



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

**COMPARAÇÃO DO RECALQUE AVALIADO ATRAVÉS DE TOMOGRAFIA
COMPUTADORIZADA E MEDIDO EM PROVA DE CARGA REALIZADA EM SOLO
POROSO, ESTRUTURADO, NÃO SATURADO**

CAMPINA GRANDE

ABRIL - 2003

PATRICIA MOTA RAUSCH

**Comparação do recalque avaliado através de tomografia
computadorizada e medido em prova de carga realizada em solo
poroso, estruturado, não saturado**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade Federal de Campina Grande - PB, para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Campina Grande – PB
Abril - 2003

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**Comparação do recalque avaliado através de tomografia
computadorizada e medido em prova de carga realizada em solo
poroso, estruturado, não saturado**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade Federal de Campina Grande - PB, para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientanda: Patricia Mota Rausch

Orientador: Prof. Dr. Wilson Conciani

Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra



R 248a Rausch, Patrícia Mota
2003 Comparação do recalque avaliado através de tomografia computadorizada e medido em prova de carga realizada em solo poroso, estruturado, não saturado/ Patrícia Mota Rausch
- Campina Grande: UFCCG, 2003.
71p. : il.
Inclui bibliografia
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) UFCCG/CCT/DEC

1. Solo - Recalque.
2. Solo - Ensaio de campo.
3. Solo não saturado.
4. Tomografia de solos.
5. Solo - Prova de carga.

CDU : 624.131.37

**COMPARAÇÃO DO RECALQUE AVALIADO ATRAVÉS DE TOMOGRAFIA
COMPUTADORIZADA E MEDIDO EM PROVA DE CARGA REALIZADA EM SOLO
POROSO, ESTRUTURADO, NÃO SATURADO**

Patrícia Mota Rausch

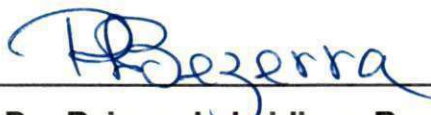
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA
CIVIL

DISSERTAÇÃO APROVADA POR:



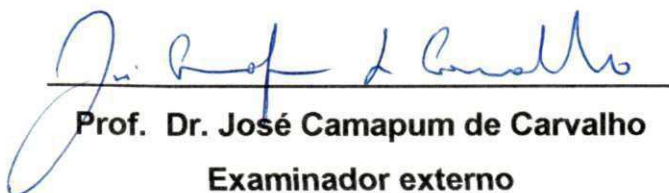
Prof. Dr. Wilson Conciani

Orientador



Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra

Orientador



Prof. Dr. José Camapum de Carvalho

Examinador externo



Prof. Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante

Examinador externo

Campina Grande – PB

Abril de 2003

DEDICATÓRIAS

A Deus

... que incomparável e inconfundível em sua infinita bondade, compreendeu os meus anseios e me deu a necessária coragem para atingir os meus objetivos, ofereço esta vitória e peço forças para que sempre eu possa agir com eficiência em meus trabalhos e acerto em minhas decisões”.

Aos meus pais, **Cleber e Joedir,**

A vocês que me deram a vida e me ensinaram a vivê-la com dignidade, que se doaram por inteiro e renunciaram aos seus sonhos, para que, muitas vezes, pudesse realizar os meus, não bastaria um muitíssimo obrigado.

Ao meu Amor **Ricardo,**

que com compreensão e paciência me incentivou em todos os momentos. Amor, essa vitória é nossa.

Aos meus irmãos **Sandro, Viviane, Ângela e Alícia,**

que sempre estiveram ao meu lado me incentivando e apoiando em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Wilson Conciani, do Centro Federal de Educação Tecnológica de Mato Grosso, orientador, meu especial agradecimento, pela consideração, companheirismo e confiança por me ter iniciado na área da Educação e principalmente na pesquisa científica, transmitindo seus conhecimentos e experiências, transcendendo à relação professor-aluno, sem medir esforços para orientar este trabalho, disponibilizando seu valioso tempo.

Ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Mato Grosso, representado atualmente pelo Prof. Diretor Henrique Barros, pela oportunidade deste curso para capacitação de seus professores.

A Universidade Federal de Campina Grande, em nome do Prof. Coordenador da Pós-Graduação Raimundo Leidimar Bezerra, pela parceria com o CEFETMT.

Aos colegas do mestrado, pela amizade e pelo convívio, principalmente pelo grupo feminino Izabel, Fabiani e Uílaci.

Enfim, a todos, que de forma direta ou indireta contribuíram para execução deste trabalho.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	01
1.1	Introdução.....	01
1.2	Objetivos.....	02
2	CARACTERÍSTICAS E COMPORTAMENTO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS	03
2.1	Origem dos solos colapsíveis.....	04
2.2	Estrutura.....	05
2.3	Potencial de colapso.....	06
2.4	Previsão de recalques.....	07
2.5	Provas de carga.....	10
3	CAMPO EXPERIMENTAL	12
3.1	Caracterização geológica.....	13
3.2	Caracterização geotécnica.....	14
4	PROVA DE CARGA	20
4.1	Procedimentos.....	21
5	TOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA	26
5.1	Fundamentos.....	26
5.2	Funcionamento do tomógrafo.....	28
5.2.1	Calibração.....	32
5.3	Procedimentos.....	33
5.4	Resultados.....	35
6	ANÁLISES E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	38
6.1	Distribuição das deformações ao longo da profundidade.....	38
6.1.1	Deformações estimadas pela tomografia computadorizada.....	38
6.1.2	Deformações estimadas por Schmertmann (1978).....	44
6.2	Previsão de Recalques.....	51
6.2.1	Previsão de recalque da prova de carga.....	51
6.2.2	Previsão de recalques segundo a teoria da elasticidade.....	53
6.2.2.1	Distribuição de tensões com a profundidade.....	53
6.2.2.2	Estimativa de recalque pela teoria da elasticidade.....	55
6.1.3	Previsão de recalque segundo o método de Schmertmann (1978).....	56
6.1.4	Previsão de recalque segundo Costet e Sanglerat (1969).....	59
6.1.5	Comparações das previsões de recalque.....	60

7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	62
7.1	Conclusões.....	62
7.2	Sugestões para pesquisas futuras.....	63
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	64

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
5.1 Coeficiente de atenuação da água e benzina.....	32
6.1 Valores de recalque para tensão admissível	52
6.2 Valores de recalque pela Teoria da Elasticidade.....	56
6.3 Valores de recalque pelo Método de Schmertmann (1978)	58
6.4 Valores de recalque pelo método de Costet e Sanglerat (1969).....	59
6.5 Resumo dos valores de recalque.....	60

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
2.1 Gráfico típico do ensaio de duplo adensamento de Jennings e Knight (1957).....	08
3.1 Localização do campo experimental em Mato Grosso.....	12
3.2 Perfil de SPT dos furos realizados no Campo Experimental de campo Novo do Parecis.....	15
3.3 Distribuição granulométrica do solo do campo experimental de Campo Novo do Parecis.....	16
3.4 Teor de umidade do solo nas épocas das secas e chuvas	17
3.5 Valores dos índices de vazios do solo do campo experimental.....	17
3.6 Valores do limite de Atterberg do solo.....	18
3.7 Classificação do perfil do campo experimental de Campo Novo do Parecis.....	18
3.8 Ensaio de cisalhamento direto para determinação da coesão e ângulo de atrito do solo.....	19
4.1 Localização das posições das provas de carga realizadas no campo experimental...	22
4.2 Assentamento da placa rígida no solo com o sistema de reação.....	23
4.3 Montagem do sistema de reação e posição dos deflectômetros.....	24
5.1 Distribuição espacial de umidade em uma amostra de solo.....	27
5.2 Esquema de funcionamento do tomógrafo.....	29
5.3 Procedimento de varredura de um plano de um objeto tridimensional.....	29
5.4 Esquema de montagem dos componentes do tomógrafo.....	30
5.5 Realização do ensaio com tomógrafo de campo em amostra de solo.....	34
5.6 Esquema de ensaio das amostras.....	34
5.7 Mapa dos valores da massa específica de uma amostra de solo.....	36
5.8 Valores de peso específico do solo natural obtido pelo tomógrafo.....	36
6.1 Valores estimados dos índices de vazios a partir do tomógrafo computadorizado....	40
6.2 Reanálise dos valores estimados dos índices de vazios a partir do tomógrafo computadorizado.....	41

6.3	Esquema associando vazios e sólidos em uma camada de solo.....	42
6.4	Deslocamento vertical por camadas estimado a partir do índice de vazio do solo, para os dados originais da tomografia (Figura 6.1).....	43
6.5	Deslocamento vertical por camadas estimado a partir do índice de vazio do solo....	44
6.6	Curva tensão média x recalque obtida da prova de carga do solo no estado natural de umidade, permitindo estimar os módulos de deformações do solo.....	45
6.7	Perfil de I_z empregando deformações da tomografia computadorizada e E máximo (9,072 MPa) do ensaio de placa.....	47
6.8	Perfil de I_z empregando deformações da tomografia computadorizada e E mínimo (1,156 MPa) do ensaio de placa.....	47
6.9	Perfil de I_z empregando deformações da tomografia computadorizada e E_{SPT} (3,0 MPa).....	48
6.10	Perfil de I_z empregando deformações da tomografia computadorizada e E Schmertmann (1978) (0,75 MPa).....	48
6.11	Comparação do perfil do índice de deformação (I_z) de Schmertmann (1978) e o encontrado neste estudo.....	50
6.12	Curva tensão média x recalque obtida da prova de carga do solo no estado natural de umidade.....	52
6.13	Bulbo de tensões com isóbara de 5 a 90% da carga aplicada.....	54
6.14	Bulbo de tensões com isóbara de 5 em 5 cm em relação a profundidade.....	54

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
B	Menor dimensão da fundação
CEFET	Centro Federal de Educação Tecnológica
CNP	Campo Novo do Parecis
CNPDIA	Centro Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento de Instrumentação Agropecuária
CP	Potencial de colapso
CPT	Ensaio de Cone – Cone Penetration Test
CT	Tomografia Computadorizada
E	Módulo de deformação do solo
e	Índice de vazios
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
HRB	Sistema Rodoviário de classificação do solo do Highway Research Board
IP	Índice de plasticidade
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
I _z	Índice de deformação específica
LC	Superfície de fluência devida ao carregamento
ML	Silte de baixa compressibilidade
N _{SPT}	Índice de penetração padrão
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
SI	Superfície de fluência devida à sucção
SPT	Standart Penetration Test – sondagem à percussão
SUCS	Sistema unificado de classificação do solo
UFMT	Universidade Federal de Mato Grosso
WP	Limite de plasticidade (%)
WL	Limite de liquidez (%)

RESUMO

A proposta deste trabalho é um estudo da distribuição de recalques ao longo de um perfil de solo, após a realização da prova de carga. Os valores de recalque medido são comparados com as previsões por métodos tradicionais. Estimou-se o valor do recalque indiretamente através da tomografia computadorizada. Para isto dividiu-se o perfil abaixo da prova de carga em camadas de 5 cm. Este trabalho foi realizado em Campo Novo do Parecis - MT. O solo encontrado na área de estudo é poroso, estruturado, colapsível e classificado como ML. Pedologicamente o solo é classificado como latossolo vermelho. Realizou-se ensaio de SPT que mostram valores de N_{SPT} variando entre 1 a 15. O valor do N_{SPT} é da ordem de 2 nos primeiros 5 m do perfil. Para a estimativa do recalque através da tomografia computadorizada relacionou-se o índice de vazios com o peso específico do solo. Percebe-se claramente a diferença na distribuição do peso específico do solo antes e depois da prova de carga. A diferença entre o peso específico concentrou-se na profundidade inicial como esperava-se. As previsões de recalque foram realizadas pela Teoria da Elasticidade e métodos empíricos de Schmertmann (1978) e Costet & Sanglerat (1969). Os resultados mostraram no método empírico de Schmertmann um bom ajuste na previsão de recalque. Por outro lado a previsão da distribuição das deformações abaixo da prova de carga proposto por Schmertmann (1978) e o previsto são bastante diferentes.

Palavras-chaves: Recalque, Ensaio de campo, Solos não-saturados, Tomografia de solos e Prova de carga

ABSTRACT

The main purpose of this work is to study the distribution of settlements down along soil profile, after a plate load test. The measured settlements were compared with predictions made by traditional methods. The settlements also were measured, indirectly, by means of computerised tomography. This measurement was done every 5cm under the plate test level. This work was carried out at Campo Novo do Parecis, MT. The material in this area there is a porous, non saturated, structured, collapsible soil classified as ML. To pedologists this soils is classified as Redish Oxissols. SPT performed in this place showed values of N_{SPT} ranging from 1-15. The upper layer (5 m) has an average value of 2. The use of computerised tomography allowed the estimation of settlement by a mathematical arrangement through void ratio and dry unit weight. The distribution of unit weight before and after plate load test is clearly different. The unit weight differences are concentrated on earlier depths being in accordance with waited results. The predictions of settlements were done by elastic theory, Schmertmann and Costet & Sanglerat empirical methods. Results shows that the empirical methods like Schmertmann have presented a good agreement between measured and predicted values of settlement. On the other hand, the prediction of soil deformation distribution under the plate made by Schmertmann (1978) method and the estimated values are quite different.

Key words: Settlement, Field Test, Unsaturated soils, Computerised tomography, Plate Load Test.

1 INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1 Introdução

Na concepção do projeto de fundação de uma obra, nem sempre o engenheiro dispõe das características e do verdadeiro comportamento do solo para o qual está sendo calculada a fundação.

Na região do Campo Novo do Parecis ocorreram grandes recalques nas fundações de silos e armazéns, os quais inviabilizaram o funcionamento destas estruturas. Este fato gerou prejuízos de grande monta aos produtores. O prejuízo foi caracterizado pela perda do produto estocado e pelos recursos dispendido na recuperação das estruturas de armazenagem. Esses prejuízos podem ser justificados em decorrência do desconhecimento do comportamento dos solos colapsíveis e, de técnicas construtivas apropriadas a estes solos. Torna-se necessária uma avaliação de métodos empregados na estimativa de capacidade de carga, recalques e outros parâmetros do solo, para o dimensionamento de uma fundação. Conhecendo-se o verdadeiro comportamento do solo colapsível da região do Campo Novo do Parecis, tem-se maior segurança nos dimensionamento de fundações.

Até o momento muitos trabalhos têm sido realizados buscando o entendimento do colapso. A maioria destes trabalhos são realizados em laboratório onde as condições de contorno do problema são melhor controladas. Para além da questão do colapso, há neste momento uma maior preocupação com comportamento dos solos não saturados como um todo. Esta preocupação leva em conta que o colapso é apenas uma das características deste solo e que o recalque total pode ser previsto com acerto se forem conhecidas os seus mecanismos.

Também alguns trabalhos de modelagem do comportamento dos solos e de fundações já estão em discussão. Dentre estes trabalhos destacam-se Alonso et al. (1987), Machado (1996), Futai (1998) e Futai et al. (2000). Estes modelos têm se

mostrado adequados para a previsão de comportamento do solo. Entretanto, enfrentam algumas restrições quanto ao número de parâmetros empregados e a dificuldade em obtê-los. Por isto a análise e adequação de modelos clássicos de previsão de comportamento ainda tem grande valia.

Uma outra questão que surge é a necessidade de trabalhos de campo e instrumentação que possam comprovar e ajustar os modelos propostos. Provas de carga, em especial, permitem verificar se os modelos funcionam e propor ajustes. Se estas provas de carga incluem medidas de sucção ao longo do perfil, como feitas por Conciani (1997), então a verificação é mais realista.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é melhorar as condições de previsibilidade dos recalques de estruturas de fundação diretamente apoiadas em solos porosos, estruturados e não saturados.

Para atingir este objetivo é necessário:

- comparar os recalques obtidos por medição direta em prova de carga sobre placas e aqueles obtidos por estimativa através de métodos semi-empíricos;
- observar a distribuição das deformações ao longo da profundidade;
- propor ajustes nos mecanismos e parâmetros para previsão de recalques de estruturas assentes em solos colapsíveis.

2 CARACTERÍSTICAS E COMPORTAMENTO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos colapsíveis são encontrados em várias partes do mundo, aparecendo em grandes quantidades nas regiões tropicais, bem como em locais de clima predominantemente árido ou semi-árido.

Devido à crescente ocupação de regiões onde estes depósitos são encontrados, e considerando-se os danos já sofridos por construções nestas regiões, torna-se de relevante pesquisar o comportamento destes solos.

De um modo geral o colapso pode ocorrer em consequência dos seguintes fatores, segundo Camapum de Carvalho et al. (1993):

- presença de uma estrutura metaestável no solo;
- aumento das tensões externas aplicadas ao solo;
- alteração do estado de tensões do solo;
- aumento do grau de saturação do solo;
- ataque das ligações cimentíceas por fluido de saturação agressivos.

Aragão e Melo (1982) afirmam que um solo potencialmente colapsível deve, basicamente, apresentar um baixo grau de saturação e um elevado índice de vazios, decorrentes de uma estrutura aberta e sensível ao umedecimento.

Camapum de Carvalho et al. (1993) mostraram que os solos colapsíveis apresentavam uma micro-estrutura constituída por microporos e macroporos, sendo que estes últimos constituem um dos elementos principais favoráveis ao colapso. Camapum de Carvalho (1994) define o colapso como o

recalque rápido e acentuado, que ocorre em consequência do aumento do estado de tensões externas ou do grau de saturação do solo inicialmente não saturados.

Um outro grupo, onde encontram-se os pesquisadores da USP, COPPE e UFRGS, acreditam que o aumento de carregamento externo não é condição suficiente e necessária para ocorrência do colapso. Para este grupo o colapso é caracterizado por deformações decorrentes do aumento de umidade.

Acerca desta discussão é interessante observar os trabalhos de Tadepalli et al. (1992) e Khogo et al. (1993). Estes autores estudam o recalque de solos colapsíveis e afirmam que o colapso tem início quando a sucção começa a decrescer. Os ensaios realizados por estes autores incluem deformações por acréscimo de tensões e por redução da sucção. Esta é também a opinião de Alonso et al. (1987). Entretanto, a visão do grupo de Brasília está em consonância com as pesquisas mais modernas que buscam entender o comportamento do solo em qualquer condição. Portanto, a questão conceitual de colapso e expansão tende a ser passado e de pouca importância.

Segundo Menezes et al. (1994), o que diferencia o colapso do recalque é que no colapso a redução de volume é rápida e totalmente vinculada com a redução de sucção, enquanto no recalque a redução volumétrica normalmente é progressiva, vinculada ao acréscimo de cargas. Todo colapso envolve uma redução de volume, porém nem toda redução de volume é devida ao colapso.

Caracterizar os solos colapsíveis quanto à sua origem, estrutura, textura, água no solo, etc, é uma forma de esclarecer ou compreender este solo perante o fenômeno do colapso.

2.1 Origem dos solos colapsíveis

Quanto à origem, os solos colapsíveis são bastante divergentes, variando desde solos colúviais, eólicos, aluviais até os residuais. A estrutura do solo está ligada à sua gênese, portanto, é importante conhecer a maneira com que os solos colapsíveis são formados.

Vargas (1985 e 1993) ressalta que após a formação do solo os processos intempéricos continuam a atuar. Desta forma os solos podem sofrer uma evolução pedogenética. Neste processo estão envolvidas ações como lixiviação, eluviação, cimentação, etc, as quais geram estruturas porosas e/ou cimentadas.

A influência do clima sobre a formação de solos colapsíveis foi estudada por Blight (1981). Verificou-se que depósitos de solos residuais sujeitos à clima quente com período alternados de seca e chuva dão origem a solos altamente porosos com ou sem cimentação. Estes solos são geralmente colapsíveis.

Dependendo do estágio de evolução de um solo ele pode ser colapsível ou não, diante do estágio de formação que ele se encontra. Klappa (1983) apresenta um ciclo pedodiagnético que aponta os diversos estágios de formação que passa um solo. Dependendo do ciclo em que se encontra são solos susceptíveis ao colapso.

2.2 Estrutura

De uma forma geral, conhecer a micro e macro estrutura do solo é fator importante no estudo das propriedades mecânicas do solo. Em solos não saturados, e, de uma maneira mais acentuada em solos colapsíveis, entender o arranjo estrutural do solo é imprescindível. O mecanismo de colapso da estrutura do solo está intrinsecamente ligado ao seu arranjo.

Os solos colapsíveis são solos porosos, não saturados e estão sujeitos ao colapso. O colapso é uma redução súbita de volume que ocorre quando estes solos porosos experimentam um aumento no teor de umidade.

Os solos colapsíveis apresentam duas características básicas: um alto índice de vazios (estrutura porosa) e um teor de umidade menor que o necessário para sua completa saturação (DUDLEY, 1970).

A estrutura dos grãos de solos passíveis de subsidência possui vazios entre as partículas. Esses grãos podem estar mantidos no lugar por tensões capilares, ligações de argila, etc, e os vazios podem ser resultantes da desintegração de matéria orgânica, de pequenas bolhas de ar retidas, etc.

Para Dudley (1970), Collins e McGown (1974), McGown e Collins (1975) e Knodel (1981) a estrutura dos solos colapsíveis pode ser dividida em três grupos:

- estrutura porosa que é mantida estável por forças capilares;
- grãos maiores, como silte e a areia estão calçados por partículas menores, como silte e argila;
- a estabilidade da estrutura é garantida por agentes cimentantes como as argilas, os óxidos de ferro e alumínio ou, os carbonatos.

A capilaridade é o fator que mais é citado na literatura como responsável pela meta-estabilidade de solos porosos.

Vários fatores atuam na formação de solos colapsíveis, alguns deles são funções diretas do meio físico no qual o solo encontra-se inserido. Knodel (1981) cita os seguintes condicionantes: clima e geomorfologia.

A ocorrência de chuvas de curta duração e fortes intensidades, alternadas com longos períodos secos, favorece a ocorrência de solos porosos, estruturados e colapsíveis. Esta condição é chamada de evolução pedogenética. Este clima favorece a lixiviação de partículas e a formação de cimentantes que ligam as partículas. Locais com encostas íngremes, pouca vegetação, formados por solos com estrutura não consolidada, quando da ocorrência de chuvas tenderá a escoar para bacias adjacentes onde poderão formar depósitos. Tais depósitos, oriundos de corridas de lama ou de quedas de barreiras formarão solos com alta porosidade, potencialmente colapsíveis. Este é o caso da maioria dos solos que têm uma matriz granular calçada por partículas.

2.3 Potencial de colapso

Benvenuto et al. (1978) afirmam que há uma nítida correlação entre colapsividade e profundidade. Quanto mais profundo estiver localizado o depósito de solo, menores serão os valores de recalque por colapso, que este apresentará, até que o fenômeno não mais ocorra, a uma dada profundidade.

Agnelli e Albiero (1997) empregaram ensaios químicos e microscopia eletrônica de varredura para análise dos aspectos microestruturais de um solo colapsível. Utilizaram quatro diferentes líquidos inundantes com variação do pH, e evidenciaram que o colapso depende da composição química e do pH do líquido inundante. Camapum de Carvalho et al. (1993) na região de Brasília, mostraram que os solos colapsíveis apresentavam uma micro-estrutura constituída por microporos e macroporos sendo que estes últimos constituem um dos principais elementos favoráveis ao colapso. Camapum de Carvalho et al. (1987) mostraram para solos do Distrito Federal, que o grau de instabilização estrutural dos solos porosos quando do aumento do grau de saturação depende da composição do fluido de inundação. Os solos possuindo elementos cimentantes tais com óxido de ferro e carbonato podem ter seus potenciais de colapso aumentados quando inundados por fluidos agressivos.

Rezende e Moraes (2000) mostraram o comportamento de um solo colapsível na região de Uberlândia, onde concluíram que a causa principal dos recalques excessivos foi o colapso do solo provocado por infiltrações de água e/ou esgoto, sendo que uma sobrecarga adicional na fundação poderia agravar o problema, devida a baixa capacidade de suporte do solo.

2.4 Previsão de recalques

Estudos para solucionar as problemáticas existentes na área da Geotecnia não cessam, devido à grande variabilidade de solos e comportamento destes encontrados em cidades brasileiras. Muitos métodos estão sendo apresentados na tentativa de prever os recalques do sistema solo-fundação, muitos deles são semi-empíricos e outros teóricos. Os métodos racionais vêm sendo empregados largamente, alguns indicam o recalque diretamente, outros através de deformações específicas. Pode-se citar o método de Schmertmann, a teoria da elasticidade, método de Terzaghi e Peck, entre outros.

Em solos colapsíveis existe a preocupação com a previsão do colapso quando se projeta para este tipo de solo. O ensaio mais conhecido para medida do

colapso em laboratório é o duplo adensamento proposto por Jennings e Knight (1957). Este ensaio consiste em submeter duas amostras ao ensaio de adensamento. Um ensaio é realizado com a mostra na sua umidade natural. O outro com o solo previamente inundado. Apresenta-se então, duas curvas com uma diferença entre elas, que expressa o colapso, conforme a Figura 2.1.

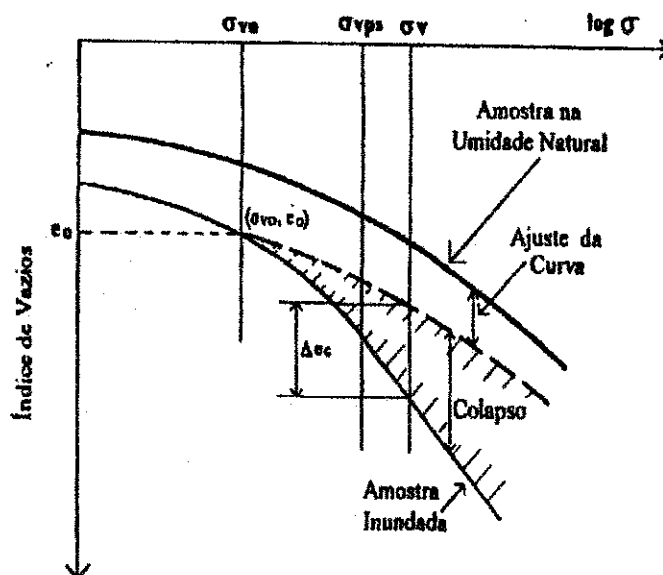


Figura 2.1: Gráfico típico do ensaio de duplo adensamento de Jennings e Knight (1957).

Este ensaio permite definir o potencial de colapso comparando os recalques de compressão tradicional com aqueles decorrentes da inundação. A Equação 2.1 expressa o potencial de colapso.

$$CP = \frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad (2.1)$$

O valor do colapso sofre variação em função da velocidade de inundação e por ser o colapso dependente do valor da sucção presente no solo, Presa et al (1988), Wheeler e Sivakumar (1993 e 1995) e Rohm e Vilar (1994), entre outros, apresentam um equipamento triaxial para ensaios de solos com sucção controlada.

Tadepalli et al. (1992) verificaram experimentalmente a relação entre o colapso e a sucção em ensaios edométricos com inundação (e sucção controlada). Eles mostraram que quanto maior a sucção, maior o colapso. Observaram também que tão logo a sucção apresente a tendência de queda o colapso tem início. Para estes pesquisadores fica confirmado que o colapso não é devido às tensões cisalhantes, mas a redução de sucção. Ou seja, quanto menor a umidade inicial do solo maior o colapso quando da inundação. Este fato foi também observado por Kohgo et al. (1993).

Alonso et al (1987 e 1990) propuseram um modelo do comportamento dos solos idealizado. Neste modelo consideram que o comportamento é aplicável a todos os solos independentemente do grau de saturação. Para elaboração deste modelo Alonso et al. (1987) basearam-se na teoria do endurecimento (hardening) plástico (modelo cam-clay). É importante ressaltar que a aplicação deste modelo de comportamento requer um grande número de parâmetros, que são poucos práticos, o que limita o seu emprego na engenharia cotidiana.

Como o modelo proposto por Alonso et al. (1987) era simplesmente um arcabouço conceitual, muitos pesquisadores puseram-se a buscar o equacionamento das soluções. Dentre estes pesquisadores tem-se Wheeler e Sivakumar (1995), Khogo et al. (1993) e os brasileiros Machado e Vilar (1998) e Futai et al. (2000). Estes dois últimos grupos de pesquisadores já trabalharam em ajustes e correções no modelo do grupo espanhol representado por Alonso et al. (1990) e Josa et al. (1992).

A grande busca destes modelos é de equações constituintes que possam representar os solos nas suas várias condições de saturação e comportamento deformacional. Como premissa destes modelos as questões de ruptura e deformação são tratados em um único escopo.

Almeida et al. (2002) mostra que o colapso máximo é maior quanto maior for a sucção, tendendo para um valor limite. Por outro lado, diversos autores entre eles Carvalho (1994) e Mahler (1994) verificaram que o colapso aumenta com o acréscimo da carga e que este aumento tem um limite. A partir de um certo nível de carregamento o colapso volta a diminuir. Este sim é um ponto importante à discutir, pois com a diminuição do colapso, pode ocorrer o aumento da compressão no solo,

causando um recalque total. O valor do recalque total é de extrema importância no dimensionamento da fundação.

Estes dois conceitos vêm complementar os ajustes nos modelos de comportamento. A limitação no valor de colapso em relação às cargas que solicitem o solo antes da redução de sucção, constituem uma ferramenta importante para a definição da superfície de escoamento LC dos modelos comentados anteriormente.

A limitação do colapso em função da sucção permite estabelecer o valor da superfície de escoamento SI nos modelos apresentados. Desta forma, o modelo pode ser ajustado para qualquer solo.

Futai et al. (2000) estudaram solo não saturado utilizando um modelo elástico-plástico pelo método de elementos finitos, resultando numa boa aproximação com resultados de prova de carga, inclusive na previsão de colapso.

Lembrando que neste trabalho não se tem o interesse de determinar o colapso do solo, mas sim estimar o recalque total que pode ocorrer no solo. Este recalque total é a soma de duas parcelas basicamente, a compressão e o colapso máximo.

2.5 Provas de carga

Tradicionalmente as provas de carga têm sido utilizadas para prever ou verificar o comportamento dos elementos de fundação. As provas de carga em estacas são empregadas na verificação do desempenho de fundações. Entretanto, no meio acadêmico as provas de carga em estacas são usuais na busca de parâmetros para definição de modelos de comportamento. Já as provas de carga em placa são usuais para previsão de capacidade de carga e recalques.

A extrapolação de resultados de provas de carga em placa é o meio comum para previsão de recalques, baseados neste ensaio. A Equação 2.2 é um exemplo de extrapolação de recalques para fundações assentes em argilas. É importante observar que se trata de uma extrapolação baseada em leis lineares que não consideram as características do solo. Isto é possível devido às pequenas

dimensões envolvidas. Também, é assumido que o solo não é estratificado o que invalidaria a extrapolação.

$$\frac{w_f}{w_p} = \frac{B_f}{b_p} \cdot \frac{I_{s,f}}{I_{s,p}} \quad (2.2)$$

Sendo:

w_f = recalque da fundação

w_p = recalque da placa

B_f = menor dimensão da fundação

b_p = menor dimensão da placa

$I_{s,f}$ = índice de forma da fundação

$I_{s,p}$ = índice de forma da placa

A prova de carga é um ensaio de campo bastante empregado para a identificação e medida do colapso *in situ*. Outra vantagem da prova de carga é trabalhar em condições de saturação mais próxima da realidade. No campo, mesmo que a cava para a realização da prova de carga seja inundada, dificilmente o solo ficará saturado.

3 CAMPO EXPERIMENTAL

O município de Campo Novo do Parecis (CNP) está situado a 354,50 km de Cuiabá, com latitude $15^{\circ}39'51''\text{S}$, longitude $57^{\circ}53'11''\text{W}$ e altitude 570 m. Apresenta uma área geográfica em torno de 15.305 km² e uma população de 18.947 habitantes. A Figura 3.1 mostra a localização do campo experimental em um mapa de Mato Grosso.

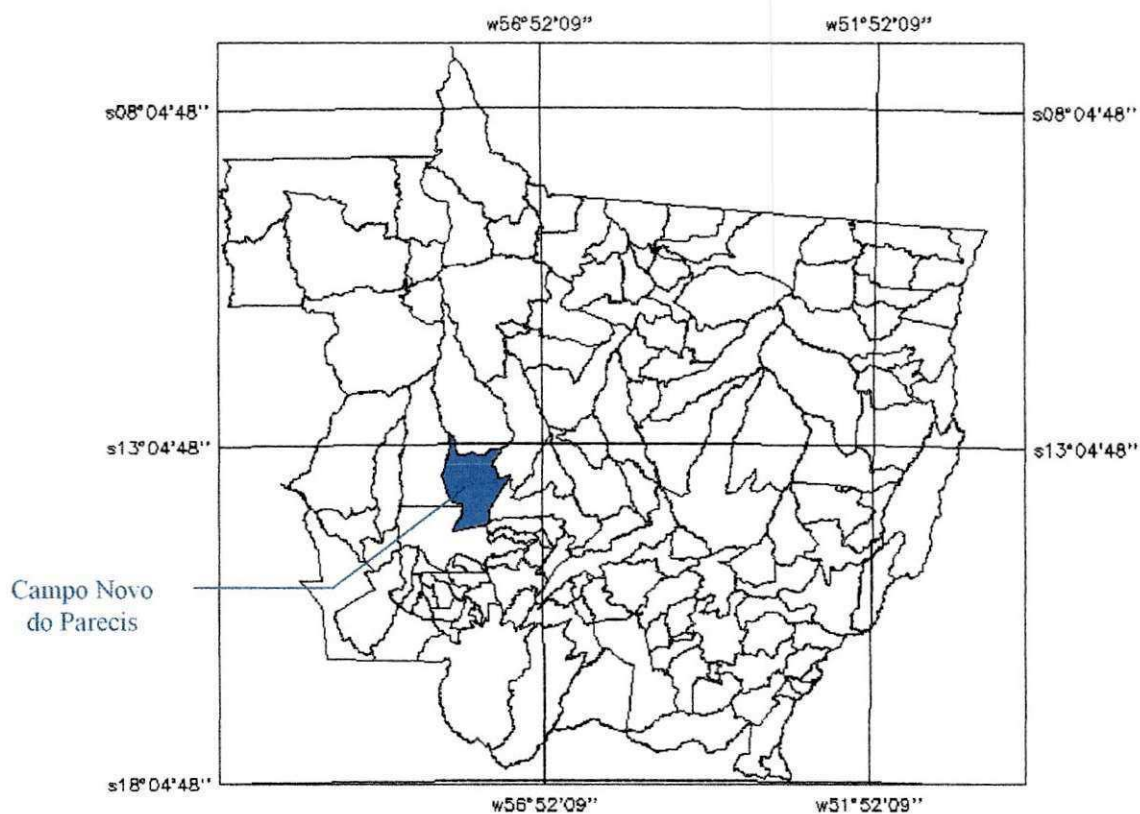


Figura 3.1: Localização do campo experimental em Mato Grosso.

O setor econômico que mais se destaca no município é a agricultura. Campo Novo do Parecis é o segundo maior produtor de soja com 758.475 t e o maior produtor de milho com 27.054 t, segundo o Anuário Estatístico (2000). CNP dispõe de 42 unidades de armazéns convencionais e 39 armazéns graneleiros, com capacidades de 280.629 t e 810.757 t respectivamente.

A escolha de Campo Novo para a implantação do campo experimental teve como fator preponderante a ocorrência de problemas de fundação nas edificações do município, em armazéns graneleiros e silos, provenientes da colapsividade do solo.

A parceria entre a Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT), a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), o Centro Federal de Educação Tecnológica de Mato Grosso (CEFET/UFMT) e a Prefeitura Municipal de Campo Novo do Parecis, permitiu a instalação do Campo Experimental de Campo Novo do Parecis, para o estudo do comportamento dos solos da região.

A área do campo experimental já foi submetida a diversos programas de investigação geotécnica. Esta área está dentro da sede do município, no local conhecido como canteiro de obras da prefeitura, ao lado do hospital municipal. A escolha desta área levou em conta a preservação na área urbana, e a pouca alteração ocorrida no meio físico. Esta pouca alteração deve-se a proximidade com áreas agricultáveis, que trabalham apenas na superfície do solo.

3.1 Caracterização Geológica

O município pertence à Formação Parecis. A Formação Parecis é caracterizada por uma grande chapada com declividades inferiores a 0,10%. A rocha que constitui o substrato é o arenito. Entretanto, em regiões próximas já nas bordas da chapada existem calcários, brechas e conglomerados. Nas proximidades dos rios afloram alguns arenitos, brandos e friáveis, que podem ser quebrados manualmente. Ainda que se encontre este arenito friável e esbranquiçado na calha dos rios, na

chapada o solo é bem desenvolvido. Nas áreas de chapada o solo pode atingir profundidades superiores a 40 m com características uniformes. Na medida em que se afasta da borda da chapada caminhando para o norte, o solo torna-se mais profundo e mais argiloso.

Pedologicamente o solo é classificado como um latossolo vermelho amarelado – distrófico, horizonte A moderado, textura muito argilosa. Esse latossolo possui teores de óxido de ferro ($\text{Fe}_2 \text{O}_3$) comumente entre 3,14% e 7%, coloração alaranjada.

3.2 Caracterização Geotécnica

O solo de Campo Novo do Parecis é um silte argiloso de cor avermelhada. O solo é classificado como ML no SUCS e como A-7-5 no sistema HRB.

Diversos programas de investigação geotécnica foram realizados no Campo Experimental de Campo Novo do Parecis. A Figura 3.2 apresenta resultados de sondagens SPT realizadas no campo experimental. O nível de água não foi observado nem no período seco nem no período chuvoso.

Um estudo realizado em relatórios de sondagens executadas na região, mostra que os resultados dos 3 furos realizados podem ser considerados como típico.

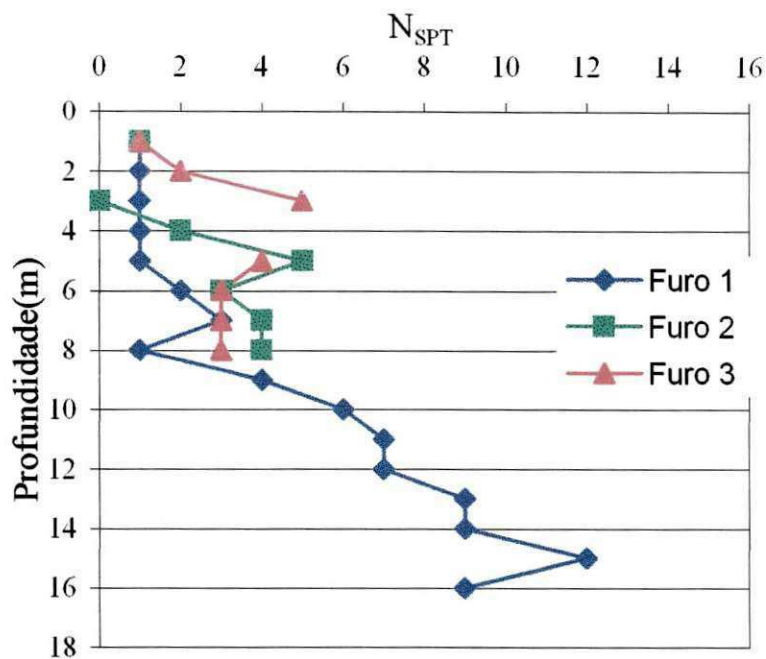


Figura 3.2 - Perfil de SPT dos furos realizados no Campo Experimental de Campo Novo do Parecis.

Observa-se na Figura 3.2 que o valor do N_{SPT} é da ordem de 2 nos primeiros 8 m do perfil. O máximo valor de N_{SPT} encontrado nestas sondagens é de 15 na profundidade de 12 m. Há indicativos de outras sondagens (comerciais) realizadas na região que o valor de N_{SPT} permanece com valores desta ordem de grandeza até cerca de 30 m de profundidade.

É importante frisar que estes valores se alteram bastante em função da utilização de água de lavagem ou perfuração. Perfurações de poços profundos realizadas no Município até uma profundidade de 150 m não atingiram leito rochoso.

Para a determinação dos índices físicos naturais do solo foi implantado no campo experimental um pequeno laboratório. Como se observa na Figura 3.3, o solo apresenta cerca de 50% de silte, 40% de argila e 10% de areia. Como pode ser verificado na Figura 3.3, as porcentagens dos materiais apresentam-se praticamente constantes ao longo da profundidade.

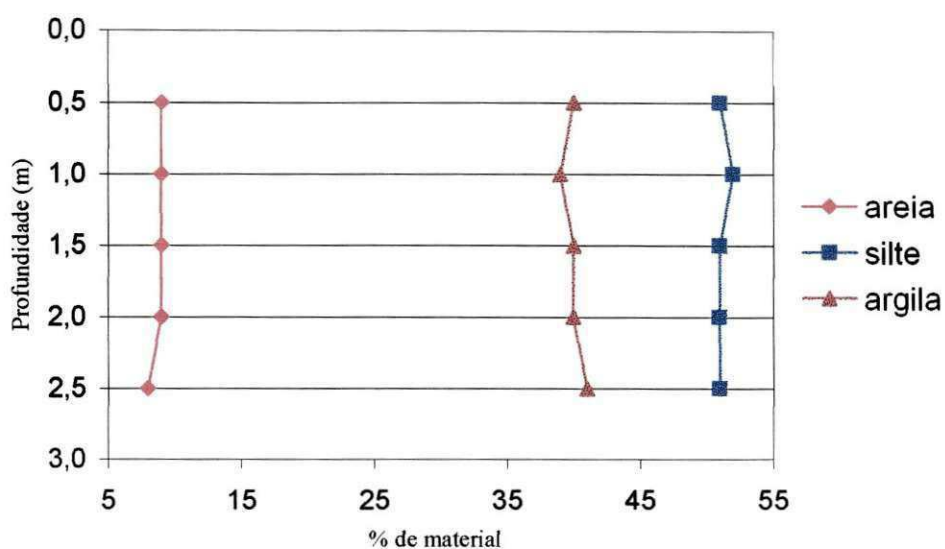


Figura 3.3 - Distribuição granulométrica do solo do Campo Experimental de Campo Novo do Parecis.

Cabe aqui apontar que este solo está organizado em “peds”, (CONCIANI, 1997). Estes “peds” têm a divisão da areia. Isto leva muita gente da região a dizer que o solo é arenoso.

O teor de umidade mostrado na Figura 3.4 demonstra a variação de umidade do solo, ao longo das estações do ano. O teor de umidade no período seco varia entre 15% e 34%. O teor de umidade no período das chuvas varia de 26% a 40%. Os valores são sempre crescentes com a profundidade. Observa-se também que a umidade tende a estabilizar seus valores nas profundidades maiores.

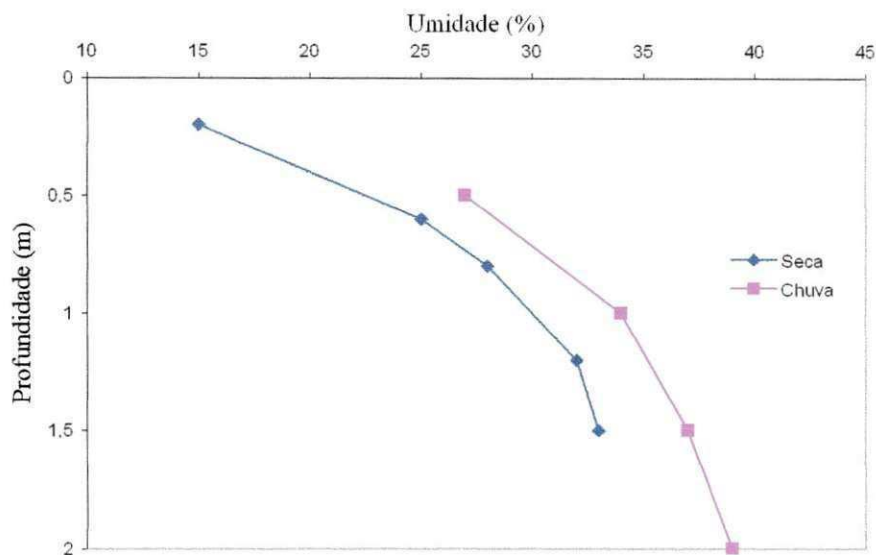


Figura 3.4 - Teor de umidade do solo nas épocas das secas e chuvas.

O índice de vazios é crescente com a profundidade, tendendo a tornar-se constante ao longo do perfil, como mostra a Figura 3.5. Este valor é da ordem de 1,85. Futai et al (1999) mostrou que o índice de vazios deste solo varia em torno de 1,85. O valor máximo observado pode chegar a 2,4. O valor mínimo observado é de 1,42.

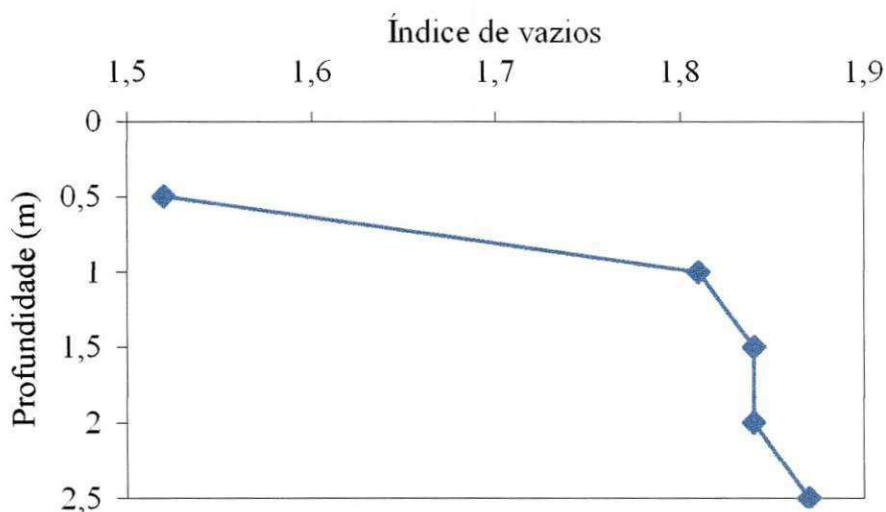


Figura 3.5 - Valores dos índices de vazios do solo do campo experimental.

A Figura 3.6 demonstra uma pequena variação da consistência em função da profundidade. Esta homogeneidade também se verifica quando se analisa os valores dos índices físicos apresentados anteriormente. O valor do índice de plasticidade deste solo está em torno de 10%.

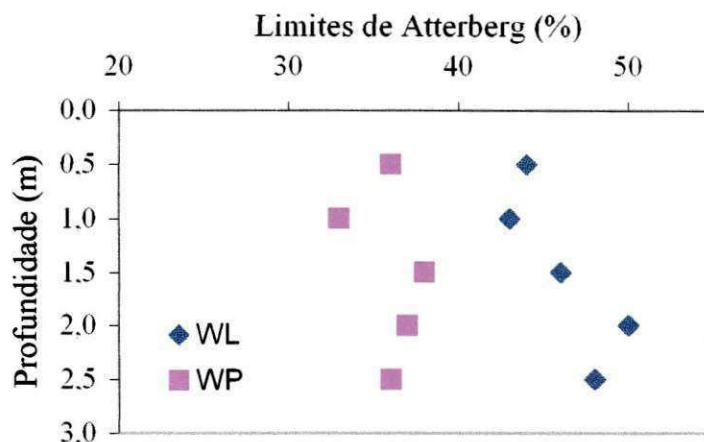


Figura 3.6 - Valores dos limites de Atterberg do solo.

A partir da composição granulométrica e dos limites de consistência, o solo de Campo Novo do Parecis é classificado, segundo o Sistema Unificado como ML (silte de

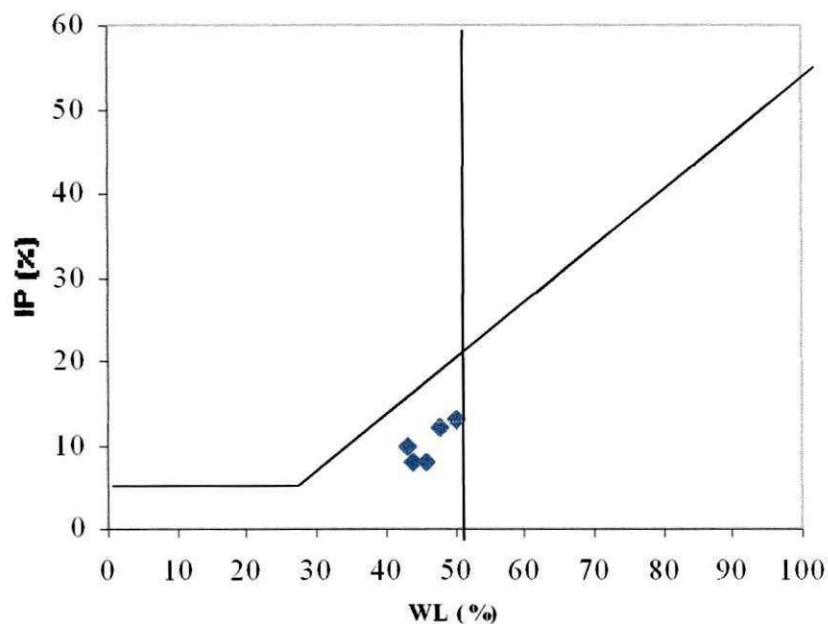


Figura 3.7 - Classificação do perfil do Campo Experimental de Campo Novo do Parecis.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto por Rausch (1997). Estes ensaios foram conduzidos em amostras com umidade natural mantida constante. A Figura 3.8 mostra a envoltória de tensões do ensaio. A anomalia observada no início da envoltória, possivelmente, deve-se a pequenas variações de umidade nas amostras.

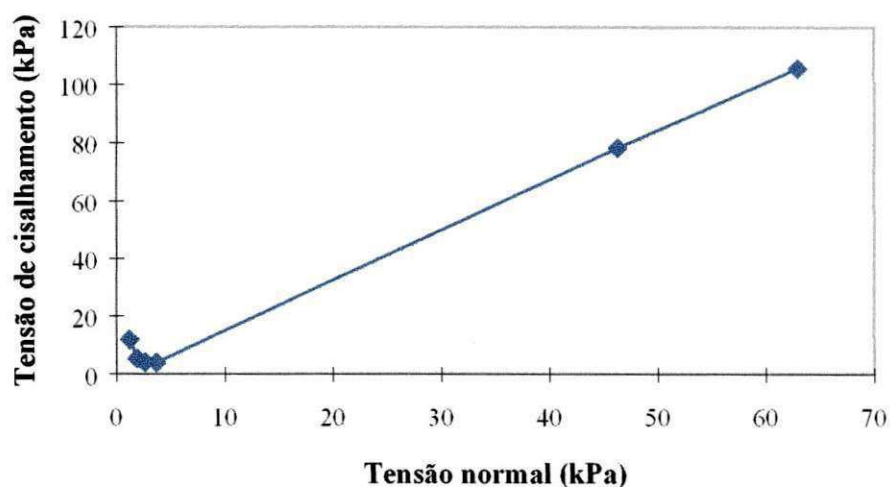


Figura 3.8 - Ensaio de cisalhamento direto para determinação da coesão e ângulo de atrito do solo, (Rausch, 1997).

Nota-se que a curva tensão normal x resistência ao cisalhamento ($\sigma \times \tau$) apresenta dois trechos bem distintos; um primeiro para tensões normais baixas e, um segundo trecho para tensões normais mais elevadas. No primeiro trecho o solo apresenta coesão entre as partículas devido a força cimentante que lhe é conferida por óxido de ferro e alumínio. Neste trecho o valor da coesão atinge um máximo de 12 kPa e o ângulo de atrito interno deve ser considerado como nulo. No segundo trecho, para tensões normais maiores, a força de coesão passa a ser inexpressiva e, o ângulo de atrito interno, está em torno de 40° .

4 PROVA DE CARGA

O ensaio de prova de carga foi introduzido no Brasil pela Companhia Internacional de Estacas Frankignoul, com a execução e o planejamento do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológica).

Costa Nunes juntamente com o IPT começou a “normatizar” o ensaio em 1942; já em 1945 apresentou no VI Encontro da ABNT em Belo Horizonte – MG, uma proposta de normatização de provas de carga em estacas, que serviu de base para a NB-20 em 1951.

As provas de carga são ensaios realizados *in situ*, que tem por objetivo determinar a capacidade de suporte do sistema solo-fundação e os recalques que se desenvolvem durante o carregamento. Este ensaio procura reproduzir o comportamento da fundação perante uma solicitação e constitui, em muitos casos, um fator decisivo na determinação da carga admissível do sistema solo-fundação.

As provas de carga devem ser executados por vários motivos:

- a) assegurar que não ocorrerá ruptura para uma certa carga de trabalho;
- b) avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- c) determinar a real carga de ruptura, para verificar as estimativas realizadas;
- d) determinar a curva tensão - deformação de um elemento de fundação, principalmente na região da carga de trabalho.

Os motivos a e b podem ser considerados como ensaios relativos a “controle de qualidade”, e o c e d são ensaios para obtenção de dados para avaliação de parâmetros adotados em projeto, para previsão de recalques ou para projetos de obras semelhantes.

O ensaio de prova de carga em placa tem por objetivo: obter o recalque de um ponto da fundação, a tensão de contato, a capacidade de carga e o mecanismo de ruptura.

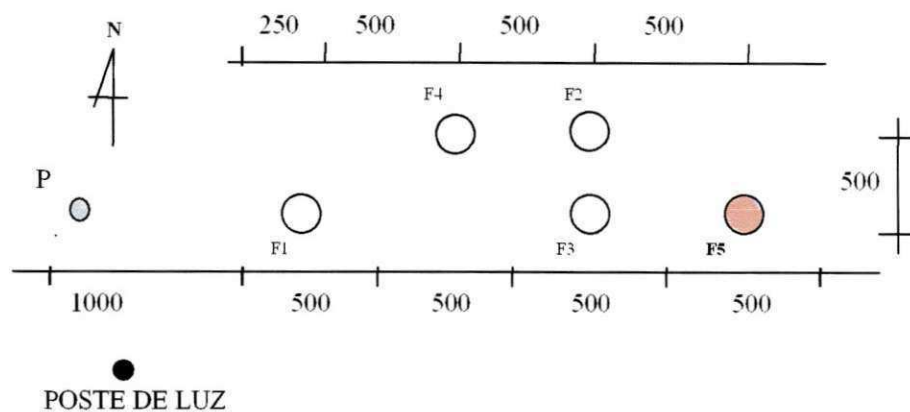
4.1 Procedimentos

A NBR – 6489 (1984) “*Prova de carga direta sobre terreno de fundação*”, prescreve a instalação, o aparelhamento para prova de carga e a execução do ensaio, sendo este último da seguinte forma:

- 1º - a carga deve ser aplicada em estágios de no máximo 20% da carga admissível provável;
- 2º - as leituras devem ser executadas após a aplicação da carga em intervalos de tempo dobrados (1', 2', 4', 8', 15', 30', 60', ...);
- 3º - a aplicação de novo estágio é realizada após a estabilização dos deslocamentos, que é atingido quando a diferença entre duas leituras sucessivas for menor que 5% do recalque total desse estágio;
- 4º - o ensaio deve prosseguir até recalque igual a 25 mm ou duas vezes a carga admissível provável;
- 5º - a carga máxima deve ser mantida durante um tempo máximo de 12 horas, se não houver a ruptura do solo;
- 6º - o descarregamento deve ser realizado em estágios sucessivos, não superiores a 25% da carga total, medindo-se os recalques da mesma forma que o carregamento e mantendo-se cada estágio até a estabilização dos recalques.

Executou-se a prova de carga na condição de umidade natural do solo.

As provas de carga foram locadas de tal forma que se eliminasse o efeito da sobreposição dos efeitos dos ensaios. A distância mínima entre duas provas de carga foi de 5 m. Neste trabalho trata-se somente da prova de carga do Furo 05. A locação dos ensaios pode ser observada na Figura 4.1.



LEGENDA

- CAVA DA PROVA DE CARGA
- FURO DE PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

OBS.: medidas em cm

Figura 4.1: Localização das posições das provas de carga realizadas no campo experimental.

Utilizou-se uma placa circular de 0,80 m de diâmetro, como mostra a Figura 4.2, assente na cava com diâmetro de 0,90 m com o fundo regularizado e nivelado por intermédio de uma camada de areia com espessura aproximada de 0,01 m.

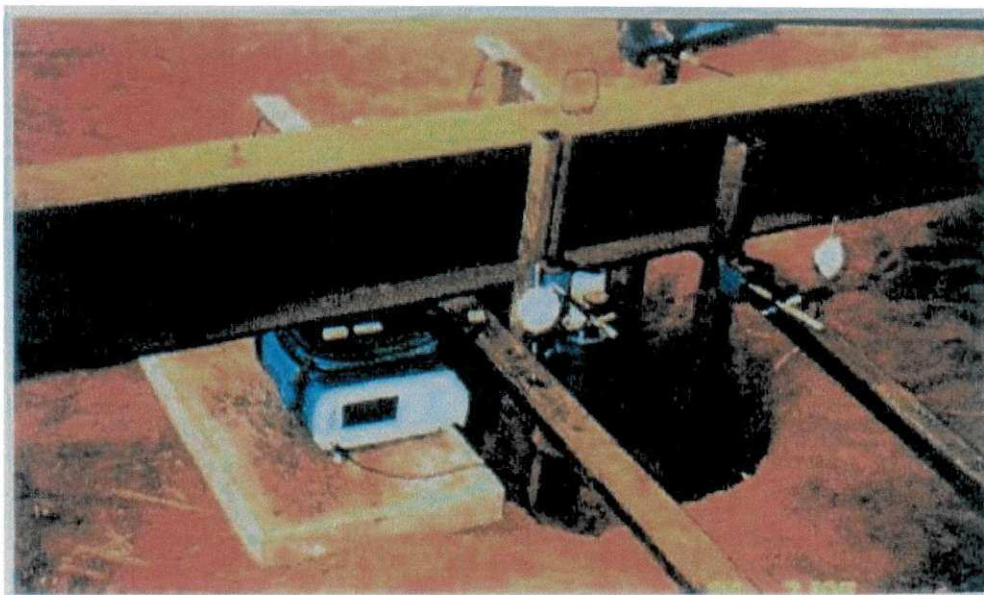


Figura 4.2: Assentamento da placa rígida no solo com o sistema de reação.

A profundidade do ensaio foi 1,0 m o que simula uma fundação superficial em sapata ou bloco. A esta profundidade procurou-se evitar um horizonte endurecido encontrado na superfície.

A célula de carga utilizada no ensaio tem uma capacidade de 200 kN com uma resolução de 0,1 kN.

O sistema de reação é um dos requisitos fundamentais na realização da prova de carga, devido a sua estabilidade sob as cargas de teste. Utilizou-se para o sistema de reação uma viga metálica, prevendo-se assim a estabilidade no sistema. A reação para a prova de carga foi constituída por estacas, anteriormente moldadas *in loco*, com comprimento aproximado de 6,0 m.

O sistema de aplicação de carga, composto por um macaco hidráulico, trabalha acoplado a uma célula de carga para a medida das cargas aplicadas. A célula de carga posiciona-se entre o macaco hidráulico e a viga de reação, com mostra a Figura 4.3.

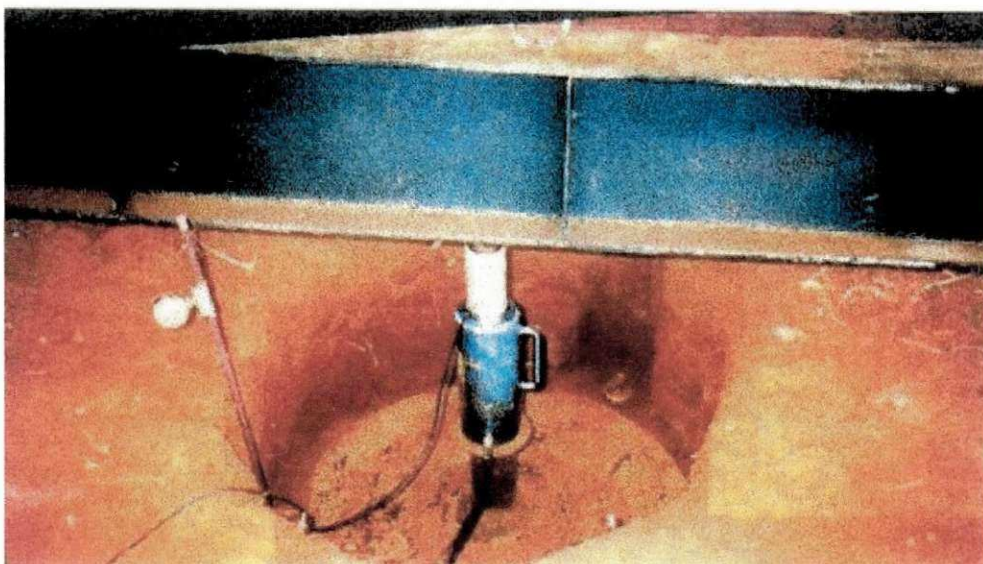


Figura 4.3: Montagem do sistema de reação e posição dos deflectômetros.

Para a medida do recalque da placa empregaram-se 04 (quatro) deflectômetros. Os deflectômetros foram instalados em vigas de referência colocados em posições transversais à viga de reação, fora da área de influência da prova de carga. Os deflectômetros empregados possuem curso com 50 mm e resolução de 0,01 mm.

Na execução da prova de carga dispõe-se de uma cobertura para evitar a exposição dos elementos às intempéries. Este cuidado não impede totalmente as ações da temperatura, das vibrações e das oscilações dentre outras, mas minimiza essas ações desfavoráveis. Procurou-se evitar nesta prova de carga erros mencionados por Polla et al. (1998), que cita como fontes de erro a viga de referência, sistema de reação, aferição da carga e a centralização da carga na placa.

Na análise dos resultados teve-se cuidado na interpretação da curva carga-recalque. Esta curva não tem escala definida. Dependendo da escala utilizada pode haver uma interpretação errônea da carga de ruptura. Uma das formas de solução para o problema da escala é fazer com que a reta de deformação elástica faça um ângulo de cerca de 20° com a horizontal.

Segundo Godoy (1983), o trecho mais importante da curva é obtido nos últimos três estágios. Este trecho geralmente é mal definido, permitindo várias

interpretações. Para estimar a capacidade de carga devem ser considerados dois critérios; o critério da ruptura e o critério do recalque.

Critério da ruptura: em casos de solos de alta compactidade e/ou muito resistentes, como as argilas duras e as areias compactas, as deformações durante o ensaio são muito pequenas. Neste caso prevalece o critério de segurança à ruptura como sendo o mais desfavorável.

Critério de recalque: para o caso de solos pouco compactos e de resistência baixa, como as argilas moles e areias fofas, os recalques são elevados, mesmo com cargas relativamente pequenas. Neste caso prevalece como mais desfavorável o critério do recalque.

A Teoria de Terzaghi (1943), Vesic (1975), Meyerhof (1951), Balla (1962), entre outros, apresentam métodos de estimativa da capacidade de carga, isto é, da carga que provoca a ruptura do solo sob o tipo de fundação adotada; neste caso fundação superficial.

5 TOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA

Neste capítulo serão inicialmente apresentados os fundamentos, procedimentos e finalmente os resultados do ensaio realizado em campo com o tomógrafo computadorizado.

5.1 Fundamentos

A tomografia computadorizada, também conhecida como CAT (computer assisted tomography) ou CT (computerized tomography), é utilizada para se obter imagens bidimensionais e tridimensionais de secções transversais de uma amostra. Tem sido aplicada em diversas áreas, tais como: médica, engenharia civil, engenharia espacial, engenharia de materiais e agronomia. Com a velocidade de processamento dos dados das projeções geradas pelo tomógrafo torna-se possível o estudo de problemas agrícolas, tais como fenômenos de curta duração, frentes de molhamento, movimento de água no solo carregada de soluto e outros.

O conceito fundamental na tomografia é que uma secção qualquer de um objeto pode ser reconstruída através de projeções múltiplas deste objeto. Isto significa que se pode construir a imagem do interior de um objeto sem destruí-lo. Um programa computacional reconstrói as imagens, apresentando assim algumas vantagens no seu emprego por ser uma técnica não destrutiva, rápida, sensível e precisa que permite observar algumas propriedades de uma amostra com resolução milimétrica.

Petrovich et al. (1982) e Crestana (1985), introduziram a tomografia computadorizada na física dos solos; atualmente é grande o número de especialistas em física dos solos utilizando a CT.

Os especialistas em física dos solos empregam a CT para medir o teor de umidade e a massa específica dos solos, movimentos de solutos em torno de raízes, caracterização da macroporosidade do solo e distribuição espacial do teor de umidade.

A CT permite não só a determinação do teor de umidade e massa específica do solo, mas sim uma análise da distribuição espacial dessas propriedades. (Phogat e Aylmore, 1991)

Aylmore (1993) mostrou a distribuição espacial do teor de umidade em uma amostra de solo, como mostra a Figura 5.1. A Figura 5.1, apresenta um arranjo espacial de uma amostra de solo, onde pode-se ver que os cubo escuros representam os “voxels” contendo água.

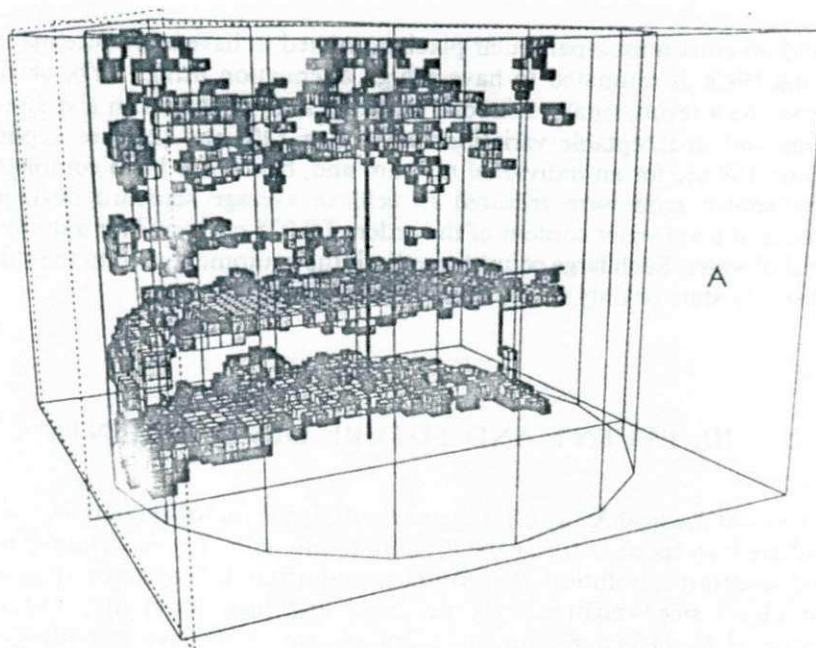


Figura 5.1: Distribuição espacial de umidade em uma amostra de solo.

5.2 Funcionamento do tomógrafo

Entender o princípio de funcionamento do tomógrafo é bastante simples e fundamenta-se em medidas de atenuação de raios x ou γ , onde os contrastes espaciais são correlacionados com os coeficientes de atenuação de diferentes materiais.

Neste ensaio mediu-se a atenuação dos raios γ (gama). Esses raios são fótons (partículas de radiação eletromagnética) e se propagam com a velocidade da luz. São muito mais penetrantes do que as partículas alfa e beta. A radiação gama pode ocorrer de diversas maneiras. Em um processo, a partícula alfa ou beta emitida por um núcleo não transporta toda a energia disponível. Depois da emissão, o núcleo tem mais energia do que em seu estado mais estável. Ele se livra do excesso de energia emitindo raios gama. Os raios gama são liberados quando um núcleo, após uma desintegração radioativa, fica num estado de alta energia. Nenhuma transmutação se verifica pelos raios gama.

A maioria dos tomógrafos utilizados na área médica empregam fontes de raios x, enquanto na ciência dos solos o uso de raios γ tem pelo menos duas vantagens: baixo custo e compactidade (AYLMORE, 1993). Estas duas características tornam a aplicação da CT barata e portátil. Os raios γ são superiores aos raios x na produção qualitativa de imagens. O uso de raio gama ainda elimina o efeito de endurecimento do feixe e problemas de adsorção de arestas quando um único contador de fótons é aplicado.

O tomógrafo faz uma varredura no objeto ou na amostra, e durante a varredura os coeficientes de atenuação são registrados juntamente com a posição espacial de cada ponto. As informações são obtidas através da conversão dos sinais elétricos obtidos pelo detector da fonte ao atravessar a amostra (Figura 5.2).

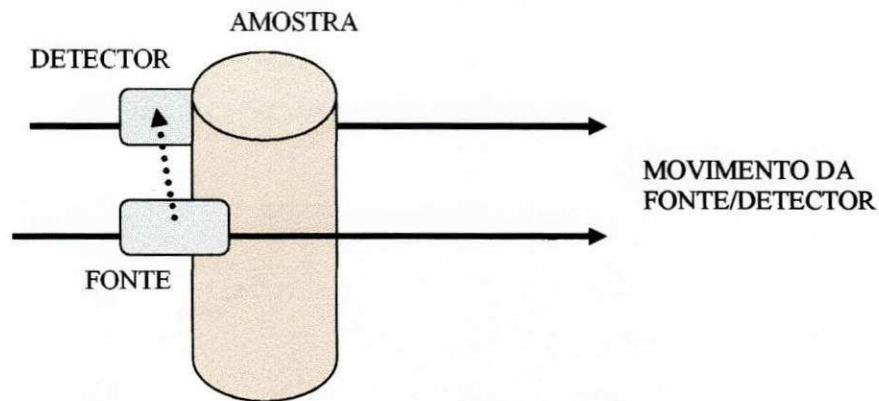


Figura 5.2: Esquema de funcionamento do tomógrafo.

A cada varredura é obtida uma projeção. A varredura completa de uma secção do corpo, isto é, com diferentes projeções angulares variando entre $0^\circ < \theta < 180^\circ$, permite reconstituir a secção da amostra, como apresenta a Figura 5.3.

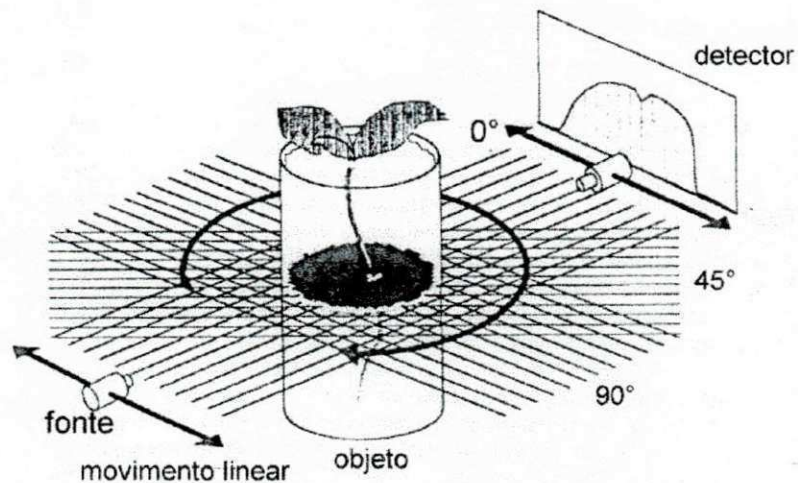


Figura 5.3: Procedimento de varredura de um plano de um objeto tridimensional.

Para essa varredura a amostra é colocada sobre a mesa de rotação e translação e, em seguida, inicia-se a varredura. Para isso um servo-mecanismo com o motor de passo realiza movimentos de translação da amostra durante a projeção do feixe radioativo. No movimento de translação cada passo tem 1 (um) pixel. Uma vez terminada uma translação, a amostra sofre uma rotação e novamente é varrida por movimentos de translação. Quanto ao equipamento, o tomógrafo é composto basicamente da maneira mostrada na Figura 5.4.

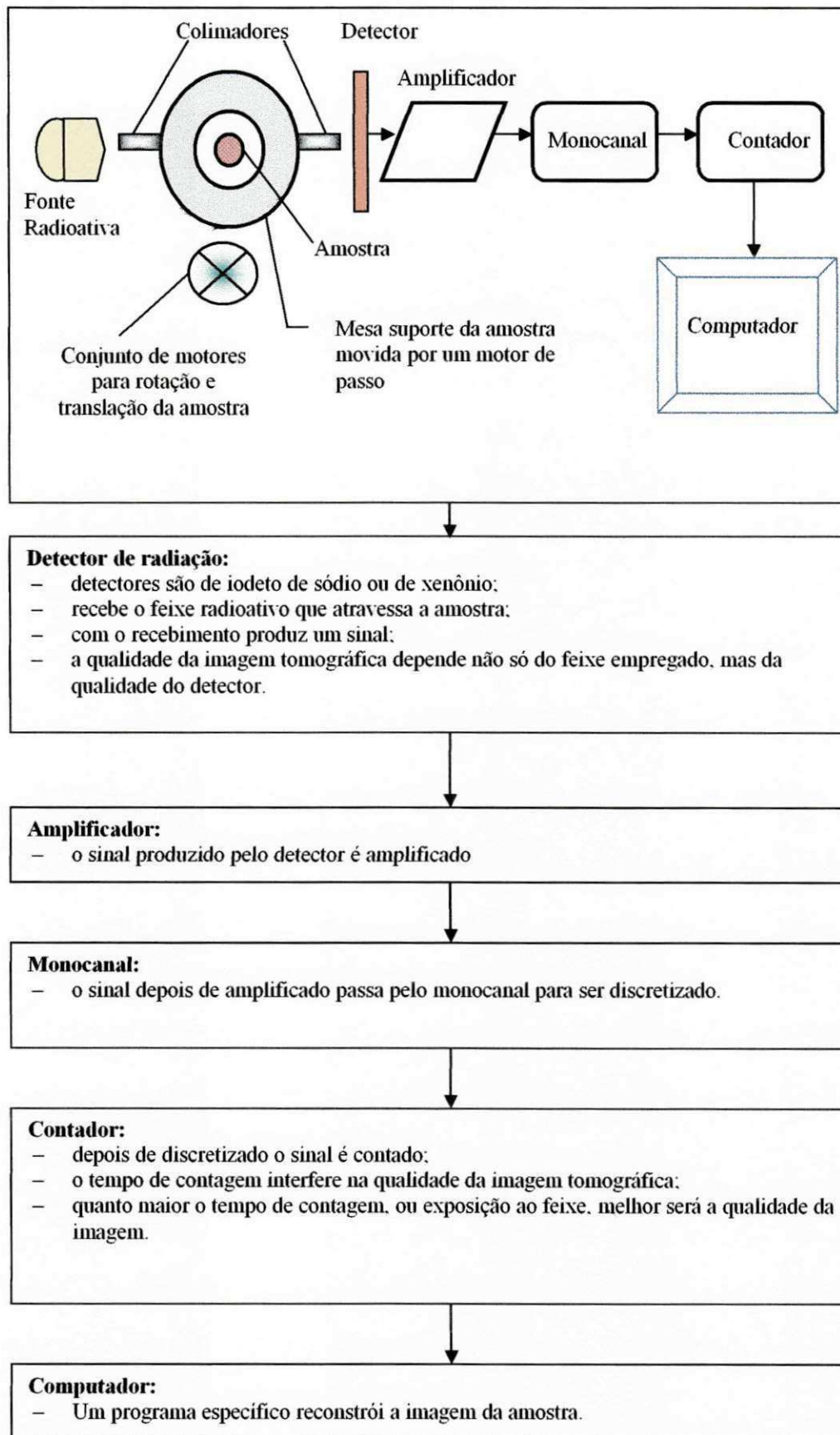


Figura 5.4: Esquema de montagem dos componentes do tomógrafo.

Um programa de computador foi desenvolvido especificamente para o controle de deslocamentos da amostra, o armazenamento de dados e a reconstrução de imagens (CRUVINEL et al., 1989).

Naime et al. (1995) da EMBRAPA/CNPDIA (Centro Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento de Instrumentação Agropecuária) desenvolveram um tomógrafo portátil para aplicações de campo ao estudo de física dos solos. Este equipamento permite fazer medições *in situ* da porosidade e da umidade do solo. O tomógrafo de campo mantém basicamente o mesmo esquema de funcionamento do tomógrafo de laboratório. O aparelho pode ser montado no campo em torno de amostras de solo, árvores, etc, por isso o tomógrafo tem base bipartida. As amostras devem ter diâmetro máximo 30 cm.

No caso de ensaios em solo expansivo ou colapsível pode haver mudanças no teor de umidade e na porosidade do solo durante as medidas. Para resolver este problema Cassaro (1994) empregou a tomografia de dupla energia, que consiste em varredura simultânea por dois feixes radioativos, que gera as seguintes Equações 5.1 e 5.2.

$$\mu_a = \mu_{msa} \cdot \rho_d + \mu_{mwa} \cdot \theta \cdot \rho_d \quad \text{Feixe } a \quad (5.1)$$

$$\mu_b = \mu_{msb} \cdot \rho_d + \mu_{mwb} \cdot \theta \cdot \rho_d \quad \text{Feixe } b \quad (5.2)$$

O coeficiente de atenuação linear da água é $0,0867 \text{ cm}^{-1}$ e do solo de CNP é $0,0828 \text{ cm}^{-1}$. O valor de atenuação do solo está na faixa dos valores típicos de latossolos apresentados por Crestana et al. (1992). Utilizando-se as Equações 5.1 e 5.2, permite-se a confecção de um mapa de propriedades do solo, como por exemplo, valores de massa específica.

5.2.1 Calibração

O tomógrafo computadorizado é calibrado por transmissão direta de um feixe radioativo sobre amostras de materiais com coeficientes de atenuação conhecidos. Cada material tem seu coeficiente de atenuação para uma dada energia, por exemplo, o da água e benzina, mostrado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Coeficiente de atenuação da água e benzina.

Feixe radioativo – Energia	Coeficiente de atenuação	
	Água	Benzina
Cs ¹³⁷ - 662 keV	0,085	0,078 a 0,084
Am ²⁴¹ - 59,7 keV	0,203	0,24 a 0,52

Além destes testes que podem ser feitos com o conhecimento do coeficiente de atenuação do material de calibração existem outros. Para um solo procede-se uma transmissão direta de radiação sobre amostras do solo preparadas com diferentes valores de porosidade, tomando-se o cuidado para que as amostras sejam homogêneas. A calibração do tomógrafo seguiu o mesmo método descrito por Crestana et al (1992). Os valores das massas específicas do solo são obtidos através da medida dos coeficientes de atenuação pela aplicação da Equação 5.3.

$$\mu_m = \frac{\mu}{\rho_d} \quad (5.3)$$

Sendo:

μ_m = coeficiente de atenuação global (cm²/g);

μ = coeficiente de atenuação linear;

ρ_d = massa específica seca do solo (g/cm³).

O solo é um material em cujos poros podem estar presentes água, solutos ou ar. Portanto, os coeficientes de atenuação lineares dependem da densidade e umidade, é o caso do sistema solo-água e aplica-se, então, a Equação 5.4.

$$\mu = \mu_{ms} \cdot \rho_d + \mu_{mw} \cdot \theta \cdot \rho_d \quad (5.4)$$

Onde:

μ = coeficiente de atenuação linear;

μ_{ms} = coeficiente de atenuação global do solo (cm^2/g);

μ_{mw} = coeficiente de atenuação global da água (cm^2/g)

θ = teor de umidade volumétrico;

ρ_d = massa específica seca do solo (g/cm^3).

5.3 Procedimentos

Realizou-se em campo a tomografia em amostra de solo antes e depois da prova de carga, com o objetivo de se determinar os valores das massas específicas do solo, como mostra a Figura 5.5. O tomógrafo utilizado é de propriedade da EMBRAPA/CNPDIA e emprega uma fonte de Cs^{137} emitindo raios γ .

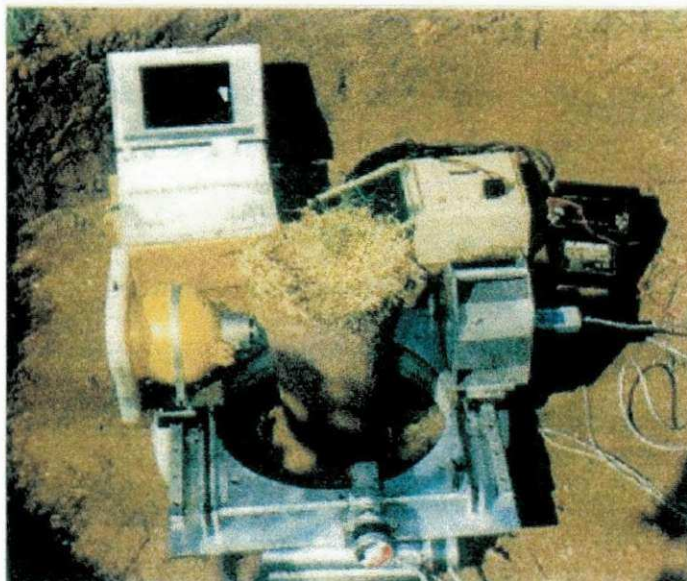


Figura 5.5: Realização do ensaio com tomógrafo de campo em amostra de solo.

As amostras de solo foram ensaiadas desde a profundidade de assentamento da placa do ensaio, até a profundidade correspondente a duas vezes o diâmetro da placa empregada. O solo ensaiado corresponde a uma coluna de solo localizada no centro da placa conforme ilustra a Figura 5.6. Para as tomografias realizadas adotou-se um pixel de lado 2,5 mm. O tempo de leitura de cada posição foi adotado como 6 s.

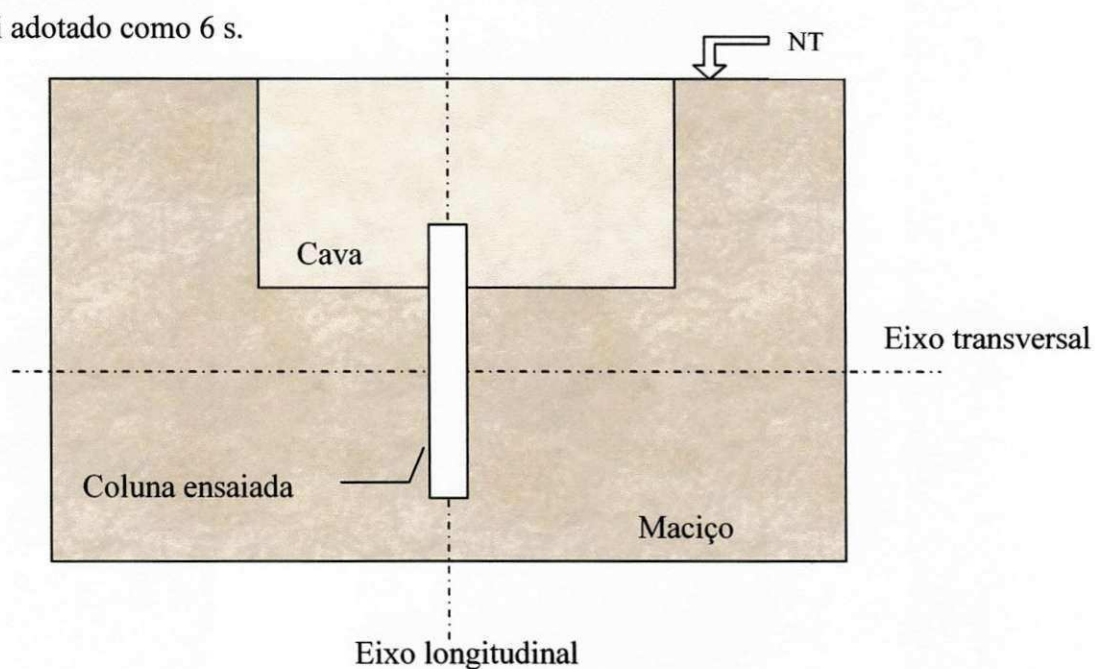


Figura 5.6: Esquema de ensaio das amostras.

Nas profundidades maiores, onde a realização do ensaio tornou-se trabalhosa, foram coletadas as ditas amostras, em forma de blocos, isto é, coletou-se uma amostra indeformada, com diâmetro de 10 cm, comprimento aproximado de 20 cm. Esta amostra foi ensaiada na superfície no mesmo procedimento descrito anteriormente. Eventuais problemas de alívios de tensões surgidos pelo processo de amostragem provavelmente não causam diferenças no processo, uma vez que as amostras já vinham sendo desconfinadas para a realização das tomografias.

O espaçamento vertical entre as tomografias foi de 2,5 até 10 cm. Na medida que se afasta da superfície o espaçamento aumenta.

5.4 Resultados

A tomografia fornece imagens de amostras de solo baseada nos coeficientes de atenuação. Esta imagem permite a visualização da distribuição da massa específica do solo amostrado para uma interpretação física do solo. Os dados quantitativos, neste caso, são os valores dos coeficientes de atenuação fornecidos pelo equipamento. Com os valores de atenuação calculam-se os valores de massa específica do solo seco. Para cada direção ensaiada obtêm-se um mapa dos valores, por exemplo, a Figura 5.7.

Este mapa apresentado na Figura 5.7 pode também ser apresentado em tons de cinza. Neste caso cada número ou intervalo numérico, será substituído por um tom de cinza. Os pontos negros significarão espaços vazios e os transparentes significarão a total atenuação do feixe radioativo. Assim, tem-se uma imagem similar aos filmes raios-X usados em medicina. Nestes filmes os ossos são claros e os tecidos são escuros, indicando a maior ou menor atenuação.

Os valores apresentados em cada pixel representam o coeficiente de atenuação médio do pixel. Este valor é correlacionado com a massa específica através das Equações 5.3 e 5.4.

Portanto, o valor de massa específica apresentado é o valor médio de cada pixel. A média de todos os valores de uma imagem fornece o valor da massa

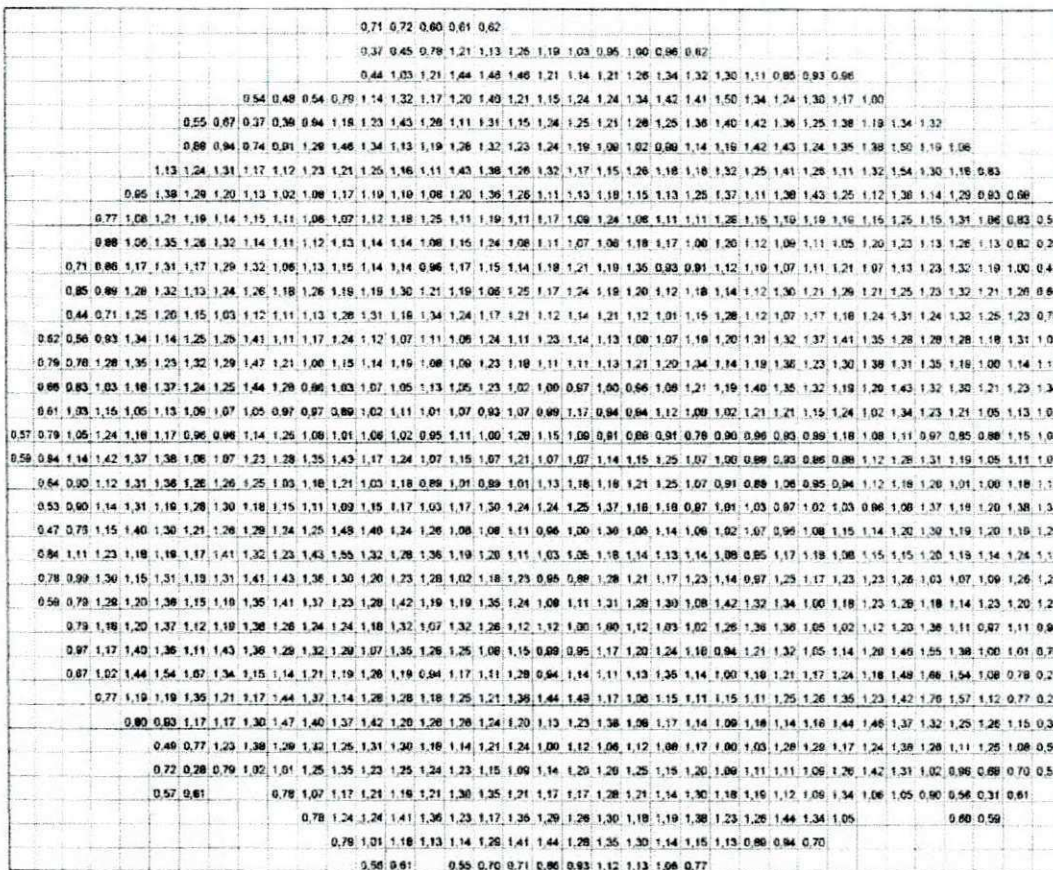


Figura 5.7: Mapa dos valores da massa específica de uma amostra de solo.

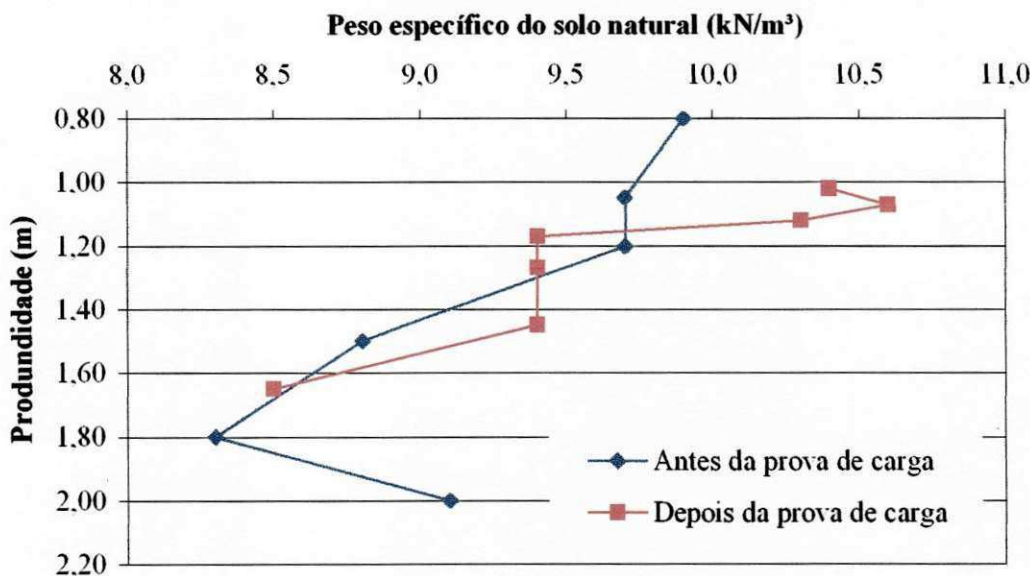


Figura 5.8: Valores de peso específico do solo natural obtido pelo tomógrafo.

Observa-se na Figura 5.8 que os valores de peso específico do solo seco natural antes da prova de carga apresentam-se praticamente constante de 0,80 a 1,20 m. Normalmente a camada superficial possui uma compactação natural. A partir de 1,20 m até 1,80 m o peso específico do solo seco diminui. O peso específico do solo seco na estrutura natural volta a crescer a 2,00 m de profundidade.

Depois da prova de carga os valores de peso específico crescem comparados com os valores de peso específico medidos antes da prova de carga. Em torno de 1,20 a 1,30 m os valores tornam-se constante e no último trecho do gráfico observa-se a uma redução dos valores do peso específico natural.

Nota-se que existe uma variabilidade espacial das propriedades do solo. Entretanto a variação do peso específico natural no eixo da profundidade segue tendências bem definidas. Esta variabilidade foi também observada por Soares et al. (1997). Estes pesquisadores observaram a variabilidade dos valores de massa específica ao longo da profundidade e ao longo de planos horizontais na massa de solo.

6 ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo discuti-se os resultados apresentados nas sessões anteriores. Os recalques medidos na prova de carga serão comparados com aqueles previstos por modelos teóricos ou semi-empíricos.

A distribuição das deformações na direção vertical também será analisada. Para esta análise serão empregados os resultados da tomografia computadorizada. Mais uma vez, os resultados serão comparados com modelos teóricos e semi-empíricos.

6.1 Distribuição das deformações ao longo da profundidade

6.1.1 Deformações estimadas pela tomografia computadorizada

Com a tomografia computadorizada estimou-se o recalque, por meio dos valores de peso específico do solo. Para isto foram consideradas camadas de 5 cm para obtenção dos dados de peso específico, a partir da tomografia. Isto foi realizado por meio da Equação 6.1, que relacionou o peso específico do solo com o índice de vazios.

$$e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} \right) - 1 \quad (6.1)$$

Sendo:

e = índice de vazios

γ_s = peso específico dos sólidos medido na tomografia, kN/m^3

γ_d = peso específico aparente seco do solo com valor $27,1 \text{ kN/m}^3$.

Na Figura 6.1 apresenta-se a distribuição dos índices de vazios antes e após a realização da prova de carga. Observa-se que inicialmente o solo sofreu uma grande redução de vazios. Ao longo da profundidade os valores do índice de vazios do solo antes e depois da prova de carga tendem a se encontrar.

Na Figura 6.1 pode-se observar que o menor índice de vazios após a prova de carga está na profundidade 1,05 m. observa-se também que na profundidade 1,15 m o valor do índice de vazios após a prova de carga é maior que antes da prova de carga. Na profundidade 1,2 m os índices de vazios do solo antes e após a prova de carga são praticamente iguais. Após esta profundidade os valores de índices de vazios passam a concorrer. É importante observar que a própria curva de valores de índice de vazios do solo sofre uma grande variação (para menos) na profundidade de 1,80 m.

Este comportamento de redução de influência na medida em que a profundidade aumenta é prevista pela teoria da elasticidade, para observar este fenômeno com emprego da tomografia Vaz et al. (1992) prepararam um experimento onde uma amostra de solo foi compactada por impactos no seu topo. Os índices de vazios desta amostra antes e após a compactação foram comparados. Vaz et al. (1992) observaram que o efeito da compactação foi sensível até 25 m abaixo da superfície onde os impactos foram aplicados.

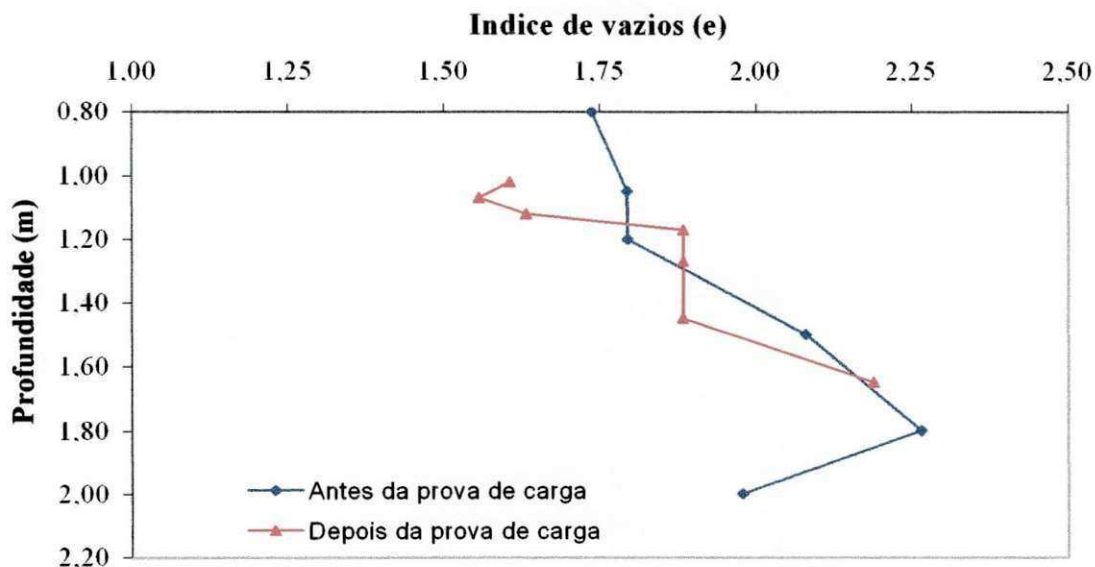


Figura 6.1: Valores estimados dos índices de vazios a partir do tomógrafo computadorizado.

Considerando que a prova de carga foi conduzida a 1,00 m de profundidade, pode-se afirmar que a maior influência da prova de carga acontece na profundidade $0,1D$, sendo D o diâmetro da placa. Se for considerado ainda que em 1,2 m os índices de vazios antes e após da prova de carga se igualam, então, a influência da prova de carga, seria pequena após a profundidade $0,25D$.

Como pode ser observado na Figura 6.1, dois valores dos índices de vazios do solo após a prova de carga apresentam-se maiores que antes da prova de carga. Analisando os valores dos índices de vazios, desprezando esses dois pontos, tem-se uma melhor convergência entre as curvas, como mostra a Figura 6.2.

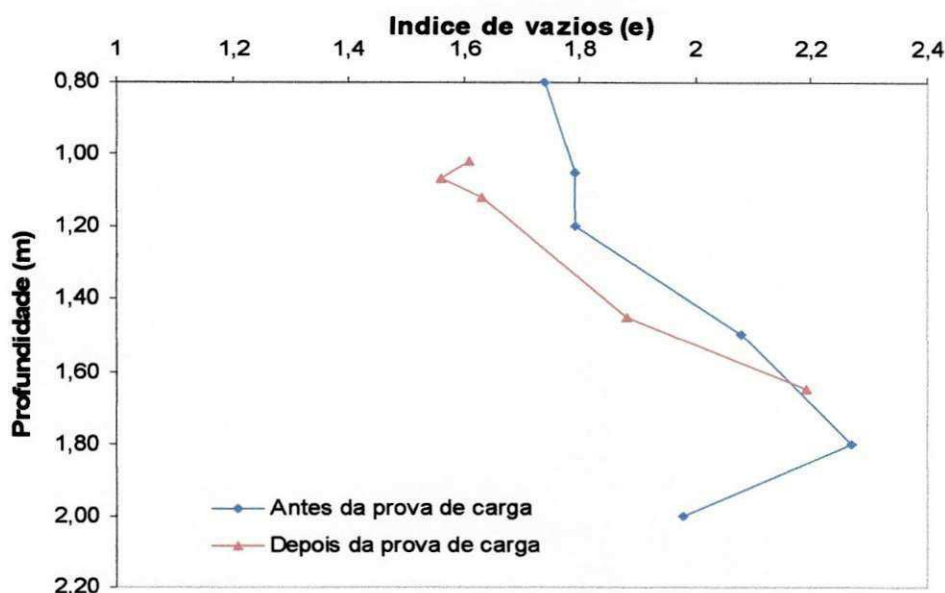


Figura 6.2: Reanálise dos valores estimados dos índices de vazios a partir do tomógrafo computadorizado.

A distribuição de vazios observada antes e depois da prova de carga na Figura 6.2, tem uma maior proximidade com o modelo de deformação do solo esperado. Esta figura se parece mais como o modelo de deformação prevista pela teoria da elasticidade. Na Figura 6.2 a maior deformação está na profundidade 0,1D. A influência do carregamento na deformação do solo pode ser considerado nula em $Z=D$.

A seguir procura-se avaliar a deformação do solo e estimar o seu recalque através da tomografia. Para tanto foi adotado um procedimento de dividir o solo abaixo da placa em camadas verticais de 5cm. Esta divisão começou na profundidade 1,02 m e prosseguiu até 1,62 m. Para cada camada foi associado um índice de vazios. Este índice de vazios foi obtido adotando a altura total (ht) da camada de 5 cm. Esta camada é constituída de uma fase sólida (hs) e uma fase líquida/gasosa (hv). A Figura 6.3 ilustra este raciocínio.

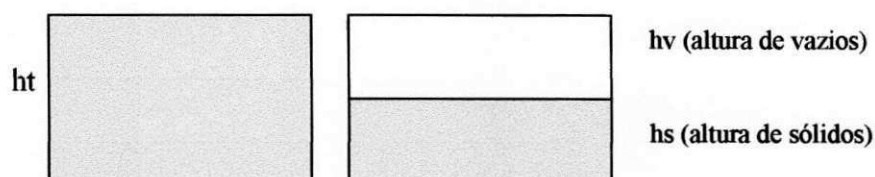


Figura 6.3: Esquema associando vazios e sólidos em uma camada de solo.

Por analogia com ensaios de adensamento, estima-se a altura dos sólidos (h_s) antes da prova de carga utilizando a Equação 6.2. Posteriormente aplicando a mesma equação com os dados do índice de vazios depois da prova de carga estima-se também o h_s após a prova de carga.

$$h_s = \frac{ht}{(e + 1)} \quad (6.2)$$

Com o valor de h_s e os valores dos índices de vazios estima-se a variação dessa camada (Δh) pela Equação 6.3. Esta variação é o recalque ocorrido no solo. Este recalque quando acumulado representa o recalque total estimado.

$$\Delta h = \Delta e \cdot h_s \quad (6.3)$$

A variação ou melhor, a redução do índice de vazios, pode-se entender como um fenômeno de compressão. Esta redução resulta em uma deformação vertical no solo, que se caracteriza por um deslocamento vertical, representado na Figura 6.4.

O deslocamento vertical da Figura 6.4 foi obtido com os valores dos índices de vazios da Figura 6.1, onde três pontos não apresentaram redução do índice de vazios após a prova de carga.

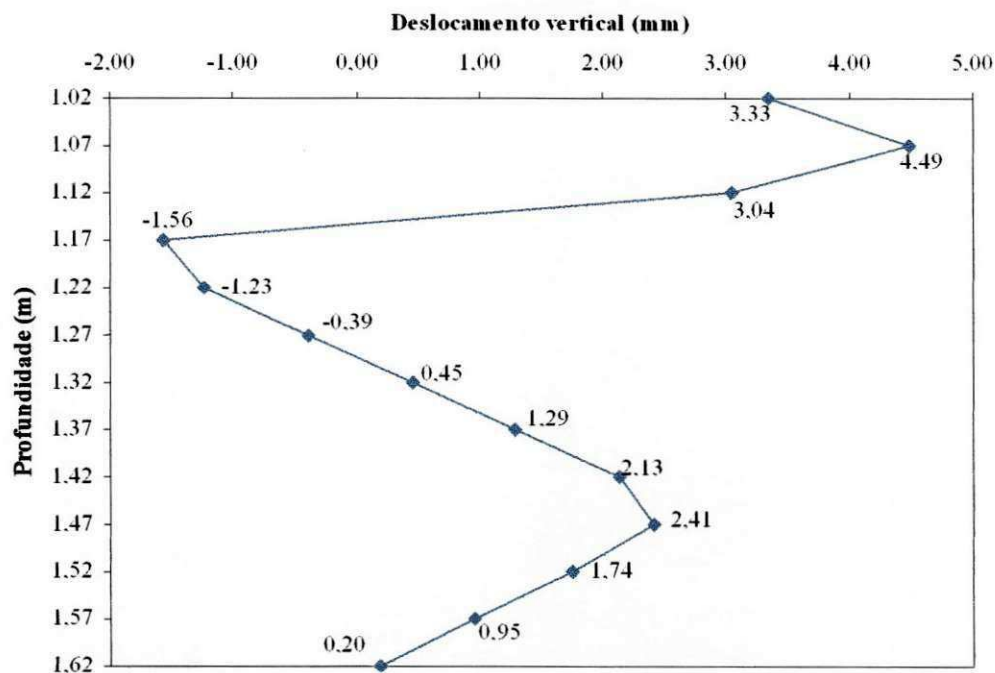


Figura 6.4: Deslocamento vertical por camadas estimado a partir do índice de vazios do solo, para os dados originais da tomografia (Figura 6.1).

A Figura 6.4 mostra que a deformação no solo ocorre com uma maior influência em torno do intervalo de profundidade 1,02 a 1,17 m. Somando-se o deslocamento ocorrido na profundidade de 1,02 a 1,62 m tem-se um deslocamento vertical total igual a 16,80 mm. Este valor é 60% menor que o recalque obtido na prova de carga.

O deslocamento vertical da Figura 6.5 foi obtido com os valores dos índices de vazios da Figura 6.2, onde a redução do índice de vazios é bem definida entre os pontos.

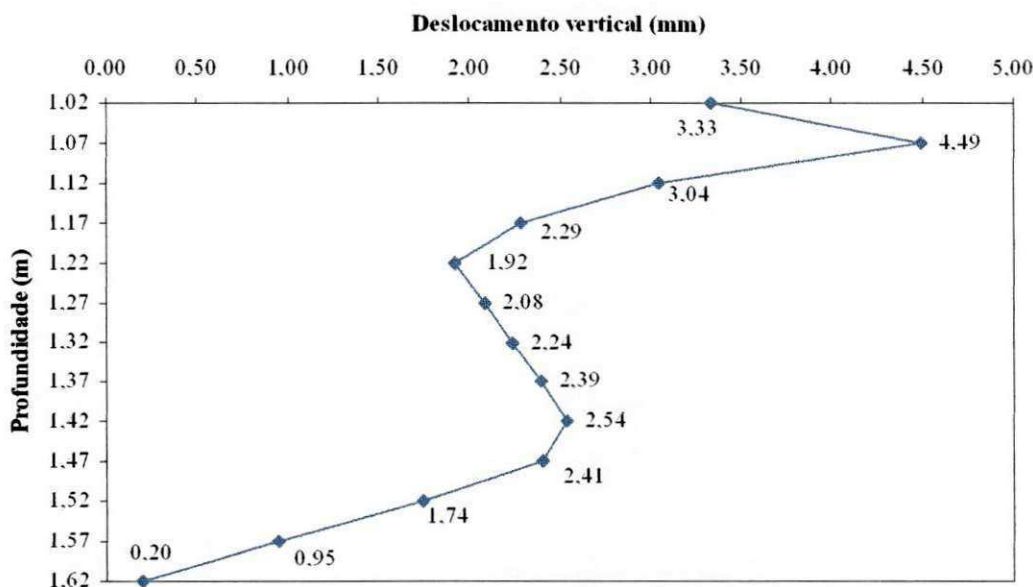


Figura 6.5: Deslocamento vertical por camadas estimado a partir do índice de vazio do solo.

A Figura 6.5 mostra que a deformação no solo ocorre com uma maior influência em torno do intervalo de profundidade 1,02 a 1,17 m. Somando-se o deslocamento ocorrido na profundidade de 1,02 a 1,62 m tem-se um deslocamento vertical total igual a 29,62 mm. Este valor é 29,5% menor que o recalque obtido na prova de carga.

Diante desta análise considera-se mais interessante as deformações obtidas da Figura 6.5, uma vez que a redução dos índices de vazios fica melhor caracterizada e o deslocamento vertical mais próximo do recalque medido na prova de carga. Este valor também pode indicar que a estimativa de recalques feita com dados da tomografia é de baixa qualidade.

6.1.2 Deformações estimadas por Schmertmann (1978)

O método de Schmertmann (1978) apresenta os perfis de índice de deformação específica para o cálculo do recalque. Para uma sapata circular o pico de deformação está na profundidade $B/2$ e essas deformações, se anulam na profundidade $2B$, como ilustra a Figura 6.11.

Pretende-se analisar essa distribuição das deformações ao longo da profundidade, variando o módulo de deformação, sempre com tensão constante e adotando os valores de recalques obtidos através da tomografia computadorizada.

Os módulos de deformação utilizados foram estimados a partir da prova de carga, chamados de máximo, mínimo e médio. O valor máximo corresponde ao módulo tangente ao trecho inicial da curva tensão-recalque, trecho elástico-linear. Neste trecho a tensão e o recalque são proporcionais. O módulo de deformação máximo (tangente) é de 9,072 MPa. O módulo de deformação médio foi obtido em uma secante ao trecho onde a curva mostra o início da plastificação do solo. O valor do módulo deste trecho é 2,153 MPa. O valor mínimo do módulo de deformação corresponde ao módulo tangente ao trecho final da curva. O valor do módulo mínimo deste trecho é 1,156 MPa. Os valores dos módulos foram tomados em função dos níveis de tensões solicitando o solo, conforme a Figura 6.6.

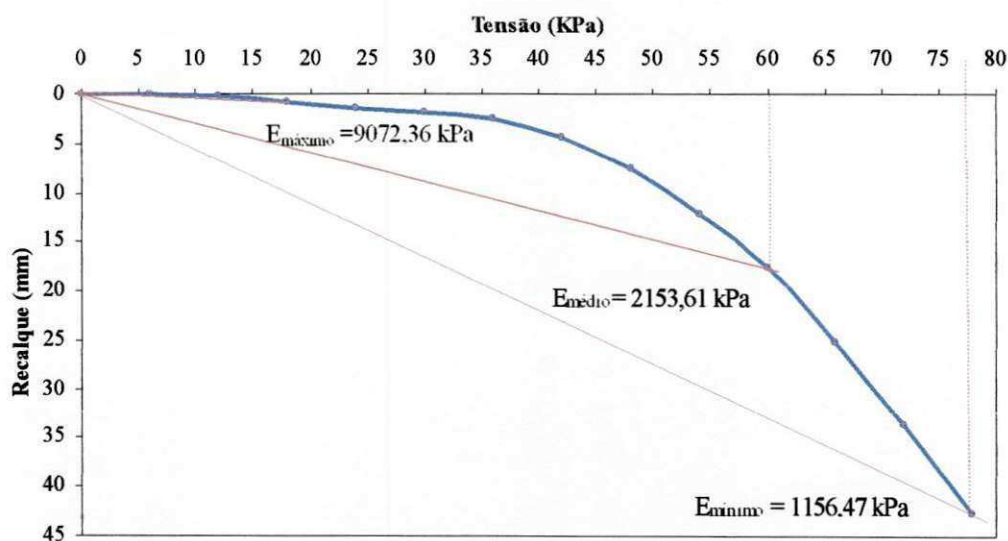


Figura 6.6: Curva tensão média x recalque obtida da prova de carga do solo no estado natural de umidade, permitindo estimar os módulos de deformações do solo.

Observou-se também a distribuição de deformação quando E assumisse o valor proposto por Schmertmann, dada pela Equação 6.4.

$$E = 2,5 \cdot q_c \quad (6.4)$$

O valor do módulo de deformação proposto no método baseia-se no valor da resistência de ponta (q_c) do ensaio de cone (CPT). Da relação entre CPT e o SPT, uma vez que se tem somente os valores do SPT, obtém-se o valor de q_c . Para esta correlação utilizou-se a Equação 6.5, adotando-se para a constante k o valor de 0,3 baseado no tipo de solo, silte argiloso, proposto por Danziger e Velloso (1986). O valor do módulo de deformação estimado foi 0,75 MPa.

$$q_c = k N_{SPT} \quad (6.5)$$

A tensão assumida será igual à tensão máxima aplicada na prova de carga (78 kPa). As deformações obtidas através da tomografia computadorizada estão apresentadas na Figura 6.5. Assim, com esses dados, estimou-se o índice de deformação específica (I_z), por meio da Equação 6.6.

$$I_z = \frac{\varepsilon E}{q} \quad (6.6)$$

Sendo:

I_z = índice de deformação específica;

ε = deformação específica da tomografia;

E = módulo de deformação;

q = tensão aplicada.

Com os valores do índice de deformação específica parte-se então, para a construção de um novo perfil de distribuição, mostrado nas Figuras 6.7, 6.8, 6.9 e 6.10.

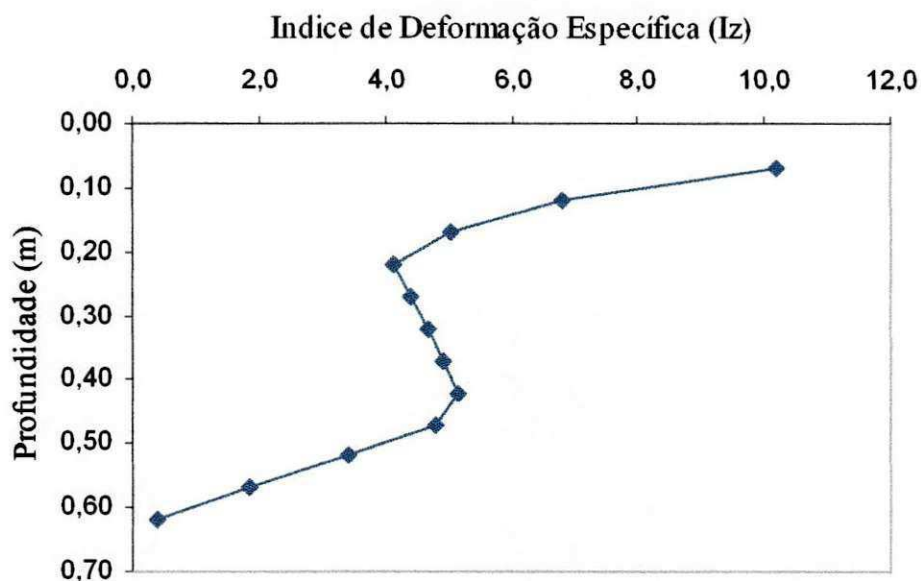


Figura 6.7 – Perfil de I_z empregando deformações da tomografia computadorizada e E máximo (9,072 MPa) do ensaio de placa.

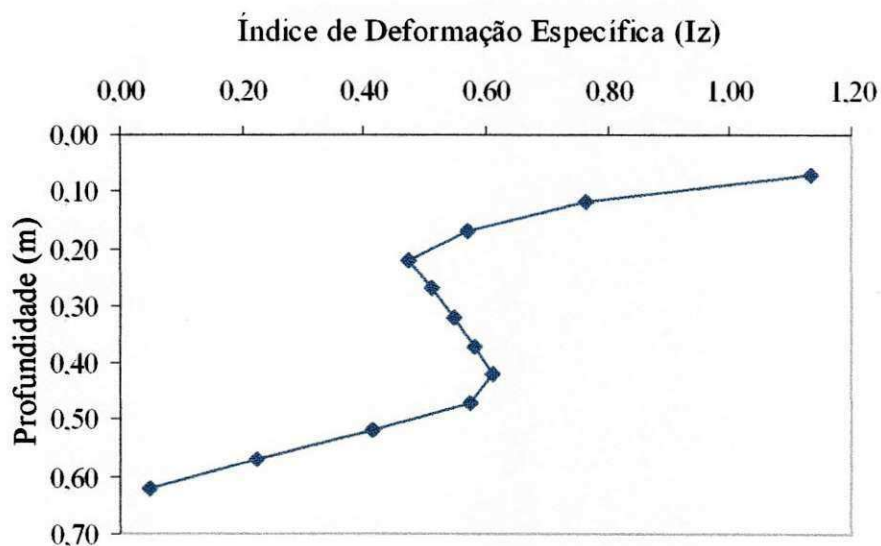


Figura 6.8 – Perfil de I_z empregando deformações da tomografia computadorizada e E mínimo (1,156 MPa) do ensaio de placa.

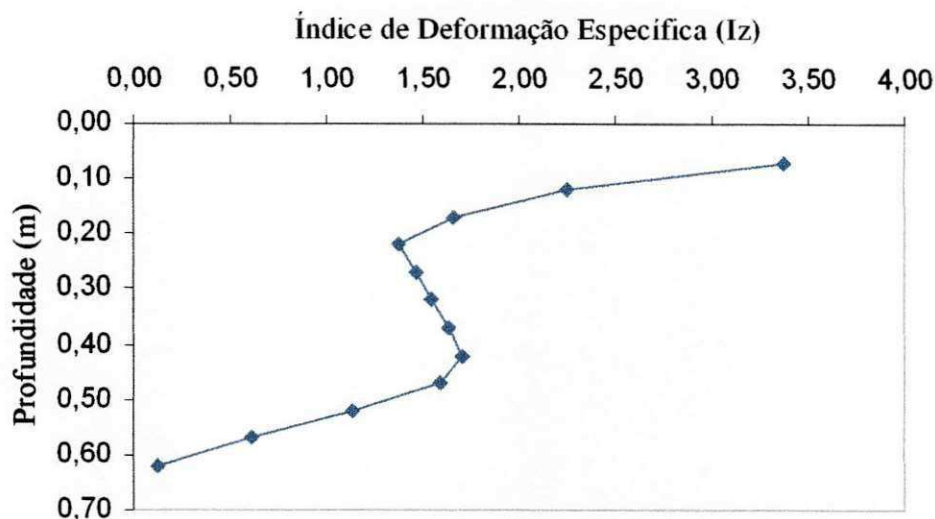


Figura 6.9 – Perfil de I_z empregando deformações da tomografia computadorizada e E_{SPT} (3,0 MPa)

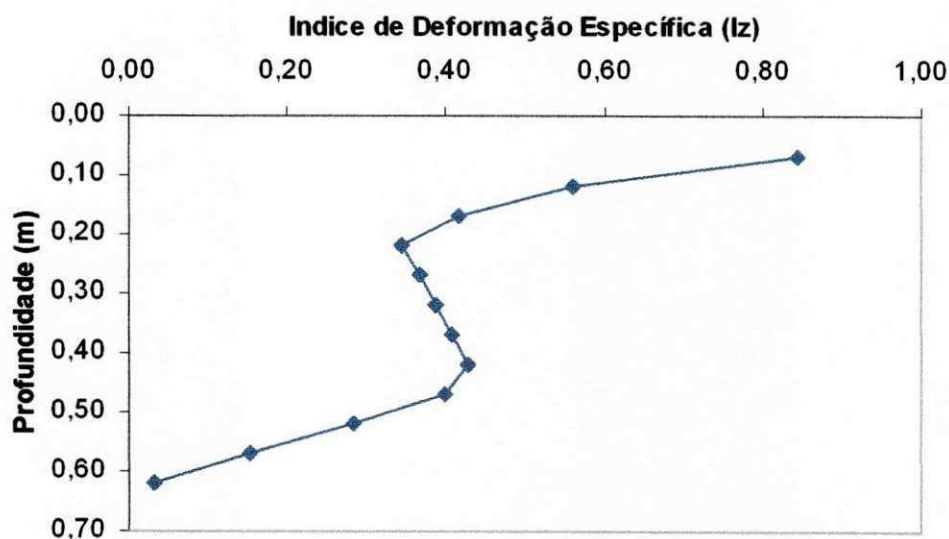


Figura 6.10 – Perfil de I_z empregando deformações da tomografia computadorizada e $E_{Schmertmann}$ (1978) (0,75 MPa).

Observa-se que existe uma variação muito grande dos valores dos índices de deformação específica para cada caso apresentado, mas em todos os casos nota-se uma redução das deformações até $B/4$, posteriormente há um aumento do

índice de deformação chegando até B/2, e no último trecho volta a reduzir, ou seja, as deformações tendem a se anular em B.

Verifica-se através das Figuras 6.7, 6.8, 6.9 e 6.10 que as maiores deformações estão concentradas nas profundidades inferiores a B/4. Este fato é contrário ao esperado pela teoria da elasticidade. Este fato também é contrário ao modelo proposto por Schmertmann (1978) que preconiza a região de maior deformação em torno de B/2.

Os valores de I_z vistos nas Figuras 6.7, 6.8, 6.9 e 6.10 parecem estranhos quando comparadas com aqueles propostos por Schmertmann (1970). Entretanto, para estabelecer esta comparação deve-se observar que a Equação 6.7 de Ahlvin e Ulery (1962) coloca o I_z como dependente do valor do coeficiente de Poisson.

$$I_z = (1 + \nu) [1 - 2 \nu] A + F \quad (6.7)$$

Sendo:

I_z = fator de deformação

ν = coeficiente de Poisson

A e F = fatores de influência devidos ao carregamento e embutimento.

Os solos porosos, não saturados, estruturados têm elevada compressibilidade. Neste caso poderia admitir-se o coeficiente de Poisson da ordem de 0,1 ou 0,2. De fato, Giacheti (1999) mediu coeficientes de Poisson com valores entre 0,1 e 0,2 em solos porosos, não saturados, estruturados, do interior de São Paulo. Esta medição foi realizada empregando-se ensaios cross-hole com duas fontes de ondas.

Ora, Schmertmann (1970) admitiu coeficientes de Poisson de valores da ordem de 0,5 considerando os solos saturados ou compactos. Simulações empregando o Método dos Elementos Finitos realizadas por Schmertmann (1970) mostram que pequenas variações no valor do coeficiente de Poisson provocam mudanças na distribuição das deformações do solo ao longo do perfil. Quanto menor o coeficiente de Poisson, mais próximo da superfície se concentram as deformações.

Se for considerado que o solo ensaiado neste trabalho tem seu índice de vazios da ordem de 1,85, portanto um solo poroso, e está com um grau de saturação de 43%, pode-se presumir que o seu coeficiente de Poisson é da ordem de 0,1. Neste caso o perfil do fator de deformação I_z encontrado pode ser considerado convergente com a teoria. Isto é, a maioria das deformações encontram-se próximas à superfície de carregamento.

É ainda interessante observar que a distribuição de deformações medidas com o tomógrafo, finalmente atende a distribuição de tensões prevista pela teoria da elasticidade que coloca os maiores valores de tensões junto ao carregamento.

Assume-se então, para a construção de novo modelo o valor inicial do índice de deformação específica em 0,1, como proposto por Schmertmann (1978). Observa-se que a distribuição das deformações se reduzem com a profundidade, assume-se que as deformações tendem a se anular em B.

Diante desta análise é interessante propor um novo perfil de deformações para o solo estudado, conforme a Figura 6.11.

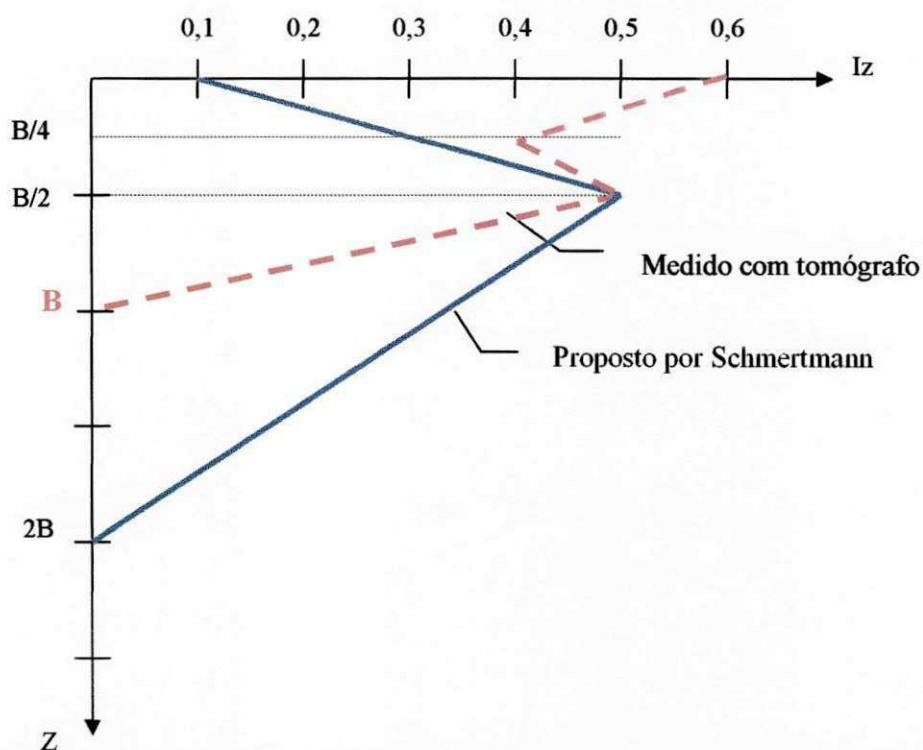


Figura 6.11: Comparação do perfil do índice de deformação (I_z) de Schmertmann (1978) e o encontrado neste estudo.

Esta variação do comportamento da deformação específica, provavelmente decorre da elevada compressibilidade deste solo. Isto é, presume-se que a sua elevada porosidade seja responsável pela concentração das deformações em espaço reduzido em relação ao esperado por Schmertmann (1978) e pela Teoria da Elasticidade. Nestes dois últimos casos espera-se que as deformações sejam mensuráveis até a profundidade $2B$.

Esta concentração das deformações de forma tão pronunciada, pode também ser a causa da discrepância observada por previsões feitas com base em ensaios edométricos e provas de carga. Nos ensaios edométricos, de acordo com Wolle et al. (1981), as previsões levam a valores de recalque até 2,2 vezes maiores que os medidos. Os ensaios edométricos são realizados em amostras delgadas para reproduzir a condição de deformação vertical plana em um meio infinito. Entretanto, no campo as regiões atingidas pelo ensaio são suficientemente espessas para concentrar as deformações em uma pequena parte sob o carregamento.

6.2 Previsão de Recalques

6.2.1 Previsão de Recalque da Prova de Carga

A curva tensão x recalque obtida na prova de carga é mostrada na Figura 6.12. A máxima carga aplicada neste ensaio foi 39 kN, o que corresponde a tensão média de 78 kPa.

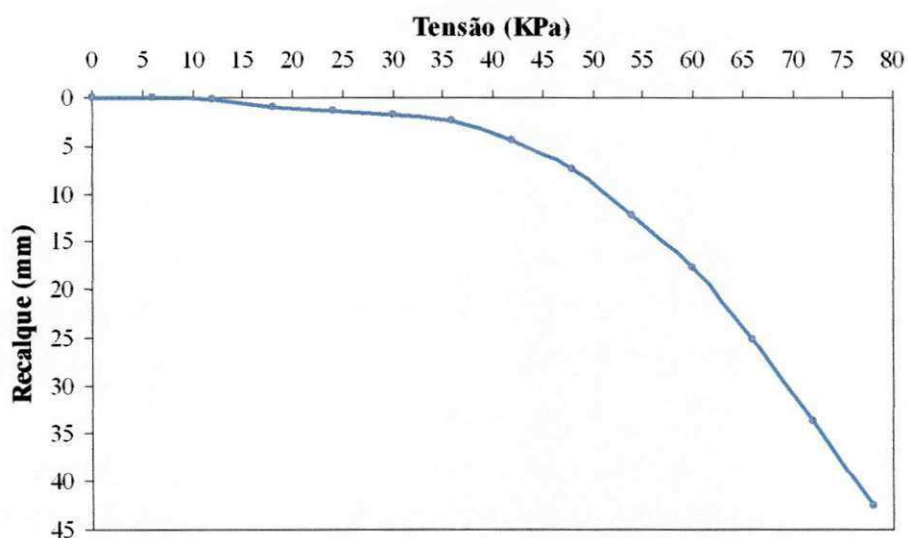


Figura 6.12: Curva tensão média x recalque obtida da prova de carga do solo no estado natural de umidade.

O recalque final medido na prova de carga foi 42 mm. Para o trecho elástico-linear da curva tem-se um nível de tensão admissível de 36,25 kPa, o que corresponde para essa tensão, um recalque de 2,25 mm e um módulo de deformação de 9072,36 kPa.

Fazendo uma análise para o mesmo nível de tensão admissível (36,25 kPa) do recalque, utilizando o método de Schmertmann (1978), a teoria da elasticidade e de Costet e Sanglerat tem-se os seguintes valores conforme a Tabela 6.1:

Tabela 6.1: Valores de recalque para tensão admissível.

Métodos		Recalque (mm)						
Medido	Prova de Carga	2,25				100,00%		
		Teoria da Elasticidade		Schmertmann		Costet e Sanglerat		
Calculado	Módulo de Deformação (E)	ω (mm)	%	ω (mm)	%	ω (mm)	%	
		$E_{\text{máximo placa (9072,36 kPa)}}$	1,94	86,22	1,77	78,70	2,50	111,11
		E método	-	-	21,37	950,00	7,49	332,90
		E_{SPT}	5,86	260,44	5,34	237,33	2,50	111,11

6.2.2 – Previsão de recalques utilizando-se a teoria da elasticidade

O uso da teoria da elasticidade para a avaliação de recalques é bastante discutido devido o comportamento do solo. A elasticidade é a propriedade de um corpo que submetido a ação de forças, sofre deformação, e quando cessada a ação, o corpo retorna à sua configuração original. Sabe-se que o solo não é um material contínuo, perfeitamente elástico, homogêneo e isotrópico. Mas admite-se que até certo nível de tensões, existe proporcionalidade entre as tensões e deformações, de forma que se considera o módulo de elasticidade (E) como representativo do material. Devido a este trecho em que o solo apresenta proporcionalidade entre tensão e deformação a teoria da elasticidade pode ser empregada na estimativa dos recalques.

A linearidade ou não deste trecho elástico é uma outra discussão forte no meio geotécnico. Assim, aceita-se a utilização da teoria da elasticidade para previsão de recalques oriundos de pequenas deformações que ocorrem no trecho onde há proporcionalidade entre tensão e deformação do solo.

6.2.2.1 – Distribuição de tensões com a profundidade

Aplicada uma carga na superfície do terreno, numa área limitada, os acréscimos de tensão numa certa profundidade não se limitam à projeção da área carregada. Nas laterais da área carregada também ocorrem aumento de tensão.

A complexidade do real comportamento dos maciços terrosos, decorrente da sua geometria, heterogeneidade, anisotropia e reologia, não permite ainda um tratamento plenamente satisfatório para o cálculo das tensões neles instalados.

Soluções aproximadas são usualmente adotadas, como a Solução de Boussinesq. Esta solução considera o maciço um semi-espaço elástico, homogêneo e isotrópico.

Para o cálculo das tensões verticais no interior do solo devidas a carregamentos uniformemente distribuídos numa área circular, utilizou-se o

carregamento aplicado na prova de carga com carga máxima de 39 kN; propõe-se uma distribuição de tensões como a apresentada no bulbo de tensões da Figura 6.13.

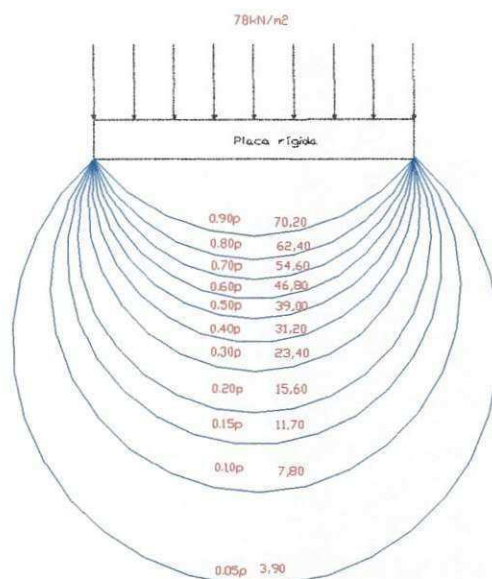


Figura 6.13: Bulbo de tensões com isóbara de 5 a 90% da carga aplicada.

O bulbo de tensões da Figura 6.14 corresponde à distribuição das tensões verticais no maciço de solo entre as profundidades 1,02 e 1,62 m. O espaçamento vertical das isóbaras de 5 cm foram tomados no eixo central vertical da placa. A primeira isóbara está na profundidade de 2 cm abaixo da placa.

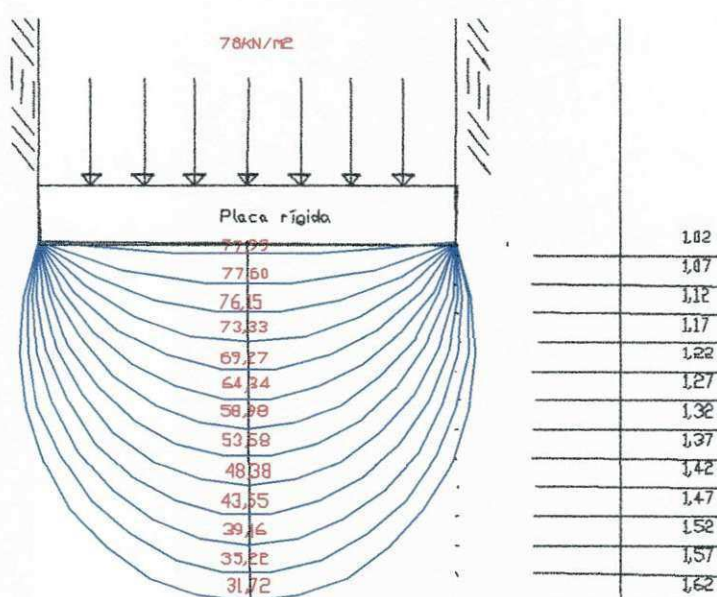


Figura 6.14: Bulbo de tensões com isóbara de 5 em 5 cm em relação a profundidade.

Estes valores de tensão são aproximados. Verificações realizadas por Lopes et al. (1998) mostram claramente, através de prova de carga em modelos, que a distribuição de tensões embaixo da sapata é não-uniforme, com uma acentuada concentração de tensões nas extremidades da sapata.

6.2.2.2 Estimativa de recalques pela teoria da elasticidade

Para estimar o recalque pela teoria da elasticidade, é necessário conhecer o valor do módulo de deformação do solo e a distribuição de tensões sob a área carregada. O recalque de uma sapata sob carga centrada, pode ser previsto pela Equação 6.8.

$$w = qB \frac{1 - \nu^2}{E} I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad (6.8)$$

Sendo:

q = tensão média aplicada;

B = menor dimensão da sapata (placa);

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de deformação;

I_s = fator de forma da sapata e de sua rigidez;

I_d = fator de profundidade/embutimento;

I_h = fator de espessura de camada compressível.

O recalque foi calculado para camadas de solo de 5 em 5 cm, em um intervalo de profundidade de 1,02 a 1,62 m. Para tanto, considerou-se valores do módulo de deformação diferentes, como mostra a Tabela 6.2. O módulo de deformação baseado no N_{SPT} , foi estimado a partir da proposta de Decourt (1992), que emprega a Equação 6.9 para correlacionar estes parâmetros.

$$E = 3 N_{SPT} \quad (6.9)$$

Empregou-se os valores dos módulos de deformação estimados a partir da prova de carga. Para fins de avaliação considerou-se que o módulo de deformação do solo para a tensão admissível e a de ruptura, conforme os níveis de tensões aplicadas ao solo.

Tabela 6.2: Valores de recalque pela Teoria da Elasticidade.

Teoria da Elasticidade			
Módulo de Deformação (E)	$E_{\text{máximo placa}}$	$E_{\text{mínimo placa}}$	E_{SPT}
	9,072 MPa	1,156 MPa	3,00 MPa
Recalque (mm) para tensão 78 kPa	3,03	23,75	9,16

Observa-se realmente que a influência do módulo de deformação na estimativa do recalque é incisiva. Para o valor mínimo de E, nota-se que o recalque chega a 23,75 mm, sendo este o maior valor de recalque estimado pela teoria. Para o maior valor de E tem-se um recalque de 3,03 mm.

6.1.3 – Previsão de recalque segundo o método de Schmertmann (1978)

O método de previsão de recalques de Schmertmann (1978) baseia-se no ensaio de Cone (CPT). Ele observou perfis de deformação do solo e verificou um valor máximo de deformação na profundidade de B/2 e que essa deformação se anulava em torno de 2B, para carregamentos axissimétricos em solos arenosos.

O método de Schmertmann foi aplicado em um estudo realizado por Barbosa et al. (2000) em solos colapsíveis, que confirmaram ser adequado a previsão de recalques empregando o módulo de deformação obtido em ensaios edométricos. Neste estudo o valor do recalque estimado por Schmertmann (1978) foi 15% menor do que o valor medido.

Para o cálculo do recalque final são necessárias duas correções, a primeira quanto ao embutimento e a segunda relacionada às deformações viscosas

(*creep*). As Equações 6.10, 6.11, 6.12, 6.13, 6.14, 6.15 mostram como estimar o recalque.

$$I = \varepsilon_z . E / q \quad (6.10)$$

$$wf = w . C1 . C2 \quad (6.11)$$

$$w = \int_0^H \varepsilon_z . dz \quad (6.12)$$

$$C1 = 1 - 0,5 \frac{\sigma_{v,0}}{q} \quad (6.13)$$

$$C2 = 1 + 0,2 \log \frac{t}{0,1} \quad (6.14)$$

$$E = 2,5qc \quad (6.15)$$

Sendo:

wf = recalque final;

ε_z = deformação específica;

C1 = coeficiente de correção quanto ao embutimento;

C2 = coeficiente de correção quanto as deformações viscosas;

E = módulo de deformação para sapatas circulares;

qc = resistência de ponta do ensaio de cone;

I = índice de deformação específica;

q = tensão aplicada.

Empregou-se este método para a previsão do recalque, desconsiderando a correção C2, pelo fato de não se tratar de solos saturados.

Calculou-se o recalque para o maior valor de tensão (tensão de ruptura) ao longo da profundidade para cada camada de 5 cm, primeiramente conservando todos os direcionamentos propostos por Schmertmann (1978) em seu método. Para tanto, utilizou-se o perfil de índice de deformação específica proposto pelo método, como mostra a Figura 6.11. O índice de deformação específica, considerando a dimensão da placa de 0,80 m, apresenta seu valor máximo em B/2 e esse valor se anula cerca de 2B.

O valor do módulo de deformação estimado foi de 0,75 MPa, sendo o recalque final da ordem de 59,32 mm. O valor do recalque medido no ensaio de placa é de 42 mm; portanto, o valor estimado apresenta 41,23% superior ao medido.

O método de Schmertmann (1978) foi concebido para areias. A sua adequação para outros solos foi idealizada considerando apenas a obtenção do módulo de deformação. Isto é, a distribuição de deformações idealizada por Schmertmann pode ser diferente em outros solos. Neste sentido, uma razão para a convergência de resultados no caso presente, pode ser a estrutura porosa e a organização em “pacotes” de argila. Assim, mecanicamente o comportamento do solo estudado pode ser assumido como um solo granular.

Propõe-se agora verificar como se apresenta o valor do recalque alterando o módulo de deformação e, abandonando o perfil de índice de deformação específica (I_z) proposto por Schmertmann (1978). Para tanto, calculou-se os índices de deformação específica partindo das deformações da tomografia computadorizada; os valores de I_z foram obtidos com a Equação 6.9a. Para essa análise utilizou-se módulo de deformação retirado da curva tensão-recalque da prova de carga e módulo de deformação baseado nos valores de SPT. Trata-se, portanto de um trabalho de retroanálise. Os valores de recalque estão apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3: Valores de recalque pelo Método de Schmertmann (1978).

Método de Schmertmann				
Módulo de Deformação (E)	$E_{\text{máximo placa}}$	$E_{\text{mínimo placa}}$	$E_{\text{Método}}$	E_{SPT}
	9,072 MPa	1,156 MPa	750,00 MPa	3,00 MPa
Recalque (mm) para tensão 78 kPa	38,51	38,51	38,51	38,51

Observa-se que os valores são iguais para diferentes valores de E, mostrando assim que a essência do método são os valores dos índices de deformação específica, que pode ser observado na distribuição das deformações ao longo da profundidade. Verifica-se que o valor do recalque final é bastante próximo do recalque medido na prova de carga.

6.1.4 – Previsão de recalque segundo Costet e Sanglerat (1969)

Este método propõe estimar o recalque indiretamente por meio do ensaio de CPT, pela Equação 6.16.

$$w = \frac{\Delta\sigma'v}{E_{oed}} \quad 6.16$$

$$E_{oed} = \beta qc$$

Sendo:

w = recalque

E_{oed} = módulo edométrico de deformação

β = 10 para argilas (Sanglerat, 1972)

Estimou-se o valor do recalque para a tensão máxima aplicada na prova de carga (78 kPa) com diferentes módulos de deformação, conforme mostra a Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Valores de recalque pelo Método de Costet e Sanglerat.

Método de Costet e Sanglerat				
Módulo de Deformação (E)	E máximo placa	E mínimo placa	E Método	E SPT
	9,072 MPa	1,156 MPa	3,00 MPa	3,00 MPa
Recalque (mm) para tensão 78 kPa	5,33	41,82	16,12	16,12

Nota-se que o valor do módulo de deformação interfere no valor do recalque significativamente, existindo assim, como pode-se perceber pela Tabela 6.4, a variação desses valores. Observa-se que empregando o módulo de deformação 1,156 MPa resulta num recalque de 41,82 mm, sendo este valor o mais próximo do recalque medido na prova de carga.

6.1.5 – Comparações das previsões de recalque

Os recalques foram estimados por três métodos: pela Teoria da Elasticidade, Schmertmann (1978) e Costet e Sanglerat (1969). Foi medido através de prova de carga sobre placa e calculado pelos dados da tomografia computadorizada. A Tabela 6.5 mostra os recalques obtidos para cada situação diferenciada, tendo-se agora condições de comparar esses valores criticamente.

Tabela 6.5: Resumo dos valores de recalque para a tensão de ruptura (78 kPa)

Métodos		Recalque (mm)						
Medido	Prova de Carga	42,00				100,00%		
	Tomografia Computadorizada	59,32				141,23%		
	Método de Schmertmann (deformações do método)	29,62				70,52%		
Cálculo do recalque a partir das deformações da tomografia computadorizada								
Calculado	Módulo de Deformação		Teoria da Elasticidade		Schmertmann		Costet e Sanglerat	
			ω (mm)	%	ω (mm)	%	ω (mm)	%
	E _{placa}	Máximo (9,072 MPa)	3,03	7,21	38,51	91,70	5,33	12,69
		Mínimo (1,156 MPa)	23,75	56,55	38,51	91,70	41,82	99,48
	E método		-	-	38,51	91,70	16,12	38,38
	E _{SPT}		9,16	21,81	38,51	91,70	16,12	38,38

Diante desses valores, observa-se que a tomografia computadorizada avaliou um recalque do sistema solo-fundação 41,23% superior ao medido na prova de carga. A avaliação do recalque por este método baseou-se no peso específico do solo e análises da variação do índice de vazios do solo.

Pela teoria da elasticidade a influência do módulo de deformação no valor do recalque é determinante, pelo próprio princípio que esta teoria traz. Neste caso a previsão de recalque pela teoria, empregando o valor do módulo de deformação mínimo (1,156 MPa), apresentou um valor de recalque 43,45% abaixo do medido. Observou-se que o uso do módulo de deformação baseado em N_{SPT} apresentou um valor muito abaixo do medido, portanto contra a segurança.

O método de Schmertmann (1978) foi elaborado para previsão de recalque em areias e tem grande aproximação para o cálculo de recalques em solos colapsíveis. Calculou-se o recalque com os índices de deformação proposto pelo método, apresentando 70,52% do valor real medido na prova de carga. No caso do emprego do método utilizando as deformações obtidas pela tomografia computadorizada com diferentes valores do módulo de deformação, o valor do recalque apresenta 8,30% abaixo do medido, que mostra uma boa aproximação.

A previsão de recalque empregando o método de Costet e Sanglerat (1969) utilizando-se a correlação existente entre CPT e SPT apresentou um valor do. Quando do emprego do módulo de deformação da placa ocorreu um extremo bastante notável. Primeiramente com o valor máximo, o recalque apresentou um valor muito baixo do medido, estando portanto contra a segurança, e com mínimo o recalque apresentou um valor muito próximo do medido, estando 0,4% inferior.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

7.1 Conclusões

Este trabalho propõe-se a avaliar os recalques através de métodos de previsão tradicionalmente utilizados, e compará-los com os resultados de uma prova de carga sobre placas. Para esta avaliação realizou-se uma prova de carga que além da medida tradicional dos recalques mediu também a distribuição destes recalques ao longo do perfil abaixo da placa.

Esta distribuição foi medida a partir de dados de tomografia computadorizada. De uma forma geral, este trabalho confirma que para prever os recalques é essencial ter uma boa avaliação do método de deformação utilizado.

Baseado nos dados obtidos neste trabalho, pode-se concluir que:

- as previsões de recalques realizadas pelo método de Costet e Sanglerat (1969), tal como proposto pelos autores, estão muito abaixo do medido experimentalmente (62%);
- o método de Costet e Sanglerat (1969) utilizando o módulo de deformação da curva tensão-recalque da prova de carga com secante no último trecho da curva apresentou um recalque 0,9% abaixo do medido na prova de carga, mostrando ser bastante adequado às condições de estudo adotadas;
- nas condições deste trabalho, a aplicação da teoria da elasticidade na previsão de recalques apresentou resultados não adequados;

- o método de Schmertmann (1978) mostrou-se adequado para o cálculo do recalque no solo não saturado estudado; a distribuição de deformações no solo não vai de encontro com o que Schmertmann prevê;
- o emprego da tomografia computadorizada para estimativa dos recalques ao longo do perfil de solo abaixo do carregamento mostrou-se adequado;
- a distribuição de deformações para o solo em estudo mostrou que ocorre elevada concentração na profundidade $B/2$ e uma redução gradativa até a profundidade B ;
- em que pese a diferença encontrada na previsão de recalques com a distribuição medida no ensaio, propõe-se que esta seja aceita para a previsão dos recalques.

7.2 Sugestões para pesquisas futuras

Alguns aspectos deste trabalho não foram adequadamente explorados e outros precisam ser validados. Para tanto sugere-se que :

- seja avaliada a distribuição destas deformações em um número maior de provas de carga e em outros solos porosos e estruturados;
- novas provas de carga sejam realizadas em locais com instrumentação para a medida de tensões durante a prova de carga, para reduzir as incertezas do método teórico;
- a tomografia computadorizada seja aplicada para avaliar a distribuição da umidade em corpos de prova, promovendo a construção de imagens tridimensionais de distribuição de massa específica e umidade do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGNELLI, N & ALBIERO, J. H. Aspectos Físicos, Químicos e Mecânicos de um Solo Colapsível, Inundado com Diferentes Líquidos. **Solos e Rochas – Revista Brasileira de Geotecnia** (ABMS/ABGE), São Paulo, v 20, n.2, 1997.

AHLVIN, R. G. and ULERY, H. H. Tabulated values for determining the complete pattern of stresses, and deflections beneath a uniform circular load on on homogeneous half-space. Highway, Research Board Bulletin, n342. 1962. in Schmertmann (1970).

ALMEIDA, M. S. S., SILVA FILHO, F. C. & FUTAI, M. M.. Numerical modeling of a footing load on unsaturated collapsible soil. Proceedings of the 3rd international conference on unsaturated soils, UNSAT 2002, Recife, Brazil, March 2002.

ALONSO, E. E., GENS, A.& HIGT, D. W. Special problems in soils. General Report. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9. Dublin. Prodeedings. Rotterdam, Balkema: 5.1 – 5.60, 1987.

ALONSO, E.E., GENS, A & JOSA, A. A constu\itute model for partially saturated soils. **Géotechnique** 40, 3, 405 – 430, 1990.

ANUÁRIO ESTATÍSTICO 2000. Secretaria de Estatística, Planejamento e Coordenação Geral, COOTRADE (org.). Cuiabá: SEPLAN-MT, 630P, 2000.

ARAGÃO, C. J. e MELO, A. C. Fundações rasas em solos colapsível. Um caso no semi-árido de Pernambuco. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Vol 2, Olinda/Recife: 19-40, Setembro 1982

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6489: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984. 2f.

AYLMORE, L. A. G. Use of computer-assisted tomography in studying water movement around plant roots. Australia. *Advances in Agronomy*. v 49, 1-51, 1993.

BALLA, A Bearing capacity of foundations, *JSMFD, ASCE: SM5, 89, 13-34, 1962*

BARBOSA, F. M. D. R.; CONCIANI, W. Estudo de caso de um pequeno edifício com fundações em solo colapsível. In: 4º SEFE. *Anais, 2, 202-209. São Paulo, 2000.*

BENVENUTO, C. , WOLLE, C. M., VICTORIO, F. C., POLLA, C. DE M., SAAD, ^a M. & PELLEGHINI, P. Estudo preliminar da colapsividade dos solos no Projeto Jaíba (MG). In: 2º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. *Anais, 1, 179-193. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT. São Paulo, 1978.*

BLIGHT, G. E. Residual Soils in South Africa. *Engineering and Construction. In Tropical and Residual Soils. Proceedings ASCE, Honolulu: 147-171, 1981*

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Considerações sobre o estudo e análise do colapso de solos porosos naturais. 2º Simpósio sobre solos não saturados, Recife: 99-104, 1994.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., MORTARI, D., SILVA, P.R. E PAIXÃO, M. M.O.. M.. Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência da construção de um aterro. 27ª Reunião Anual de pavimentação: 255-263, 1993.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., NUNES, P. M., BERBERIAN, D., FERREIRA, E. S. Influênciaa del pH del líquido de saturation en la calapsabilidad. In: VIII

Congresso panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Anais. Cartagena, Colômbia, 1-8,1987.

CARVALHO, M.F. **Estudo de Solos Colapsíveis no Nordeste do Estado de Minas Gerais**. Dissertação de mestrado apresentada à escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 1994.

CÁSSARO, F.A. M. Tomografia de dupla energia simultânea para caracterização física de um meio poroso deformável. Dissertação apresentada ao Instituto de Física de São Carlos,1994.

COLLINS,K. C. & McGOWN, A. The form and the function of micro-fabric features In a variety of natural soil. **Géotechnique**: 223 – 254, vol 24, n 2, 1974.

CONCIANI, W. **Estudo do colapso através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada**. Tese Doutorado em Geotecnia. - Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 1997.

COSTET, J., SANGLERAT, G. Cours pratique de Mécanique des Sols, Dunod, Paris, 1969.

CRESTANA, S. A tomografia computadorizada como um novo método para estudos da Física da água no solo. Tese de Doutorado. Universidade de São Carlos. São Paulo. 1985.

CRESTANA, S, CRUVINEL, P. E., VAZ, C. M. P., CESAREO, R. MASCARENHAS, S. & REICHARDT, K. Calibração e uso de um tomógrafo computadorizado em ciência do solo. **Revista Bras. Ci. Solo**, Campinas, pg 161-167, 1992.

CRUVINEL, P. E., CRESTANA, S., VAZ, C. M. P., CESAREO, R. & MASCARENHAS, S. X –ray and γ -ray computerized minitomograph scanner for

soil science. IEEE Transactions on Instrumentation and Measurements: 745-750,5 (39), 1989.

DANZINGER, B. R. & VELLOSO, D. A. Correlações entre SPT e os resultados de ensaios de penetração contínua. In: VIII Congresso. Bras. Mec. Solos Eng. Fundações. **Anais**. Porto Alegre, vol. 6, 103-113, 1986.

DECOURT, L. SPT in non classic materials. U. S./Brazil Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, Belo Horizonte. Proceedings, 1992.

DUDLEY, J. H. Review of Collapsins Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE, SM 3: 925 – 947, 1970.

FUTAI, M. M., ALMEIDA, M.S.S., SILVA FILHO, F. C. & CONCIANI, W. Experimental and theoretical evaluation of the maximum collapse. In: XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineerig, Foz do Iguaçu, 1999

FUTAI, M. M., ALMEIDA, M.S.S., SILVA FILHO, F. C. Avaliação do Comportamento de estacas em solos colapsíveis. In: 40 Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. **Anais**. São Paulo, v 2 , 302-314, 2000.

GIACHETI, H. L. Ensayos cross-hole no terreno de Pederneiras. Relatório FUNDEB para Geosolo. 1999. 18pg.

GODOY, N. S. Interpretação de Provas de Carga em Estacas. Encontro Técnico sobre Capacidade de Carga de Estacas Pré-moldadas. 1983.

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. The additional Settlement of foundations due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4 proceedings ISSMFE, London, Butterworths, SCI Publications, Vol 1: 316 – 319. 1957

JOSA, A , BALMACEDA, A , GENS, A & ALONSO, E. E. na Elastoplastic Model for Partially Saturated Soils Exhibiting a maximum of Colapse. Pro. 3th Int. Conf. Computational Plasticity, Barcelona, 815-826, 1992.

KLAPPA, C. F. A process response model for the formation of pedogenic calcretes In WILSON, R. C. coord., Residual Deposits: Surface Related weathering Process and Materials. Oxford, Geological society of London: 211-220, 1983.

KNODEL, P. C. . Construction of large canal on collapsing soils. Geotechnical Engeneering Division, Proceedings of ASCE, 107 (GTI):79 – 95, 1981.

KOHGO, Y., NAKANO, M. & MYIAZAKI, T. Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soil. Soils and Foundations, 33 (4): 49-63, 1993.

LOPES, G. S.; MINETTE, E.; FUSARO, F.; AZEVEDO, R.F. e ROCHA, E. M. Instrumentação de uma fundação seperficial por meio de células de pressão total, elétrica tipo diafragma. XI COBRAMSEG, Brasília (1998). Anais, vol 2 pg 827-834.

MACHADO, S. L. Estudo da compressão confinada do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada. Dissertação de mestrado apresentada ao Departamento de Geotecnia da EESC-USP. 1995.

MACHADO, S. L. & VILAR, O M. Estudo de Compressibilidade e Resistência de Solos não-saturados ao longo de um perfil da cidade de São Carlos-SP, XI COBRAMSEG, Brasília, 1998.

MAHLER, C. F. **Análise de obras assentes em solos colapsíveis e expansivos.** Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, 1994.

McGOWN, A & COLLINS, K. C. The microfabrics of some expansive and collapsing soils. Pan – American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, Buenos Aires. Proceedings: 323 – 333, 1975.

MENEZES, R. S. e FRAGA, M. B. T. Solos Colapsíveis. In: 2^o Simpósio sobre Solos Não Saturados, Recife: 111 – 115, 1994.

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, vol 2, 1951.

NAIME, J. M., TORRE NETO, A INAMASU, Y. & VAZ, C. M. P. Design and construction of a portable tomograph for non-invasive analysis of the soil-water-plant system, under field conditions. Correspondência pessoal. 1995.

PETROVIC, A M., SIEBERT, J. E. & RIEKE, P. E. Soil bulk density in tree dimensions by computed tomography scanning. Soil Sci. Soc. Am. J.: 445-450, 46, Madison, 1982.

PHOGAT, V. K., & AYLMOORE, L. A G. Evaluation of soil structure by using computer assisted tomography. Australia J. Res. 27, 313-323, 1991.

POLLA, C. M. Provas de Carga em Fundações. IPT . 1988

PRESA, E. P., LINS, A H. P., CAMPOS, L. E. P. & IGNATIUS, S. G. Ensaio de laboratório em solos parcialmente saturados. Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro. Anais, v 1: 251 – 278, 1988.

REZENDE, M. E. B. e MORAIS, R. N. Recalques de um edifício por colapso do solo. 4^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, São Paulo: 304 – 311, 2000.

ROHM, S. A & VILAR, O M. Arranjo físico de equipamentos para o estudo da resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife:61 –66, 1994.

SANGLERAT, G. The penetrometer and soil exploration, Elsevier. Amsterdam. 1972

SCHMERTMANN, J. H. Guidelines for Cone Penetration Test: Performance and Design, U. S. Department of Transportation, 1978.

SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute static settlement oversand, ASCE. Journal of SMFE, vol 96, SM 03, pp. 1011 – 1043, 1970.

SOARES, M. M.; CONCIANI, W.; NAIME, J. M. and CRESTANA, S. Computerized tomography technique applied to geotechnical engineering. Proceedings of the 14th ICSMFE, Hamburg. 1997. Vol 1. pg 205-206.

TADEPALLI, R., RAHARDJO, H. & FREDLUND, D. G. Measurements of matric suction and volume changes during inundation of Collapsible Soil. Geotechnical Testing Journal, v 15, n 2: 115 – 122, Junho 1992.

TERZAGHI, Karl. Theoretical soil mechanics. 2. ed. John Wiley and Sons. 1943.

VARGAS, M. The Concept of Tropical Soils. International Conference on Tropical lateritic and Saprolitic soils, 1, Proceedings, Brasília, v 3: 101-134, 1985.

VARGAS, M. Solos porosos e colapsíveis – aula inaugural Departamento de Geotecnia EESC/USP, São Carlos:44, 1993.

VAZ, C. M. P.; CRESTANA, S. E REICHARD, K. Tomografia computadorizada na avaliação da compactação de solos. Revista Brasileira de Ciência do Solo. (16). 1992. pg 153-157

VELLOSO, D. A. & LOPES, F. R. **Fundações**. COPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1996.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations, CH. 3 in Foundation Engineering Handbook (edited by Winterkorn and H. - Y. Fang), Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1975.

WHEELER, S. J. & SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for Unsaturated Soil, **Géotechnique**, 45 (1): 35-33, 1995.

WOLLE , C. M. BENVENUTO, B. and CARVALHO, P.A.S. Collapsible soil foundation of canal in Central Brazil. Proceedings of ICSMFE, Stockholm, 1981. Vol 1 pg 277-280.