual apresentou umidade ótima de 9%, densidade seca máxima de 19,02 kN/m³ e peso específico equivalente a 15,69 kN/m³. Concomitantemente a isto, realizaram também ensaios de cisalhamento direto na condição inundada, no qual o intercepto de coesão do solo foi nulo e o ângulo de atrito efetivo igual a 35°.

Tais resultados corroboram uma melhora significativa das características mecânicas do solo e, por sua vez, viabiliza seu uso como suporte de fundações superficiais em solos compactados, realizando-se o controle tecnológico das camadas compactadas e avaliação do aumento da capacidade de carga de suporte em função do efeito de compactação, discutidos adiante.

6.1. DETERMINAÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO TRATADO E DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

A capacidade de carga da do solo depende diretamente das características geométricas do elemento de fundação superficial.

Segundo Terzaghi (1943), a capacidade de carga dos solos, considerando o efeito de forma de uma sapata quadrada, é obtida através da Equação 7.

$$q_{ult} = 1,3cN_c + \gamma DN_q + 0,8\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (7)$$

No qual,

q_{ult} - Capacidade de carga;

c - Coesão do solo;

γ - Peso específico efetivo do solo na cota de apoio da sapata;

B - Menor dimensão da sapata;

N_c, N_q, N_γ - Coeficientes de capacidade de carga (dependente de ϕ e do tipo de ruptura);

H - Profundidade de assentamento.

Para efeito de dimensionamento, considerando uma sapata quadrada com base de 1 m (B) assente a 1,5 m (H) e $\gamma = 15,69 \text{ kN/m}^3$, através da Equação (7) a capacidade de carga correspondente é equivalente a 1,27 MPa. Conforme a NBR 6122/2010, adotou-se um coeficiente de segurança global de 3 e, assim, a tensão admissível do solo é equivalente a 0,43 MPa.

Daí, a área da base da sapata, para um dado carregamento, é obtida através da Equação 8.

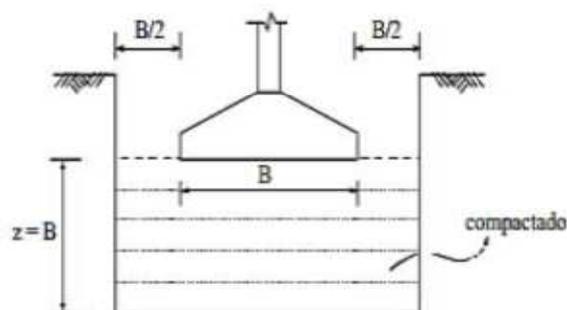
$$A = 1,1 \cdot \frac{N}{\sigma_{adm}} \quad (8)$$

Sendo N a carga proveniente do pilar e σ_{adm} a tensão admissível do solo.

Considerando a tensão admissível encontrada para o maior carregamento imposto ao solo (2893 kN), verificou-se que o elemento de fundação deveria ter base igual a 2,72 m, de modo a transmitir ao solo uma tensão inferior à sua tensão admissível. Atenta-se ainda que a tensão de ruptura do solo determinada em ensaios de placa deve ser inferior a tensão admissível encontrada.

Para Cintra, Aoki e Albiero (2003), nestas condições é recomendável remover a camada de apoio de cada sapata com espessura correspondente à largura da sapata e a sua reposição em subcamadas compactadas, como ilustra a Figura 24.

Figura 24 – Uso de sapata em solo colapsível.



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2003)

Conforme os autores, a compactação até metade do bulbo de tensão é viável tecnicamente e economicamente, pois na profundidade igual a B a parcela de tensão propagada equivale a somente 25% da tensão aplicada por uma sapata quadrada segundo a propagação 2:1.

Para tanto, mediante análise do bulbo de tensões constatou-se que seria necessário compactar o solo até uma profundidade de 3,0 m abaixo da sapata para garantir a segurança da edificação. Esta medida não erradica totalmente o efeito do colapso, mas reduz os recalques por adensamento e por colapso a valores admissíveis, proporcionando segurança aos danos sem que haja prejuízo à sua utilização.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O melhoramento de solos colapsíveis através da compactação proporciona um aumento significativo da tensão admissível do solo e redução da compressibilidade devido à densificação das camadas sob uma dada energia. Assim, a elevação da carga de ruptura, e conseqüentemente, a diminuição do índice de vazios são fatores validados em ensaios edométricos duplos em amostras de solo compactado. Na pesquisa desenvolvida por Melo e Bandeira (2014), verificou-se que a estrutura natural do solo apresenta um potencial de colapso de 3,0% para uma tensão de 20 kPa. Assim, a utilização de uma fundação rasa assente sobre o solo *in natura* para o nível de tensão da obra não é exequível.

Ademais, os pesquisadores verificaram que a compactação do solo na energia Proctor Normal reduziu o potencial de colapso do solo, para as tensões estudadas, a valores da ordem de 0,5%. Esta técnica empregada no tratamento do solo, para este caso estudado, assegura a estabilidade do conjunto solo-fundação devido a eliminação dos recalques por colapso e conseqüente elevação da carga de suporte, tornando possível a utilização de fundações superficiais sobre solos tratados.

Os resultados averiguados comprovam a importância da análise do potencial de colapso de solos potencialmente colapsíveis para a elaboração de projetos de fundações superficiais. Dessarte, o melhoramento de solos colapsíveis através da compactação lhe confere resistência satisfatória, pois promove uma maior interação entre as partículas ($c = 0$ e $\varphi = 35^\circ$), com a substituição parcial ou total de outro método geotécnico de custo elevado, a exemplo de estacas escavadas.

Para tanto, o nível de tensão da obra pode ser suportado por sapata quadrada com base de 2,72 m, a qual transfere às camadas subjacentes uma tensão inferior à tensão admissível do solo melhorado (0,43 MPa) e, por sua vez, reduz significativamente os custos da obra.

7.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os resultados preliminares apresentados nessa pesquisa corroboram a viabilidade da execução de fundações superficiais sobre solos tratados. Como sugestão para alinhar a pesquisa tem-se:

- Elaborar um manual prático que apresente minuciosamente as principais técnicas de melhoramento de solos potencialmente colapsíveis, em face da redução do valor de

potencial do colapso e consequente elevação da capacidade de suporte, para acomodar fundações superficiais;

- Avaliar o comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados, mediante a realização de provas de carga em placas de diferentes diâmetros e em verdadeira grandeza, comparando-os aos ensaios de placa em laboratório em modelos reduzidos e aos resultados dispostos na literatura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL RAWAS, A. State of the art: review of collapsible soils. **Science and Technology**, Special Review, Sultan Qaboos University, 2000, p. 115-135.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D.W. Special problem soils. General Report (session 5), In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION, 9, Dublin. **Proceedings...** Rotterdam, A.A. Balkema, p. 5.1-5.60, 1987.

ARAÚJO, G. L. S. **Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas com geossintéticos**. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2009, 166 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91p.

_____. **NBR 6459**: solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016, 5p.

_____. **NBR 6484**: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 2001, 8 p.

_____. **NBR 6489**: prova de carga direta sobre terreno de fundação, procedimento. Rio de Janeiro, 1984, 2 p.

_____. **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm: Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984, 8 p.

_____. **NBR 7180**: solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016, 3 p.

_____. **NBR 7181**: solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016, 12 p.

_____. **NBR 7182**: solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016, 9 p.

BIOT, M. A. General theory of three-dimensional consolidation. **Journal of Applied Physics**, 12, 155-164, 1941.

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, v. 106, n. 39, p. 859-863, 1959.

BISHOP, A.W.; BLIGHT, G.E. Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils. *Geotechnique*, 13 (3), p. 177-197, 1963.

CAMPOS, T. M. P. **Resistencia ao cisalhamento de solos não saturados**. In: 3º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: Freitas Bastos, 1997. V. 2, p. 399-417.

CARVALHO, D.; SOUZA, A. Análise do efeito umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6/ CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9., Salvador. *Anais...* São Paulo, 1990, v. 2, p. 109-11

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Projeto de fundações em solos colapsíveis**. São Carlos: EESC/USP, 2009.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003, 134p.

COLEMAN, J. D. Stress strain relations for partly saturated soil. *Geotechnique*, v. 12, n. 4, p.348-350, 1962.

CONCIANI, W.; BURGOS, P. C.; BEZERRA, R. L. Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. In: CARVALHO, J. C. (orgs.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015, p.21-37.

DUDLEY, J.H. Review of Collapsing Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, v. 96, n. SM3, p. 925-947, 1970.

FERREIRA, R.C.; MONTEIRO L.B.; PERES, J.E.E.; BENVENUTO, C. Some aspects on the behaviour of brazilian collapsible soils. In. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, Rio de Janeiro, *Anais...*, suppl v., p. 117-120. 1989.

FERREIRA, S. R. M. **Solos Colapsíveis do Nordeste**. Geotecnia do Nordeste, Editora Universitária UFPE, 2005.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variables for unsaturated soils. **ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division**, 1977, GT5. Vol. 103, p. 447-465

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, 1993, p. 517.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristics curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 21, n. 4, p. 521-532, 1994.

FREITAS, M. C. **Avaliação de técnica de melhoria de solos colapsíveis por meio de colunas de solo laterítico compactado**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016. 201p.

FUNG, Y.C. (1969). **A First Course in Continuum Mechanics**. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, USA, 301 p.

GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010. 108p.

HILLEL, J. W. **Soil and water: physical principles and processes**. New York: Academic Press, 1971. p. 5-127.

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, 7, **Proceedings...** Durban, v. 1, p.99-105, 1975.

JENNINGS, J.E.; BURLAND, J.B. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. **Geotechnique**, v. 12, n. 2, p. 125-144, 1962.

LOLLO, J. A. (Org.). **Solos colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo: Universidade Estadual Paulista, 2008, 262 p.

MACHADO, S. L. **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. 361 p.

MARINHO, F. A. M. **Medição de sucção em solos**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, v.3, ÑSAT97, Rio de Janeiro, 1997, 373-397 p.

MARINHO, F. A. M. **Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: São Paulo, 2005, 200p.

MEDERO, G. M. **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado**. Dissertação (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005, 319 p.

MELO, C. E. M.; BANDEIRA, A. P. N. **Estudo do colapso dos solos para dimensionamento de fundações superficiais**. In: XVII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Goiânia, 2014.

MENDES, R. M. **Estudo das propriedades geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP)**. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008. 256 p.

MITCHELL, J. K. Soil improvement: state-of-art report. In: 10th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, **Proceedings...** Stockholm, 1981, p. 509-565.

MORETTI, G. V. **Comportamento à compressão de solo estabilizado com cimento utilizado em colunas de deep soil mixing**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012. 169 p.

OZELIM, L. C. S. M. (et al.) **A aplicação de novos paradigmas para o entendimento do fenômeno de adensamento em solos estruturados e colapsíveis**. In: XVII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Goiânia, 2014.

PEREIRA, A. **Comportamento mecânico saturado e não saturado de um solo coluvionar de arenito**. Dissertação (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013, 305 p.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3^a ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

REGINATTO, A. R. **Standard Penetration Test in collapsible soils**. In: IV CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES. Proceedings... Porto Rico: 1971, v.2, p. 77-84.

RIBEIRO JR, I.; FUTAI, M. M. Estudo de caso de um melhoramento de solos colapsíveis com compactação. In: XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, **Anais...** Gramado, 2010.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. Dissertação (Doutor em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007, 298 p.

ROLLINS, K. M.; KIM, J. H. U. S. Experience with dynamic compaction of collapsible soils. **ASCE Special Geotechnical Publication**, New York, n. 45, p. 26-43, 1994.

ROLLINS, K. M.; ROGERS, G. W. Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, n. 9, p. 1533-1533, 1994.

SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998. 146p.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: Wiley, 1943. VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. 2ª Ed. São Paulo: McGraw Hill, 1978, 509p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. L. **Critérios de projeto – Investigação de subsolo – fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, 226 p.

VILAR, O. M.; FERREIRA, S. R. M. Solos colapsíveis e expansivos. In: CARVALHO, J. C. (orgs.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015, p.416-440.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E; NOGUEIRA, J. B. Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: I SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS. **Anais...**, Rio de Janeiro, 1981. v. 1, p. 209 – 224.