



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Larissa Dantas Benevides

**AVALIAÇÃO DO USO DO DCP EM AREIAS PARA CONTROLE DA
CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES DIRETAS E CONTROLE
DE COMPACTAÇÃO DE ATERROS**

**Natal
2012**

Larissa Dantas Benevides

**AVALIAÇÃO DO USO DO DCP EM AREIAS PARA CONTROLE DA
CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES DIRETAS E CONTROLE
DE COMPACTAÇÃO DE ATERROS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa
Co-orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Natal
2012

LARISSA DANTAS BENEVIDES

**AVALIAÇÃO DO USO DO DCP EM AREIAS PARA CONTROLE DA
CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES DIRETAS E CONTROLE
DE COMPACTAÇÃO DE ATERROS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa – Orientadora

Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa – Co-orientador

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Paulo Márcio Fernandes Viana – Examinador Externo (UEG)

Natal, 27 de fevereiro de 2012.

AVALIAÇÃO DO USO DO DCP EM AREIAS PARA CONTROLE DA CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES DIRETAS E CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DE ATERROS

Larissa Dantas Benevides

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa

Co-orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

RESUMO

Este trabalho apresenta resultados de ensaios com um penetrômetro dinâmico de cone, DCP, realizados em campo e em laboratório. Os ensaios foram realizados com o objetivo de avaliar o uso do equipamento em areias para o controle da capacidade de carga em fundações diretas e da compactação de aterros. No caso da análise de fundações diretas, os ensaios em laboratório foram realizados com o solo preparado em um cilindro metálico através do método da chuva de areia. Na execução de fundações diretas apesar dos resultados mostrarem a impossibilidade de reproduzir em laboratório as condições de campo verificou-se a possibilidade do uso do DCP para a detecção de camadas de solo menos resistentes. Os ensaios penetrométricos para controle de compactação foram conduzidos numa caixa de ensaios com 1,40 x 1,40 m de base e 0,70 m de altura. A areia foi preparada na caixa com diferentes compacidades utilizando-se uma placa vibratória para a obtenção de correlações entre o valor do índice de penetração dinâmica do penetrômetro, DPI, e a densidade relativa do solo. Alguns ensaios também foram realizados com o intuito de avaliar a influência do teor de umidade no valor do DPI. Entre outras conclusões, os resultados mostraram o grande potencial de uso do DCP no controle da compactação de aterros com areia.

Palavras-chave: DCP; solos granulares; compactação.

ON THE APPLICATION OF DCP IN SAND FOR CONTROL OF BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS AND FILL COMPACTION

Larissa Dantas Benevides

Adviser: Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa

Co-adviser: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

ABSTRACT

This work presents results of field and laboratory tests using a Dynamic Cone Penetrometer, DCP. The tests were performed in order to evaluate the use of the equipment in sand for the control of bearing capacity of shallow foundations and fill compaction. For shallow foundations, the laboratory tests were conducted on sand placed in a metallic mould by the method of sand pluviation. Although the results show the inability to reproduce field conditions in the laboratory it was possible to verify the ability of the DCP to identify less resistant soil layers. The DCP tests for the analysis of compaction control were performed in a strong box with inside dimensions of 1,40 m x 1,40 m and 0,70 m in height. The soil layers were compacted with different densities though the use of a vibrating plate in order to obtain correlations between penetration index, DPI, and soil relative density. Other tests were also conducted to assess the influence of soil moisture on tests results. Among other findings, the results showed the great potential for the use of DCP to control the compaction of sand fills.

Key-words: DCP; granular soils; compaction.

DEDICATÓRIA

Dedico esta dissertação aos meus pais (Juraci e Manoel), minha irmã (Clarisse) e meu noivo (Ricardo).

AGRADECIMENTOS

À Professora Carina, pelos conhecimentos transmitidos, paciência e colaboração na realização deste trabalho;

Ao pessoal do laboratório de mecânica dos solos da UFRN, Batista, João Paulo, Anísio e Avelino;

Ao pessoal do laboratório de mecânica dos solos do IFRN Caio, Pedro e Igor;

Aos amigos de mestrado Veruska, Ilzenete, John e Arthur;

À secretária do programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Rafaella;

À CAPES pela concessão de bolsa de estudo durante a pesquisa;

À minha família pelo apoio incondicional.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE EQUAÇÕES.....	xi
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	xii
CAPÍTULO 1.....	1
1.1 Objetivos da pesquisa	3
1.1.1 Objetivo Geral.....	3
1.1.2 Objetivos Específicos.....	3
CAPÍTULO 2.....	5
2.1 Penetrômetro Dinâmico de Cone: Características e Procedimento de ensaio... 5	
2.2 Estudos desenvolvidos relacionados ao uso de penetrômetros	9
2.2.1 DCP e CBR.....	9
2.2.2 DCP e Parâmetros do solo.....	11
2.2.3 DCP no controle da capacidade de carga em fundações diretas.....	15
2.2.4 DCP no controle de compactação de aterros	16
CAPÍTULO 3.....	20
3.1 Penetrômetro utilizado	20
3.2 Solos utilizados.....	21
3.3 Ensaios realizados com penetrômetro para controle da execução de fundações diretas.....	23
3.3.1 Ensaios em campo	23
3.3.2 Ensaios de laboratório	26
3.4 Ensaios realizados com penetrômetro para controle de compactação de aterros.....	32
3.4.1 Ensaios em campo	32
3.4.2 Ensaios de laboratório	34
CAPÍTULO 4.....	54
4.1 Ensaios realizados para execução de fundações diretas	54
4.2 Ensaios realizados para controle de compactação de aterros.....	60
4.2.1 Ensaios em laboratório	60
4.2.1.1 Determinação da densidade relativa nas montagens	61
4.2.1.2 Curvas de número de golpes versus profundidade	64
4.2.1.3 Influência do teor de umidade na resistência à penetração do solo.....	67
4.2.1.4 Influência da densidade relativa no valor do DPI.....	69
4.2.1.5 Curvas de tendência para outras profundidades	72
4.2.2 Ensaios em campo	75
CAPÍTULO 5.....	79
5.1 Conclusões.....	79
5.2 Recomendações	80
Anexo 1	81
Anexo 2	82
Anexo 3	83
Anexo 4	84
Anexo 5	86
Anexo 6	91
Referências Bibliográficas	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema do penetrômetro dinâmico de cone.....	6
Figura 2.2 Realização do ensaio DCP.	7
Figura 2.3 Correlação entre DPI e Densidade relativa - Mohammadi et al (2008)	13
Figura 2.4 Correlação entre o DPI e diâmetro do molde - Mohammadi et al (2008) .	14
Figura 3.1 Penetrômetro dinâmico de cone.....	20
Figura 3.2 Curvas Granulométricas.....	21
Figura 3.3. Massa específica (g/cm ³) x Umidade (%).	22
Figura 3.4 Vista geral da obra durante a execução das fundações diretas.	24
Figura 3.5 Locação dos pontos ensaiados nas cavas.	25
Figura 3.6 Esquema representativo do difusor.	27
Figura 3.7 Equipamento da chuva de areia.	28
Figura 3.8 Equipamento da chuva de areia em funcionamento.	29
Figura 3.9 Calibração da chuva de areia.	30
Figura 3.10 Cilindro preenchido de areia e com a sobrecarga.	31
Figura 3.11 Vista geral da obra durante a execução do aterro.	33
Figura 3.12 Compactação do solo dentro da caixa.	35
Figura 3.13 Distribuição das camadas de solo na caixa de ensaio.	36
Figura 3.14 Lançamento do solo dentro da caixa de ensaios.	37
Figura 3.15 Execução do ensaio de frasco de areia.	38
Figura 3.16 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (medidas em m) – 1 ^a camada – 1 ^a Montagem.	40
Figura 3.17 Coleta da amostra para determinação do teor de umidade.	41
Figura 3.18 Execução dos ensaios penetrométricos.	42
Figura 3.19 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (medidas em m) – 2 ^a camada – 1 ^a Montagem.	43
Figura 3.20 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (ensaio para avaliar a influência da secagem – medidas em m) – 2 ^a camada – 1 ^a Montagem.	45
Figura 3.21 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (ensaio para avaliar a influência da secagem e da inundação – medidas em m) – 2 ^a camada – 1 ^a Montagem.	46
Figura 3.22 Detalhe do colar do cilindro grande de Proctor utilizado para limitar a área para colocação da água.	47
Figura 3.23 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios – 1 ^a camada – 2 ^a , 3 ^a e 4 ^a Montagem.	49
Figura 3.24 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios – 2 ^a camada – 2 ^a , 3 ^a e 4 ^a Montagem.	51
Figura 3.25 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (ensaio para avaliar a influência da secagem e da inundação – medidas em m) – 2 ^a camada – 2 ^a , 3 ^a e 4 ^a Montagem.	52
Figura 3.26 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (medidas em m) – 1 ^a Camada – 3 ^a Montagem.	53
Figura 4.1 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade – Sapata 7.	56
Figura 4.2 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade – Sapata 8.	56
Figura 4.3 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade – Sapata 24.	57
Figura 4.4 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade – Sapata 26.	57
Figura 4.5 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade – 1 ^a camada (1 ^a Montagem).	65

Figura 4.6 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade – 1ª camada (2ª Montagem).	65
Figura 4.7 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade – 2ª camada (1ª Montagem).	66
Figura 4.8 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade – 2ª camada (2ª Montagem).	66
Figura 4.9 Comportamento do solo quando submetido à inundação e ao efeito da secagem.....	69
Figura 4.10 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade obtida a partir dos ensaios penetrométricos – Análise da influência da densidade relativa.....	70
Figura 4.11 Correlação entre o DPI e a Densidade relativa do solo – ensaios em laboratório.	71
Figura 4.12 Curvas de tendência para uma profundidade de 300 mm e diversas densidades relativas.....	73
Figura 4.13 Curvas de tendência obtidas para camadas de 600 mm.	74
Figura 4.14 Variação espacial do DPI no aterro.....	76
Figura 4.15 Curva número de golpes <i>versus</i> profundidade – Aterro.....	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Correlações DCP x CBR - Amaral e Vertamatti (2006).	10
Tabela 2.2 DN, umidade e Peso específico de pontos das curvas de compactação - Trichês e Dal Pai (2006).....	12
Tabela 2.3 Resumo das equações obtidas por Mohammadi et al (2008).	14
Tabela 2.4 Solos utilizados na pesquisa - Jayawickrama et. al (2000)	17
Tabela 3.1 Caracterização dos solos.	22
Tabela 3.2 Ângulo de atrito para a densidade relativa de 70 e 100%.	23
Tabela 3.3 Valores da densidade <i>in situ</i> – controle de execução de fundações diretas.	25
Tabela 3.4 Classificação das areias quanto à densidade relativa.	26
Tabela 3.5 Valores da densidade <i>in situ</i> - Controle de execução de aterros.	34
Tabela 3.6 Especificações técnicas da placa vibratória utilizada.	36
Tabela 3.7 Montagens e densidades relativas pretendidas.	39
Tabela 3.8 Ensaio penetrométrico realizados para avaliar o efeito da secagem natural do solo.	44
Tabela 3.9 Ensaio penetrométrico realizados para avaliar o efeito da secagem natural do solo e da inundação.	46
Tabela 3.10 Número de passadas da placa vibratória em cada uma das três montagens – 1ª camada.....	48
Tabela 3.11 Pontos ensaiados na segunda, terceira e quarta montagem– 1ª camada.	49
Tabela 3.12 Número de passadas da placa vibratória em cada uma das três montagens – 2ª camada.....	50
Tabela 3.13 Pontos ensaiados na segunda, terceira e quarta montagem– 2ª camada.	50
Tabela 3.14 Pontos ensaiados na segunda, terceira e quarta montagem– 2ª camada (após 48 horas).	52
Tabela 4.1 Valores de assentamento da ponteira cônica nos ensaios no cilindro. ...	55
Tabela 4.2 Valores de DPI médio e desvio padrão para cada uma das cavas.	58
Tabela 4.3 Valores de SPT médio.....	60
Tabela 4.4 Valores de densidade relativa do solo obtidos a partir do cálculo da densidade relativa média em cada umas das montagens.....	62
Tabela 4.5 Valores de densidade relativa do solo considerado em cada um dos pontos de ensaio penetrométrico – 1ª Montagem.	63
Tabela 4.6 Valores de densidade relativa do solo considerado em cada um dos pontos de ensaio penetrométrico – 2ª Montagem.	64
Tabela 4.7 Valores de Umidade e DPI de ensaios penetrométricos com densidade relativa de aproximadamente 98%.	68
Tabela 4.8 Coeficientes da equação, referente à profundidade de 300 mm.	73
Tabela 4.9 Coeficientes da equação, referente à profundidade de 600	74
Tabela 4.10 Valores de DPI médio e desvio padrão para cada uma das cavas.	77

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1	8
Equação 2.2	8
Equação 2.3	8
Equação 2.4	8
Equação 4.1	67
Equação 4.2	71
Equação 4.3	71

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ASTM – American Society for Testing and Materials
- CBR – California Bearing Ratio
- D - Diâmetro
- DCP – Dynamic Cone Penetrometer
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- DPI – Índice de Penetração Dinâmica (mm/golpe)
- D_r – Densidade Relativa
- ITA – Instituto Tecnológico de Aeronáutica
- K_0 – Coeficiente do solo no repouso
- L_1 - Deslocamento produzido pelo primeiro golpe
- L_n - Deslocamento produzido pelo n-ésimo golpe
- n - n-ésimo golpe
- NBR – Norma Brasileira Registrada
- SP – Areia Mal Graduada
- SPT – Standard Penetration Test
- ϕ - Ângulo de atrito
- ρ_d – Peso específico seco do solo
- σ_{adm} – Tensão admissível

CAPÍTULO 1

Introdução

O penetrômetro dinâmico de cone, DCP, foi originalmente desenvolvido por Scala (1959) na Austrália. O procedimento de ensaio se dá através da cravação de um cone no solo devido à queda de um martelo, registrando-se a penetração provocada até que uma determinada profundidade de inspeção seja atingida. Com a cravação da ponta cônica é possível analisar a resistência à penetração do solo, possibilitando que camadas com diferentes resistências sejam detectadas. Pode, portanto, ser utilizado para avaliar mudanças no tipo de solo, ou ainda identificar a compactidade de um determinado material. Uma das grandes vantagens do DCP é o baixo custo e permitir fácil avaliação dos resultados. Sendo assim, o DCP surge como uma ferramenta a ser avaliada na aplicação de controle de capacidade de carga de fundações diretas e ainda no controle de compactação de aterros.

A importância da avaliação do uso do DCP para controle da capacidade de carga de fundações diretas está ligada as atuais práticas de projeto e execução. Para o dimensionamento de uma fundação direta, costuma-se adotar, a partir dos perfis de sondagens obtidos nas investigações geotécnicas, um valor único de tensão admissível para todo o terreno, onde os elementos de fundação terão diferentes dimensões em função das cargas sobre ele atuantes. No entanto, sabe-se, das incertezas geradas a partir de sondagens, uma vez que este procedimento é incapaz de proporcionar um conhecimento completo do subsolo podendo não detectar descontinuidades de camadas, lentes de materiais pouco resistentes, entre outros aspectos, que podem acarretar situações imprevistas durante a construção.

Apesar da importância do controle da capacidade de carga das fundações, observa-se que, na maioria das obras, após a abertura das cavas, segue-se à execução do elemento de fundação sem que qualquer inspeção seja feita. Em algumas obras, após a abertura das cavas, é realizada uma simples inspeção a

partir da penetração de uma barra de aço no solo. E, quando utilizado é o método de controle mais comum, porém não possibilita uma avaliação quantitativa da capacidade de carga do solo. Tsuha (2003) afirma, por exemplo, que por muitas vezes a cava é inspecionada a partir da penetração de uma barra de aço de 12,5 mm de diâmetro no solo, que constitui uma prática apenas qualitativa da resistência do solo à penetração de tal barra. A autora afirma ainda que a experiência do engenheiro geotécnico é bastante importante nessa inspeção e constitui um conhecimento difícil de ser transmitido.

Para que o controle da capacidade de carga das fundações diretas seja realizado é necessário que métodos quantitativos, simples e eficazes sejam estudados e difundidos. Desde o seu surgimento, em meados da década de 60, em vários lugares do mundo, como África do sul, Reino Unido, Austrália, Nova Zelândia, Brasil e Estados Unidos, estudos têm sido desenvolvidos abordando o uso do DCP em diversas aplicações.

Vários autores apontam como principal vantagem do DCP a sua simplicidade de operação, rapidez na obtenção dos resultados e possibilidade de um maior número de pontos de ensaios. Mohammadi et al (2008) acrescentam como vantagens do DCP, a possibilidade de aplicação em terrenos de difícil acesso, reduzido número de pessoas para a execução dos ensaios e o baixo custo do equipamento.

Devido às características peculiares do ensaio com o DCP enfoque tem sido dado ao seu uso em substituição a outros ensaios. No caso da compactação de aterros, durante a execução é necessário que seja feito um controle da compactação e é de conhecimento que no Brasil, em tal controle, utiliza-se comumente o ensaio de frasco de areia para a determinação do peso específico seco do aterro. No entanto essa técnica demanda prática do operador e tempo.

Aguiar et al (2011) afirmam que o DCP é capaz de identificar diferentes camadas de solo a partir da mudança da inclinação da reta de número de golpes *versus* profundidade obtida com a realização do ensaio. Diante disso, o DCP apresenta-se como uma possível ferramenta de uso no controle de compactação de aterros uma vez que possibilita a identificação de locais com diferente grau de compactação. Uma grande vantagem do DCP para controle de compactação de aterros consiste na possibilidade de um maior número de ensaios em campo em

menor tempo em relação ao tradicional controle com o frasco de areia. Assim, é possível investigar de forma mais detalhada a área em questão, reduzindo os riscos de uma compactação deficiente.

O uso do DCP requer, entretanto, o desenvolvimento de correlações específicas para cada solo. No caso específico da cidade de Natal-RN, não foram encontrados registros de trabalhos sobre o tema voltado a solos típicos locais, sendo necessárias pesquisas sobre o tema em obras localizadas na cidade.

1.1Objetivos da pesquisa

1.1.1Objetivo Geral

O presente trabalho tem por objetivo avaliar o uso do DCP em areias para controle da capacidade de carga em fundações diretas e para o controle de compactação de aterro.

1.1.2Objetivos Específicos

No uso do DCP para controle da capacidade de fundações, pretende-se de forma específica:

- Avaliar a possibilidade de serem estabelecidas correlações entre DPI e a tensão admissível estimada para uma determinada fundação superficial.
- Utilizar o DCP em uma obra a fim de avaliar a viabilidade do seu emprego durante a execução de uma fundação direta.

No caso de controle de compactação de aterros, constituem objetivos específicos:

- Realizar ensaios penetrométricos em laboratório para estabelecer correlações entre o índice de penetração dinâmica (DPI) do penetrômetro e a densidade relativa do solo estudado, avaliando a influência da umidade nos resultados obtidos.

- Realizar ensaios com o DCP em campo para avaliar a viabilidade de sua aplicação para o controle de compactação de areias.

CAPÍTULO 2

Revisão Bibliográfica

Segundo Costa et al (2010), ensaios de penetração dinâmica para a determinação da resistência do solo constitui uma prática bastante antiga na Engenharia Geotécnica. Ainda segundo os autores, vários tipos de penetrômetros são utilizados na exploração dos subsolos, de modo a atender a diferentes propósitos e necessidades.

O penetrômetro dinâmico de cone (DCP), pelas suas características peculiares, permite que ensaios penetrométricos sejam realizados em locais de difícil acesso e ainda possibilita a obtenção de diversos pontos ensaiados.

2.1 Penetrômetro Dinâmico de Cone: Características e Procedimento de ensaio

Os penetrômetros geralmente utilizados para a avaliação da compactação são classificados em estáticos e dinâmicos, afirma Reis et al (2010). O penetrômetro dinâmico de cone consiste de um martelo que cai em queda livre guiado por uma haste, transferindo a energia da queda para outra haste com ponta cônica que penetra no solo. As características do DCP, principalmente no que se refere à massa do martelo podem variar bastante. O equipamento frequentemente utilizado e que condiz ao descrito na norma ASTM D-6951 – *Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*, possui massa equivalente do martelo igual a 8 kg, altura de queda do martelo igual a 575 mm, hastes com diâmetro de 16 mm e ponta cônica de 60° e 20 mm de diâmetro, conforme Figura 2.1

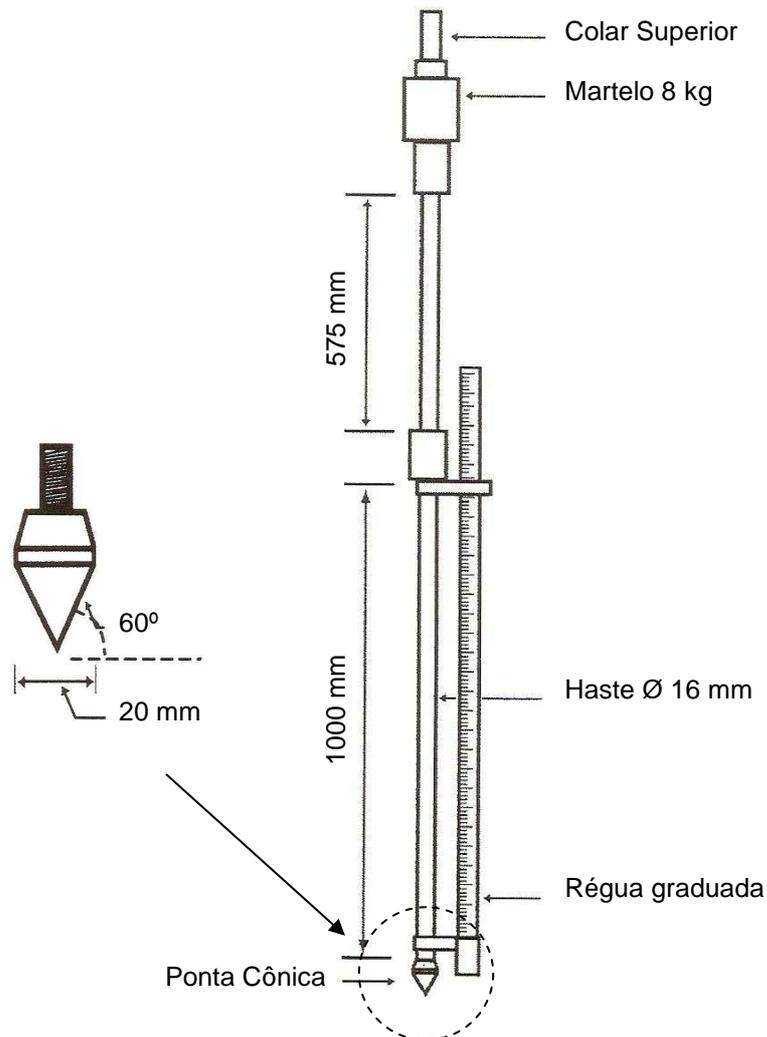


Figura 2.1 Esquema do penetrômetro dinâmico de cone.

A ASTM D-6951 sugere ainda como opção outro equipamento, onde a massa equivalente do martelo é igual a 4,6 kg, sendo utilizado em solos de menor resistência nos quais o martelo de 8 kg produziria uma penetração excessiva. O equipamento é utilizado para investigar profundidades de até 1,00 m abaixo da superfície, podendo-se utilizar hastes para prolongar essa profundidade. Nesse caso, novas correlações devem ser estabelecidas.

Segundo Berti (2005), existe no Brasil ponteira cônica de 60° e 30° e segundo Kleyn apud Berti (2005) a ponteira cônica de 60° possui maior durabilidade e fornecem índice de penetração cerca de 20% menores que os cones de 30°.

O ITA desenvolveu seu próprio DCP, recebendo o nome de DCP-ITA, onde nele as leituras de penetração são feitas através de uma trena com mostrador digital e ainda foi acoplado ao equipamento um nível de bolha horizontal para que assim a

verticalidade do equipamento possa sempre ser observada a fim de evitar falsos resultados.

Quanto ao procedimento de ensaio, trata-se de um procedimento simples, não requer mão de obra especializada, exige relativamente pouco esforço físico do operador dependendo do solo a ser ensaiado e a execução é rápida. No local aonde serão realizados os ensaios marcam-se os pontos e o ensaio é realizado levantando-se o martelo até o colar superior e liberando-o causando a penetração da lança inferior. Na Figura 2.2 pode ser observada a realização do ensaio.



Figura 2.2 Realização do ensaio DCP.

O ensaio é iniciado com um golpe para assentar a ponta cônica (golpe zero). Em seguida são anotados a penetração e o número de golpes. Os dados obtidos são utilizados para o cálculo do índice de penetração dinâmica (DPI) através da Equação 2.1:

$$DPI = \frac{L_n - L_1}{n - 1} \quad (2.1)$$

onde:

L_n - Deslocamento produzido pelo n-ésimo golpe;

L_1 - Deslocamento produzido pelo primeiro golpe;

n - n-ésimo golpe.

A verticalidade do penetrômetro é importante que seja mantida durante a realização do ensaio e que o martelo seja levantado até a altura final (colar superior) e então liberado, para que assim, a energia de cada golpe seja sempre a mesma. O ensaio não requer velocidade constante de penetração, uma vez que a energia é mantida constante. Depois de finalizado o ensaio, o equipamento é retirado do solo tendo-se cuidado para mantê-lo sempre na vertical.

No Brasil não há normas quanto aos procedimentos do ensaio DCP e para isso pode-se usar a norma ASTM D-6951. De acordo com os procedimentos descritos nessa norma, a ocorrência de rochas ou de solos com partículas de maior dimensão faz com que a haste pare de penetrar. Então, o ensaio deve ser interrompido se, depois de cinco golpes, a penetração for inferior a 2 mm, ou caso o equipamento sofra um desvio da vertical superior a 75 mm. Sendo assim, o equipamento deve ser reposicionado para um novo local distante pelo menos 300 mm do local anterior para minimizar erros devido à perturbação do material.

A ASTM D-6951 fornece equações recomendadas pelo *US Army Corps of Engineers* a partir das quais é possível correlacionar os resultados DPI com os estimados pelo CBR e com isso vários estudos, inclusive no Brasil têm sido desenvolvidos fazendo-se correlações entre esses ensaios. A equação 2.2 é válida para todos os tipos de solos, exceto solo CL (argila de baixa compressibilidade) com CBR inferior a 10 e solo CH (argila de alta compressibilidade). As equações 2.3 e 2.4 devem ser aplicadas a solos CL com CBR inferior a 10 e solos CH, respectivamente.

$$CBR = 292 / DPI^{1.12} \quad \text{para DPI(mm/golpe)} \quad (2.2)$$

$$CBR = 1 / (0.432283 \times DPI)^2 \quad \text{para DPI(mm/golpe)} \quad (2.3)$$

$$CBR = 1 / (0.002871 \times DPI) \quad \text{para DPI(mm/golpe)} \quad (2.4)$$

Devido às características físicas e operacionais vantajosas do DCP, Amaral e Vertamatti (2006) afirmam sua aplicabilidade na avaliação da capacidade de suporte de solos *in situ*, análise de solos colapsíveis, controle da qualidade de compactação no campo, entre outros. No Brasil, por exemplo, é prática comum que o controle de compactação seja feito através da medida da densidade *in situ* (frasco de areia), o DCP ainda representa uma alternativa recente (Carvalho e Vertamatti 2006).

2.2 Estudos desenvolvidos relacionados ao uso de penetrômetros

Desde seu surgimento, em meados da década de 60, mundialmente inúmeras pesquisas têm sido desenvolvidas acerca do assunto, sendo em sua maioria, justificadas basicamente pela agilidade e facilidade de operação associadas a resultados confiáveis.

2.2.1 Correlações entre DPI e CBR

Os autores buscam geralmente correlacionar os dados obtidos com o DCP com outros ensaios, principalmente com o ensaio de CBR, quando se deseja uma avaliação estrutural do pavimento.

Estudos com esse enfoque foram realizados por Amaral e Vertamatti (2006) que analisaram correlações entre os dados obtidos do ensaio com o DCP e CBR. Na pesquisa foram utilizados dois tipos de areias (sendo duas sedimentares e uma residual) com características granulométricas distintas. As amostras foram preparadas num cilindro de Proctor através da vibração e então foram realizados ensaios com o DCP e ensaios CBR. Devido ao tipo de solo (puramente granular, sem finos) foi necessária a montagem de um aparato (sobrecarga) para garantir o confinamento da amostra, uma vez que o DCP atravessava todo o cilindro somente com o seu peso próprio e leituras de CBR não eram obtidas. Foram utilizadas então três valores de sobrecarga que variavam de 9,2 kPa (valor a partir do qual era possível obter leituras) a 20 kPa (valor máximo de sobrecarga exercida sobre o subleito devido às camadas sobrejacentes).

Foram então realizados os ensaios com o DCP e CBR para três amostras e as três sobrecargas que geraram gráficos DPI e CBR *versus* índice de vazios. De posse dos gráficos, tomou-se como base o gráfico CBR *versus* índice de vazios e para cada índice de vazios constante no ensaio CBR, calculou-se o DPI a partir da

correlação entre DPI e índice de vazios. Com isso, tinham-se valores de CBR e DPI para um mesmo índice de vazios que possibilitaram o estabelecimento de correlações entre CBR e DPI para os três solos estudados. Na Tabela 2.1 são apresentadas as correlações obtidas entre DCP e CBR.

Tabela 2.1 Correlações DPI x CBR - Amaral e Vertamatti (2006).

Solo	Equações
Areia 1 (sedimentar)	$LogCBR = 2,8704 - 1,2473LogDPI$
Areia 2 (sedimentar)	$LogCBR = 2,7537 - 0,8073LogDPI$
Areia 3 (residual)	$LogCBR = 2,2564 - 0,3298LogDPI$

Os gráficos de CBR *versus* índice de vazios apresentaram dispersão muito superior aos gráficos de DPI *versus* índice de vazios, concluindo então que o DCP apresenta-se como ferramenta adequada para o estudo e controle tecnológico de areias, no entanto, o mesmo não pode ser observado para ensaios CBR em areias. Os autores verificaram ainda que quanto maior a sobrecarga de confinamento menores valores de DPI são obtidos para a amostra com a mesma densidade relativa. Amostras com granulometria mais uniforme (menor grau de entrosamento das partículas) apresentam maior sensibilidade quanto à sobrecarga de confinamento, ou seja, para um mesmo índice de vazios são obtidos valores bem distintos de DPI para diferentes sobrecargas.

Carvalho et al (2006) também realizaram ensaios correlacionando CBR e DCP, sendo então utilizados quatro solos lateríticos e quatro não-lateríticos de textura fina moldados em cilindro e compactados em três diferentes energias de compactação. Em sua pesquisa, correlacionaram ensaios DCP e CBR a partir de solos já estudados por Lima (2000) e Carvalho (2005). Os ensaios DCP foram realizados de acordo com os procedimentos descritos na norma ASTM D-6951, e os ensaios CBR de acordo com método de ensaio DNER ME 49-94. Os ensaios CBR não seguiram o procedimento normalizado em dois aspectos: foram realizados na condição sem imersão e sem a aplicação de sobrecarga de confinamento, uma vez que o objetivo era correlacioná-lo com o ensaio DCP e como se tem conhecimento, o ensaio DCP é realizado a partir da superfície do terreno onde a tensão confinante

é nula. A justificativa para a não imersão é que assim é possível avaliar a influência da umidade nos ensaios. Com isso, os ensaios DCP e CBR eram realizados no mesmo corpo de prova, onde após a moldagem, na face inferior do corpo de prova era realizado o ensaio CBR e na face oposta, o DCP. Foram estabelecidas correlações DPI *versus* CBR que apresentaram elevados coeficientes de determinação, gerando resultados bastante confiáveis. Os autores ainda analisaram a influência da granulometria e da gênese em tais correlações e observaram que quanto mais grosso o solo, maior será o índice de CBR obtido para um determinado valor de DPI. E quanto à gênese, notaram que considerando as mesmas condições de compactação (umidade e energia), os solos lateríticos tendem a apresentar menor DPI do que os não-lateríticos.

2.2.2 Correlações entre DPI e outros parâmetros do solo

Além das correlações com outros ensaios, têm sido desenvolvidas pesquisas que analisam a influência de certos parâmetros do solo nos resultados de ensaios com o DCP. Costa et al (2010) afirmam que as correlações com o teor de umidade e com o peso específico seco do solo são úteis no emprego do DCP como ferramenta para o controle de compactação de aterros.

Trichês e Dal Pai (2006) realizaram ensaios DCP no cilindro CBR, utilizando como amostra um solo laterítico argiloso. Os autores investigaram a influência da umidade e do peso específico aparente seco a partir da aplicação de regressão múltipla, verificando que a umidade apresenta significativa influência no valor do DPI. Na Tabela 2.2, de forma resumida, são apresentados os valores de peso específico seco para diferentes valores de DPI. Observa-se então que para valores próximos de peso específico seco e diferentes teores de umidade, à medida que aumenta o teor de umidade o valor do DPI também aumenta.

Tabela 2.2 DPI, umidade e Peso específico de pontos das curvas de compactação - Trichês e Dal Pai (2006).

DPI (mm/golpe)	Umidade (%)	Peso específico seco (kN/m ³)
4,0	14,3	15,3
5,8	18,8	15,5
12,6	22,8	15,3
13,9	23,4	15,4
23,5	25,4	15,5
31,3	26,6	15,3

Durante os ensaios, Trichês e Dal Pai (2006) observaram que na metade final do corpo-de-prova o valor do DPI é praticamente constante e isso acontece, segundo os autores, porque as camadas inferiores recebem uma densificação maior devido à compactação das camadas superiores. Por fim, os autores afirmam que o DCP pode ser utilizado de maneira eficaz na avaliação da resistência do solo compactado desde que a umidade e o peso específico sejam controlados.

Belicanta e Reis (2008) em sua pesquisa avaliaram o uso do DCP para controle de execução de camadas de fundação de pavimentos rodoviários. Realizaram ensaios em campo e em laboratório utilizando dois solos areno-argilosos lateríticos e verificaram a influência da massa específica seca e da umidade no valor do DPI.

No laboratório além dos ensaios de caracterização, ensaio de compactação, CBR (energia normal e intermediária) e ensaios com o DCP foram realizados. No campo foram realizados ensaios DCP numa camada de solo compactado e a determinação da massa específica do solo *in situ*, além da determinação do teor de umidade.

Com os dados obtidos, pode-se perceber que o DPI é exponencialmente proporcional ao teor de umidade do solo e inversamente proporcional a massa específica seca, percebendo então que o DPI é fortemente influenciado pelo teor de umidade do solo e que quanto maior a massa específica seca, menor o valor do DPI.

Mohammadi et al (2008) estabeleceram equações para obtenção de parâmetros de resistência de solos arenosos a partir de ensaios com o DCP. O solo utilizado tratava-se de uma areia mal graduada e foram realizados ensaios com o DCP, prova de carga em placa e cisalhamento direto. Os autores investigaram a

influência da densidade relativa, utilizando cinco diferentes densidades relativas, nos valores de DPI, estabelecendo correlações. Na Figura 2.3 pode ser observada a correlação obtida entre o DPI e a densidade relativa.

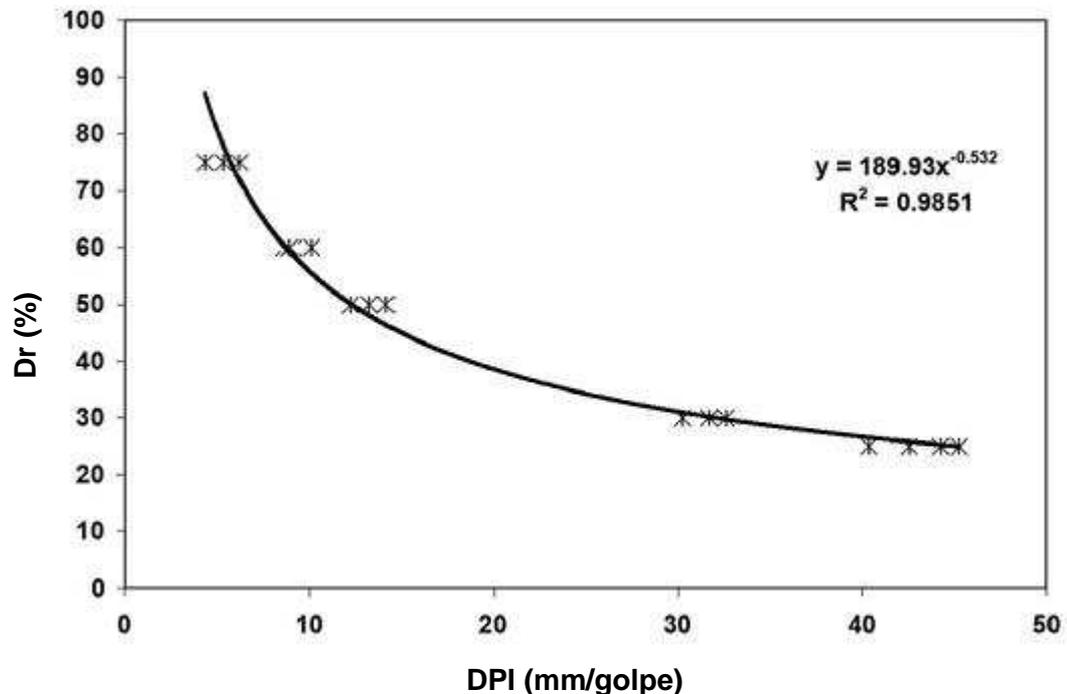


Figura 2.3 Correlação entre DPI e Densidade relativa - Mohammadi et al (2008)

Os ensaios DCP foram conduzidos em um caixa com dimensões de 0,70 x 0,70 m x 0,70 m. A partir do ensaio de prova de carga em placa, utilizado como ensaio de referência foi possível obter ainda correlações entre DPI e parâmetros de interesse como módulo de elasticidade e módulo de cisalhamento. Por fim a partir dos ensaios de cisalhamento, realizados na condição seca, foi possível para os autores correlacionar o ângulo de atrito e o DPI. Para os autores, as aproximações utilizadas para estabelecer as equações resultaram em elevados valores de coeficiente de determinação (R^2), mostrando bons resultados nas correlações feitas. Na Tabela 2.3 são apresentadas algumas das equações obtidas.

Tabela 2.3 Resumo das equações obtidas por Mohammadi et al (2008).

Parâmetros	Equações	R ²
D _r – DPI	$D_r(\%) = 189.93 / (\text{DPI})^{0.53}$	0,98
ϕ' - D _r	$\phi' = 26.31 + 0.21(D_r)$	0,90
ϕ' - DPI	$\phi' = 52.16 / (\text{DPI})^{0.13}$	0,90

DPI em mm/golpe

Em sua pesquisa, os autores investigaram ainda a influência das dimensões da caixa. Na Figura 2.4 são apresentados valores de DPI para densidade relativas de 25, 50 e 75% obtidos em cilindros com dimensões de 0,30, 0,50 e 0,70 m.

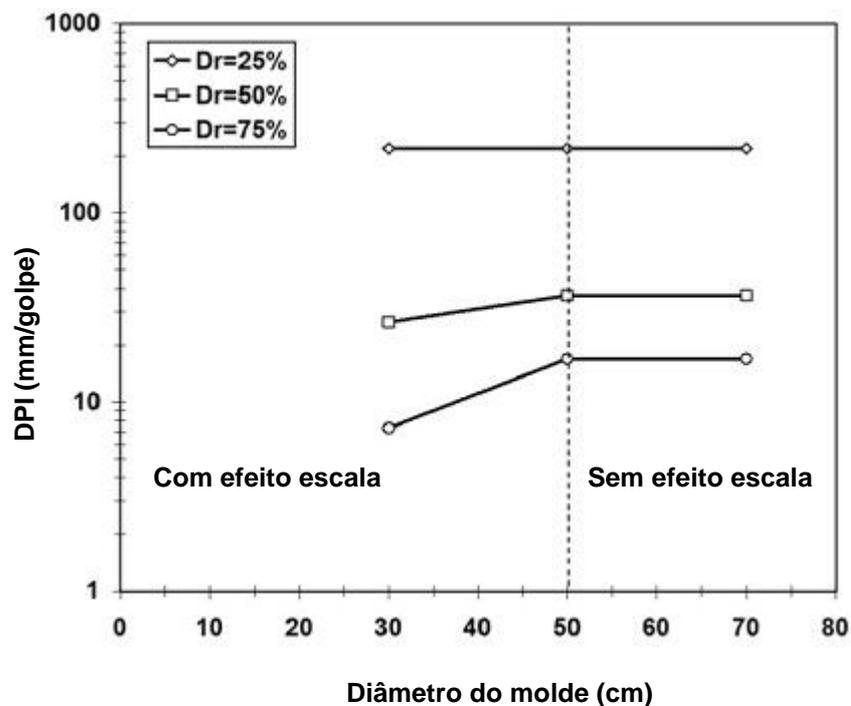


Figura 2.4 Correlação entre o DPI e diâmetro do molde - Mohammadi et al (2008)

Observa-se que para diâmetro da caixa maior que 500 mm, o efeito do atrito lateral nas paredes da caixa é desprezível para qualquer uma das densidades relativas investigadas.

Com o intuito de avaliar a resistência e a rigidez de solos utilizados como sub-base em regiões da Índia, Varghese et al (2009), realizaram misturas de solos lateríticos com silte (frequentemente encontrada no alargamento das estradas da

região) e a partir de ensaios DCP estabeleceram correlações do tamanho dos grãos, densidade máxima seca, teor de umidade e índice de vazios com o índice de penetração dinâmica.

Os autores utilizaram amostras com cinco diferentes porcentagens de silte (0, 25, 50, 75 e 100%) e três umidades. Para conduzir os ensaios penetrométricos foi utilizado um cilindro de 450 mm de diâmetro e altura, sendo a espessura das paredes do cilindro igual a 6 mm. Os autores utilizaram ainda dois anéis de 8 mm de espessuras soldados na base e no topo do cilindro para conferi-lo estabilidade e rigidez. O solo foi moldado no cilindro em cinco camadas de 70 mm, totalizando uma altura de 350 mm e cada camada era compactada com o uso de soquete.

Com os dados obtidos a partir do DCP os autores concluíram que a adição de silte acarreta no aumento do teor de finos, umidade ótima e índice de vazios em relação ao solo naturalmente laterítico, e com isso maiores valores de DPI foram obtidos. De maneira inversa, tem-se diminuição da porcentagem de pedregulho, areia e a densidade máxima, devido a adição de silte, acarretando ainda no aumento do valor do DPI. As correlações foram analisadas levando em consideração ainda a umidade e observou-se que amostras com menor teor de umidade correspondem a menores valores de DPI, uma vez que os solos mais secos apresentam maior rigidez e resistência à penetração.

2.2.3 DCP no controle da capacidade de carga em fundações diretas

Quanto ao uso de penetrômetros para controle de capacidade de carga de fundações diretas, tem-se a pesquisa realizada por Tsuha (2003). Na sua pesquisa, utilizando um penetrômetro estático, a autora realiza ensaios penetrométricos nas cavas onde a sucção matricial também foi monitorada. A autora chegou a uma expressão da tensão de ruptura em função da sucção matricial, tornando possível, para esse local, a obtenção da tensão de ruptura do ensaio penetrométrico a partir de valores de sucção ou de forma inversa, obtenção da sucção através de ensaios de penetração. Em seguida, a autora a partir de provas de carga em placa realizadas por Costa (1999), no mesmo local, e utilizando três critérios de ruptura, correlacionou tensão de ruptura do ensaio penetrométrico e capacidade de carga, obtendo uma expressão para cada critério de ruptura, sendo estas de elevados valores de coeficiente de determinação. Por fim, a autora estabeleceu correlações

ainda com provas de carga em sapatas realizadas por Vianna e Cintra (2003), obtendo da mesma forma, alto grau de confiabilidade.

Melo Filho (2007) em sua pesquisa avalia o uso do DCP como alternativa na estimativa da capacidade de carga de fundações rasas através de correlações entre o ensaio DCP e resultados de SPT e prova de carga em placa. Em sua pesquisa, o autor realizou ensaios SPT e numa distância de 1,5 m realizou quatro ensaios do tipo DCP. O objetivo principal do autor era estabelecer correlações entre os ensaios DCP e SPT. Com isso, como o ensaio SPT é realizado a cada 1,0 m de profundidade, foi necessário que algumas adaptações fossem feitas ao equipamento DCP. Os ensaios DCP eram realizados com prolongamento de suas hastes, para que fossem atingidas maiores profundidades. Sendo assim, foram utilizadas três hastes de 1 m cada, totalizando 3 m de profundidade a ser investigada. As hastes utilizadas apresentavam maior diâmetro (19 mm) com intuito de evitar a flambagem. O ensaio DCP era realizado até que atingisse a profundidade de 0,70 m.

A partir daí então era contabilizado o número de golpes necessário para que a penetração fosse de 0,10 m. Tal processo era realizado por três vezes até que se atingisse a profundidade de 1 m. Durante a realização dos ensaios, o autor percebeu a ocorrência de atrito entre as hastes e o solo optando então por realizar ensaios também com pré-furo até a profundidade de 0,55 m e a cravação do DCP assim como as leituras seguiam o mesmo procedimento anterior. De posse dos dados, o autor obteve expressões correlacionando SPT e DCP para o ensaio realizado sem pré-furo e com pré-furo, onde para as expressões que correlacionam o SPT e DCP realizado com o pré-furo, o coeficiente de determinação apresenta-se mais elevado, mostrando assim a influência do atrito das hastes com o solo.

O autor então, a partir das correlações obtidas, calculou valores de SPT a partir do DCP, e comparou o valor da tensão admissível estimado por métodos semi-empíricos com o valor obtido da prova de carga em placa, tendo como resultado valores muito próximos ($\sigma_{adm}=0,12$ MPa para prova de carga em placa e $\sigma_{adm}=0,14$ MPa baseado em valores de SPT a partir de ensaios de DCP).

2.2.4 DCP no controle de compactação de aterros

Jayawickrama et. al (2000) afirmam que materiais granulares são preferíveis para o preenchimento de estruturas enterradas e com isso resolveram avaliar o uso

do DCP como método alternativo de controle de compactação desses solos compactados sobre dutos enterrados. Uma das justificativas para avaliação do DCP, dada pelos autores, é que é necessário que em cada camada compactada e ao longo de todo o duto seja medida a densidade e isso, através dos métodos usuais, além de demandar mais pessoas faz também com que a instalação do duto torne-se um processo lento. Os autores comentam ainda a dificuldade de controle de densidade para os solos granulares uma vez que estes não apresentam uma boa definição da relação entre a umidade e a densidade, como apresentado na teoria de Proctor. Surge então o DCP como uma ferramenta a ser avaliada.

Na pesquisa, os autores comparam o nível de compactação alcançado em diferentes solos, diferentes tipos de equipamentos de compactação e o número de passadas. Foram utilizados três tipos de solos granulares e dois dispositivos de compactação, uma placa vibratória e um a percussão, que foram escolhidos por permitirem a compactação em locais confinados e alcançar bons níveis de compactação. Na Tabela 2.4 são apresentados os solos utilizados e o tamanho das partículas.

Solo	Tamanho das partículas
Pedregulho	6,35 a 25,4 mm
Pedregulho de rio	0,25 a 12,7 mm
Mistura 50 (pedregulho) – 50 (areia)	0,42 a 25,4 mm

Os ensaios com o DCP foram realizados com os três solos que se encontravam no estado fofo, compactado com 5 passadas da placa vibratória e com 2 e 4 passadas do compactador a percussão. A compactação se dava num trecho de 1,00 m de largura e 2,70 m de comprimento e uma profundidade de 1,20 m. As camadas eram de 200 mm e em cada camada, após a compactação, foram realizados ensaios com um penetrômetro dinâmico de cone em dois ou três pontos.

Com isso, observou-se que as camadas mais profundas apresentavam consideravelmente maior número de golpes que as camadas mais superficiais, concluindo então que este incremento se dava devido ao confinamento das

camadas superiores. Ao plotar curvas de número de golpes *versus* profundidade percebeu-se que embora haja uma dispersão, os pontos se encaixam numa faixa e assim a diferença do método de compactação utilizado e a energia de compactação são facilmente percebidos a partir da observação dessas curvas. Conclui-se então que as curvas números de golpes *versus* profundidade obtidas a partir de ensaios com o penetrômetro dinâmico de cone permitem a comparação entre os equipamentos de compactação utilizados, os níveis de compactação e os materiais utilizados.

Os autores observaram também que a compactação através de 4 passadas do compactador a percussão acarretou no melhor nível de compactação para os três solos. No caso dos solos uniformemente graduados, duas passadas do compactador a percussão atingia de 60 a 70% da compactação alcançada por 4 passadas do mesmo equipamento. Já no caso da mistura 50-50 a compactação alcançada com duas passadas foi próxima a obtida com quatro passadas.

Por fim, os autores observaram, a partir dos perfis de DCP obtidos, que os dois equipamentos de compactação (placa vibratória e a percussão) apesar de apresentarem pesos similares alcançaram níveis de compactação bem diferentes. O nível de compactação alcançado com 5 passadas da placa vibratória foi bem inferior ao alcançado com 2 passadas do a percussão, sendo esta diferença mais pronunciada para a mistura 50-50. No entanto, através dos ensaios realizados com o DCP, notou-se que apesar de serem obtidos diferentes níveis de compactação, para o solo compactado com a placa vibratória (5 passadas) e compactado a percussão (2 passadas), o número de golpes obtido em ambos foi aproximado.

Os autores concluíram então que os perfis obtidos através dos ensaios com o DCP, onde é possível distinguir diferentes equipamentos de compactação, solo e níveis de compactação, permitem comparar os equipamentos de compactação, níveis de compactação e materiais.

Costa et al (2010), em sua pesquisa, utilizando um solo laterítico, analisaram a influencia da energia de compactação nos resultados de ensaios com o DCP. Para isso, foram realizados ensaios de compactação utilizando um cilindro de 2064 cm³ no qual solo foi moldado com cinco diferentes energias de compactação que variavam de 0,25 a 1,25% da energia normal e posteriormente foram realizados os ensaios com o DCP. Os autores observaram que o DPI apresenta bastante dependência da energia de compactação, valores de DPI próximos podem resultar

em valores bastante distintos de peso específico seco, dependendo então da energia aplicada.

Baghdadi et al (1990), na sua pesquisa, avaliaram o uso de penetrômetros estáticos para a previsão da massa específica. Os solos utilizados na pesquisa tratavam-se de duas areias que foram preparadas em uma caixa de ensaios circular (500 mm de diâmetro e 600 mm de profundidade) através do uso de uma mesa vibratória, sendo então preparadas com cinco diferentes densidades relativas. Ensaios de compactação utilizando o cilindro grande de Proctor foram realizados e possibilitaram gerar curvas de resistência a penetração *versus* umidade que por sua vez apresentaram forma similar à curva de massa específica *versus* umidade.

Foram utilizadas também sobrecargas nos corpos de prova, onde posteriormente os autores avaliaram a influência da sobrecarga e da massa específica seca sobre a resistência do solo à penetração. Concluíram então que para uma mesma massa específica, maiores valores de resistência à penetração são obtidos a partir de maiores valores de sobrecarga.

CAPÍTULO 3

Materiais e métodos

3.1 Penetrômetro utilizado

Os ensaios penetrométricos foram realizados utilizando um penetrômetro dinâmico de cone semelhante ao descrito na ASTM D-6951. A Figura 3.1 apresenta o penetrômetro dinâmico de cone utilizado na pesquisa, estando na figura dividido em duas partes que assim facilita o transporte.



Figura 3.1 Penetrômetro dinâmico de cone.

O martelo possui massa igual a 8 kg e altura de queda igual a 575 mm. As hastes apresentam diâmetro de 16 mm e na extremidade inferior uma ponta cônica de 60° e 20 mm de diâmetro.

3.2 Caracterização dos solos utilizados

Durante a pesquisa foram utilizados dois solos provenientes das obras onde foram realizados os ensaios em campo. Consistem em solos com granulometria praticamente idêntica. A Figura 3.2 apresenta as curvas granulométricas dos solos.

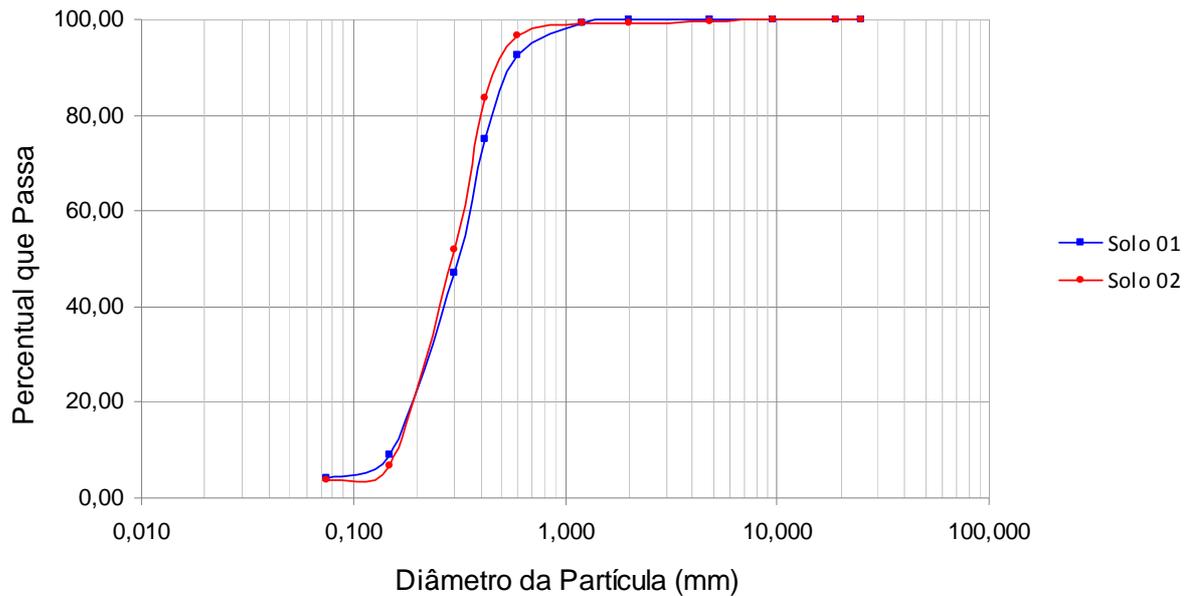


Figura 3.2 Curvas Granulométricas dos solos estudados.

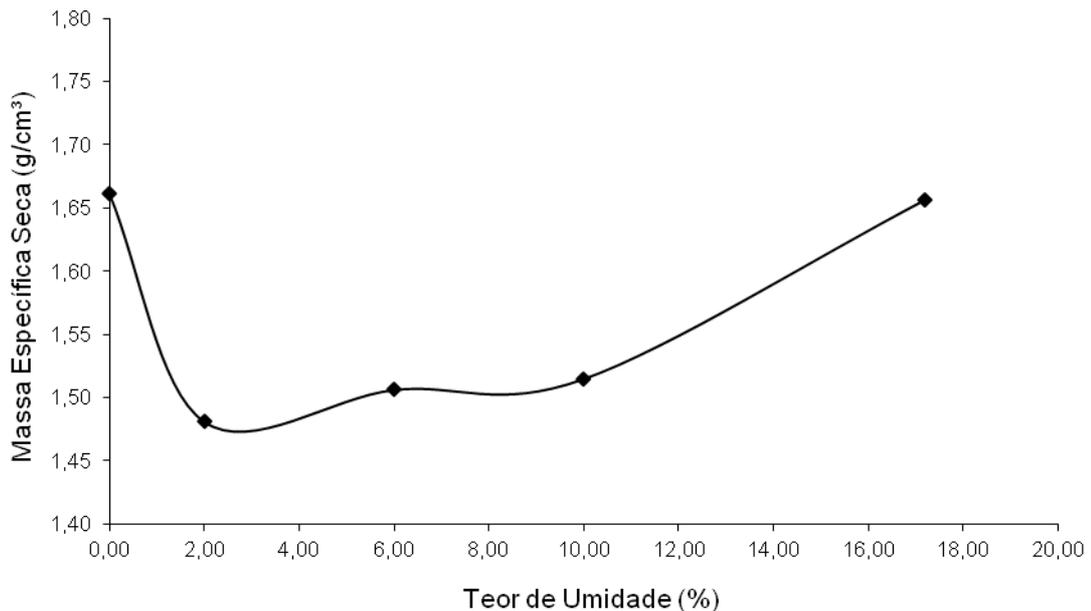
Com base na análise granulométrica realizada de acordo com a ABNT, os solos correspondem a uma areia mal graduada (SP), de acordo com a classificação unificada dos solos, com aproximadamente 70% de areia média e coeficiente de não uniformidade igual a 2.

Para caracterização dos solos foram determinados ainda a massa específica dos sólidos e índice de vazios máximo e mínimo de acordo com as normas da ABNT. Os índices de vazios, que constam na Tabela 3.1 a seguir, foram determinados com o solo seco.

Tabela 3.1 Caracterização dos solos.

	ρ_s (g/cm ³)	$e_{\text{mín}}$	$e_{\text{máx}}$
Solo 01	2,67	0,61	0,89
Solo 02	2,62	0,62	0,85

No caso de solos granulares, o valor máximo da massa específica ocorre quando o solo encontra-se seco ou saturado, exibindo menores valores de massa específica quando com umidades intermediárias. Utilizando o método B.2 da NBR 12051/91, para o solo 01, foi determinada a massa específica máxima para cinco diferentes umidades. Os resultados são apresentados na Figura 3.3 a seguir.

Figura 3.3. Massa específica (g/cm³) x Umidade (%).

Os solos são bastante representativos de areias tipicamente encontradas na cidade de Natal-RN e foram coletados nas obras onde foram realizados os ensaios em campo da pesquisa, conforme será descrito nos itens 3.3 e 3.4.

Ensaio de cisalhamento direto foram realizados com o objetivo de conhecer os parâmetros de resistência do solo. Sendo assim, os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em corpos de prova moldados com densidades relativas 70 e

100%. Nos ensaios de cisalhamento direto os corpos de prova foram moldados com o solo seco e submetidos às tensões normais de 50, 100 e 200 kPa. A Tabela 3.2 mostra o ângulo de atrito obtido para as densidades relativas de 70 e 100%

Tabela 3.2 Ângulo de atrito para a densidade relativa de 70 e 100%.

Dr (%)	ϕ
70	33
100	38

3.3 Ensaios realizados com penetrômetro para controle da execução de fundações diretas

3.3.1 Ensaios em campo

Descrição da obra

Os ensaios em campo foram realizados em uma obra na cidade de Natal-RN que se encontrava na fase de execução de fundações. A obra localiza-se na Rua Dirce Coutinho, Capim Macio. Trata-se de um edifício residencial de 21 pavimentos, sendo quatro apartamentos por andar. Para a fundação do edifício foram realizadas fundações do tipo hélice contínua.

O projeto previa ainda a execução de um estacionamento para o qual foram executadas fundações diretas com sapatas. A abertura das cavas para a execução das sapatas possibilitou então a execução dos ensaios com o DCP. A cota de assentamento das sapatas era em torno de -1,50 m (do nível do terreno), localizada então na camada de solo arenoso, conforme o perfil de sondagem que se encontra no Anexo 1. Na Figura 3.4 é apresentada uma vista geral da obra durante a execução das fundações diretas.



Figura 3.4 Vista geral da obra durante a execução das fundações diretas.

Ensaio Realizados

Os ensaios penetrométricos foram realizados em quatro diferentes cavas. O projeto prevê a execução de uma camada de solo-cimento para proporcionar um aumento da capacidade de carga da fundação. Assim, após a abertura das cavas, procedia-se a colocação da camada de solo-cimento. Com isso os ensaios penetrométricos tinham que ser realizados rapidamente para que não atrapalhasse o andamento da obra uma vez que as cavas ainda receberiam a camada de solo-cimento. Para realização dos ensaios foram necessárias duas pessoas, uma para proceder à penetração do penetrômetro no solo e outra para fazer as leituras da penetração após cada golpe.

Em cada cava cujas dimensões são em torno de 2,00 x 2,00 m, optou-se por ensaiar cinco pontos, sendo quatro nas extremidades e um no centro da cava. Conforme apresentado na Figura 3.5 a seguir.

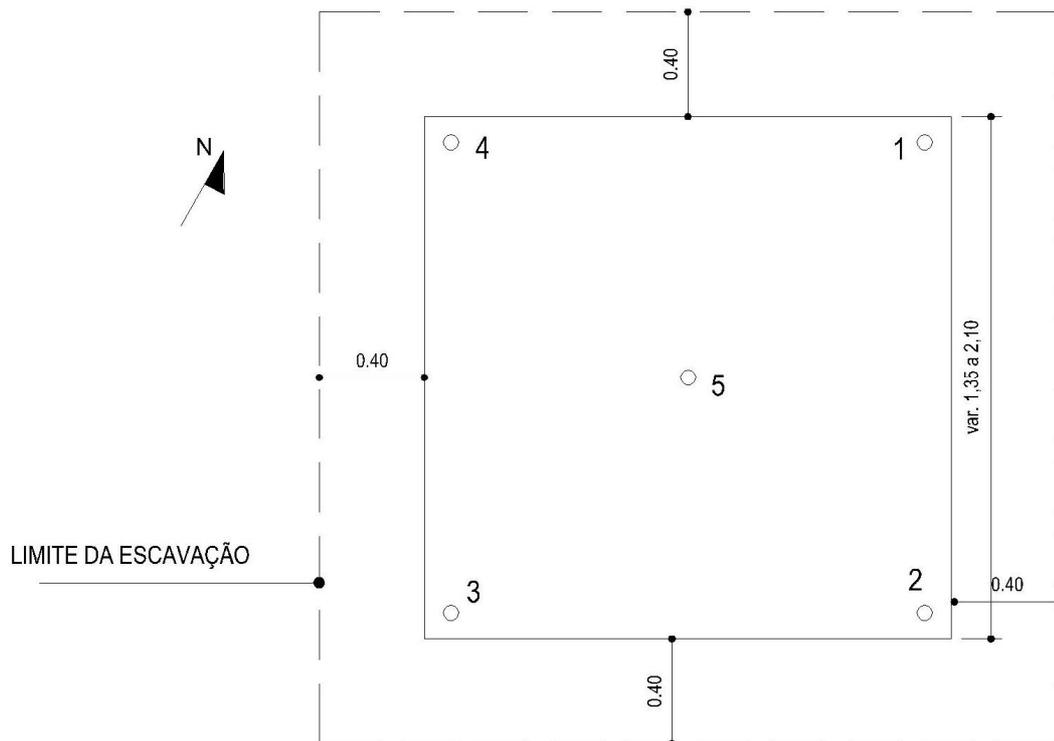


Figura 3.5 Localização dos pontos ensaiados nas cavas.

Ao atingir a profundidade de 0,60 m, a cravação do penetrômetro era finalizada e então num ponto próximo, com a ajuda de um trado helicoidal de diâmetro igual a 12,7 mm, era coletada uma amostra de solo para determinação em laboratório do teor de umidade. No Anexo 2 pode ser observada a disposição das cavas.

Na obra foram determinados em três pontos – cuja localização encontra-se no Anexo 2 - a densidade *in situ* através do método do frasco de areia. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 3.3 a seguir.

Tabela 3.3 Valores da densidade *in situ* – controle de execução de fundações diretas.

	Ponto A	Ponto B	Ponto C
ρ_d (g/cm ³)	1,581	1,579	1,591
D_r %	71,63	70,93	75,43

Segundo Terzaghi, de acordo com a densidade relativa em que se encontram, as areias podem ser divididas em três grupos, conforme apresentado na Tabela 3.4, a seguir.

Tabela 3.4 Classificação das areias quanto à densidade relativa.

Classificação	D_r %
Areia fofa	Abaixo de 33%
Areia de compactidade média	Entre 33% e 66%
Areia compacta	Acima de 66%

Observa-se então que areia encontra-se em seu estado natural de forma compacta.

3.3.2 Ensaio de laboratório

Após o término dos ensaios em campo, deu-se início aos ensaios em laboratório.

Os ensaios em laboratório tiveram como objetivo permitir o estabelecimento de correlações entre a densidade relativa do solo e a capacidade de carga em fundações diretas. Para isso, procederam-se a ensaios com o DCP onde o solo coletado da obra, denominado de solo 01, era previamente seco em estufa e depositado num cilindro através da técnica da chuva de areia. A forma como tais amostras foram obtidas será descrita a seguir.

Sabendo-se a relação entre DPI e D_r estabelecida como base nos ensaios penetrométricos com cilindro anteriormente descrito e com resultados de ensaios de cisalhamento direto com diferentes densidades, será possível desenvolver uma correlação entre DPI e ϕ . A tensão admissível obtida mediante métodos teóricos poderia então ser relacionada com o DPI através da correlação anteriormente estabelecida entre DPI e ϕ .

Preparação do solo

Para realização dos ensaios em laboratório foi utilizado para conter o solo um cilindro cujo diâmetro é igual a 0,50 m e altura de 0,70 m. Para garantir maior resistência à deformação lateral, o cilindro que foi desenvolvido em aço possui ainda dois anéis soldados em seu comprimento, sendo um no topo e no outro no meio. A espessura das paredes do cilindro é de 6 mm. O fundo do cilindro possui espessura igual a 19 mm e é encaixado ao corpo do cilindro a partir de um colar fixado ao fundo e ainda com o auxílio de duas barras rosqueadas e porcas que permitem a fixação do corpo do cilindro ao fundo.

Para preparar o solo no cilindro, optou-se pela utilização da técnica da chuva de areia uma vez que esta proporciona a obtenção de corpos de prova mais homogêneos.

Foi desenvolvido um equipamento que consiste de um pórtico de aço onde na sua parte superior há um reservatório. No fundo do reservatório há uma placa de aço com orifícios de iguais diâmetros e equidistantes de 50 mm. O arranjo permite que a placa do fundo do reservatório possa ser facilmente substituída por outra, de acordo com a densidade relativa pretendida para a amostra. O equipamento possui ainda um difusor que é composto por duas peneiras de 6 mm de abertura, defasadas 45°, como mostrado na Figura 3.6.

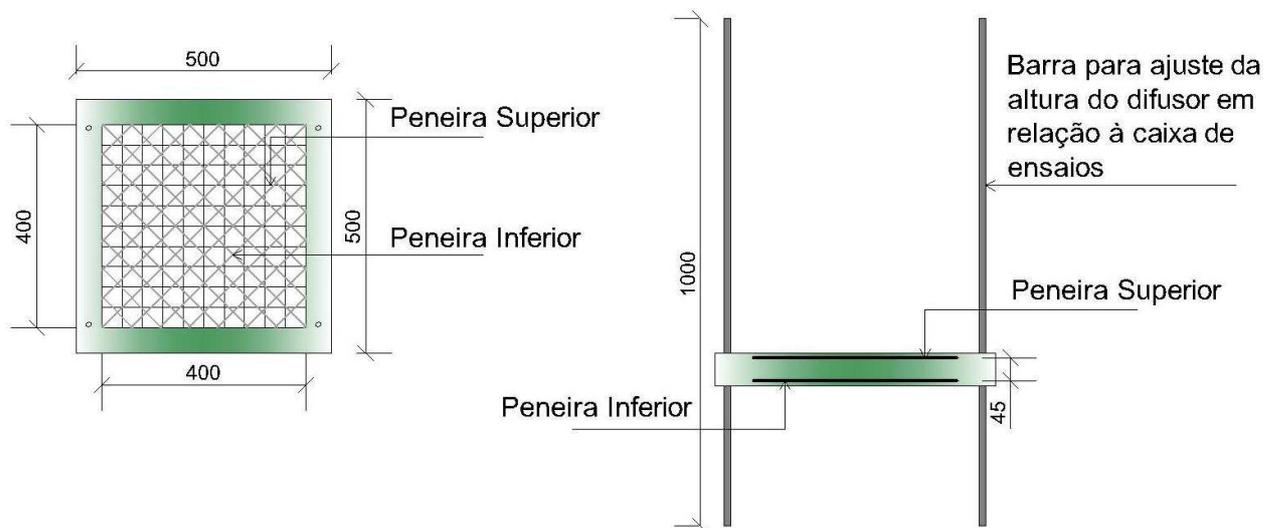


Figura 3.6 Esquema representativo do difusor.

O difusor é sustentado pelo pórtico através de quatro barras que permitem ainda o ajuste da altura entre o difusor e o topo da caixa de ensaios. Nas extremidades inferiores do pórtico há rodízios que facilitam a movimentação do equipamento. O pórtico possui altura de 1,70 m e base de 0,60 x 0,80 m. O reservatório tem dimensões iguais a: 0,30 x 0,45 x 0,45 totalizando o volume de 0,061 m³. Na Figura 3.7 pode ser observado o equipamento da chuva de areia desenvolvido.



Figura 3.7 Equipamento da chuva de areia.

O procedimento para obtenção das amostras consiste em liberar a areia armazenada no reservatório, a partir da abertura de dois ferrolhos, que passa então pelo difusor atingindo o cilindro. A Figura 3.8 mostra o equipamento em funcionamento.



Figura 3.8 Equipamento da chuva de areia em funcionamento.

De acordo com o trabalho de Rad e Tumay (1987), os fatores principais que afetam a densidade relativa de areias preparadas através da técnica da chuva de areia são altura de queda e a vazão do solo. Assim, para a obtenção das amostras, foi fixada uma distância de 500 mm entre o difusor e o topo da caixa de testes e a partir do uso de placas com diferentes diâmetros no fundo do reservatório foi possível obter amostras com diferentes densidades.

Para a escolha dos diâmetros dos furos da base do reservatório, foi realizado um processo de calibração onde com uma placa foram realizados três ensaios. Os ensaios consistiam em preparar o solo num cilindro de volume conhecido através da técnica e variar a altura de queda do solo. Para cada altura houve três repetições e observou-se que para alturas superiores a 200 mm não havia mais variação do peso específico. Concluindo a calibração, foram preparadas três amostras para cada uma das cinco placas sendo as amostras preparadas com uma altura de queda de 500 mm. Uma relação entre o diâmetro do orifício da placa e a densidade relativa média obtida para as amostras foi estabelecida. Na Figura 3.9 pode ser verificada a relação obtida.

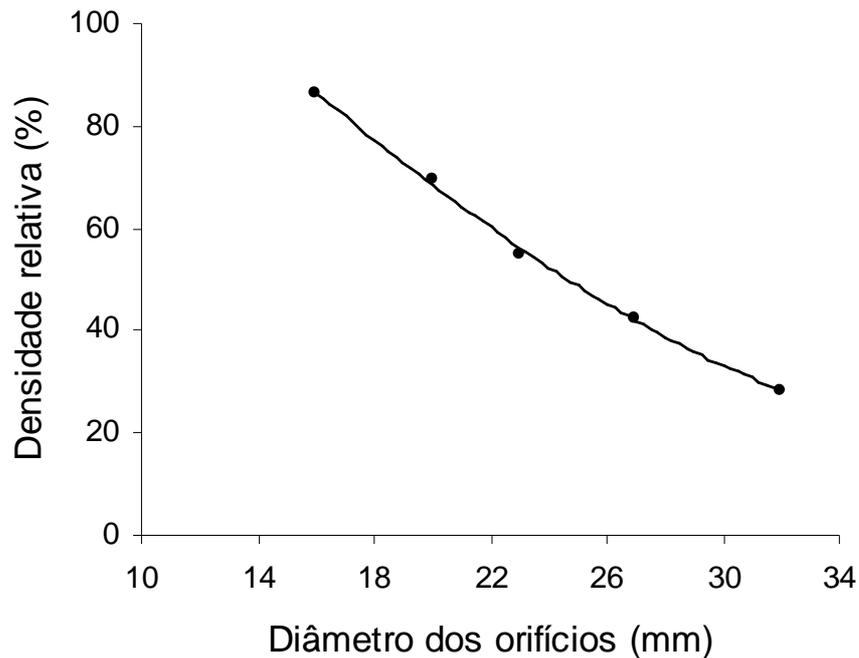


Figura 3.9 Calibração da chuva de areia.

Ensaio Realizados

Inicialmente, pretendia-se realizar ensaios com o DCP para cinco diferentes densidades relativas – entre 20 e 90%. Para cada densidade relativa seriam realizados três ensaios para avaliar a repetibilidade dos resultados.

O primeiro ensaio com DCP realizado se deu no cilindro moldado com a densidade relativa de 86%, onde o solo foi previamente seco em estufa. Ao iniciar o ensaio com o DCP com a mesma ponteira utilizada nos ensaios em campo (ponteira cônica) observou-se a falta de apoio para o penetrômetro, uma vez que o penetrômetro atravessava completamente o cilindro apenas com o peso próprio do equipamento, sem que fossem executados golpes. Com o ocorrido, suspeitou-se que tal fato se deu devido à falta de confinamento vertical e por isso optou-se por realizar o ensaio colocando uma sobrecarga. Então, o cilindro foi moldado novamente com a densidade relativa de 86% e no centro do cilindro foi colocada uma sobrecarga de 50 kg sendo utilizado o espaço ao redor da sobrecarga para a execução do ensaio com o DCP, conforme mostrado na Figura 3.10.



Figura 3.10 Cilindro preenchido de areia e com a sobrecarga.

Neste ensaio ao apoiar o equipamento DCP, observou-se que a profundidade atingida para o assentamento da ponteira foi de 660 mm, ou seja, o cilindro foi quase que totalmente atravessado já que sua altura é de 700 mm. Esse resultado foi bastante diferente do obtido nos ensaios em campo no qual o solo se encontrava com uma densidade relativa de 70%. No campo para uma profundidade de 600 mm eram executados cerca de 12 golpes.

Levando em consideração que os ensaios em campo são realizados com o solo úmido, estando este sujeito a sazonalidade, ou seja, mudanças na umidade do solo, decidiu-se investigar a influência da sucção matricial na resistência à penetração do solo. Para isso, o solo foi moldado seco no cilindro com a densidade relativa de 86% através da técnica da chuva de areia e então foram adicionados 40 litros de água no cilindro. Após cerca de 48 horas, com a ajuda de um trado helicoidal foi extraída do cilindro uma amostra de solo para determinação da umidade em que se encontrava o solo naquele momento. Observou-se que a umidade estava em torno de 2% e então foram realizados os ensaios

penetrométricos. Da mesma maneira que para o solo seco, foi colocada a sobrecarga de 50 kg no centro do cilindro e ao redor desta foram realizados os ensaios penetrométricos. Através do método do frasco de areia, foi verificada a densidade relativa em que se encontrava o solo depois de submetido ao umedecimento e verificou-se que a densidade relativa do solo estava em torno de 88%. A profundidade atingida para o assentamento da ponteira foi igual a 338 mm, ainda muito diferente dos valores obtidos em campo, inviabilizando os ensaios inicialmente pretendidos. Este aspecto será discutido no item 4.1.

3.4 Ensaios realizados com penetrômetro para controle de compactação de aterros

3.4.1 Ensaios em campo

Descrição da obra

Os ensaios em campo nessa fase da pesquisa também foram realizados em uma obra na cidade de Natal-RN onde estavam sendo executados aterros para posterior execução das fundações diretas que consistiam em radiers sobre esses aterros compactados com o uso de placa vibratória. A obra localiza-se no bairro do Planalto, na rua Mira Mangue, 1041. Consiste de um condomínio residencial com quatro torres de quatro pavimentos cada, onde em cada pavimento há oito apartamentos, totalizando em 128 unidades habitacionais. Na Figura 3.11 é apresentada uma vista geral da obra.



Figura 3.11 Vista geral da obra durante a execução do aterro.

Ensaios Realizados

Os ensaios penetrométricos foram realizados em um dos quatro blocos de apartamentos. O aterro compactado tinha dimensões de 30,00 m de comprimento e 17,00 m de largura, sendo então uma área de 510 m². A execução se dava em três camadas de 200 mm cada, totalizando 600 mm. O solo depois de lançado sobre a área destinada ao aterro era umedecido até que uma umidade bastante elevada fosse atingida e então era iniciada a compactação com a utilização de uma placa vibratória.

Foram realizados 50 ensaios penetrométricos na área, cuja distância entre os pontos era de 3,00 m. A locação dos pontos é apresentada no Anexo 3. Os ensaios penetrométricos atingiam a profundidade de 0,60 m e em um ponto próximo, com auxílio do trado helicoidal era obtida uma amostra do solo para determinação do teor de umidade do solo em laboratório através do uso da estufa.

Dois ensaios de frasco de areia, para obtenção da densidade *in situ*, foram realizados. Em um local, entre os pontos de ensaio penetrométrico, cuja localização está mostrada no Anexo 3, realizou-se o primeiro ensaio de frasco de areia, denominado Ponto D. Terminado, no mesmo local, o solo foi escavado até que a

profundidade de 300 mm fosse atingida e o próximo ensaio de frasco de areia, ponto E, foi realizado. Os valores obtidos são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 Valores da densidade *in situ* - Controle de execução de aterros.

	Ponto D	Ponto E
ρ_d (g/cm ³)	1,636	1,663
D_r %	108,06	119,34

3.4.2 Ensaio de laboratório

Os ensaios penetrométricos realizados em laboratório tiveram como finalidade fornecer dados para correlacionar o valor do DPI com a densidade relativa do solo. Sendo assim, foram realizados ensaios com o DCP numa caixa de aço onde o solo era lançado e compactado com o auxílio de uma placa vibratória.

Preparação do ensaio

Para realização dos ensaios penetrométricos utilizou-se uma caixa de aço, com medidas internas de 1,40 x 1,40 x 1,40 m, onde o solo era lançado e compactado com um auxílio de uma placa vibratória. A referida caixa de aço é composta por placas de aço que são unidas por parafusos e para facilitar a realização dos ensaios, optou-se por montar apenas a parte inferior da caixa e assim tendo-se disponível uma altura interna da caixa igual a 700 mm.

Depois do solo ser lançado dentro da caixa, dava-se início a compactação. A Figura 3.12 mostra a placa vibratória utilizada durante a montagem de uma das camadas.



Figura 3.12 Compactação do solo dentro da caixa.

A placa vibratória utilizada foi da marca Wacker, modelo VP-1550 AW. As especificações da placa vibratória estão dispostas na Tabela 3.6 a seguir.

Tabela 3.6 Especificações técnicas da placa vibratória utilizada.

Especificações Técnicas:	
Peso operacional: 86 kg	Motor: Honda a gasolina 4T
Placa base: 500 x 590 mm	Potência: 5,5 CV a 3600 rpm
Força centrífuga: 15 kN	Consumo de combustível: 1,8 l/h
Frequência de vibração: 97 Hz (5800 vpm)	Capacidade do tanque: 3,6 l
Velocidade de avanço (solo): Até 20m/min (23 m/min - asfalto)	Transmissão: Através de correia / Embreagem centrífuga
Rendimento: até 615 m ² /h (686 m ² /h – asfalto)	Aspersor: 7,6 l
Subida em rampa: Até 30%	

A compactação do solo dentro da caixa era feita em duas camadas de 250 mm. Juntamente com a compactação da primeira camada foi executado um lastro de 50 mm que servia apenas para que após atravessar a primeira camada o penetrômetro não atingisse o fundo da caixa, evitando danos ao mesmo. Na Figura 3.13 é apresentado um esquema das espessuras das camadas.

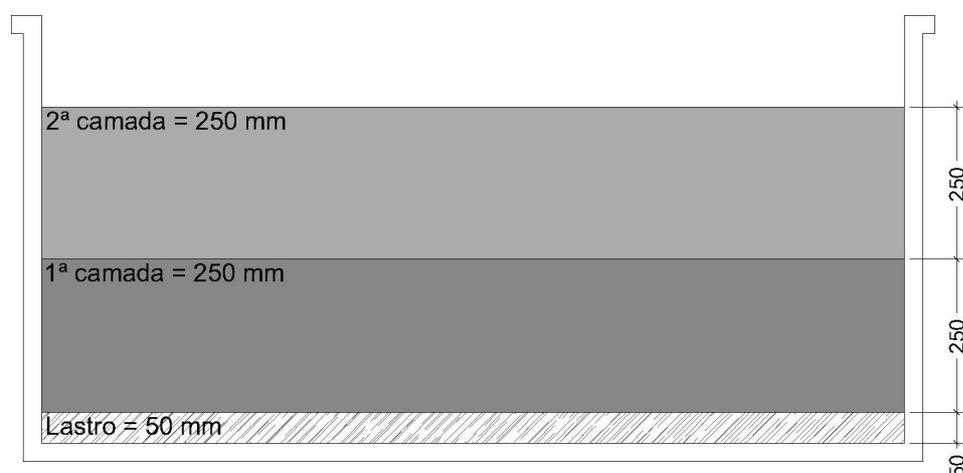


Figura 3.13 Distribuição das camadas de solo na caixa de ensaio.

Para compactar o solo, simulou-se o procedimento de campo e o solo foi preparado com um teor de umidade em torno a 18%, pois esse era aproximadamente o teor de umidade utilizado em campo e o valor para o qual o solo já não retém mais a água adicionada. No entanto, devido a pequenos espaços entre as placas de aço que compõe a caixa, apesar de adicionada a quantidade de água necessária para que o teor de umidade fosse de 18%, ao compactar o solo, parte da água era facilmente expulsa do solo e por isso os ensaios penetrométricos foram realizados estando o solo com o teor de umidade bem abaixo de 18%.

Para realização dos ensaios, primeiramente, foi necessário adotar procedimentos que facilitassem a obtenção da densidade relativa desejada. Para ter noção da quantidade de solo colocada dentro da caixa, preenchia-se um balde com o solo e medindo-se a massa de solo no balde. Como era de conhecimento o volume da camada e a massa específica seca referente à densidade relativa desejada, foi possível obter a massa de solo seco necessária. Então, dividindo a massa total de solo seco pela massa de solo no balde, obtinha-se o número de baldes com solo seco a serem lançados. A Figura 3.14 mostra o solo sendo lançado dentro da caixa de ensaio para posterior compactação.



Figura 3.14 Lançamento do solo dentro da caixa de ensaios.

Na caixa de aço, foram feitas marcações das alturas finais das camadas para que assim, quando a marca fosse atingida, a densidade relativa estaria em torno da previamente calculada, já que a massa de solo para isso foi adicionada. A densidade relativa do solo foi controlada através da determinação do ρ_d através de ensaios do frasco de areia. A Figura 3.15 mostra as marcações feitas na caixa de ensaio e ainda a realização do ensaio do frasco de areia.



Figura 3.15 Execução do ensaio de frasco de areia.

Ensaio realizados

Como o objetivo é correlacionar o valor do DPI com a densidade relativa, foram realizados ensaios penetrométricos na caixa de ensaios estando o solo com diferentes densidades relativas. Para isso, foram realizadas cinco montagens. Na Tabela 3.7 são apresentados os valores de densidade relativa pretendidos.

Tabela 3.7 Montagens e densidades relativas pretendidas.

Montagem	DR (%) pretendida
1ª Montagem	100
2ª Montagem	60
3ª Montagem	80
4ª Montagem	120
3ª Montagem	40

Pretendia-se realizar montagens na caixa de ensaios com diferentes densidades relativas para que fosse possível o estabelecimento de correlações entre o valor do DPI e a densidade relativa do solo

Primeira montagem

Na primeira montagem tentou-se moldar o solo numa densidade relativa em torno de 100%. Após a compactação da primeira camada (300 mm), foram realizados ensaios penetrométricos em três pontos, (M1-P1, M1-P2 e M1-P3), utilizando a ponta cônica descrita anteriormente e ainda três ensaios de frasco de areia (M1-F1, M1-F2 e M1-F3) para conferir a densidade relativa em que o solo se encontrava. Na Figura 3.16 a seguir está a distribuição dos pontos onde foram realizados os ensaios penetrométricos na primeira camada da primeira montagem.

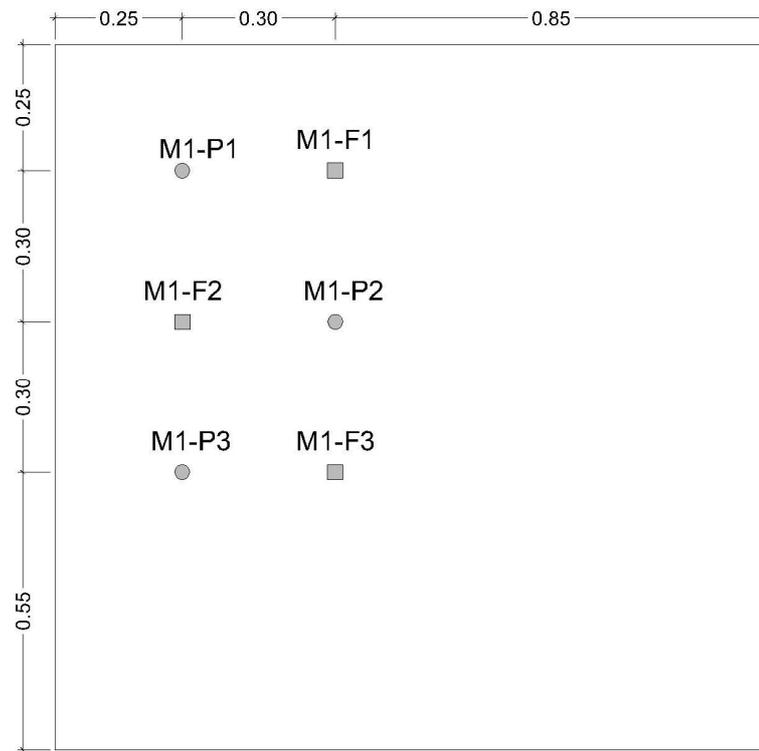


Figura 3.16 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (medidas em m) – 1ª camada – 1ª Montagem.

Em um ponto próximo aos pontos onde foram realizados os ensaios penetrométricos, foram coletadas, com o auxílio do trado helicoidal, amostras de solo para determinação da umidade, tais amostras eram obtidas aproximadamente numa profundidade de 200 mm. Esse procedimento foi repetido para todos os pontos de ensaio penetrométrico. Na Figura 3.17 é possível observar a obtenção das amostras para determinação da umidade.



Figura 3.17 Coleta da amostra para determinação do teor de umidade.

Terminados os ensaios na primeira camada, procedeu-se ao lançamento do solo e compactação da segunda camada (250 mm). Na segunda camada, da mesma forma que na primeira camada, logo depois de terminada a compactação foram realizados dois ensaios penetrométricos com a ponta cônica (M1-P4 e M1-P5) e mais um ensaio penetrométrico (M1-P6) onde utilizou-se uma ponta de base circular ($D=28,7\text{mm}$). A Figura 3.18 mostra a realização de ensaios penetrométricos.



Figura 3.18 Execução dos ensaios penetrométricos.

Foram também realizados dois ensaios com o frasco de areia (M1-F4 e M1-F5) para o controle da densidade relativa. . Na Figura 3.19 está a distribuição dos pontos onde foram realizados os ensaios penetrométricos na segunda camada da primeira montagem.

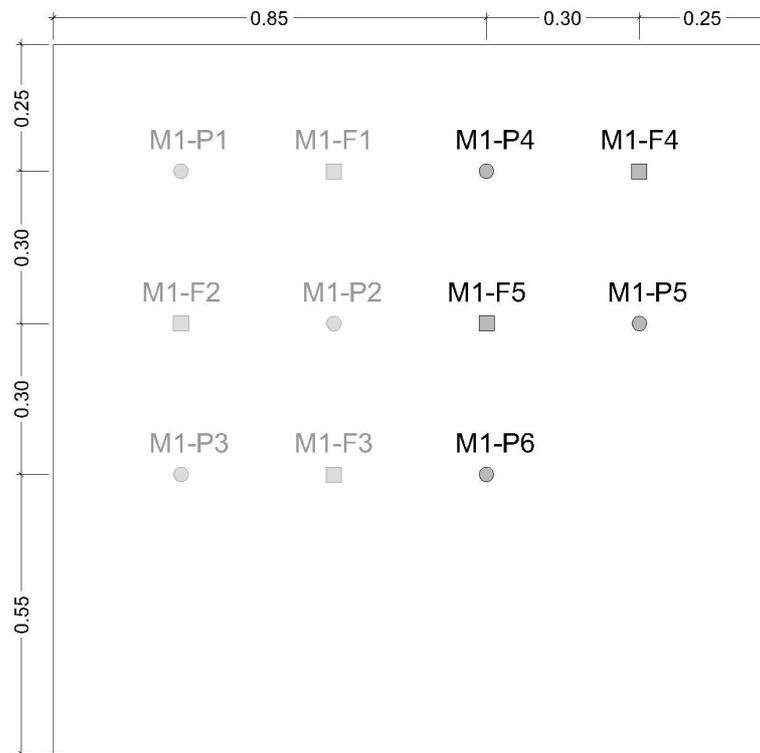


Figura 3.19 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (medidas em m) – 2ª camada – 1ª Montagem.

Com o intuito de avaliar a influência da secagem do solo no valor do DPI, foram realizados ensaios penetrométricos com a ponta cônica, em outros pontos da caixa 48, 72 e 120 horas após a compactação. Na Tabela 3.8 são apresentados os pontos de ensaio penetrométricos realizados e ainda o tempo após a compactação.

Tabela 3.8 Ensaio penetrométricos realizados para avaliar o efeito da secagem natural do solo.

Ponto de ensaio penetrométrico	Tempo após a compactação – horas
M1-P7	48
M1-P8	
M1-P9	72
M1-P10	
M1-P11	120
M1-P12	

Dois ensaios com o frasco de areia (M1-F6 e M1-F7) foram ainda realizados para determinação da densidade relativa. Na Figura 3.20 encontra-se a disposição dos ensaios na caixa.

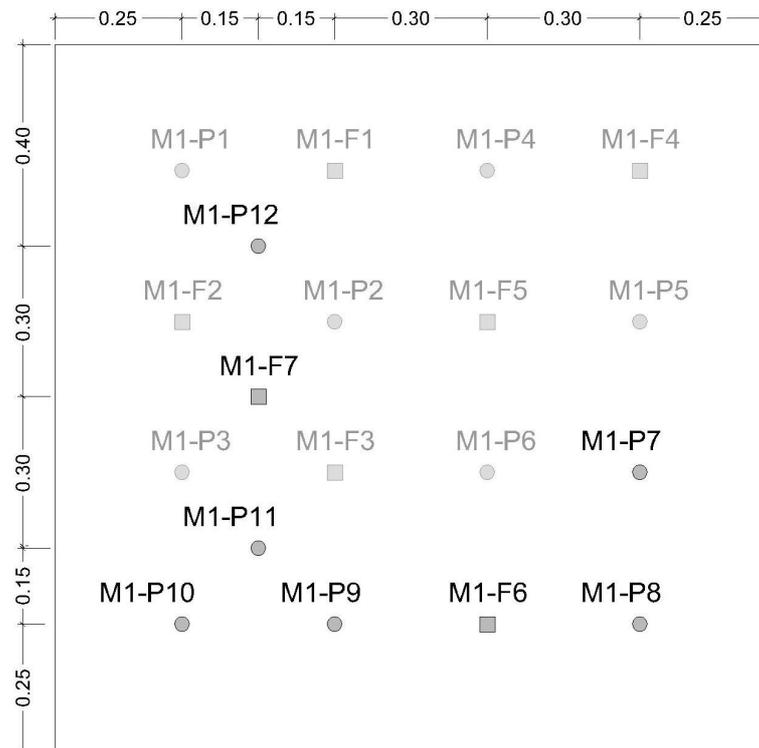


Figura 3.20 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (ensaios para avaliar a influência da secagem – medidas em m) – 2ª camada – 1ª Montagem.

Cerca de sete dias após a compactação da segunda camada foram realizados mais três ensaios penetrométricos para avaliar o efeito da secagem natural do solo e mais três para avaliar o efeito da inundação. A Tabela 3.9 e a Figura 3.21 mostram os pontos de ensaio penetrométrico e a disposição, respectivamente.

Tabela 3.9 Ensaios penetrométricos realizados para avaliar o efeito da secagem natural do solo e da inundação.

Ponto de ensaio penetrométrico	Efeito a ser analisado
M1-P13	Secagem
M1-P14	
M1-P15	
M1-P16	Inundação
M1-P17	
M1-P18	

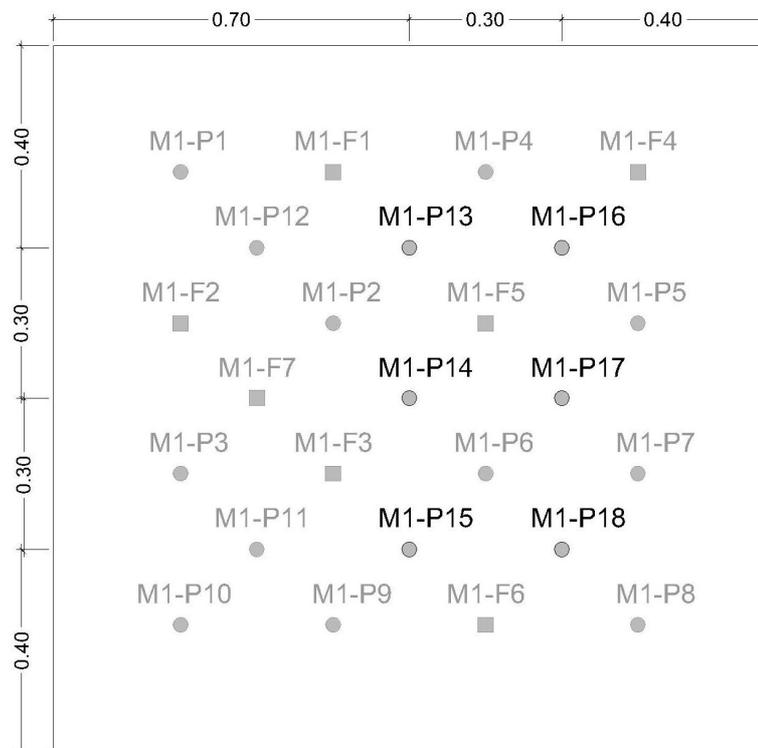


Figura 3.21 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (ensaios para avaliar a influência da secagem e da inundação – medidas em m) – 2ª camada – 1ª Montagem.

Para realização dos pontos com o solo inundado, foi utilizado um colar do molde do ensaio modificado de Proctor ($D=152,3$ mm) que era colocado no ponto onde seria realizado o ensaio e então era preenchido por água com o auxílio de uma mangueira. Formava-se então uma lâmina d'água, interrompia-se a colocação da água até que infiltrasse completamente. O procedimento era repetido por três vezes e cerca de 30 minutos depois da infiltração executava-se o ensaio penetrométrico. No caso dos ensaios realizados com o solo na situação mais seca possível e inundados, a umidade foi determinada a cada 100 mm de profundidade. Na Figura 3.22 é mostrada a execução da inundação do solo com uso do colar do molde do ensaio modificado de Proctor.



Figura 3.22 Detalhe do colar do cilindro grande de Proctor utilizado para limitar a área para colocação da água.

Demais montagens – Segunda, Terceira e Quarta

Nos ensaios seguintes os procedimentos foram praticamente os mesmos, mudando apenas o número de passadas da placa vibratória. Sendo assim tem-se:

Primeira camada

O solo foi lançado e em seguida compactado. O número de passada da placa vibratória em cada uma das montagens consta na Tabela 3.10 a seguir.

Tabela 3.10 Número de passadas da placa vibratória em cada uma das três montagens – 1ª camada.

Segunda montagem:	1 passada
Terceira montagem:	2 passadas
Quarta montagem:	6 passadas

Na segunda, terceira e quarta montagem foram realizados três ensaios penetrométricos e três ensaios de frasco de areia na primeira camada. Como a distribuição dos pontos na caixa era a mesma para as três montagens, para facilitar o entendimento, resolveu-se adotar as seguintes nomenclaturas:

Mx-Py para ensaios penetrométricos;

Mx-Fy para ensaios de frasco de areia;

Onde

M = Montagem;

x = Número da montagem;

P = Ponto de ensaio penetrométrico;

F = Ponto de ensaio de frasco de areia;

y = Número do ensaio penetrométrico ou frasco de areia.

Na Tabela 3.11 a seguir está a identificação dos pontos ensaiados em cada uma das três montagens.

Tabela 3.11 Pontos ensaiados na segunda, terceira e quarta montagem– 1ª camada.

Montagem	Penetrométrico	Frasco de areia
Segunda	M2-P1, M2-P2 e M2-P3	M2-F1, M2-F2 e M2-F3
Terceira	M3-P1, M3-P2 e M3-P3	M3-F1, M3-F2 e M3-F3
Quarta	M4-P1, M4-P2 e M4-P3	M4-F1, M4-F2 e M4-F3

A disposição dos pontos na caixa encontra-se na Figura 3.23 a seguir.

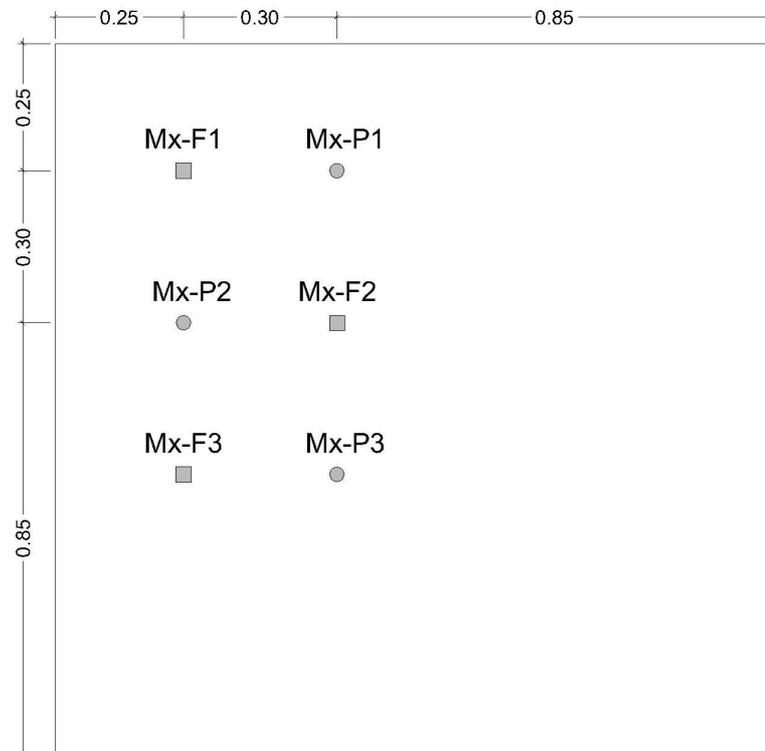


Figura 3.23 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios – 1ª camada – 2ª, 3ª e 4ª Montagem.

Segunda camada

O número de passada da placa vibratória em cada um das montagens consta na Tabela 3.12 a seguir.

Tabela 3.12 Número de passadas da placa vibratória em cada uma das três montagens – 2ª camada.

Segunda montagem:	1 passada
Terceira montagem:	2 passadas
Quarta montagem:	5 passadas

Na segunda, terceira e quarta montagem foram realizados três ensaios penetrométricos e três ensaios de frasco de areia na segunda camada. Na Tabela 3.13 a seguir está a identificação dos pontos ensaiados em cada um das três montagens.

Tabela 3.13 Pontos ensaiados na segunda, terceira e quarta montagem– 2ª camada.

Montagem	Penetrométrico	Frasco de areia
Segunda	M2-P4, M2-P5 e M2-P6	M2-F4, M2-F5 e M2-F6
Terceira	M3-P4, M3-P5 e M3-P6	M3-F4, M3-F5 e M3-F6
Quarta	M4-P4, M4-P5 e M4-P6	M4-F4, M4-F5 e M4-F6

A disposição dos pontos na caixa encontra-se na Figura 3.24 a seguir.

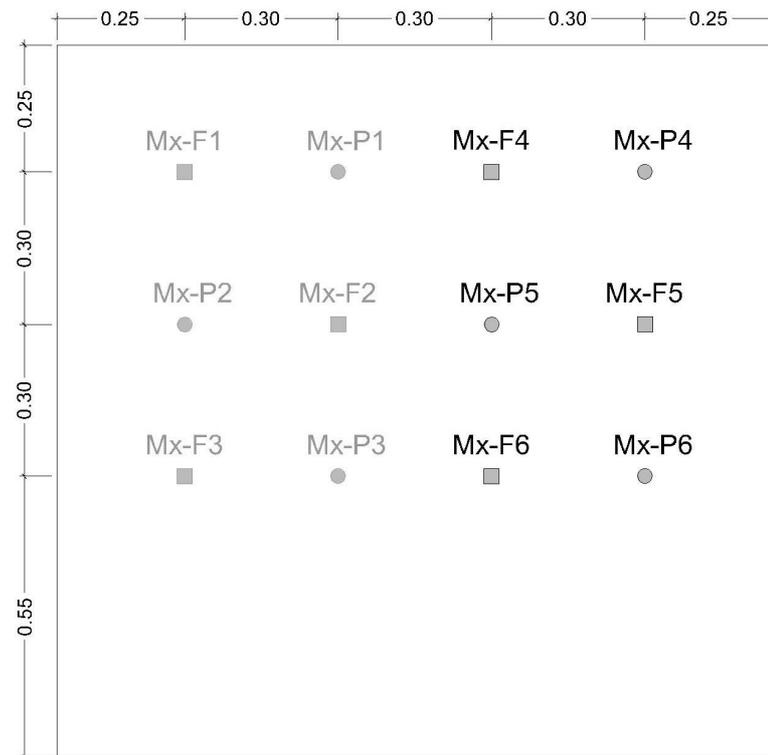


Figura 3.24 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios – 2ª camada – 2ª, 3ª e 4ª Montagem.

Cerca de 48 horas após a compactação da segunda camada, foram executados alguns ensaios penetrométricos e de frasco de areia. Na Tabela 3.14 a seguir está a identificação dos pontos ensaiados em cada um das três montagens.

Tabela 3.14 Pontos ensaiados na segunda, terceira e quarta montagem– 2ª camada (após 48 horas).

Montagem	Penetrométrico		Frasco de areia
	Secos	Inundados	
Segunda	M2-P7, M2-P8, M2-P9 e M2-P10		M2-F7 e M2-F8
Terceira	M3-P7, M3-P8, M3-P9 e M3-P10	M3-P11, M3-P12, M3-P13 e M3-P14	M3-F7, M3-F8, M3-F9 e M3-F10
Quarta	M4-P7, M4-P8, M4-P9 e M4-P10	M4-P11, M4-P12, M4-P13 e M4-P14	M3-F7, M3-F8, M3-F10 e M3-F11

A disposição dos pontos na caixa encontra-se na Figura 3.25 a seguir.

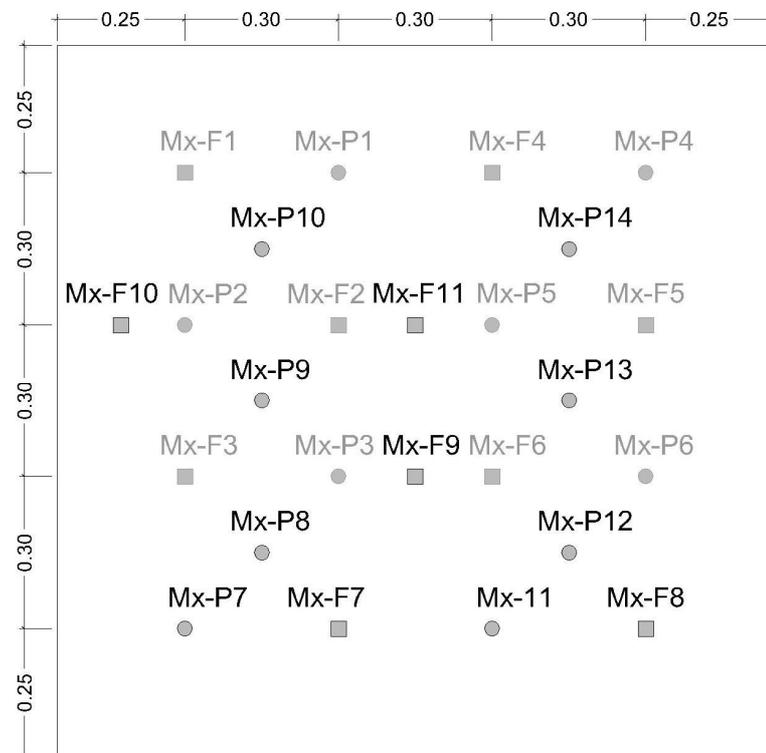


Figura 3.25 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (ensaios para avaliar a influência da secagem e da inundação – medidas em m) – 2ª camada – 2ª, 3ª e 4ª Montagem.

Quinta montagem

Neste ensaio desejava-se que uma densidade relativa de 40% fosse atingida. No entanto, observou-se que ao lançar o solo e espalhá-lo dentro da caixa, a quantidade de solo colocada praticamente atingia a altura final prevista para a camada após a compactação. Então o solo foi apenas nivelado dentro da caixa, sem a utilização da placa para compactação. Ao realizar o primeiro ensaio penetrométrico verificou-se que o penetrômetro atravessava toda a camada (250 mm) somente com o seu peso próprio. Foram então realizados quatro ensaios de frasco de areia (M3-F1, M3-F2, M3-F3 e M3-F4) para verificar a densidade relativa em que o solo estava. A disposição dos ensaios de frasco de areia encontra-se na Figura 3.26

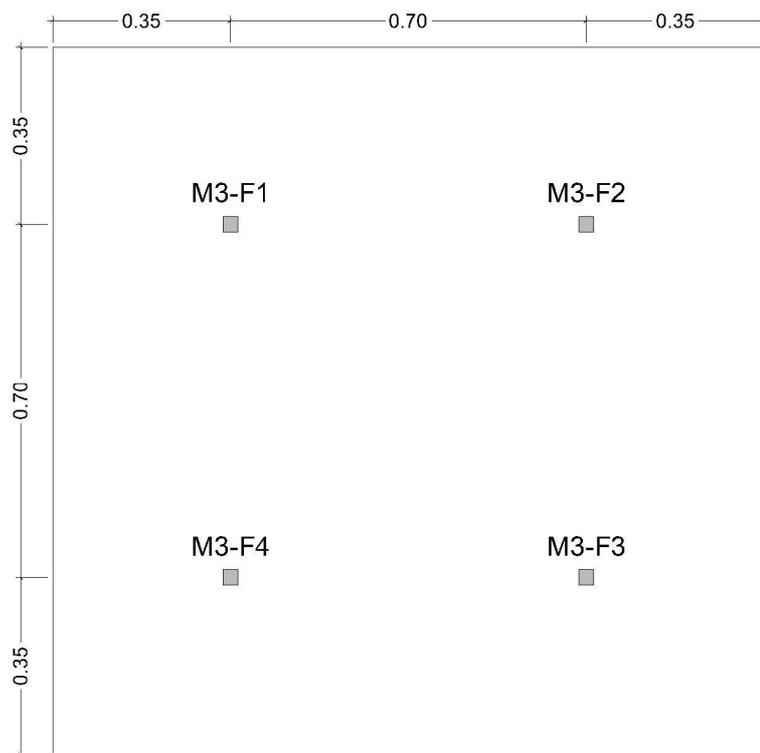


Figura 3.26 Distribuição dos pontos na caixa de ensaios (medidas em m) – 1ª Camada – 3ª Montagem.

CAPÍTULO 4

Apresentação e análise dos resultados

4.1 Ensaio realizado para execução de fundações diretas

Conforme mencionado no item 3.3.2, o solo foi preparado num cilindro através da técnica da chuva de areia para que ensaios penetrométricos fossem realizados com diferentes densidades relativas, que variariam de 20 a 90%. Ao preparar o solo no cilindro com a densidade relativa de 86% tentou-se realizar ensaios penetrométricos, os quais não forneceram leituras. Com o intuito de obter resultados, foi aplicada uma sobrecarga de 50 kg sobre o solo, onde se esperava que devido ao aumento do confinamento aumentasse a resistência à penetração do solo, no entanto, não houve alterações consideráveis.

Investigou-se então a influência da secagem natural do solo, onde depois de preparado com a técnica da chuva de areia, o solo foi umedecido e o ensaio penetrométrico realizado cerca de 48 horas após o umedecimento. Nessa tentativa utilizou-se também a sobrecarga e a profundidade atingida para o assentamento da ponteira cônica foi de 338 mm. Nessa tentativa, mesmo permitindo o assentamento da ponta cônica, observou-se que esse valor difere bastante dos valores obtidos em campo. Na obra, para atingir uma profundidade de 600 mm são necessários cerca de 12 golpes, resultado esse bem diferente dos obtidos em laboratório, onde não era possível sequer apoiar a ponta cônica no solo.

Na Tabela 4.1 são apresentados de forma resumida os aspectos analisados e os dados obtidos.

Tabela 4.1 Valores de assentamento da ponteira cônica nos ensaios no cilindro.

D _r %	Teor de umidade (%)	Sobrecarga (kg)	Assentamento (mm)
86	0	0	700
	0	50	660
88	2	50	338

Os resultados apresentados na Tabela 4.1 mostraram que seria inviável a realização dos ensaios penetrométricos em laboratório, uma vez que mesmo para altas densidades relativas não foi possível a obtenção de leituras do DCP.

Os ensaios penetrométricos realizados no cilindro depois de comparados ao obtidos em campo revelaram a dificuldade de reprodução em laboratório das condições de campo, mesmo com o controle do índice de vazios dos corpos de prova. Tal fato deve-se possivelmente à diferença entre os valores de tensão horizontal em laboratório e na obra em função de um sobre-adensamento do solo campo.

Com relação aos ensaios realizados na obra, em quatro cavas, foram realizados cinco ensaios penetrométricos onde o solo encontrava-se com densidade relativa em torno de 70% e teor de umidade de 2%.

Nas Figura 4.1 a Figura 4.4 são apresentadas as curvas de número de golpes *versus* profundidade obtidas a partir da realização dos ensaios penetrométricos nas cavas e na Tabela 4.2 são apresentados os valores de DPI médio obtidos para cada uma das cavas bem como o desvio padrão.

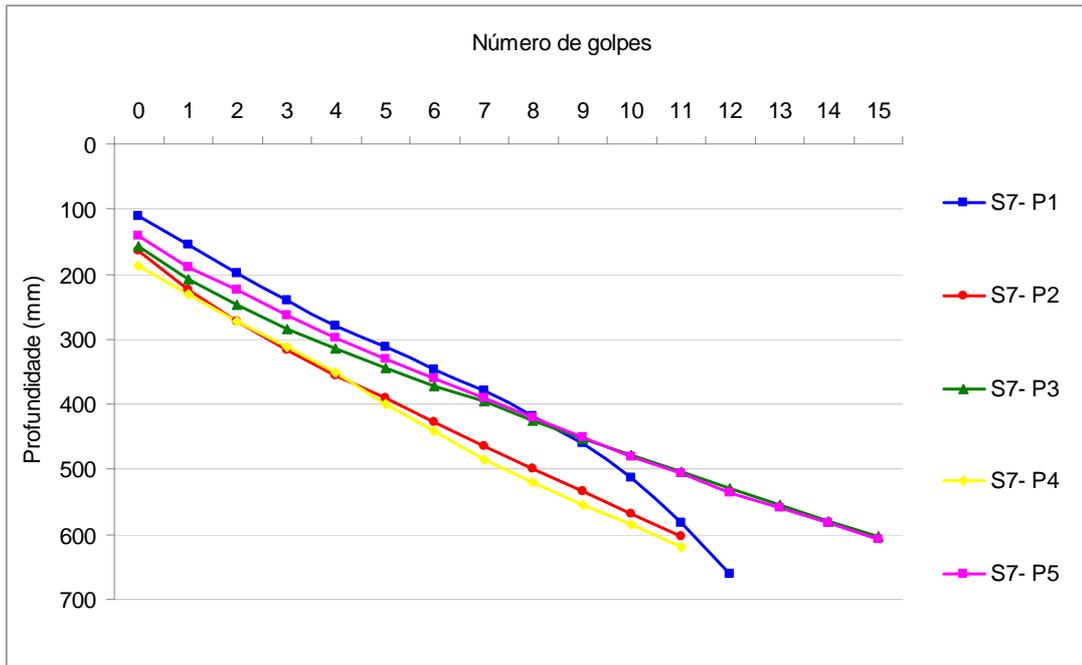


Figura 4.1 Curvas número de golpes *versus* profundidade – Sapata 7.

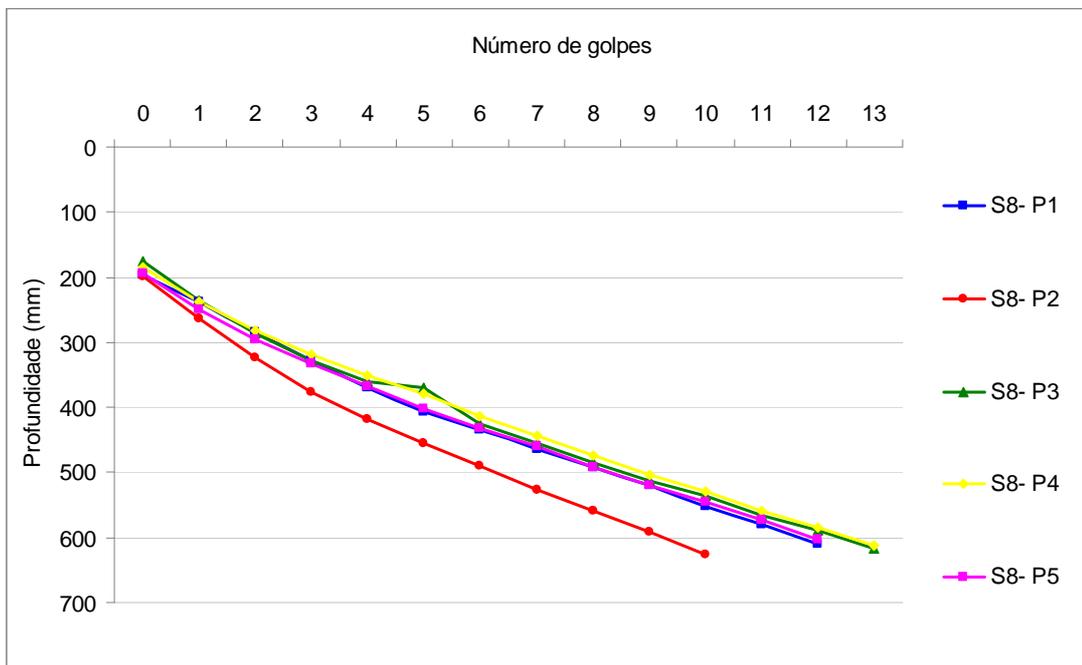


Figura 4.2 Curvas número de golpes *versus* profundidade – Sapata 8.

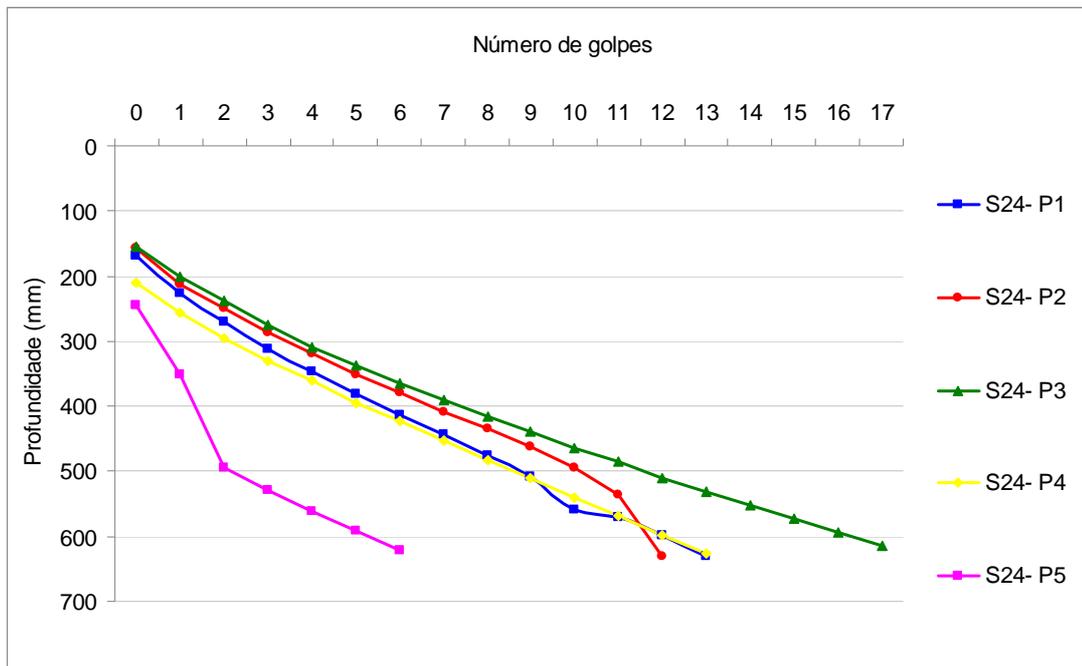


Figura 4.3 Curvas número de golpes *versus* profundidade – Sapata 24.

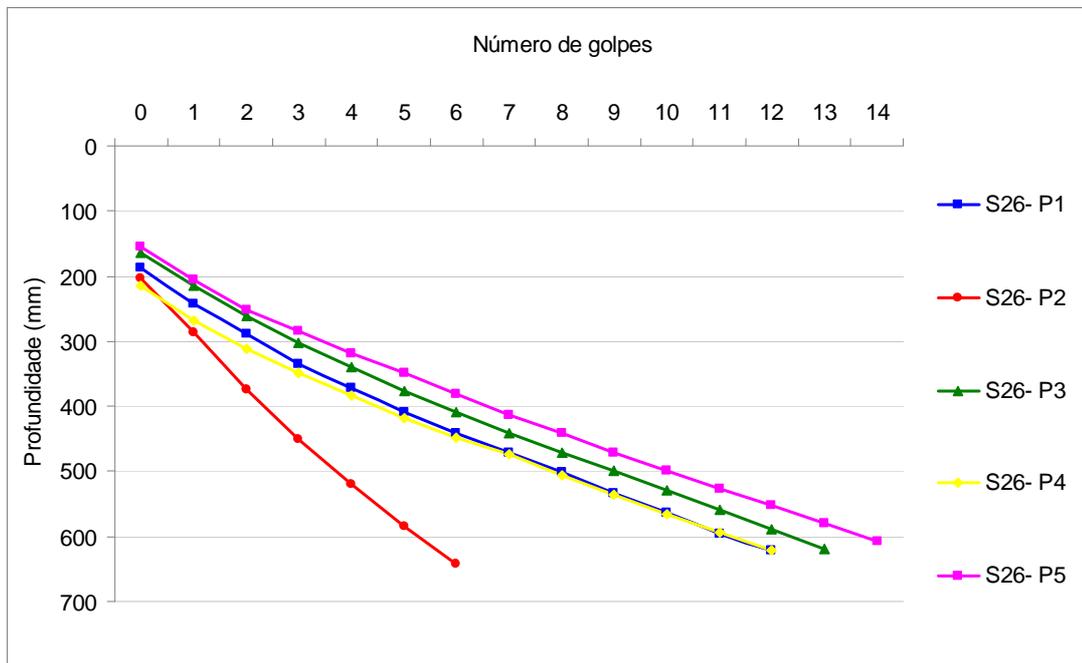


Figura 4.4 Curvas número de golpes *versus* profundidade – Sapata 26.

Tabela 4.2 Valores de DPI médio e desvio padrão para cada uma das cavas.

Sapata	DPI (médio)	Desvio padrão (%)	Coefficiente de variação (%)
S7	33,22	6,36	19,14
S8	30,97	2,97	9,59
S24	32,80	8,01	24,42
S26	36,04	13,07	36,28

Analisando as curvas obtidas observa-se que há certa dispersão. Na Figura 4.1, referente à sapata 7, o ponto 1 apresenta uma mesma tendência que os demais até a profundidade de 400 mm a partir da qual muda de comportamento, indicando, provavelmente, que foi atingida uma camada de resistência inferior. As demais curvas, referentes aos pontos 2, 3, 4 e 5, não mudam de comportamento ao longo da profundidade de 600 mm. Observam-se dois comportamentos distintos para os demais pontos. Os pontos 2 e 4 apresentam curvas praticamente idênticas e por consequência valores de DPI bem próximos, 34,45 e 35,27 mm/golpe, respectivamente. Já os pontos 3 e 5 apresentam comportamento similares entre si, e valores de DPI de 26,40 e 27,80 mm/golpe respectivamente. As curvas dos pontos 2 e 4 apresentam maiores valores de DPI e com isso no gráfico estão deslocadas para baixo e para a esquerda, uma vez que para uma mesma profundidade, apresentam menor número de golpes.

Nas sapatas 8 e 26, as curvas apresentadas na Figura 4.2 e 4.4 respectivamente, apresentam uma tendência na sua maioria. No entanto, a curva referente ao ponto 2 das duas sapatas, encontra-se deslocada para baixo e para esquerda e consequentemente possui maior valor de DPI. No caso da sapata 8, o ponto 2 apresenta DPI igual a 36,10 mm/golpe e o DPI médio é igual a 30,97 mm/golpe. Na sapata 26, a variação é ainda maior, onde o ponto 2 apresenta DPI de 59,33 mm/golpe e o DPI médio é de 36,04 mm/golpe.

No caso da sapata 24, as curvas dos pontos de ensaio penetrométrico apresentam grande dispersão. Observa-se que os pontos 2 e 5 mudam de

comportamento quando a profundidade de 500 mm é atingida. Além disso, o ponto 5 apresenta comportamento bem distinto dos demais, onde o DPI é de 45,33 mm/golpe e o DPI médio é igual a 32,80 mm/golpe.

Devido à repetibilidade da maioria dos pontos, conclui-se que nos pontos onde o DPI difere-se bastante da média ocorre a presença de uma camada de diferente resistência, possivelmente pela presença de outro material.

Com isso, é possível perceber a eficácia do DCP na identificação de camadas menos resistentes nos subsolos, no entanto, dentro das limitações pertinentes ao equipamento. Apresenta-se então como um equipamento apropriado para a inspeção das cavas quando comparado ao procedimento da cravação de uma barra de aço no solo, como mencionado por Tsuha (2003). Traçadas as curvas de números de golpes *versus* profundidade é possível perceber pontos de menor resistência alertando o projetista quanto à necessidade de atenção especial a tais pontos.

Uma característica do ensaio com o DCP é que a sua realização não atrapalha o andamento da obra, por ser um ensaio rápido e não destrutivo. Tal característica é bastante importante diante do fato de que os prazos para a construção das obras têm a cada dia mais diminuído e sendo assim métodos rápidos e eficazes apresentam maior possibilidade de aceitação.

Para utilizar o DCP como ferramenta de inspeção das cavas, sugere-se que seja aberta uma cava próximo à um ponto de ensaio SPT, realiza-se ensaios penetrométricos que serviram de referência. Então nas cavas onde serão executados os elementos de fundação são realizados ensaios com o DCP que devem ser comparados àqueles na cava de referência. Sendo assim, curvas de número de golpes *versus* profundidade que diferem bastante do ensaio de referência devem ser analisados com maior atenção.

Na Tabela 4.3 a seguir são apresentados os valores de N obtidos a partir dos perfis de sondagem disponíveis, na profundidade de 2,00 m e que se localizavam próximo à região das sapatas.

Tabela 4.3 Valores de SPT médio.

Ponto	SPT (médio)	Desvio padrão (%)	Coefficiente de variação (%)
SP01	5	0,58	12,83
SP02	4		
SP03	4		
SP07	5		

Comparando os valores de coeficiente de variação obtidos para o ensaio com o DCP e o com o SPT observa-se que o SPT apresenta variabilidade bem inferior, onde o coeficiente de variação é igual a 12,83 e para o ensaio com o DCP é em torno de 22,36 (médias das quatro cavas). O valor do coeficiente de variabilidade obtido para o ensaio SPT é superior somente ao obtido com o DCP na sapata 08.

4.2 Ensaios realizados para controle de compactação de aterros

4.2.1 Ensaios em laboratório

Durante a realização dos ensaios penetrométricos na caixa de ensaios, conforme mencionado anteriormente, foi determinado também o teor de umidade e a densidade relativa do solo para permitir a análise dos dados e posteriormente o estabelecimento de correlações.

Para análise dos resultados é necessário que para cada ensaio penetrométrico esteja associado um valor de densidade relativa e teor de umidade. Os teores de umidade foram obtidos para cada um dos ensaios penetrométricos, em pontos próximos (conforme descrito no item 3.1.1). No caso dos valores de densidade relativa foi necessária uma análise dos valores obtidos nos ensaios de frasco de areia.

4.2.1.1 Determinação da densidade relativa nas montagens

Ao realizar os ensaios de frasco de areia na caixa de ensaios notou-se variação na densidade relativa do solo numa mesma montagem. Sendo assim, foi necessário o estabelecimento de critérios para determinação da densidade relativa em cada um dos pontos de ensaio penetrométrico (Mx-Py). Os valores de densidade relativa obtidos a partir dos ensaios de frasco de areia são apresentados no Anexo 4.

Para cada uma das montagens, exceto quinta montagem, foi calculado um valor médio da densidade relativa em cada uma das duas camadas. A partir do valor médio obtido considerou-se uma tolerância de $\pm 10\%$, obtendo então um intervalo. Foi analisado em seguida se os valores de densidade relativa que deram origem ao valor médio estavam dentro desse intervalo. Os valores de densidade relativa que não estavam dentro do intervalo eram descartados e então o valor médio da densidade relativa e o intervalo eram recalculados. O procedimento se dava até que o critério fosse atendido e todos os valores de densidade relativa considerados estivessem dentro do intervalo. Na Tabela 4.4 a seguir são apresentados os valores médios de densidade relativa do solo obtidos para cada camada das quatro montagens.

Tabela 4.4 Valores de densidade relativa do solo obtidos a partir do cálculo da densidade relativa média em cada umas das montagens.

Montagem	Camada	Frascos de areia considerados	Máximo (%)	Médio (%)	Mínimo (%)
1 ^a	1 ^a	$(F1+F2+F3)/3$	100	91	82
	2 ^a	$(F4+F5+F7)/3$	107	98	88
2 ^a	1 ^a	$(F1+F3)/2$	62	56	50
	2 ^a	$(F5+F6-F7)/2$	62	57	51
3 ^a	1 ^a	$(F1+F3)/2$	58	53	48
	2 ^a	$(F4+F5+F6+F8+F10)/2$	97	88	80
4 ^a	1 ^a	$(F1+F2+F3)/3$	141	128	115
	2 ^a	$(F4+F5+F6+F7+F10)/3$	111	101	91

Na terceira e quarta montagem, nota-se que há bastante variação entre o valor de densidade relativa da primeira e segunda camada, com isso, optou-se por descartar tais valores.

A partir daí para cada um dos pontos de ensaio penetrométrico Mx-Py foi atribuído um valor de densidade relativa a partir da média das densidades relativas obtidas em ponto de ensaio de frasco de areia próximos. Assim, pontos de ensaio penetrométrico que não estavam próximos a pontos de ensaio de frasco de areia foram descartados afim de aumentar a confiabilidade dos resultados. Os valores de densidade relativa obtidos são apresentados nas Tabela 4.5 e Tabela 4.6 a seguir.

Tabela 4.5 Valores de densidade relativa do solo considerado em cada um dos pontos de ensaio penetrométrico – 1ª Montagem.

	Ponto do ensaio penetrométrico	Pontos de frasco de areia considerados para o cálculo da densidade relativa	Densidade Relativa do ponto de ensaio penetrométrico (%)
1ª Camada	M1-P1	$(F1+F2)/2$	88
	M1-P2	$(F1+F2+F3)/3$	91
	M1-P3	$(F2+F3)/2$	91
2ª Camada	M1-P4	$(F4+F5)/2$	95
	M1-P5	$(F4+F5)/2$	95
	M1-P6	F5	94
Secos	M1-P11	F7	104
	M1-P12	F7	104
	M1-P13	F5	94
	M1-P14	$(F5+F7)/2$	99
Inundados	M1-P16	$(F4+F5)/2$	95
	M1-P17	F5	94

Tabela 4.6 Valores de densidade relativa do solo considerado em cada um dos pontos de ensaio penetrométrico – 2ª Montagem.

	Ponto do ensaio penetrométrico	Pontos de frasco de areia considerados para o cálculo da densidade relativa	Densidade Relativa do ponto de ensaio penetrométrico (%)
1ª Camada	M2-P1	F1	59
	M2-P2	$(F1+F3)/2$	56
	M2-P3	F3	53
2ª Camada	M2-P4	F5	57
	M2-P5	$(F5+F6)/2$	60
	M2-P6	F6	60
Secos	M2-P7	F7	51
	M2-P8	F7	51

4.2.1.2 Curvas de número de golpes *versus* profundidade

Nas Figura 4.5 a Figura 4.8 são apresentados as curvas de número de golpes *versus* profundidade obtidas a partir da realização dos ensaios penetrométricos. As curvas evidenciam a influência exercida pela densidade relativa na resistência à penetração do solo e mostram ainda a repetibilidade do ensaio. Sendo assim, os gráficos mostrados a seguir agrupam pontos de ensaio penetrométrico numa mesma montagem e camada.

Os dados que deram origem a esses gráficos são apresentados no Anexo 5.

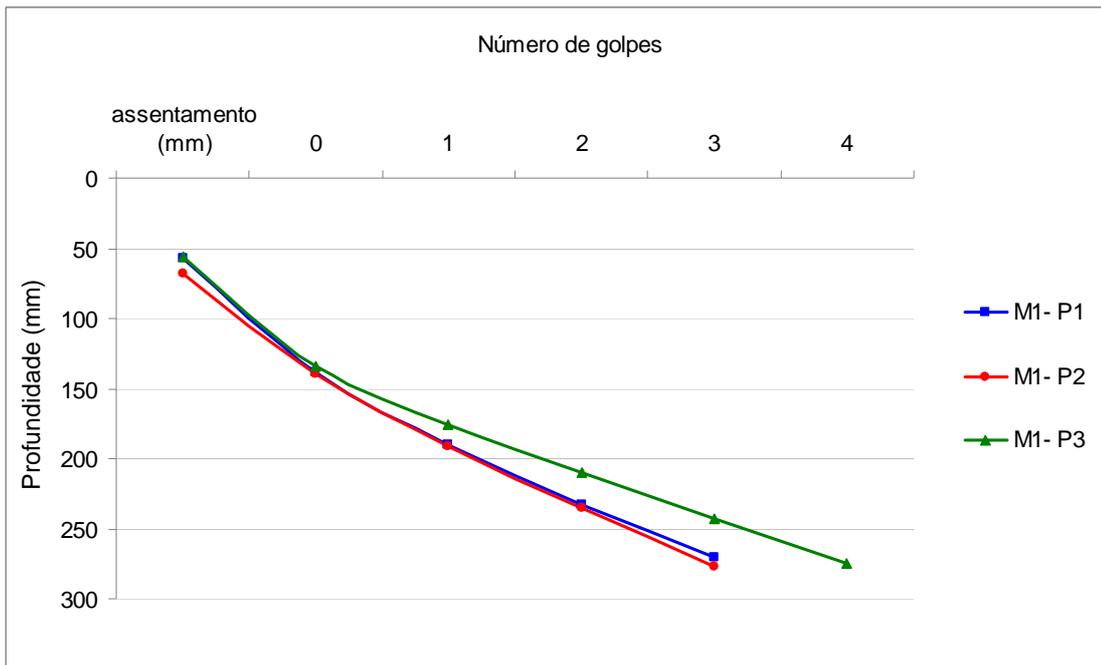


Figura 4.5 Curva número de golpes *versus* profundidade – 1ª camada (1ª Montagem).

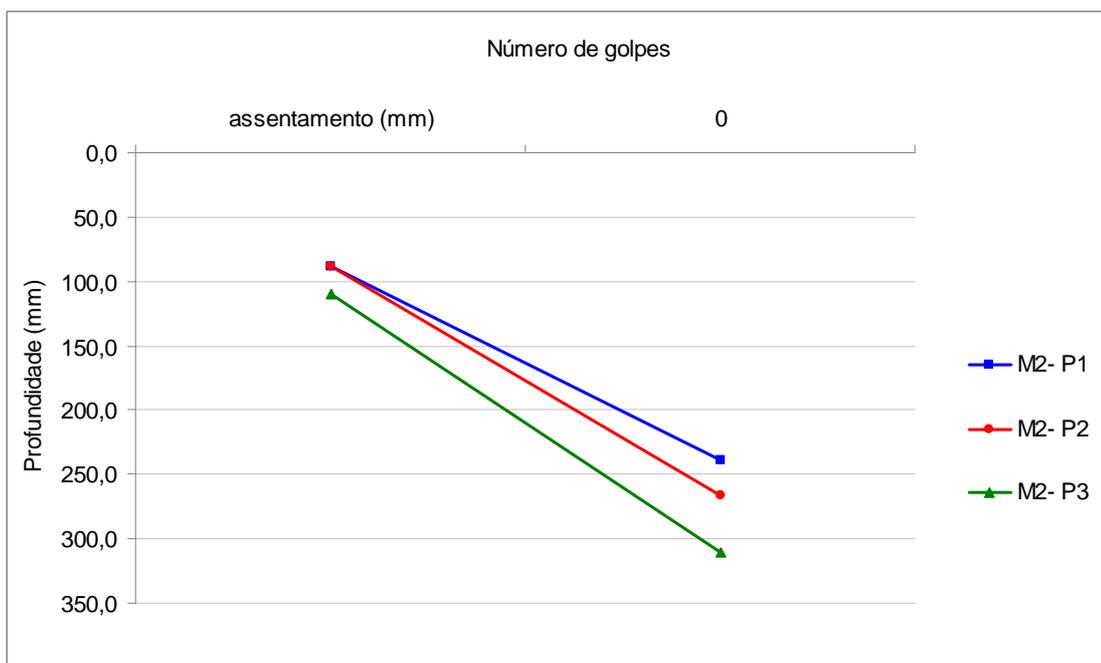


Figura 4.6 Curva número de golpes *versus* profundidade – 1ª camada (2ª Montagem).

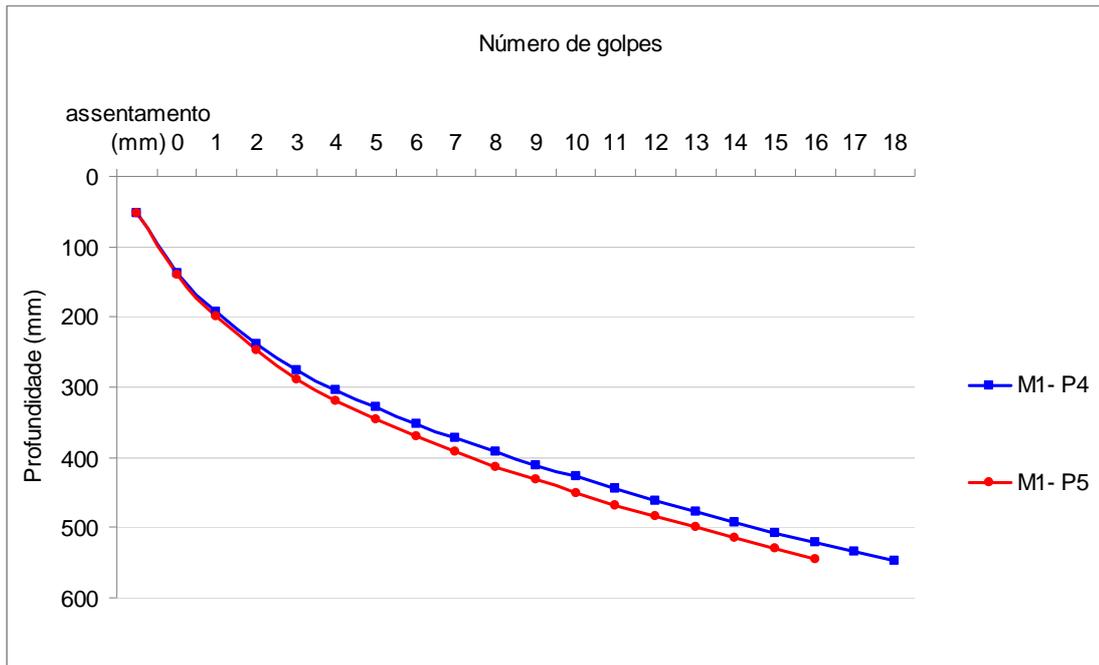


Figura 4.7 Curva número de golpes *versus* profundidade – 2ª camada (1ª Montagem).

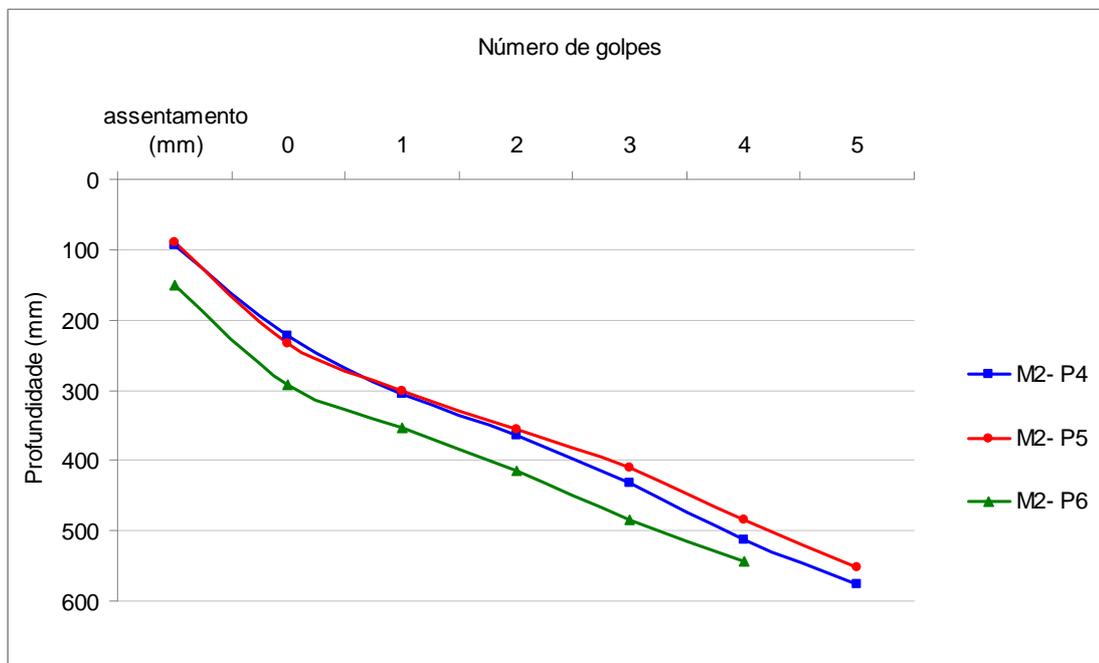


Figura 4.8 Curva número de golpes *versus* profundidade – 2ª camada (2ª Montagem).

É importante destacar que na 2ª montagem, apesar de apresentar densidade relativa consideravelmente inferior a dos ensaios no cilindro, foi possível a realização dos ensaios com o DCP. Isso ocorre devido à forma como o solo foi preparado. Nas montagens na caixa de ensaios o solo foi compactado gerando um aumento da tensão lateral, sendo esse um aspecto que geralmente não é considerado, Massarsch (2002). Fellenius and Massarsch (2001) apud Massarsch (2002) em sua pesquisa, perceberam que após a compactação vibratória a relação entre o coeficiente de empuxo do solo no repouso depois e antes da compactação é igual a 2, mostrando então o aumento da tensão horizontal.

Geralmente, o coeficiente do solo no repouso é dado pela Equação 4.1, de Jaky:

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (4.1)$$

K_0 = Coeficiente do solo no repouso;

Φ = Ângulo de atrito interno do solo.

No entanto, Sherif et al (1984) apud Chen e Fang (2008), afirmam que a equação de Jaky gera bons resultados para aterros de areia fofa. Quando o aterro é compactado ou vibrado para o aumento da densidade relativa, a magnitude da tensão em repouso aumenta.

4.2.1.3 Influência do teor de umidade na resistência à penetração do solo

Na Tabela 4.7 mostrada a seguir estão valores de DPI e teor de umidade de alguns pontos com densidade relativa em torno de 98%.

Tabela 4.7 Valores de Umidade e DPI de ensaios penetrométricos com densidade relativa de aproximadamente 98%.

	Umidade (%)					DPI (mm/golpe)
	Profundidade (mm)					
	100	200	300	400	500	
M1-P12		4,2				20,19
M1-P11		4,8				19,44
M1-P13	3,6	5,1	5,9	7,0	9,6	23,77
M1-P14	4,6	5,4	6,2	7,4	10,2	25,00
M1-P5	-	6,2	-	-	-	23,15
M1-P4		6,9				20,93
M1-P16	7,2	7,3	7,4	9,8	18,4	24,08
M1-P17	8,3	8,4	8,5	10,9	14,9	26,00

Na tabela apresentada, os valores dos teores de umidade para a profundidade de 200 mm foram ordenados de forma crescente para que assim facilitasse a análise dos dados e o possível estabelecimento de correlações entre os parâmetros apresentados.

Na Tabela 4.7 observa-se que valores de DPI aproximadamente iguais são obtidos para ensaios penetrométricos com diferentes teores de umidade. Como exemplo disso, tem-se os pontos do ensaio penetrométrico M1-P13 e M1-P16 que apresentam DPI em torno de 24mm/golpe e, no entanto, encontravam-se com teor de umidade do solo de 5,1% e 7,3% respectivamente. É possível observar ainda que para teores de umidade do solo dentro desse intervalo (5,1% a 8,3%) são obtidos valores de DPI ora inferiores e ora superiores.

Outro aspecto que pode ainda ser analisado é o comportamento do solo quanto ao DPI quando submetido à inundação e ainda quanto ao efeito da secagem.

Analisando os pontos M1-P4 (executado logo após a compactação), M1-P13 (secagem) e M1-P16 (inundação) é possível observar valores bem próximos de DPI. Na Figura 4.9 são apresentadas curvas que evidenciam a pequena alteração da resistência à penetração do solo devido a diferentes teores de umidade e ainda quando submetido à inundação e pelo efeito da secagem.

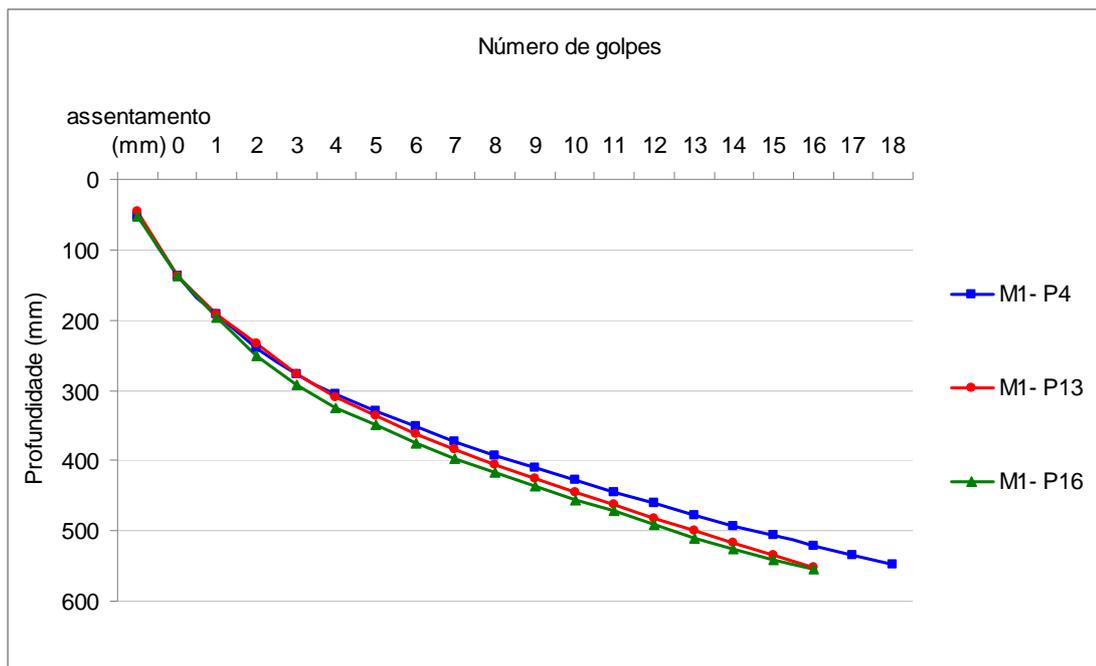


Figura 4.9 Comportamento do solo quando submetido à inundação e ao efeito da secagem.

4.2.1.4 Influência da densidade relativa no valor do DPI

A partir dos dados obtidos, verifica-se que ao plotar curvas de número de golpes *versus* profundidade, os pontos de ensaio penetrométrico que apresentam menor densidade relativa apresentam uma tendência de se encontrarem deslocadas para cima e para direita em relação a pontos de menor densidade relativa.

Na Figura 4.10 são mostradas curvas obtidas a partir de ensaios penetrométricos na 2ª camada, estando os pontos M1-Py com densidade relativa em torno de 98% e M2-Py com densidade relativa de 57%.

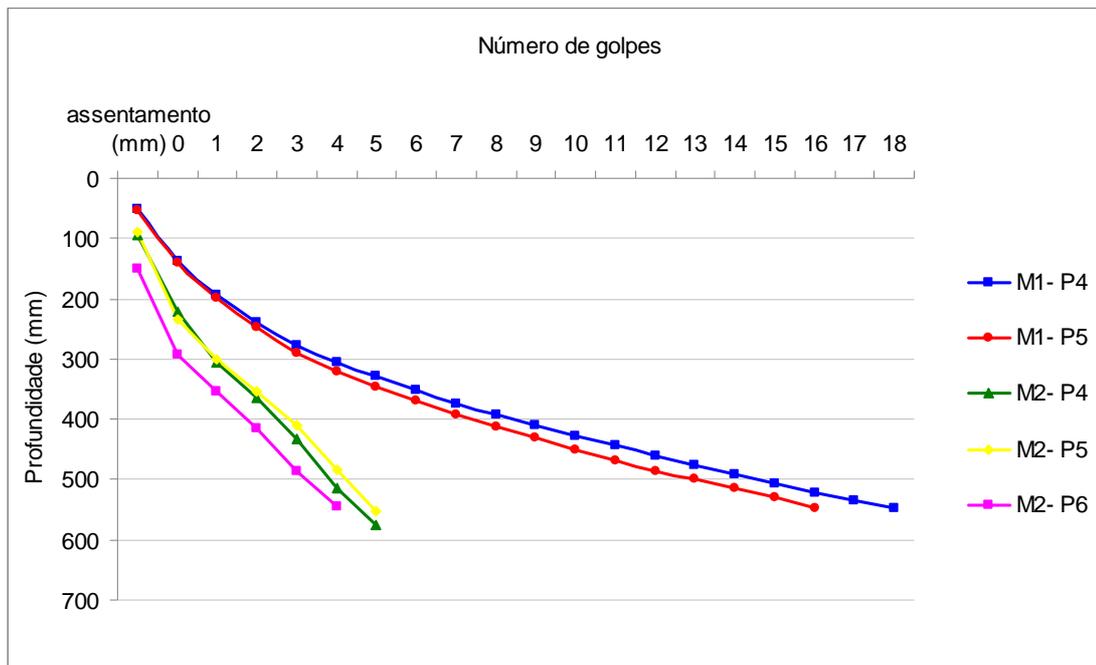


Figura 4.10 Curva número de golpes *versus* profundidade obtida a partir dos ensaios penetrométricos – Análise da influência da densidade relativa.

Ao analisar a Figura 4.11, observa-se que os pontos de maior densidade relativa (1ª Montagem – DR=98%) apresentam as curvas para a direita e para cima em relação as curvas de menor densidade relativa (2ª Montagem – $D_r=57\%$).

Com os pontos da 2ª camada foram estabelecidas correlações que permitem para o solo estudado a obtenção da densidade relativa a partir do valor do DPI para uma camada de 500 mm, compactada em camadas de cerca de 250 mm. Na Figura 4.11 a seguir está apresentado o gráfico referente a essa correlação.

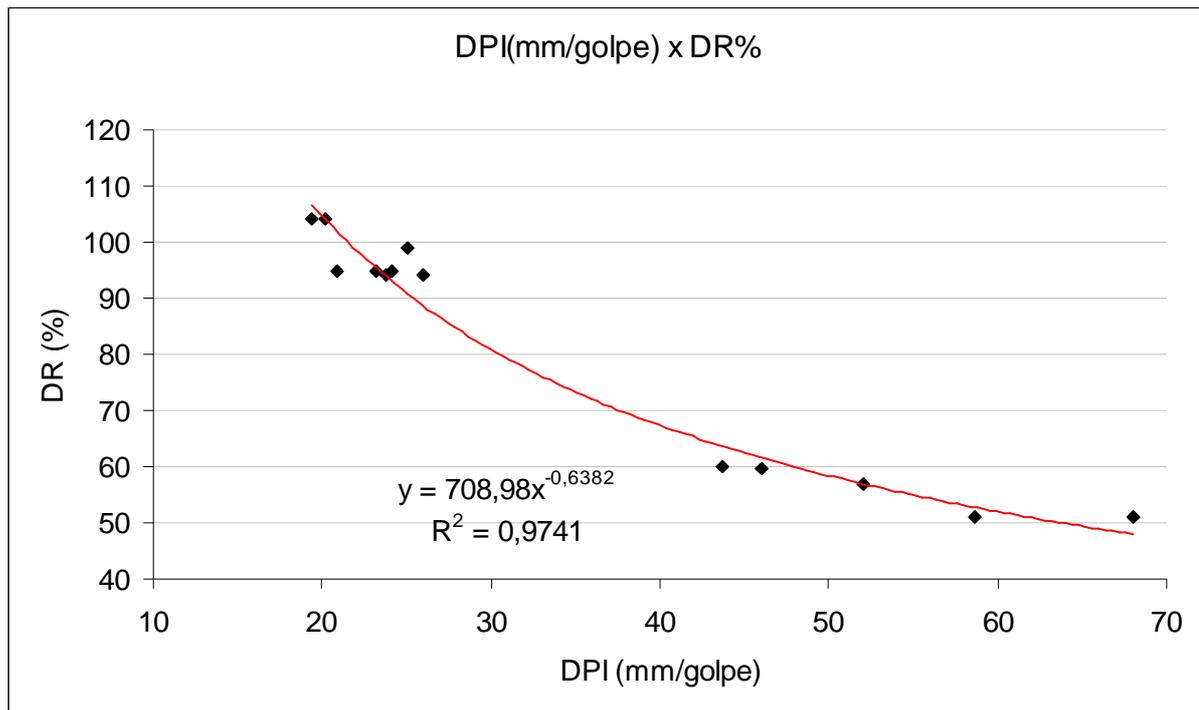


Figura 4.11 Correlação entre o DPI e a Densidade relativa do solo – ensaios em laboratório.

Sendo assim, tem-se a Equação 4.2 para a obtenção da densidade relativa a partir do valor do DPI. A função mostrada na Equação 4.2 é do mesmo tipo que a apresentada por Mohammadi et al (2008) (ver tabela 2.3, capítulo 2) ao estudar a relação entre os parâmetros DPI e densidade relativa para uma areia uniforme.

$$DR(\%) = 708,98 \cdot DPI^{-0,6382} \quad (4.2)$$

Para as curvas número de golpes *versus* profundidade apresentadas observou-se que a função que melhor descreve esse comportamento é dada pela Equação 4.3:

$$N = e^{\frac{(z-b)}{a}} \quad (4.3)$$

Sendo:

N = Número de golpes;

z = Profundidade investigada;

a e b = Coeficientes da equação.

Observou-se que pontos com uma mesma densidade relativa apresentaram certa variação do DPI apesar de apresentarem curvas de número de golpes *versus* profundidade com a mesma tendência. Diante disso, para o controle de compactação de aterros e ainda da execução de fundações diretas, é preferível que as análises sejam feitas através das curvas acima citadas, pois apesar de poderem apresentar dispersão encontram-se numa faixa de variação facilmente perceptível, que permitem a identificação de diferentes densidades relativas.

4.2.1.5 Curvas de tendência para outras profundidades

Com isso, a partir dos ensaios penetrométricos foram obtidas curvas de tendência que mostram o comportamento do solo com a profundidade para camadas de espessura igual a 300 e 600 mm.

300 mm

Com as leituras dos ensaios penetrométricos que antecedem a profundidade de 300 mm foram traçados gráficos que mostram o comportamento do solo até essa profundidade para diversas densidades relativas. A Figura 4.12 a seguir mostra as curvas de tendência obtidas para diferentes densidades relativas.

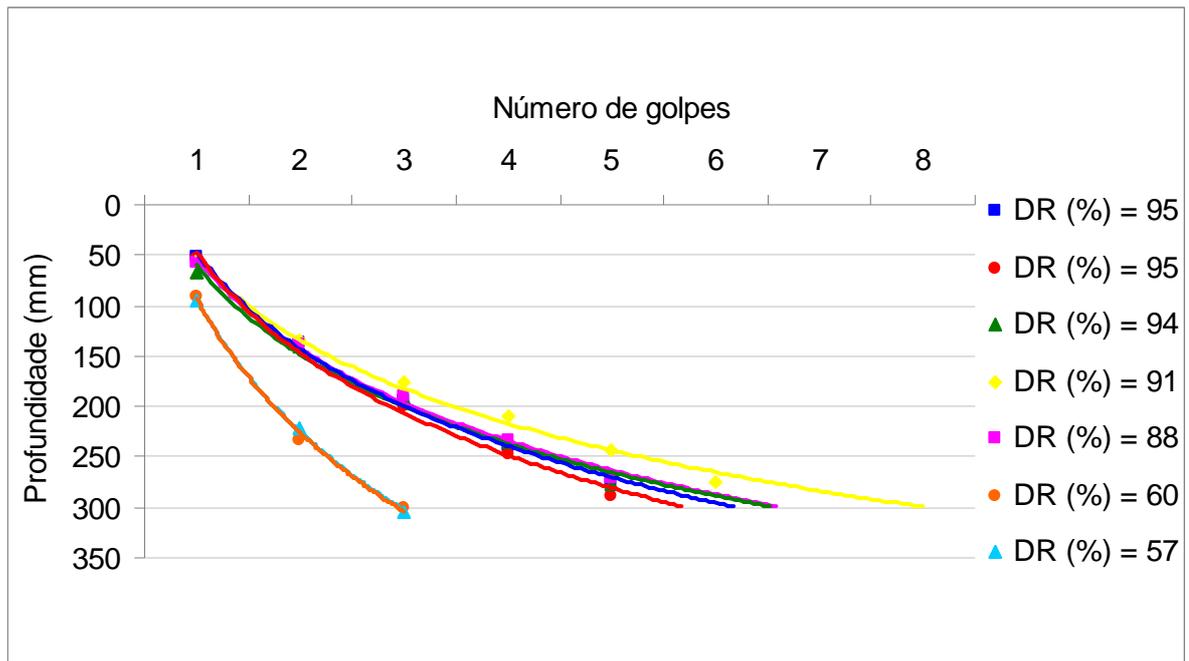


Figura 4.12 Curvas de tendência para uma profundidade de 300 mm e diversas densidades relativas.

As funções obtidas e o valor de R^2 para cada uma das curvas apresentadas na Figura 4.8 estão presentes na Tabela 4.8 a seguir.

Tabela 4.8 Coeficientes da equação, referente à profundidade de 300 mm.

Ponto	D_r %	Coeficientes		R^2
		a	b	
M1-P4	95	138,84	46,66	0,9952
M1-P5	95	145,51	46,47	0,9936
M1-P2	94	127,63	59,99	0,9866
M1-P3	91	119,14	51,69	0,9934
M1-P1	88	130,87	52,49	0,9955
M2-P5	60	192,78	92,53	0,9969
M2-P4	57	191,26	92,77	0,9992

600 mm

Com os pontos da segunda camada foram traçadas curvas de tendência para uma camada de 600 mm. A Figura 4.13 mostra as curvas obtidas.

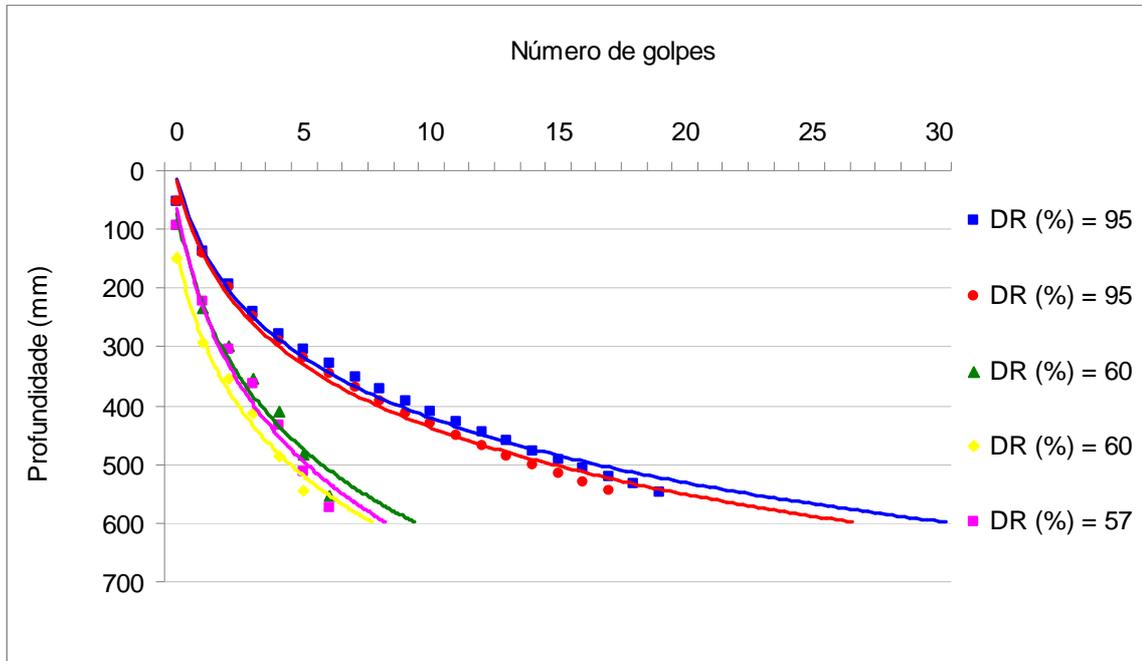


Figura 4.13 Curvas de tendência obtidas para camadas de 600 mm.

As funções obtidas e o valor de R^2 para cada uma das curvas são apresentadas na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 Coeficientes da equação, referente à profundidade de 600 mm.

Ponto	DR %	Coeficientes		R^2
		a	b	
M1-P4	95	169,38	15,11	0,9877
M1-P5	95	174,7	18,59	0,9901
M2-P5	60	225,11	72,42	0,9725
M2-P6	60	240,42	65,19	0,9695
M2-P4	57	211,97	140,74	0,9853

É importante observar que as curvas apresentadas, são válidas apenas para camadas de aproximadamente 250 mm compactadas com o uso de placa vibratória, uma vez que a compactação ao longo da camada varia em função do equipamento e da profundidade. Vale ressaltar ainda que as correlações também são válidas apenas para o solo estudado e na faixa de umidade em que os ensaios foram realizados.

4.2.2 Ensaio em campo

Em um dos quatro aterros compactados executados na obra, foram realizados ensaios penetrométricos em 50 pontos. Como foram realizados ensaios de frasco de areia em apenas um ponto, serão considerados para análise da repetibilidade apenas os pontos de ensaio penetrométrico que se encontravam próximos ao local de realização do frasco de areia.

Na Figura 4.14, pode ser observada a variação espacial do DPI no aterro onde é possível observar que maiores valores de DPI são obtidos na periferia da área investigada. No centro, o DPI varia de aproximadamente 10 a 15 mm/golpe. Considerando a extensão da área, pode-se dizer que há pouca variação do DPI, apresentando uma compactação uniforme.

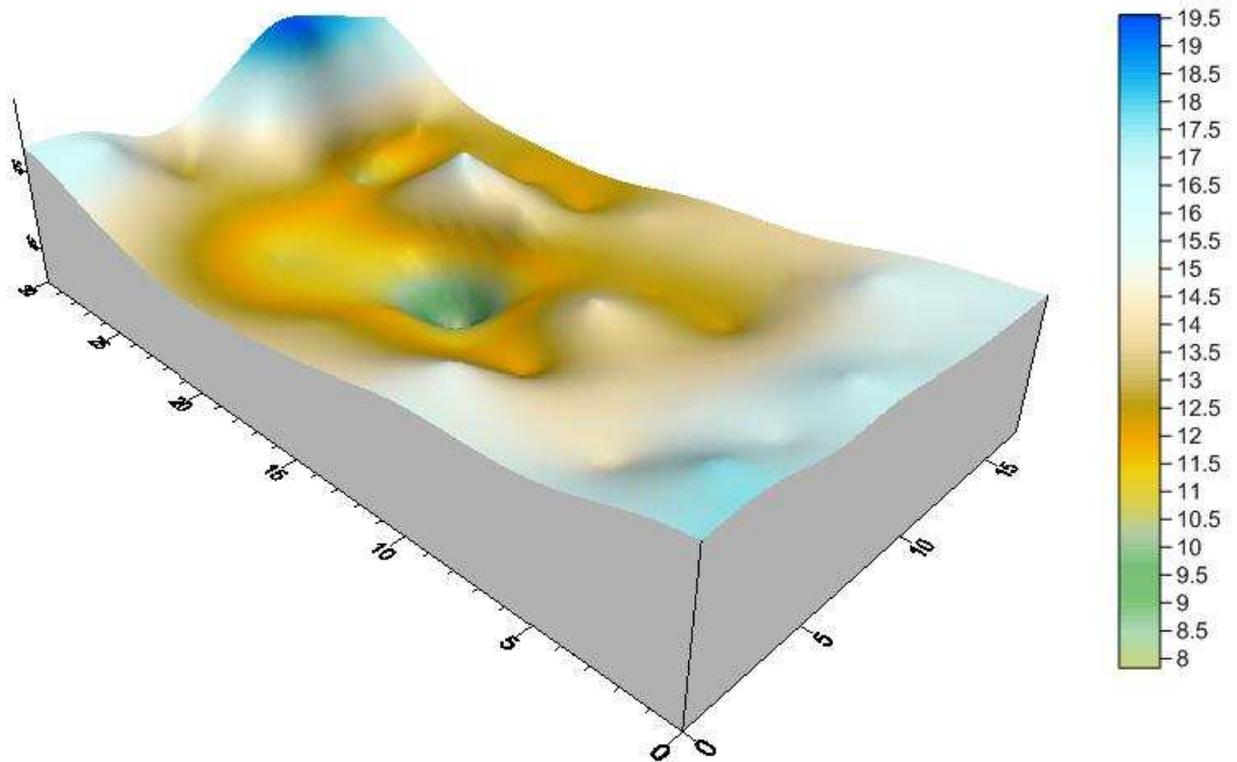


Figura 4.14 Variação espacial do DPI no aterro.

Ao realizar os ensaios em campo com o DCP foi possível perceber que o equipamento apresenta-se como uma ferramenta que possibilita de forma ágil a obtenção dos dados e com isso permite avaliar maiores áreas. Para realizar os 50 pontos de ensaio penetrométrico, foi necessário cerca de 2 horas, ou seja, para a realização de um ensaio penetrométrico são necessários 2 a 3 minutos.

As curvas a seguir apresentadas, na Figura 4.15, são oriundas dos ensaios realizados ao redor do ponto onde foram realizados os ensaios de frasco de areia. Na Tabela 4.10 é apresentado o DPI para cada ponto de ensaio penetrométrico, o DPI médio e o desvio padrão.

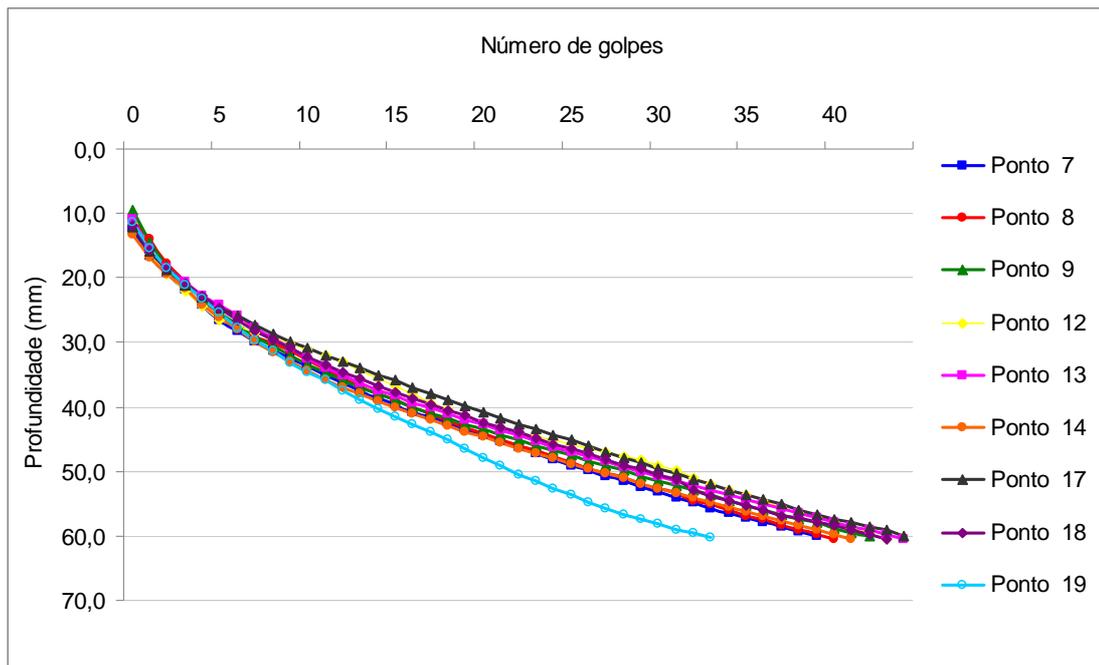


Figura 4.15 Curva número de golpes *versus* profundidade – Aterro.

Tabela 4.10 Valores de DPI médio e desvio padrão para cada uma das cavas.

Ponto	DPI (mm/golpe)	DPI (médio) (mm/golpe)	Desvio Padrão (%)	Coefficiente de Variação (%)
7	12,77	12,52	1,53	12,22
8	13,41			
9	12,64			
12	10,81			
13	11,93			
14	12,41			
17	11,13			
18	11,63			
19	15,95			

No Anexo 4 são apresentados os dados que deram origem as curvas apresentadas na Figura 4.15.

As curvas apresentam uma mesma tendência e mostram-se bastante repetitivas e com isso conclui-se que o DCP apresenta uma boa repetibilidade dos resultados. A curva referente ao ponto 19 apresenta-se um pouco abaixo das demais e maior valor de DPI.

Na Tabela 4.10 consta que o valor médio do DPI é igual a 12,52 mm/golpe para profundidade igual a 500 mm e sabe-se que a densidade relativa é em torno de 114%. A utilização da Equação 4.2, que possibilita obter o valor da densidade relativa a partir do DPI, indica um valor para D_r superior a 110%, mostrando coerência entre os resultados obtidos em laboratório e em campo. Os resultados obtidos no presente trabalho mostraram que independente da utilização de correlações como a exposta na Equação 4.1, o uso do DCP associado a ensaios tradicionais com frasco de areia pode sem dúvida garantir uma melhor avaliação das condições de compactação de aterros. A variabilidade da área investigada pode ser melhor avaliada e uma escolha mais racional de pontos estratégicos para controle com frasco pode ser feita após a averiguação da área com o DCP.

CAPÍTULO 5

Conclusões e recomendações

5.1 Conclusões

Diante da pesquisa realizada pode-se concluir que:

- a) Quando aplicado ao controle de capacidade de carga em fundações diretas, o DCP, possibilita que pontos de menor resistência imediatamente abaixo da cota de assentamento do elemento de fundação sejam identificados. Com isso permite, durante a execução da fundação, que maior atenção seja dada ao ponto;
- b) Pontos de aproximadas densidade relativa apresentam curvas de número de golpes versus profundidade com uma mesma tendência. Embora haja certa dispersão das curvas, ao traçar curvas de número de golpes versus profundidade, mudanças acentuadas no valor da densidade podem ser facilmente identificadas.
- c) A densidade relativa exerce forte influência no valor do DPI. Como esperado, para maiores valores de densidade relativa, são obtidos menores valores de DPI.
- d) Quanto à influência do teor de umidade no valor do DPI, para o solo estudado e dentro da faixa de teor de umidade avaliada, conclui-se que a umidade não exerceu influência significativa no valor do DPI.
- e) A utilização das curvas número de golpes *versus* densidade relativa e da correlação estabelecida permite uma rápida avaliação da variabilidade de um aterro com características semelhantes ao do presente trabalho, com relação à compacidade do material;

- f) O ensaio com o DCP é facilmente realizado durante a execução da obra e não acarreta atrasos nos prazos da obra. Com isso torna-se um método para controle de compactação de aterros com grande possibilidade de implementação em obras;
- g) O equipamento DCP é uma ferramenta simples e trata-se de um ensaio de rápida execução permitindo a sua realização em grande número de pontos.

5.2 Recomendações

- a) Obter valor do ângulo de atrito do solo para diversas densidades relativas a fim de estabelecer correlações entre o DPI e o ângulo de atrito do solo. Com isso, através de métodos teóricos obter a capacidade de carga do solo, obtendo por fim uma correlação entre o DPI e a capacidade de carga do solo;
- b) Realizar provas de carga em placa e assim obter, diretamente, correlações entre o DPI e a capacidade de carga, permitindo comparar resultados com os métodos teóricos de obtenção da capacidade de carga;
- c) Executar ensaios com o DCP em aterros compactados em camadas de maior espessura;
- d) Realizar ensaios com o DCP em aterros compactados com placa vibratória em maior número de montagens e com isso obter correlações entre o DPI e densidade relativa com base em um maior número de dados;
- e) Em aterros compactados, realizar ensaios com o DCP, estando o solo seco e saturado e assim avaliar a influência do teor de umidade para uma faixa mais ampla.

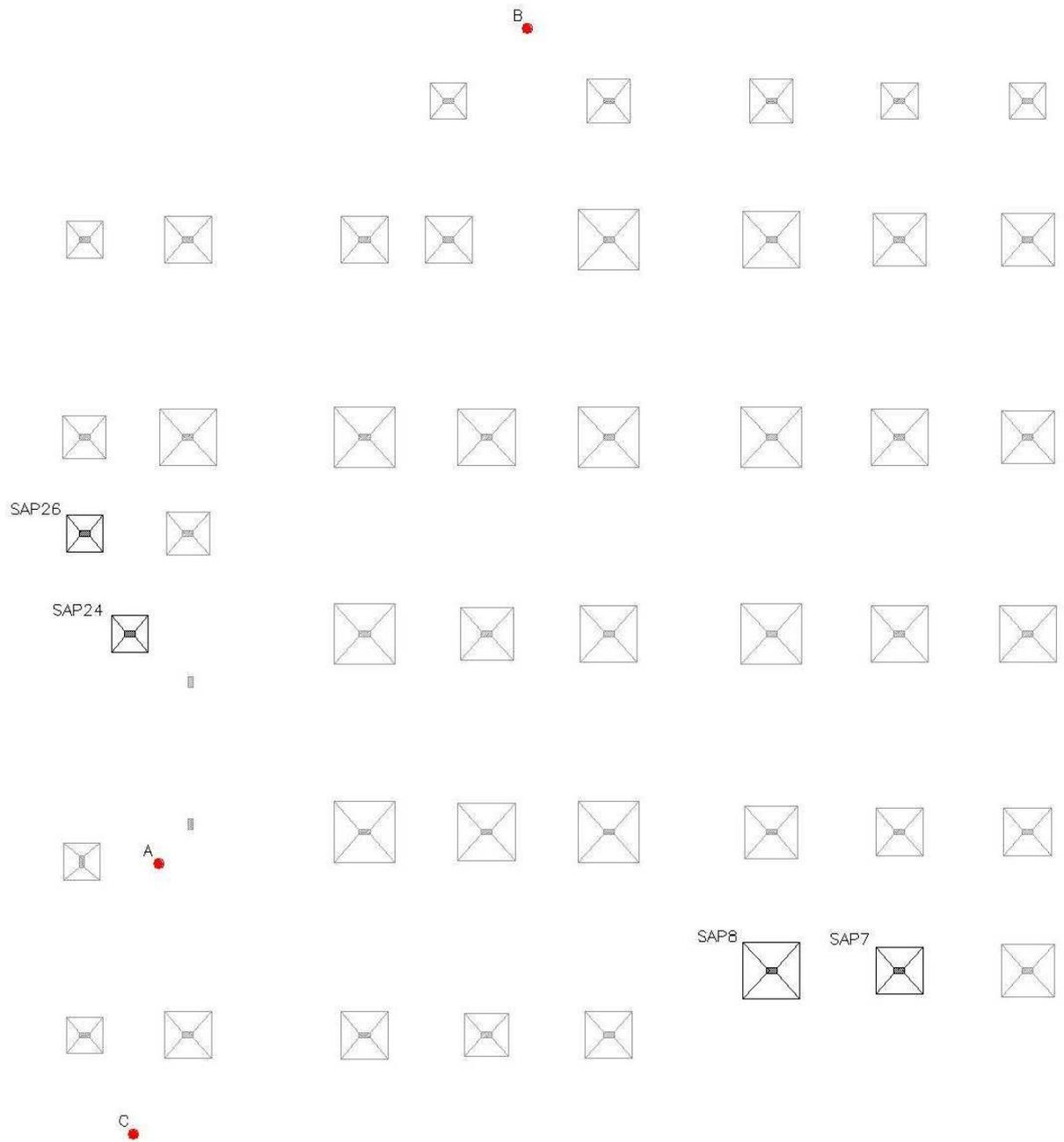
Anexo 1

Perfil de sondagem

STANDARD PENETRATION TEST							SP - 02				
OBRA : EDIFÍCIO VERANO CAPIM MACIO							RELATÓRIO: 249/2007				
LOCAL : RUA PROFESSORA DÚCE COUTINHO, S/N, CAPIM MACIO - NATAL/RN							DATA : 05/12/07				
CLIENTE : CAPUCHE EMPREENDIMENTOS							TÉRMINO : 05/12/2007				
PROF. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	PERFIL	N.A.	PENETRAÇÃO (golpes p/15cm)			S.P.T.	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm			
				15	30	45		10	20	30	40
0,0	Areia fina, pouco silteosa, fofa, variada			1/15	1/15	1/15	200				
1,0				1/15	1/15	2/15	300				
2,0				1/15	2/15	2/15	400				
3,0				1/15	2/15	3/15	500				
4,0	Areia fina, silteosa, fofa a pouco compacta, raramente clara			2/15	3/15	4/15	700				
5,0				2/15	3/15	5/15	800				
6,0				3/15	3/15	3/15	600				
7,0				4/15	4/15	5/15	900				
8,0				6/15	7/15	9/15	1600				
9,0	Areia fina, silteosa, medianamente compacta a compacta, clara			8/15	9/15	11/15	2000				
10,0				7/15	8/15	10/15	1800				
11,0				8/15	10/15	11/15	2100				
12,0				9/15	11/15	13/15	2400				
13,0				12/15	16/15	18/15	3400				
14,0	Areia grossa, silteosa, zero pedregalho, compacta a muito compacta, clara			21/15	30/15	-	30/15				
15,0				22/15	30/15	-	30/15				
16,0	Limite de Stratiagem			24/15	30/15	-	30/15				
17,0											
18,0											
19,0											
20,0											
OBSERVAÇÕES: De 0,00 a 2,00m, furo revestido; De 2,00m à 16,25m, furo escavado com circulação de água.			N.M. = 0,00 = cota de nível fixo da Rua Professora Dúce Coutinho, conforme indicado em planta.								
			NÍVEL DA ÁGUA:		COTA DA BOCA DO FURO:						
			8,26 m		(-) 1,30 m						
DATA: 06/12/2007			SONDADOR: Erivan Florêncio		ENOP:		AMOSTRADOR DO STANDARD PENETRATION TEST ALTURA DE QUEDA DO MARTELO 0,9-15 cm PESO DO MARTELO P=65 kgf				
							 CONCRESOLO <small>Specialista em Concreto e Solo-Lite</small>				

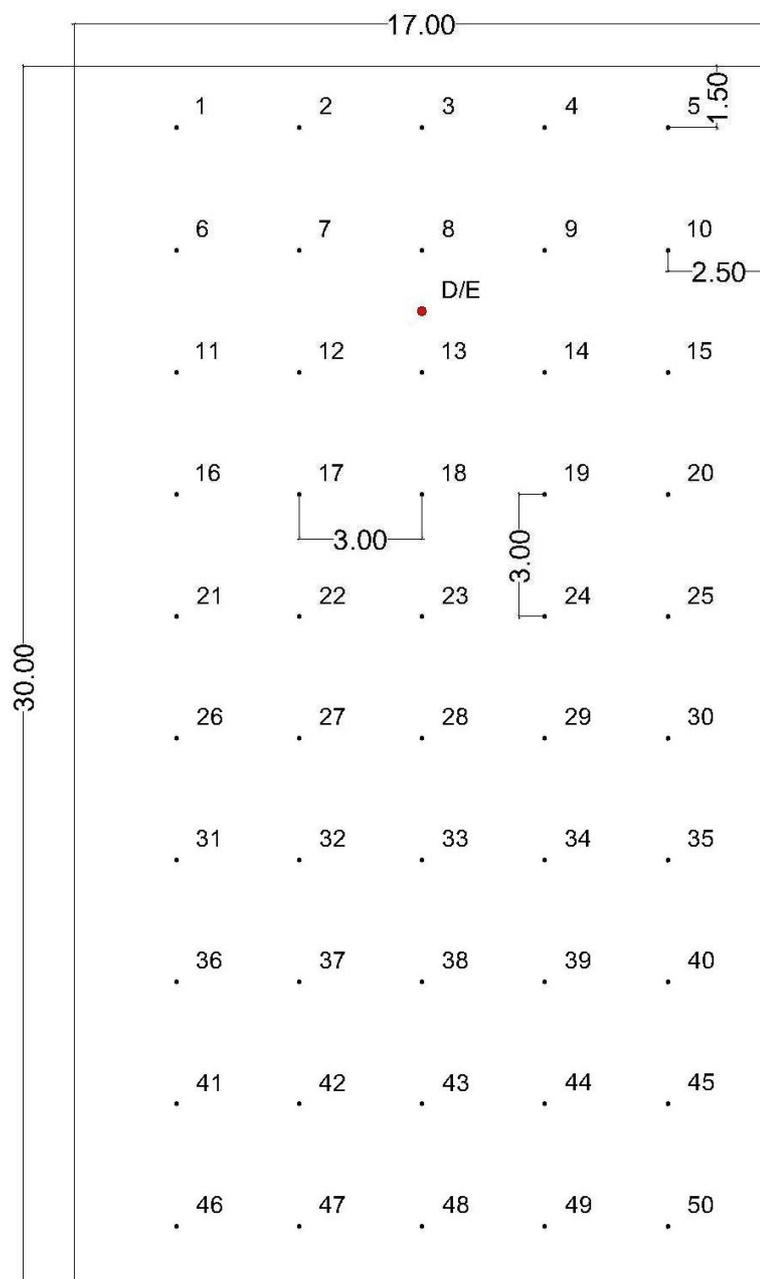
Anexo 2

Anexo 2 - Disposição dos ensaios com o frasco de areia na região das sapatas.



Anexo 3

Anexo 3 - Disposição dos ensaios com o frasco de areia entre os pontos de ensaios penetrométricos – Ensaios em campo aplicados ao controle da compactação de aterros.



Anexo 4

Anexo 4 - Valores de densidade relativa do solo obtidos a partir de ensaios de frasco de areia – 1ª Montagem.

1ª Camada			2ª Camada			
F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
90,6	84,5	95,7	95,3	94,2	68,2	103,5

Anexo 4 - Valores de densidade relativa do solo obtidos a partir de ensaios de frasco de areia – 2ª Montagem.

1ª Camada			2ª Camada				
F8	F9	F10	F11	F12	F13	F14	F15
58,8	81,9	52,9	73,3	57,4	61,9	50,8	0,2

Anexo 4 - Valores de densidade relativa do solo obtidos a partir de ensaios de frasco de areia – 5ª Montagem.

1ª Camada

F36	F37	F38	F39
65,2	23,3	30,8	52,4

Anexo 5

Anexo 5 - Valores de leituras dos ensaios penetrométricos em laboratório aplicados ao controle de compactação de aterros - 1ª Montagem.

		M1-P1	M1-P2	M1-P3
	Assentamento (mm)	57	68	56
Golpe	0	139	140	134
	1	190	191	176
	2	233	235	210
	3	270	277	243
	4	-	-	275
DR%		88	91	91
DPI (mm/golpe)		26,67	28,67	24,75
W%		14,4	13,1	12,7

		M1-P4	M1-P5	M1-P11	M1-P12
	Assentamento (mm)	52	53	50	52
Golpe	0	137	140	149	138
	1	193	199	197	187
	2	239	248	239	228
	3	277	289	276	266
	4	305	320	300	298

	5	329	345	324	320
	6	352	369	345	342
	7	373	392	365	362
	8	393	413	384	382
	9	411	431	402	399
	10	427	450	418	415
	11	444	468	434	430
	12	461	485	449	446
	13	477	500	465	461
	14	492	515	480	479
	15	507	530	496	494
	16	522	546	508	510
	17	534		523	525
	18	548		535	540
	19			548	555
	DR%	95	95	104	104
	DPI (mm/golpe)	20,93	23,15	19,44	20,19
	W%	6,9	6,2	4,8	4,2

		M1-P13	M1-P14	M1-P16	M1-P17
	Assentamento (mm)	46	66	52	52
Golpe	0	137	159	137	139
	1	191	212	197	196

	2	234	265	250	255
	3	277	310	293	302
	4	310	345	324	334
	5	337	371	350	361
	6	362	395	376	387
	7	385	415	398	408
	8	405	435	417	431
	9	425	455	437	450
	10	444	476	455	470
	11	463	495	472	490
	12	482	512	490	508
	13	500	530	510	526
	14	516	547	525	545
	15	535	562	540	560
	16	552		555	
DR%		94	94	95	94
DPI (mm/golpe)		23,77	25,00	24,08	26,00
W%	100 mm	3,6	4,6	7,2	8,3
	200 mm	5,1	5,4	7,3	8,4
	300 mm	5,9	6,2	7,4	8,5
	400 mm	7,0	7,4	9,8	10,9
	500 mm	9,6	10,2	18,4	14,9

Anexo 5 - Valores de leituras dos ensaios penetrométricos em laboratório aplicados ao controle de compactação de aterros - 2ª Montagem.

		M2-P1	M2-P2	M2-P3
	Assentamento (mm)	88	88	110
Golpe	0	239	266	311
	DR%	59	56	53
	DPI (mm/golpe)	-	-	-
	W%	9,2	8,0	8,4

		M2-P4	M2-P5	M2-P6
	Assentamento (mm)	94	90	150
Golpe	0	222	233	292
	1	305	300	354
	2	364	355	414
	3	433	411	485
	4	513	484	544
	5	575	553	
	DR%	57	60	60
	DPI (mm/golpe)	52,00	50,60	47,50
	W%	8,2	8,3	9,0

		M2-P7	M2-P8
	Assentamento (mm)	94	87
Golpe	0	258	230
	1	323	303
	2	400	377
	3	527	479
	4		561
DR%		51	51
DPI (mm/golpe)		68,00	64,50
W%	100 mm	4,9	6,2
	200 mm	4,4	5,5
	300 mm	5,7	6,4
	400 mm	7,6	7,9
	500 mm	11,9	12,3

Anexo 6

Anexo 6 - Valores de leituras dos ensaios penetrométricos em campo aplicados ao controle de compactação de aterros.

		Ponto 7	Ponto 8	Ponto 9	Ponto 12
Golpe	0	123	108	95	117
	1	166	140	145	164
	2	193	177	182	195
	3	219	206	208	221
	4	243	232	232	245
	5	265	254	255	265
	6	283	275	274	275
	7	299	291	292	285
	8	313	302	307	294
	9	325	314	321	302
	10	337	328	335	311
	11	350	342	347	321
	12	364	355	359	330
	13	375	367	369	343
	14	386	379	379	357
	15	396	390	390	368
	16	407	401	400	380
	17	416	411	410	393
	18	425	422	418	404
	19	434	431	427	414
	20	444	441	435	424
	21	453	450	444	432
	22	463	460	452	440
	23	473	468	460	445
	24	482	478	467	451
	25	490	487	475	459

26	498	495	483	465
27	507	502	491	469
28	516	510	499	477
29	525	519	507	482
30	532	527	514	490
31	541	535	523	499
32	549	545	530	510
33	557	551	537	519
34	565	560	545	528
35	572	569	552	537
36	580	575	559	546
37	586	584	567	555
38	594	591	574	564
39	600	598	580	572
40		605	588	580
41			595	589
42			600	595
43				604
DR%	114	114	114	114
DPI (mm/golpe)	12,77	13,41	12,64	10,81
W %	5,8	4,0	7,1	5,1

		Ponto 13	Ponto 14	Ponto 17	Ponto 18
	0	110	132	122	119
	1	154	169	158	156
	2	184	194	187	186
	3	206	217	210	209
	4	227	241	2229	228
	5	242	262	246	247
	6	259	280	259	266
	7	277	299	274	282
	8	294	315	286	297
	9	309	330	298	309
	10	324	345	309	322
	11	339	358	320	335
	12	351	369	329	346
	13	364	380	340	357
	14	374	391	350	367
	15	383	400	359	377
Golpe	16	393	411	369	387
	17	402	420	380	397
	18	411	430	389	405
	19	420	438	399	414
	20	428	447	409	424
	21	437	456	418	433
	22	444	465	426	439
	23	453	472	434	449
	24	462	480	444	457
	25	469	489	452	465
	26	476	496	460	473
	27	484	504	469	482
	28	493	510	479	490
	29	500	519	487	497
	30	507	527	495	505
	31	514	533	503	513
	32	521	540	512	529
	33	529	540	520	538

34	536	555	528	545
35	544	562	536	552
36	551	570	544	559
37	557	577	551	569
38	565	584	559	573
39	572	590	566	579
40	579	597	574	584
41	585	604	579	590
42	591		587	598
43	598		592	604
44	604		600	
DR%	114	114	114	114
DPI (mm/golpe)	11,93	12,41	11,13	11,63
W %	4,9	5,1	4,2	3,9

	Ponto 19	
Golpe	0	115
	1	154
	2	185
	3	212
	4	233
	5	255
	6	277
	7	296
	8	314
	9	332
	10	347
	11	359
	12	376
	13	397
	14	403
	15	415
	16	427
	17	438
	18	450
	19	465
	20	479
	21	492
	22	505
	23	516
	24	527
	25	537
	26	548
	27	557
	28	567
	29	575
	30	582
	31	590
	32	596
	33	603

DR%	114
DPI (mm/golpe)	15,95
W %	5,0

Referências Bibliográficas

Amaral, F. C. F.; Vertamatti, E. (2006). Correlações DCP x CBR para areias médias e finas uniformes. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, XIII, Curitiba, 2006. Anais. Curitiba, ABMS.

American Society for Testing and Materials (2009). ASTM D-6951 - Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications. West Conshohocken, PA, USA, 7p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1990). NBR 12004 - Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1991). NBR 12051 - Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Baghdadi, Z. A., Ghazali, F. M., Khan, A. M. (1990). Density Prediction Using a Static Cone Penetrometer. Journal of King Abdulaziz University : Engineering Sciences, vol. 2, n. 1, p. 19-33.

Belicanta, A; Reis, J. (2008). Avaliação do uso de penetrômetro dinâmico de cone para controle de execução das fundações de pavimentos rodoviários. In: IV CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, 2008, Coimbra.

Carvalho, R.; Vertamatti, E.; Lima, L. C. (2006). Estabelecimento de correlações DCP x CBR para solos lateríticos e não-lateríticos de textura fina. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, XIII, Curitiba, 2006. Anais. Curitiba, ABMS.

Costa, Y. D. J.; Oliveira Neto, J. A.; Santos Júnior, O. F. (2010). Influência da Energia de Compactação em Resultados de Ensaio com o Cone de Penetração Dinâmica (DCP). Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XV, Gramado, 2010.

Jayawickrama, Priyantha W., Aruna L. Amarasiri, and Pedro E. Regino (2000): Use of Dynamic Cone Penetrometer (DCP) to Control Compaction of Granular Fill. *Transportation Research Record No. 1736*, Journal of the Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., pp. 71-80.

Massarsch, K. R.(2002) Effects of vibratory compaction, TransVib 2002 – International conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction, Louvain-la-Neuve, Keynote Lecture, pp 33-42.

Melo Filho, H. B. (2007). Aplicação do Cone de Penetração Dinâmica (CPD) como alternativa para fundações rasas. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande.

Mohammadi, S.D.; Nikoudel, M.R.; Rahimi, H.; Khomehchiyan, M. (2008). Application of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) for determination of the engineering parameters of sandy soils. In: *Engineering Geology*, Volume 101, Issue 3-4, Pages 195-20.

Rios Filho, M. G. (2006). Compactação de um aterro compactado em campo e laboratório. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 145 p.

Trichês, G.; Dal Pai, C. M. (2006). Estudo da repetibilidade do penetrômetro dinâmico de cone na avaliação da resistência de solos compactados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, XIII, Curitiba, 2006. Anais. Curitiba, ABMS, v. 2. p. 645-650.

Tsuha, C. H. C. Utilização do Penetrômetro Manual em Solo Colapsível e Comparação com o Resultado de Prova de Carga em Placa e Sapata. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2003.

Varghese, G.; Rao, Ch., N.; Shivashankar, R. (2009). Effect of Soil Parameters on Dynamic Cone Penetration Indices of Laterite Sub-grade Soils from India. In: *Geotechnical and Geological Engineering*, Volume 27, Number 4, 585-593.