

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Compactação Dinâmica em Solo Coesivo Friccional

Davi Nowicki Giese

Porto Alegre

2019

DAVI NOWICKI GIESE

**COMPACTAÇÃO DINÂMICA EM SOLO COESIVO
FRICCIONAL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre

2019

CIP - Catalogação na Publicação

Giese, Davi Nowicki
Compactação Dinâmica em Solo Coesivo Friccional /
Davi Nowicki Giese. -- 2019.
167 f.
Orientadora: Karla Salvagni Heineck.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2019.

1. Melhoramento de solos. 2. Compactação dinâmica.
3. Solo natural levemente cimentado. 4. Solo coesivo
friccional. 5. Solo laterítico. I. Heineck, Karla
Salvagni, orient. II. Título.

DAVI NOWICKI GIESE

**COMPACTAÇÃO DINÂMICA EM SOLO COESIVO
FRICCIONAL**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 30 de setembro de 2019

Prof. Karla Salvagni Heineck
Dr^a pela UFRGS, Brasil
Orientadora

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Monica Prezzi (Purdue University)
Ph.D. pela University of California at Berkeley, EUA

Prof. Maria Esther Soares Marques (IME)
Dra. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Dra. Tatiana Kuroiwa Ayvazyan (UFRGS)
Dra. pela Universidade de Kyoto, Japão

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph.D. pela Concordia University, Canadá

Dedico esse trabalho a todos que fazem a
ciência brasileira.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos aqueles que contribuíram para a realização desse trabalho.

Ao Exército Brasileiro por permitir que dedicasse parte de meu tempo ao desenvolvimento da pesquisa.

Ao professor Nilo Consoli por toda ajuda, pela contribuição para desenvolvimento do tema de pesquisa, pela disponibilidade, pelo espírito motivador e pelo exemplo de grande professor e pesquisador.

À professora Karla Salvagni Heineck pelo auxílio na orientação e condução do presente trabalho.

Ao professor Marcelo Maia Rocha, pela ajuda na instrumentação em campo e auxílio na interpretação de dados.

À Universidade de Passo Fundo, na figura do professor Antônio Thomé, que permitiu a execução dos ensaios no campo experimental e a utilização do laboratório para as diversas atividades desenvolvidas na pesquisa.

Ao laboratorista e grande amigo Leunir Freitas da UPF, cuja ajuda foi fundamental para realização desse trabalho. Os ensaios no campo e no laboratório só foram possíveis com sua ajuda, o companheirismo durante todas as atividades tornou tudo mais fácil. Muito obrigado meu amigo!

Ao professor Luizmar da Silva Lopes Júnior por todas as discussões sobre o tema, bem como pelo apoio às atividades de campo através da empresa Multisolos Estaqueamento e Sondagem, sem essa ajuda a pesquisa não seria possível.

Ao aluno da UPF Yohan Casiraghi, pelo auxílio com o sistema de aquisição de dados no ensaio de placa e pela disponibilidade para ajudar sempre que necessário.

Ao professor Francisco Dalla Rosa, pela ajuda com as filmagens da compactação dinâmica.

À Mariana Carretta pela ajuda na execução dos ensaios triaxiais e na interpretação dos resultados.

À minha família por sempre me apoiar.

À Andressa Cristine Hamilko Giese, minha esposa, por tudo.

Sê escravo do saber, se pretendes
realmente ser livre.

Seneca

RESUMO

GIESE, D. N. **Compactação Dinâmica em solo coesivo friccional**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A construção de qualquer obra que envolva o solo, seja como material de construção ou como suporte para receber fundações, requer uma avaliação criteriosa das propriedades geotécnicas, porém em diversos casos o solo não apresenta as características necessárias à execução do projeto, sendo possível modificar o comportamento com execução de técnicas de melhoramento de solos. Uma dessas técnicas, conhecida como compactação dinâmica, consiste em içar grandes massas (5 a 20 toneladas) a elevadas alturas (10 a 40 m) fazendo-a se chocar com o solo, compactando-o. A prática mundial é aplicada sobretudo a areias e resíduos com elevado índice de vazios, não há registros na literatura de utilização em solos coesivos friccioneis típicos de regiões tropicais como o Brasil. A classificação MCT indicou se tratar de um solo argiloso de comportamento laterítico. Assim, esta dissertação visa a estudar a aplicação da técnica a um solo coesivo friccional da região de Passo Fundo – RS, por se tratar de um material com elevado teor de argila, alto índice de vazios e leve cimentação natural. A técnica foi aplicada no campo experimental da Universidade de Passo Fundo, com alturas variando de 3,0 a 12,0 m, e quantidade de golpes entre 1 e 16 em cada ponto de compactação, utilizando uma massa de 5,5 toneladas e um sistema de queda livre. O comportamento foi avaliado em função das crateras obtidas, deslocamento lateral do solo, ensaio de SPT, prova de carga e ensaios triaxiais com amostras indeformadas coletadas do fundo das crateras. Os resultados demonstram que o comportamento do solo coesivo friccional de Passo Fundo após a execução da técnica de melhoramento apresenta algumas diferenças em relação à prática mundial. O tamanho das crateras formadas é bastante grande, ocorre deslocamento lateral do solo, porém a ordem de grandeza é inferior aos deslocamentos verticais. Observou-se que não há variação nos resultados de SPT após o tratamento, independentemente da quantidade de golpes e energia por golpe aplicados. O comportamento mecânico do solo da camada superior é alterado, com aumento do ângulo de atrito de 30,5° para 35,9°, enquanto o intercepto coesivo se manteve praticamente constante (na ordem de 10 kPa). As provas de carga indicam resultados que corroboram com alterações na estrutura do material, com redução da rigidez inicial e aumento da capacidade de suporte a elevados deslocamentos.

Palavras-chave: melhoramento de solos, compactação dinâmica, solo natural levemente cimentado, solo coesivo friccional, solo laterítico.

ABSTRACT

GIESE, D. N. **Compactação Dinâmica em solo coesivo friccional**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Soil is a great material for civil construction and its use demands an evaluation of its geotechnical properties, in many cases the material does not match the requirements of a specific project. In order to overcome this problem, it is possible to improve the geotechnical characteristics by using ground improvement techniques. Dynamic compaction (also known as heavy tamping) is one of these techniques, it consists on dropping heavy weights (5 to 20 tons) from heights up to 40 m repeatedly on the ground allowing the densification of the soil. The international practice is most related to granular deposits and rubble material, which exhibit a high void ratio. The dynamic compaction on lightly bonded material, such as highly pervious bonded weathered clays from tropical regions, has never been performed. The aim of this dissertation is to study the use of dynamic compaction on a lightly bonded soil from Passo Fundo, situated in Southern Brazil. The MCT methodology for soil classification identified the soil as a lateritic clay. The technique was applied on the experimental field of the Passo Fundo University, using a free fall system (no friction losses). The steel block (5,5 tons) was dropped from 3,0 meters up to 12,0 meters, the number of blows varied from 1 to 16 in a single point of compaction. The soil behavior was evaluated by the crater depth and size, lateral displacements, Standard Penetration Tests, plate load tests and triaxial laboratory tests from undisturbed samples from the bottom of the craters after the compaction. The results show that the behavior of the lightly bonded material is somehow different from the usual granular results. The crater formed is very big, with depths up to 2,0 meters, there is a lateral displacement, but very small compared to the crater depth. The SPT shows a similar result after treatment, independent of the number of blows. The mechanical behavior was changed, the friction angle increased from $30,5^\circ$ to $35,9^\circ$ while the cohesion intercept did not change (about 10 kPa). The plate load test indicated a reduction of initial stiffness and an increase in bearing capacity for large displacements.

Keywords: ground improvement, dynamic compaction, lightly bonded soil, lateritic clay.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	21
1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	21
1.2. OBJETIVOS	23
1.2.1. Objetivo geral	23
1.2.2. Objetivos específicos.....	23
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	24
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA	25
2.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA.....	26
2.3. TIPOS DE SOLO.....	29
2.4. MECANISMO DE MELHORAMENTO.....	32
2.4.1. Mecanismo em solos granulares.....	34
2.4.2. Mecanismo em solos coesivos.....	38
2.4.3. Mecanismo em solos coesivos friccionais.....	44
2.5. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	44
2.5.1. Sistemas de içamento	45
2.5.2. Pesos de queda.....	47
2.6. CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DA TÉCNICA.....	48
2.6.1. Aplicabilidade da compactação dinâmica e execução da técnica.....	48
2.6.2. Avaliação das restrições do local.....	49
2.7. PROFUNDIDADE DE MELHORAMENTO	51
2.7.1. Efeito da quantidade de golpes.....	57
2.7.2. Efeito do momento de queda.....	58
2.8. PROFUNDIDADE DA CRATERA.....	59
2.9. ASSENTAMENTO DO SOLO	61
2.10. ESPAÇAMENTO DA MALHA E NÚMERO DE GOLPES.....	63

2.11.	MELHORAMENTOS ESPERADOS.....	66
2.12.	MÉTODOS DE PROJETO	73
2.12.1.	Lukas (1995).....	73
2.13.	MEDIDAS DE ACELERAÇÃO	76
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	79
3.1.	MATERIAIS.....	79
3.1.1.	Sistema de Liberação de Carga – Gatilho	79
3.1.2.	Bloco de Aço	82
3.1.3.	Sistema de elevação de carga	83
3.1.4.	Solo Coesivo Friccional de Passo Fundo	83
3.1.5.	Camada de solo-cimento: areia de Osório com cimento	89
3.2.	METODOLOGIA	90
3.2.1.	Local de estudo.....	90
3.2.2.	Planejamento da Compactação Dinâmica	90
3.2.3.	Execução da técnica.....	95
3.2.4.	Medição dos deslocamentos laterais - inclinômetros	98
3.2.5.	Medidas de aceleração.....	100
3.2.6.	Camada de Solo Cimento	101
3.2.7.	Ensaio de placa	103
3.2.8.	Retirada de amostras.....	106
3.2.9.	Ensaio de Campo – SPT	108
3.2.10.	Ensaio Triaxiais.....	109
4.	RESULTADOS E ANÁLISES	112
4.1.	ANÁLISE QUALITATIVA DA TÉCNICA EM CAMPO.....	112
4.2.	MEDIÇÕES RELACIONADAS À CRATERA	114
4.3.	AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS	119
4.4.	ENSAIOS DE CAMPO	123

4.5.	NORMALIZAÇÃO DAS PROFUNDIDADES ATINGIDAS	127
4.6.	VARIAÇÕES VOLUMÉTRICAS E PROFUNDIDADE DE MELHORAMENTO	133
4.7.	ENSAIOS TRIAXIAIS.....	139
4.8.	PROVA DE CARGA – ENSAIO DE PLACA	143
4.9.	MECANISMO DE DENSIFICAÇÃO	149
4.10.	MEDIDAS DE DESACELERAÇÕES	151
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	154
5.1.	CONCLUSÕES	154
5.2.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	156
	REFERÊNCIAS	158

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Funcionamento da técnica de compactação dinâmica (adaptado de MENARD GROUP, 2018)	27
Figura 2.2: Detalhamento de múltiplas passadas na operação de compactação dinâmica (adaptado de MENARD GROUP, 2018)	28
Figura 2.3: Histograma do nível de energia aplicada em função da quantidade de casos observados (adaptado de Mayne et al., 1984)	29
Figura 2.4: Classificação do tipo de solo e relação com a aplicabilidade da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Lukas, 1995)	30
Figura 2.5: Esquema representativo de como ocorre a densificação do solo após a execução da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Hamidi, 2014)	32
Figura 2.6: Comportamento de um solo granular com diferentes índices de vazios (adaptado de Lambe e Whitman, 1969)	35
Figura 2.7: (a) Resultado típico de um ensaio triaxial para uma areia fofa; (b) ilustração esquemática do resultado de ensaios triaxiais para mesmo índice de vazios porém diferentes tensões confinantes (adaptado de Sladen et al., 1985)	35
Figura 2.8: Esquema da ocorrência do fenômeno de liquefação devido a carregamento cíclico e monotônico (adaptado de Poulos et al., 1985)	36
Figura 2.9: Esquema de ocorrência da densificação com a propagação da onda de choque durante a compactação dinâmica (adaptado de Hamidi, 2014)	36
Figura 2.10: Mecanismo de propagação de ondas em solo granular (adaptado de Bo et al., 2009)	37
Figura 2.11: (a) Comportamento volumétrico de solos granulares submetidos à compactação dinâmica em função do número de golpes; (b) resultado de ensaios de CPT antes e após o tratamento (adaptado de Slocombe, 2013)	38
Figura 2.12: (a) esquema do comportamento de solos coesivos acima do nível d'água; (b) variação de volume em função do número de golpes aplicados (adaptado de Slocombe, 2013)	39
Figura 2.13: Comparação entre o modelo clássico de adensamento proposto por Terzaghi e o modelo descrito por Ménard e Broise (1975) (adaptado de Ménard e Broise, 1975)	41
Figura 2.14: Mudanças no comportamento do solo após a consolidação dinâmica (adaptado de Ménard e Broise, 1975)	42

Figura 2.15: Variação da capacidade de suporte do solo em função da aplicação da compactação dinâmica em diversas fases (adaptado de Ménard e Broise, 1975).....	43
Figura 2.16: Propriedades de um solo coesivo antes, durante e após a execução do tratamento de compactação dinâmica (adaptado de Slocombe, 2013).....	43
Figura 2.17: Tipo de guindastes, relacionando o peso e a altura da operação de compactação dinâmica (adaptado de Mayne et al., 1984).....	45
Figura 2.18: Diferentes tipos de guindastes utilizados na execução da compactação dinâmica (adaptado de Kopf et al., 2010).....	46
Figura 2.19: Guindastes adaptados com apoios, semelhantes a um tripé, usualmente utilizados na China (Hamidi, 2014).....	47
Figura 2.20: Sistema de liberação de queda livre (disponível em http://www.menard-group.com/en/).....	47
Figura 2.21: Tipo de pesos de queda (adaptado de Kopf, 2010).....	48
Figura 2.22: Profundidade de influência em função da energia por golpe (adaptado de Mitchell, 1981).....	53
Figura 2.23: Indicação de limites superior e inferior para a profundidade de melhoramento do solo, considerando diversos tipos de solo (adaptado de Mayne et al., 1984).....	54
Figura 2.24: Profundidade de melhoria em função do número de golpes para diferentes tipos de materiais (adaptado de Lukas, 1995).....	57
Figura 2.25: (a) desaceleração devido a um impacto do peso no solo (b) duração do impacto em função da massa normalizada (c) aceleração máxima em função da altura de queda (adaptado de Oshima e Takada, 1994).....	58
Figura 2.26: Tipos de ruptura: (a) generalizada, (b) localizada, (c) por punção e (d) condições em que ocorrem, em areias (Vesic, 1963).....	59
Figura 2.27: Campos de deslocamentos das rupturas (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção (adaptado de Lopes, 1979 apud Velloso e Lopes, 2010).....	60
Figura 2.28: Profundidade da cratera normalizada em função do número de golpes, para diversos tipos de solo (adaptado de Mayne et al., 1984).....	60
Figura 2.29: Assentamento do solo em função da intensidade de energia aplicada (adaptado de Mayne et al., 1984).....	61
Figura 2.30: Assentamento do solo em função da intensidade de energia aplicada (adaptado de Lo et al., 1990).....	62

Figura 2.31: Variação do ângulo de atrito em função da distância do ponto de impacto normalizada (adaptado de Chow et al., 1994)	65
Figura 2.32: (a) Espaçamento entre pontos de impacto para $\Delta\phi_c$; (b) Espaçamento entre pontos de impacto para $\Delta\phi_m$ (adaptado de Chow et al., 1994).....	65
Figura 2.33: Resultados de ensaios de campo (SPT) em função da energia aplicada para distintos tipos de solo (adaptado de Mayne et al., 1984).....	68
Figura 2.34: Fases da compactação dinâmica: (a) primeira fase, onde a profundidade de melhoramento é atingida; (b) após fases subsequentes, melhorando as camadas mais superiores (adaptado de Lukas, 1995).....	69
Figura 2.35: Variação dos resultados de campo após a execução da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Mayne et al., 1984).....	69
Figura 2.36: Variação do módulo de elasticidade “E” e da pressão limite com realização do tratamento por compactação dinâmica (adaptado de Mitchell, 1981).....	70
Figura 2.37: (a) resultados experimentais e computados para a deformação em um solo arenoso após a execução da compactação dinâmica; (b) formato aproximado da fração do solo que é melhorada com os impactos (adaptado de Poran e Rodriguez, 1992).....	71
Figura 2.38: Resultados de ensaios de campo e variação com o passar do tempo, para diferentes energias de queda (adaptado de Schmertmann et al., 1980, apud Lukas, 1995).....	72
Figura 2.39 - Levantamento formado ao lado da cratera (adaptado de Lukas, 1995)....	76
Figura 2.40: Esquema de queda do peso e penetração no solo	77
Figura 2.41: Formato do pulso de aceleração durante o contato do peso com o solo. (a) Resultados para 1 e 4 golpes (adaptado de Mayne et al., 1983). (b) Primeiro golpe em diferentes configurações (adaptado de Oshima e Takada, 1994).....	78
Figura 3.1: Distribuição de tensões no gatilho quando submetido a 5,0 ton (software <i>SolidWorks</i>)	80
Figura 3.2: Gatilho com o acréscimo da alavanca na parte superior da peça.....	81
Figura 3.3: Gatilho com modificação na parte móvel, com maior resistência à flexão no “dente” da parte móvel	81
Figura 3.4: Bloco de aço utilizado neste trabalho: (a) desenho esquemático com as dimensões; (b) bloco no campo para ensaios (adaptado de Rizzon, 2016).....	82
Figura 3.5: Equipamento utilizado para içar o bloco de aço	83

Figura 3.6: Resultado de ensaio de SPT executado no solo residual de Passo Fundo: (a) com circulação de água; (b) sem circulação de água e com uso de trado (adaptado de Ruver, 2011).....	85
Figura 3.7: Resultados dos ensaios de campo: CPT e SDMT (adaptado de Consoli et al., 2016).....	85
Figura 3.8: Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade: (a) umidade; (b) peso específico; (c) distribuição granulométrica; (d) limites de Atterberg (adaptado de Dalla Rosa et al. (2004a; 2004b) apud Ruver, 2011)	87
Figura 3.9: Granulometria do solo de Passo Fundo – RS (adaptado de Carretta, 2018)	88
Figura 3.10: Vista superior do local dos ensaios	90
Figura 3.11: Detalhe dos pontos onde foram realizados os golpes no trabalho de Rizzon, 2016 (adaptado de Rizzon, 2016).....	92
Figura 3.12: Detalhes em planta da área do ensaio	93
Figura 3.13: Detalhe de preparação do terreno para execução da compactação dinâmica	95
Figura 3.14: Guindaste utilizado na pesquisa.....	96
Figura 3.15: Sequência de atividades: (a) posicionamento do peso no local de queda; (b) detalhe do gatilho aberto; (c) colocação da manilha no gatilho (d) gatilho fechado com o peso de queda preso e conectado ao guindaste.....	96
Figura 3.16: Peso de queda na posição para ser solto, a altura de queda foi controlada através de um triângulo, destacado na figura, que vai sendo modificado em função da profundidade da cratera	97
Figura 3.17: Sequência das atividades: (a) durante a queda; (b) peso dentro da cratera formada; (c) medição da profundidade da cratera (d) detalhe da cratera formada.....	97
Figura 3.18: Dosagem da calda para fixação dos inclinômetros: (a) materiais separados; (b) dosagem; (c) mistura na betoneira	98
Figura 3.19: Instalação dos tubos de inclinômetros: (a) abertura dos furos com trado; (b) tubo de inclinômetro antes da instalação; (c) tubo posicionado dentro do furo; (d) tubo com a calda de cimento e bentonita.....	99
Figura 3.20: Equipamentos necessários para leituras dos deslocamentos laterais (Geokon, 2018).....	99
Figura 3.22: Resistência à compressão simples em função do teor de cimento (adaptado de Cruz, 2008)	101

Figura 3.23: Execução da mistura (a) detalhe dos materiais utilizados na dosagem e lançamento na cratera; (b) espalhamento na base da cratera.....	102
Figura 3.24: Compactação da camada de solo cimento (a) posicionamento do peso a uma altura de 3,0 m em relação ao solo; (b) peso dentro da cratera após a compactação ...	103
Figura 3.25: Sistema de reação posicionado para ensaio	104
Figura 3.26: Detalhe do sistema de aplicação de carga e de aquisição de dados	105
Figura 3.26: Detalhe da retirada das amostras indeformadas: (a) Bloco escavado dentro da cratera, com 60 cm de lado (b) Divisão do bloco principal em blocos menores	107
Figura 3.28 Processo de acondicionamento das amostras: (a) amostra retirada do campo; (b) aplicação de parafina; (c) amostras parafinadas; (d) detalhe da identificação.....	107
Figura 3.29: Detalhe do processo de retirada das amostras com cilindro cortante: (a) posicionamento e cravação dos cilindros; (b) escavação e retirada dos cilindros; (c) limpeza e preparação; (d) pesagem do cilindro.....	108
Figura 3.30: Detalhes da moldagem dos corpos de prova. (a) Retirada da parafina e da proteção do bloco indeformado; (b) Detalhe da moldagem com utilização do equipamento; (c) Corpo de prova moldado em processo de pesagem.	110
Figura 3.31: Detalhes da execução do ensaio triaxial. (a) Corpo de prova posicionado com a membrana; (b) CP dentro da câmara, com instrumentação; (c) CP pós ruptura.	111
Figura 4.1: Cratera formada durante aplicação da técnica no presente trabalho: (a) vista geral da cratera (b) detalhe indicando pequeno aumento no diâmetro superior após a realização dos golpes.....	113
Figura 4.2: Crateras obtidas por Rizzon (2016): (a) vista geral do campo após as compactações (b) detalhe do cilindro formado no solo.....	113
Figura 4.3: Representação do formato de cratera em solos granulares: (a) compactação de um material granular (adaptado de Feng et al., 2011) (b) detalhe da cratera formada durante a compactação de um solo arenoso (adaptado de Hamidi, 2014).....	114
Figura 4.4: Profundidade da cratera em função do número de golpes	115
Figura 4.5: Resultados de diversas aplicações da técnica de compactação dinâmica em comparação com a execução no solo coesivo friccional de Passo Fundo (adaptado de Mayne et al., 1984).....	116
Figura 4.6: Afundamento medido para cada golpe.....	117
Figura 4.7: Afundamento por golpe para diferentes configurações de queda (adaptado de Rizzon, 2016)	118

Figura 4.8: Deslocamentos laterais para a queda de 3,0 m de altura: (a) ao longo do eixo AA' (principal) e (b) ao longo do eixo BB' (transversal)	119
Figura 4.9: Deslocamentos laterais para a queda de 6,0 m de altura: (a) ao longo do eixo AA' (principal) e (b) ao longo do eixo BB' (transversal)	120
Figura 4.10: Deslocamentos laterais para a queda de 9,0 m de altura: (a) ao longo do eixo AA' (principal) e (b) ao longo do eixo BB' (transversal)	120
Figura 4.11: Deslocamentos laterais para a queda de 12,0 m de altura: (a) ao longo do eixo AA' (principal) e (b) ao longo do eixo BB' (transversal)	121
Figura 4.12: Indicação da tendência de deslocamento do solo	122
Figura 4.13: Deslocamento lateral x Energia acumulada	123
Figura 4.14: Resultado de ensaios de SPT nas diferentes crateras	125
Figura 4.15: Resultados de ensaio CPT da pesquisa de Rizzon (2016)	126
Figura 4.16: Profundidade da cratera normalizada em relação à raiz quadrada da energia	128
Figura 4.17: Obtenção de regressão linear para a profundidade de queda normalizada	128
Figura 4.18: Profundidade da cratera normalizada em relação à raiz quadrada da energia	129
Figura 4.19: Volume da cratera em função da energia de queda acumulada	130
Figura 4.20: Avaliação da profundidade da cratera em função da raiz quadrada do número de golpes	132
Figura 4.21: Profundidade da cratera em função da quantidade de movimento	132
Figura 4.22: Amostra retirada da camada compactada com queda de 12,0 m	135
Figura 4.23: Formato do solo afetado pela compactação dinâmica	137
Figura 4.24: Comportamento tensão x deformação para os ensaios triaxiais do solo compactado	139
Figura 4.25: Tensão x deformação para o solo natural (CARRETTA, 2018)	140
Figura 4.26: Tensão x deformação - solo natural e compactado dinamicamente	141
Figura 4.27: Deformação volumétrica x deformação axial do solo compactado	141
Figura 4.28: Modos de ruptura dos corpos de prova. (a) Ensaio p' inicial = 20 kPa (b) Ensaio p' inicial = 35 kPa (c) Ensaio p' inicial = 50 kPa	142
Figura 4.29: Trajetória de tensões	142
Figura 4.30: Ensaio de placa antes x após compactação dinâmica – carga x recalque	144

Figura 4.31: Ensaio de placa antes x após compactação dinâmica – tensão x recalque relativo	144
Figura 4.32: Resultados do ensaio oedométrico em amostras indeformadas e remoldadas: (a) em escala natural (b) em escala logarítmica (adaptado de Carretta, 2018).....	145
Figura 4.33: Aspecto superficial após execução do ensaio	146
Figura 4.34: Camada após execução do ensaio, sem ocorrência de fissuras.....	146
Figura 4.35: Detalhes da formação de camadas no solo compactado	150
Figura 4.36: Desaceleração do peso para queda de 6,0 m.....	152
Figura 4.37: Desaceleração do peso para queda de 8,0 m.....	152
Figura 4.38: Desaceleração do peso para queda de 12,0 m.....	153

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Valores estimados para execução da compactação dinâmica.....	26
Tabela 2.2: Mecanismo pelo qual a técnica de compactação dinâmica é capaz de melhorar diversos tipos de solo.....	34
Tabela 2.3: Valores recomendados de “n” referentes à Equação (4)	55
Tabela 2.4: Valores de “n” em função da classificação do solo em diferentes zonas, considerando a granulometria e grau de saturação	56
Tabela 2.5: Assentamento do solo como função da profundidade de melhoramento	63
Tabela 2.6: Ensaio para avaliação da compactação dinâmica	66
Tabela 2.7: Melhorias esperadas em função do tipo de solo	67
Tabela 2.8: Variação máxima dos resultados de ensaios de campo em função do tipo de solo	68
Tabela 2.9: Intervalos típicos de energia para diversos tipos de solos	74
Tabela 3.1: Comparação entre resultados de laboratório obtidos por Thomé et al. (2017) e Carretta (2018).....	86
Tabela 3.2: Índices físicos da areia de Osório	89
Tabela 3.3: Pontos de estudo realizados por Rizzon (2016)	91
Tabela 3.4: Execução dos trabalhos de campo	92
Tabela 3.5: Incrementos de carga para as provas de carga.....	106
Tabela 4.1: Comparação entre deslocamentos verticais e laterais.....	121
Tabela 4.2: Execução de ensaio de SPT nas crateras	124
Tabela 4.3: Dados dos corpos de prova extraídos do solo após a compactação dinâmica	133
Tabela 4.4: Resultados para a queda de 12,0 m de altura.....	134
Tabela 4.5: Volume de solo modificado pelo processo de compactação dinâmica	136
Tabela 4.6: Estimativa das dimensões atingidas	138
Tabela 4.7: Energia volumétrica aplicada ao solo durante a compactação dinâmica...	138
Tabela 4.8: Comparação do solo natural com o solo compactado	143
Tabela 4.9: Parâmetros da camada de solo compactado e solo cimento	148

LISTA DE SÍMBOLOS

B	Diâmetro da placa
C_{iv}	Teor volumétrico de cimento
c'	Intercepto coesivo efetivo
c^*	Intercepto coesivo reduzido por Terzaghi
δ	Deslocamento da placa
D	Profundidade de melhoramento
e	Índice de vazios
ϵ_a	Deformação axial
ϵ_v	Deformação volumétrica
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
γ	Peso específico do solo
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_s	Peso específico real dos grãos
η	Porosidade
σ_1, σ_3	Tensões principais maior e menor
H	Altura de queda
L_n	Leitura num instante qualquer
N_c, N_γ e N_q	Fatores de capacidade de carga
N	Número de golpes
S	Grau de saturação
W	Peso de queda

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira De Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CETEC	Centro de Tecnologia da Universidade de Passo Fundo
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPV – ARI	Cimento Portland V – Alta Resistência Inicial
FEAR	Faculdade de Engenharia e Arquitetura
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Plasticidade
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
NBR	Norma Brasileira
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UPF	Universidade de Passo Fundo

1. INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A construção de qualquer obra que envolva o solo, seja como material de construção ou como suporte para receber fundações, requer uma avaliação criteriosa das propriedades geotécnicas. Durante a escolha de um local receber uma obra é preciso verificar: o carregamento de projeto e a função da estrutura, o tipo de fundação a ser utilizada e a capacidade de suporte do solo. Nesse sentido, é importante observar que o solo é um material natural extremamente variável e de comportamento bastante complexo, assim, muitas vezes não atende às necessidades do projeto.

Dentro desse contexto, com o desenvolvimento de áreas urbanas e consequente aumento da demanda por construções, os locais cujos solos apresentam boas características para construção vão se tornando cada vez mais escassos. As alternativas para solucionar esse problema são modificar o projeto, adequando-o às características da área, o que pode inviabilizar economicamente, remover e substituir o solo existente, o que em geral constitui uma solução bastante custosa ou modificar as características do solo do local, transformando-o em um novo material que atende às necessidades estabelecidas no projeto. A última solução constitui a ideia de melhoramento de solos, um ramo da engenharia geotécnica que tem sido extensivamente estudada nos últimos anos (MÉNARD e BROISE, 1975; MITCHELL, 1981; JESSBERGER e BEINE, 1981; MAYNE, JONES e DUMAS, 1984; LO, OOI e LEE, 1990; ROLLINS, JORGENSEN e ROSS, 1998; RIZZON, 2016; SCHAEFER *et al.*, 2017), que muitas vezes podem apresentar vantagens econômicas e ser menos danosa ao meio ambiente.

O melhoramento de solos busca alterar as propriedades de engenharia do material: estabilidade volumétrica, resistência, condutividade hidráulica e durabilidade. Uma das alternativas mais simples pela qual se pode modificar o solo é através de processos mecânicos, dentre eles a compactação (INGLES e METCALF, 1972). Compactar o solo é talvez uma das maneiras mais antigas, simples e eficazes de melhorar suas propriedades.

Nesse sentido, a técnica conhecida como compactação dinâmica, que consiste basicamente em içar um peso a uma determinada altura e soltá-lo para que se choque com

o solo, constitui um procedimento bastante antigo (MAYNE, JONES e DUMAS, 1984) e já consolidado para melhoramento de solos, sobretudo granulares (LUTENEGGER, 1986; CHOW *et al.*, 1992a; PORAN e RODRIGUEZ, 1992b; GU e LEE, 2002; PAK, SHAHIR e GHASSEMI, 2005; GHASSEMI, PAK e SHAHIR, 2009). Apesar de ser bastante intuitiva, a popularização da técnica se deu após os trabalhos de Louis Ménard, que a desenvolveu de maneira formal em 1969 (HAMIDI, 2014).

Ainda que a técnica remonte ao Império Romano (LOBO, 2017), foram os trabalhos de Ménard na década de 1970 que popularizaram sua aplicação da Europa e na América do Norte. Também há relevante produção bibliográfica sobre o assunto, sobretudo nos anos 70, 80 e 90.

Dentro da prática brasileira, são extremamente raros os casos de aplicação de compactação dinâmica para tratamento de solos e o desenvolvimento de pesquisas que visem a aplicar a técnica aos solos tropicais brasileiros ainda é bastante pequeno. A dissertação de Rizzon (2016) é o primeiro trabalho que trata do estudo prático da compactação dinâmica em um solo residual tropical.

A fim de dar continuidade ao trabalho de Rizzon (2016) e de se estudar o comportamento do solo levemente cimentado tropical submetido à compactação dinâmica, foi proposto um estudo em escala real para avaliação das possíveis melhorias obtidas com o tratamento. Os estudos foram realizados no campus experimental da Universidade de Passo Fundo, situada em Passo Fundo-RS, onde há ocorrência de um solo poroso, residual de basalto, com alto teor de argila, estruturado com leve cimentação natural e elevada presença de vazios, classificado como MH, ou silte de alta plasticidade (RIZZON, 2016). Foi executada a técnica de compactação dinâmica com a utilização de um bloco de aço com massa de 5,5 toneladas, com altura de queda de variável.

Com a execução dos trabalhos em campo, levantou-se a possibilidade de estudar a conjugação de duas técnicas de melhoramento de solos: a compactação dinâmica já em execução e a adição de uma camada cimentada sobreposta à camada compactada, que seria densificada com o próprio peso usado na compactação dinâmica. O objetivo de utilizar as técnicas conjuntamente visou a avaliar a possibilidade de adotar a superfície da cratera como apoio para uma fundação superficial após a adição da camada mais rígida, o que poderia significar uma solução inovadora.

A parte laboratorial foi composta pela execução de ensaios nas amostras indeformadas coletadas no fundo da cratera compactada. Além disso, analisou-se o deslocamento lateral do solo através de inclinômetros. Dois ensaios de placa foram conduzidos dentro de crateras formadas pela compactação dinâmica, sendo uma delas com uma camada de solo tratado com cimento. Também são comparadas as melhorias obtidas no solo coesivo friccional tropical com dados contidos na bibliografia internacional.

É interessante observar que, além da dissertação de mestrado de Rizzon (2016), não existem outros trabalhos brasileiros sobre a técnica, o que pode ter contribuído para que esse tipo de solução técnica não tenha sido explorado adequadamente no Brasil.

1.2. OBJETIVOS

Apresentam-se os objetivos gerais e específicos referentes ao presente trabalho.

1.2.1. Objetivo geral

Através do desenvolvimento da pesquisa busca-se, como objetivo geral, compreender o comportamento de um solo tropical levemente cimentado submetido à técnica de compactação dinâmica.

1.2.2. Objetivos específicos

A fim de atingir o objetivo geral, elencam-se objetivos específicos:

- a) Avaliação do comportamento do solo – dimensões da cratera e deslocamentos laterais – quando submetido à compactação dinâmica com peso em queda livre, com diferentes alturas e números de golpes;
- b) Estimar desaceleração do peso e avaliar a interação com o solo durante a queda;
- c) Avaliação, por meio de ensaios triaxiais em laboratório, das modificações no solo compactado dinamicamente;
- d) Avaliação do comportamento carga x recalque do solo submetido a um carregamento dentro da cratera, através de ensaio de placa;
- e) Comparação dos resultados de campo antes e após a compactação, executados dentro das crateras;

- f) Comparação dos resultados da melhoria proveniente da compactação dinâmica em campo com dados da bibliografia internacional existente.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação está dividida em cinco capítulos, de acordo com as etapas da realização da pesquisa.

O capítulo 1 apresenta o tema da dissertação, a relevância dentro do contexto da pesquisa nacional e os principais objetivos. No capítulo 2 contém uma revisão sobre a técnica de compactação dinâmica, conceitos e resultados obtidos na literatura internacional. O capítulo 3 descreve a metodologia de pesquisa, detalhando os materiais e métodos necessários ao desenvolvimento do trabalho, bem como o planejamento das atividades de campo e de laboratório. No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos e análises. O capítulo 5 contém as principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA

Os primeiros relatos de utilização da compactação dinâmica como técnica para melhoramento de solos remontam ao Império Romano e a primeira descrição foi publicada na Alemanha em 1812 (LOBO, 2017). Também há relatos de utilização de canhões de guerra para compactar o solo em 1871 (Lundwall apud Slocombe, 2013). Slocombe (2013) descreve casos de aplicação da técnica na construção de um aeroporto na China, de uma área portuária na Irlanda em 1940 e de um tanque de óleo na África do Sul em 1955. Ainda há evidências de que a compactação dinâmica profunda tem sido aplicada na Áustria e na Alemanha desde os anos 1930, sendo inicialmente limitada a pesos de cerca de 10 toneladas e alturas de queda de até 10 metros (KOPF, PAULMICHL e ADAM, 2010).

Ainda que existam relatos históricos esparsos, a técnica foi formalmente desenvolvida e popularizada através das contribuições de Ménard, que em 1970 introduz o procedimento inicialmente era conhecido como “heavy tamping” (MÉNARD e BROISE, 1975). A aplicação principal, ainda no início da década de 1970, era concentrada majoritariamente em aterros de materiais granulares e solos naturais de cascalho arenoso, porém Ménard também estendeu a aplicação para materiais argilosos e aluvionares.

Com o desenvolvimento de guindastes com maior capacidade de carga, foi possível estabelecer elevados níveis de energia e assim modificar o solo a grandes profundidades de maneira mais efetiva, o que permitiu que a técnica se popularizasse como uma alternativa eficaz para o melhoramento de solos (SLOCOMBE, 2004). Nesse sentido, durante as décadas de 1970 e 1980, a compactação dinâmica se consagrou como um método aceitável de melhoria do terreno, tratando solos “pobres” in situ (MAYNE, JONES e DUMAS, 1984), devido a diversas vantagens, entre elas o fato de a técnica ser uma alternativa economicamente atraente para a utilização de fundações superficiais e preparação do solo para a construção.

Holeyman e Vanneste (1987) descrevem que o objetivo da compactação dinâmica é, dentre outros: aumentar a resistência ao cisalhamento do solo, reduzir a compressibilidade, aumentar a homogeneidade ao longo da profundidade, bem como ao

longo da área a ser tratada e reduzir o potencial de liquefação de um depósito de areia fofa.

Dentro do contexto das técnicas de melhoramento de solos, a compactação dinâmica pode se mostrar uma alternativa bastante interessante não apenas do ponto de vista técnico, mas também levando em conta os custos para que o solo atinja as propriedades requeridas. Diversos fatores podem influenciar a composição de custos de um determinado serviço, tais como o tipo de solo a ser tratado, tempo necessário para tratamento, disponibilidade de equipamentos entre outros. Lukas (1995) apresenta uma estimativa dos custos para execução da compactação dinâmica levantados nos EUA, entre os anos 1985 e 1993, conforme a Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Valores estimados para execução da compactação dinâmica

Tamanho do peso de queda requerido (Mg)	Custo Unitário Dólares/m ²
4 a 7	5,50 a 8,00
7 a 15	8,00 a 10,75
15 a 23	10,75 a 16,25
23 a 32	16,25 a 32,25
32 a 91	Negociado para cada trabalho
Nota: preços baseados em projetos durante o período de 1985 a 1993	

Fonte: adaptado de Lukas, 1995

Atualmente, a técnica ainda é bastante utilizada no mundo todo, sobretudo para melhoramento de solos arenosos no Oriente Médio. Entretanto, a aplicação para solos brasileiros é bastante rara e não há registros de quaisquer produções acadêmicas sobre o tema devido principalmente à cultura da indústria de construção civil. Nesse contexto fica claro o potencial inovador de aplicação a solos tropicais brasileiros, cujas características apresentam um grande potencial de exploração.

2.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA

A técnica de compactação dinâmica é bastante simples, consiste basicamente em içar um bloco bastante pesado com a utilização de um guindaste, depois soltá-lo para que venha a se chocar com o solo. A operação é repedita diversas vezes. A massa dos blocos pode

variado, bem como a altura de queda. Ménard e Broise (1975) descrevem que o peso possui dezenas de toneladas e a altura de queda pode variar de 15 a 40 metros. Já Mayne et al. (1984) citam que os pesos variam de 5 a 20 toneladas e a altura de queda fica na faixa dos 30 metros. Lukas (1995), também cita que os pesos são de 5,4 a 27,2 toneladas, com a altura de queda de 12,2 metros a 30,5 metros. Essas especificações dependem do país, do tipo de guindaste envolvido na operação, das normas de segurança para aplicação da técnica e das necessidades do projeto. Em situações específicas, por exemplo, é possível adotar grandezas muito mais robustas, tal como a utilização da Giga Machine, um equipamento desenvolvido por Ménard na França, capaz de levantar 200 toneladas até uma altura de 22 metros (SLOCOMBE, 2013). A Figura 2.1 representa de maneira simplificada o funcionamento da técnica.

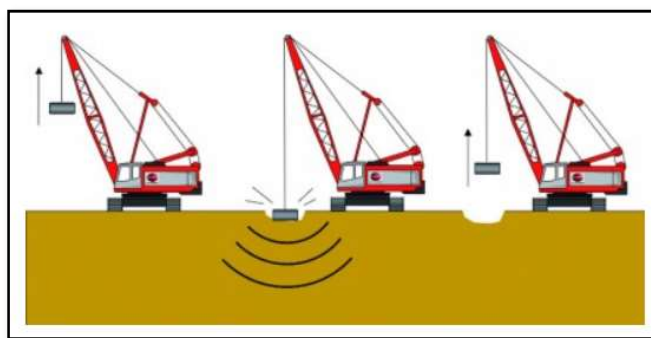


Figura 2.1: Funcionamento da técnica de compactação dinâmica (adaptado de MENARD GROUP, 2018)

O objetivo da compactação dinâmica é causar o melhoramento das propriedades do solo a elevadas profundidades, que não podem ser atingidas com métodos de compactação usuais (rolos compactadores). A eficiência desse procedimento está diretamente relacionada à quantidade de energia que é transmitida ao solo, que depende da massa do bloco a ser solto, da altura de queda, do número de golpes por ponto e da quantidade de pontos na área a ser tratada. O procedimento em geral é realizado em fases; inicialmente, o melhoramento ocorre nas camadas mais profundas e ao longo das passadas as camadas superiores vão sendo afetadas (SLOCOMBE, 2013).

A energia é aplicada em etapas, que dependem do tipo de solo, espessura da camada compressível, nível d'água e distribuição granulométrica do solo (MAYNE, JONES e DUMAS, 1984). Em geral, a primeira fase corresponde a uma malha mais ampla, com um maior nível de energia por golpe, capaz de atingir profundidades mais elevadas,

seguida por fases com menor nível de energia e finalmente por uma fase chamada de *ironing*, que visa a dar uma uniformidade na parte superficial do terreno (CHOW *et al.*, 1994; TARAWNEH, SBITNEV e HAKAM, 2017). A depender do nível de energia, as profundidades de melhoramento atingem valores na faixa de 10 a 20 metros, porém podem atingir 40 metros com a utilização de equipamentos especiais de cargas muito elevadas de até 200 toneladas (KOPF, PAULMICHL e ADAM, 2010). A Figura 2.2 demonstra como a malha de pontos é planejada para as fases da compactação dinâmica.



Figura 2.2: Detalhamento de múltiplas passadas na operação de compactação dinâmica (adaptado de MENARD GROUP, 2018)

Uma das maneiras de avaliar os tratamentos é através da quantidade de energia a ser aplicada por m^2 de área a ser tratada. Essa grandeza considera a quantidade de energia por golpe, quantidade de golpes e o espaçamento entre eles. Mayne *et al.* (1984) citam que é possível aplicar até 50 quedas para cada ponto, enquanto que Lukas (1995) descreve que o usual seria aplicar de 5 a 15 golpes por ponto, ajustando o tamanho da malha nos casos em que a quantidade de golpes prevista esteja fora desse intervalo. Uma ampla pesquisa de casos históricos indica que a energia acumulada fica na faixa de 100 a 400 $ton \times m/m^2$, porém existem casos com aplicação de até 600 $ton \times m/m^2$ (MAYNE, JONES e DUMAS, 1984). A Figura 2.3 apresenta um histograma desses casos históricos.

Outra grandeza relacionada ao processo de compactação dinâmica é o tempo que pode decorrer entre as etapas da compactação. A aplicação na maioria das vezes ocorre para materiais granulares, porém em argilas saturadas, é necessário que ocorra a dissipação do excesso de poropressão gerado pelos golpes (MÉNARD e BROISE, 1975).

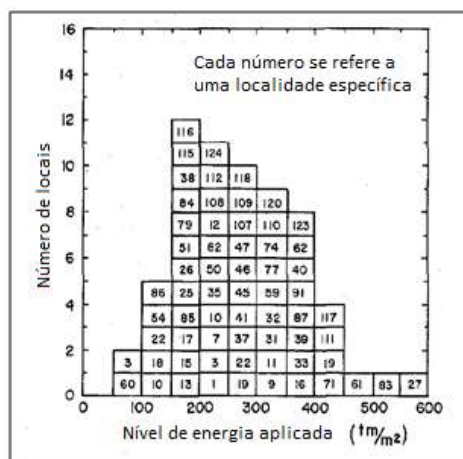


Figura 2.3: Histograma do nível de energia aplicada em função da quantidade de casos observados (adaptado de Mayne et al., 1984)

2.3. TIPOS DE SOLO

A técnica de compactação dinâmica pode ser aplicada a uma grande gama de solos, porém sua utilização mais comum é no melhoramento de solos não coesivos com elevada condutividade hidráulica, a utilização em solos finos coesivos apresenta casos de sucesso e fracasso (MITCHELL, 1981). Varaksin (1981, apud Hamidi, 2014) identifica algumas limitações para aplicação: baixa condutividade hidráulica, profundidade das camadas pouco permeáveis, espessura das camadas compressíveis, presença de matéria orgânica e solo com consistência inicial muito mole. Outra utilização bastante comum da técnica é na compactação de aterros “soltos”, que podem ser de material de demolição, de resíduos domésticos ou de resíduos de extração mineral (TERASHI e JURAN, 2000; VAN IMPE e BOUAZZA, 1996).

Lukas (1995) fez uma extensa revisão dos casos de aplicação da técnica nos Estados Unidos e observou que houve sucesso no melhoramento de diversos tipos de materiais: solos naturalmente fofos, aterros antigos e recentes, resíduos de demolição, resíduos de exploração mineral, aterros argilosos parcialmente saturados acima do nível d’água, solos colapsíveis, formações rochosas com a presença de vazios ou buracos, areias e siltes fofos e resíduos especiais. O autor destaca ainda que os solos são compactados com a umidade in-situ e que para o processo ser eficaz é fundamental que ocorra a dissipação do excesso de poropressão e nesse sentido a condutividade hidráulica desempenha um papel fundamental, quanto maior essa grandeza, mais drenado será o comportamento e melhores os resultados.

Assim, Lukas (1995) estabelece uma categorização da aplicabilidade da técnica de compactação dinâmica de acordo com a granulometria, semelhantes às ideias apresentadas por Thorburn (1975), ou seja, considerando também a condutividade hidráulica: baixa condutividade, condutividade intermediária e elevada. A Figura 2.4 apresenta as três zonas do solo.

Os solos da zona 1 possuem condutividade hidráulica (k) superior a 10^{-5} m/s e índice de plasticidade (IP) igual a zero. Trata-se da zona mais favorável para a compactação dinâmica, uma vez que a técnica apresenta melhores resultados em depósitos em que o grau de saturação é baixo, a condutividade hidráulica da massa de solo é alta e possui drenagem eficiente, um exemplo típico de solo desta zona são os depósitos granulares permeáveis, como areias finas. Segundo Lukas (1995), se estes depósitos estão situados acima do lençol freático, a compactação é imediata, pois as partículas do solo são forçadas a um estado mais denso. E se estes depósitos estão situados abaixo do lençol freático e a condutividade hidráulica é suficientemente elevada, o excesso de poropressão gerado pelo impacto dissipa-se quase imediatamente, logo a densificação se dá de forma praticamente instantânea.

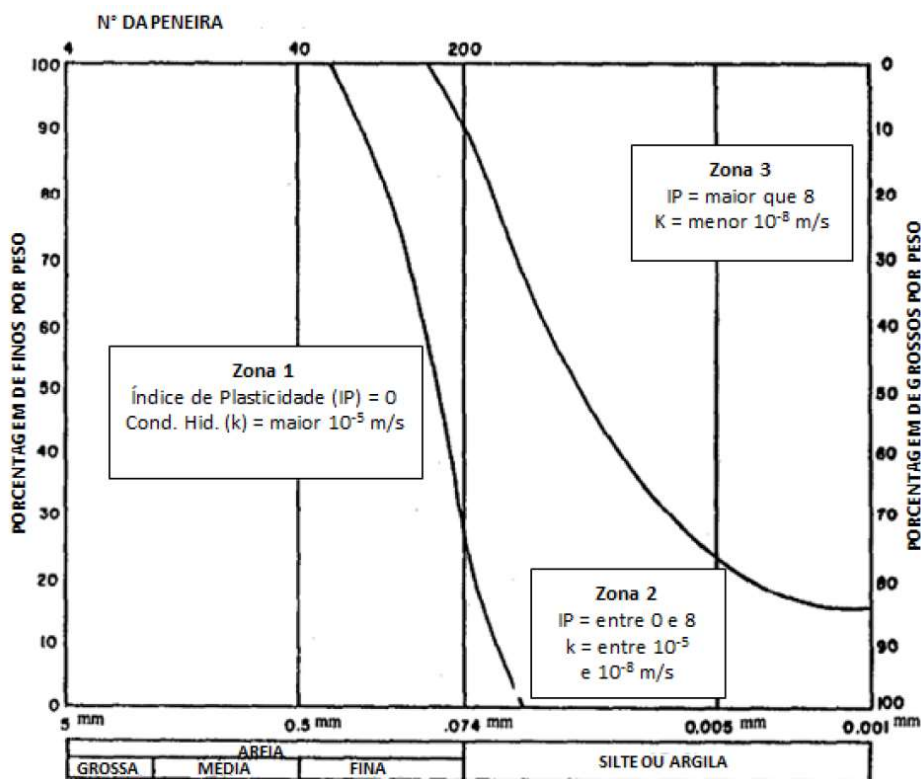


Figura 2.4: Classificação do tipo de solo e relação com a aplicabilidade da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Lukas, 1995)

Os solos da chamada Zona 1 incluem as areias, cascalhos naturais, depósitos constituídos por entulho, alguns rejeitos, alguns resíduos industriais tais como escória, e depósitos de lixo (LUKAS, 1995).

Os solos da zona 2 apresentam coeficiente de condutividade hidráulica (k) entre 10^{-5} e 10^{-8} m/s e índice de plasticidade (IP) entre 0 e 8, apresentando o cenário intermediário entre os solos mais favoráveis e os mais desfavoráveis para a compactação dinâmica. Pode-se citar como exemplo de depósitos desta zona, os siltes, siltes argilosos e siltes arenosos. A compactação dinâmica é indicada nestes depósitos com algumas ressalvas: devido à condutividade hidráulica mais baixa do que o desejado, a energia deve ser aplicada usando múltiplas fases ou passadas múltiplas (LUKAS, 1995), sendo que deve haver um tempo suficiente entre as fases ou passagens para que o excesso de poropressão gerado se dissipe. Em certos casos, a pressão da água em excesso pode levar dias ou semanas para se dissipar. Terashi e Juran (2000) observam que há casos de sucesso de aplicação da técnica a solos dessa zona, sendo necessário o cuidado supracitado para garantir que as poropressões sejam dissipadas.

Os solos da zona 3 possuem coeficiente de condutividade hidráulica (k) menor do que 10^{-8} m/s e índice de plasticidade (IP) maior que 8. Terashi e Juran (2000) afirmam que essa zona abrange os solos com baixíssima condutividade hidráulica, como argilas e deposições orgânicas.

Depósitos em que a técnica não é recomendada seriam os solos argilosos, naturais ou de preenchimento, que estão saturados. Em depósitos saturados, as melhorias não ocorrem a não ser que a porcentagem de água do depósito seja reduzida. Como geralmente os solos argilosos possuem uma condutividade hidráulica inferior a 10^{-9} m/s, a dissipação do excesso de poropressão gerada durante a compactação dinâmica pode não ocorrer, exceto ao longo de um período de tempo prolongado, inviabilizando a aplicação da técnica para a maioria das obras. Ou seja, o grau de melhoria nestes depósitos é geralmente menor quando comparado aos outros tipos de solo (LUKAS, 1995).

Loungo (1992, apud Hamidi 2014) destaca a importância de se avaliar a altura do nível d'água e o teor de finos, indicando que teores superiores a 15% reduzem consideravelmente a eficiência da compactação. Hamidi (2014) corrobora com essa ideia,

porém o autor acredita que teores mais baixos de finos já seriam suficientes para inviabilizar a técnica.

Em solos argilosos parcialmente saturados, é possível observar algumas melhorias, tendo em vista que o processo ocorre de maneira semelhante ao procedimento de compactação de Proctor (MITCHELL, 1981). Lukas (1995) destaca, entretanto, que após ocorrer a saturação, nenhuma modificação adicional é observada.

2.4. MECANISMO DE MELHORAMENTO

A compreensão do mecanismo pelo qual o solo melhora suas características constitui um dos principais aspectos que permitem o planejamento da utilização de uma determinada técnica, sobretudo no caso da compactação dinâmica. Chow et. al (1992a) destacam que a resposta do solo ao impacto com elevada energia é bastante complexa e esse pode ser um dos fatores que dificulta o desenvolvimento de um método que permite a análise racional da compactação dinâmica. Terashi e Juran (2000) apontam que a densificação é o processo pela qual a técnica de compactação dinâmica é capaz de melhorar o solo.

Os conceitos básicos de melhoramento de solos são, de maneira simplificada, drenagem, densificação, cimentação, reforço, secagem (MITCHELL, 1981). Inicialmente, o solo pode apresentar baixa capacidade de suporte e elevada compressibilidade, a técnica de compactação dinâmica transmite impactos de elevada energia, o que faz com que as partículas se reorganizem em um estado mais compactado, caracterizando assim a densificação do material.

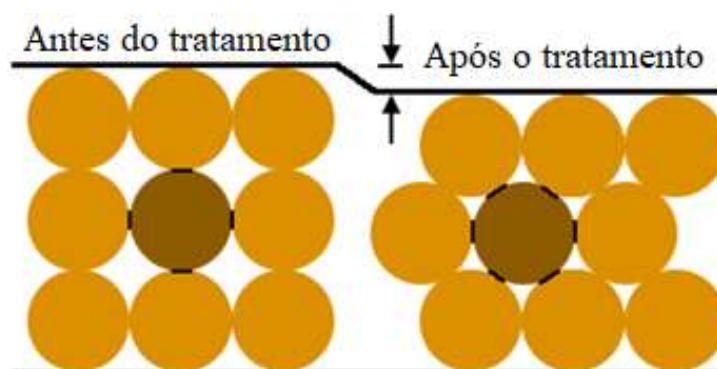


Figura 2.5: Esquema representativo de como ocorre a densificação do solo após a execução da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Hamidi, 2014)

Primeiramente, a estrutura do solo é degradada, permitindo que as partículas possam se mover e atingir um estado mais denso (MITCHELL, 1981). A redução dos vazios leva a um aumento do contato entre os grãos, o que causa melhoria de suas características mecânicas (HAMIDI, 2014).

Hamidi (2014) explica que o comportamento do solo durante o processo de compactação dinâmica é bastante complexo, existe uma série de fatores que podem afetar a resposta do solo a um tratamento: granulometria, teor de finos, grau de saturação, camadas do solo, histórico de tensões, liquefação e dissipação de poro pressões, massa do peso utilizado, formato do peso entre outros.

Mitchell (1981) destaca que o mecanismo de densificação em solos não coesivos saturados ocorre a partir da queda do peso, gerando uma onda de compressão que implica um aumento da poropressão, reduzindo a resistência ao cisalhamento, seguida de uma onda cisalhante que causa a ruptura do solo, fazendo com que as partículas se reorganizem numa posição mais estável. No caso de solos não coesivos parcialmente saturados e solos com a presença de finos, o processo de densificação ocorre com o colapso da estrutura e saída de gás dos vazios, da mesma maneira que o processo de compactação de Proctor no laboratório.

Slocombe (2013) estabelece que existe uma grande diferença na resposta ao tratamento quando se compara um material granular não coesivo com um solo coesivo, pois os resultados obtidos em função da energia aplicada deveriam indicar uma tendência de melhoria das características do solo com aumento da energia, porém resultados de tratamento com a mesma aplicação de energia, seja por m^2 ou m^3 de solo, demonstram que os resultados dependem fortemente das características do solo (SLOCOMBE, 2013).

Mitchell (1981) aponta que os resultados são bastante significativos para solos não coesivos, porém para solos finos coesivos existem casos de sucesso e de insucesso. Ménard e Broise (1975) indicam que a aplicação da técnica a solos finos coesivos é possível, porém é necessário maior controle das variáveis envolvidas no processo, sobretudo com relação ao tempo entre as etapas de execução, que deve ser suficiente para garantir a dissipação do excesso de poropressão gerado. Nesse contexto, convém observar que Ménard e Broise (1975) referem-se à técnica como consolidação dinâmica quando

aplicada a solos finos coesivos, dentro da ideia de que esses solos precisam ser adensados para que suas propriedades mecânicas sejam melhoradas.

Liausu (1984, apud Terashi e Juran, 2000), Findalay e Sherwood (1986, apud Terashi e Juran, 2000), estabelecem uma divisão da nomenclatura da técnica de acordo com o tipo de solo. A compactação dinâmica corresponderia à aplicação a solos granulares não coesivos altamente permeáveis, nos quais a resposta ao tratamento é imediata. Por outro lado, para solos finos coesivos saturados, onde o melhoramento é dependente do tempo necessário para dissipação da poropressão oriunda da aplicação da energia, a nomenclatura seria a mesma estabelecida por Ménard e Broise (1975): consolidação dinâmica. A tabela 2.2 apresenta um resumo dessa divisão.

Tabela 2.2: Mecanismo pelo qual a técnica de compactação dinâmica é capaz de melhorar diversos tipos de solo

Tipo de solo	Tecnologia	Mecanismos de melhoramento do solo	Objetivo da aplicação/ Propriedades melhoradas	Comentários
Areia fofa não coesiva	Compactação dinâmica	Densificação	Densidade relativa Ângulo de atrito	Reduz o potencial de liquefação
Argila coesiva	Consolidação dinâmica	Remoldagem e ganho de resistência	Resistência ao cisalhamento	Apresenta propriedades tixotrópicas
Solos colapsíveis	Compactação dinâmica	Densificação	Densidade relativa Ângulo de atrito	Quebra a estrutura do solo, reduzindo vazios
Aterros sanitários	Compactação dinâmica	Densificação	Compressão e redução da oxidação	Reduz os vazios

Fonte: adaptado de Terashi e Juran, 2000

2.4.1. Mecanismo em solos granulares

A compreensão do mecanismo de melhoramento em solos granulares não saturados é bastante simples, as partículas, quando submetidas ao carregamento oriundo da queda do peso, sofrem um deslocamento físico, reduzindo os vazios e aumentando a densidade relativa, o que leva a uma maior capacidade de suporte e menores deformações quando carregado (SLOCOMBE, 2013). Hamidi (2014) também aponta que a onda de energia gera tensões capazes de vencer o atrito interno do solo, fazendo com que os grãos se movam para um estado mais denso. Nesse sentido, Lukas (1986 apud Lukas, 1995) também afirma que para os solos acima do nível d'água a energia movimentada as partículas, aumentando o peso específico e reduzindo a compressibilidade. A Figura 2.6 demonstra como a estrutura do solo mais compacta apresenta melhores propriedades mecânicas.

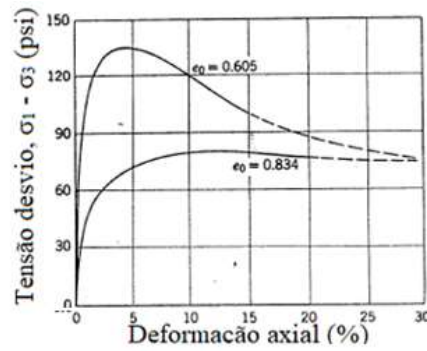


Figura 2.6: Comportamento de um solo granular com diferentes índices de vazios (adaptado de Lambe e Whitman, 1969)

O mecanismo em solos granulares saturados está relacionado não só à redução de vazios, mas também ao potencial de liquefação do solo. Morris (1983, apud Sladen et al., 1985) define liquefação como um fenômeno no qual a massa de solo perde grande parte de sua resistência ao cisalhamento, quando submetida a um carregamento de choque, monotônico ou cíclico, comportando-se de forma semelhante a um líquido. Conforme destacam Poulos et al. (1985), a perda de resistência ao cisalhamento pode ocorrer quando a massa de solo é carregada em uma situação praticamente não drenada, causada por um “gatilho” de carregamento cisalhante que leva a grandes deformações. O fenômeno pode ocorrer com areias, siltes e “quick clays”. A Figura 2.7 e a Figura 2.8 exemplificam o comportamento mecânico dos solos granulares.

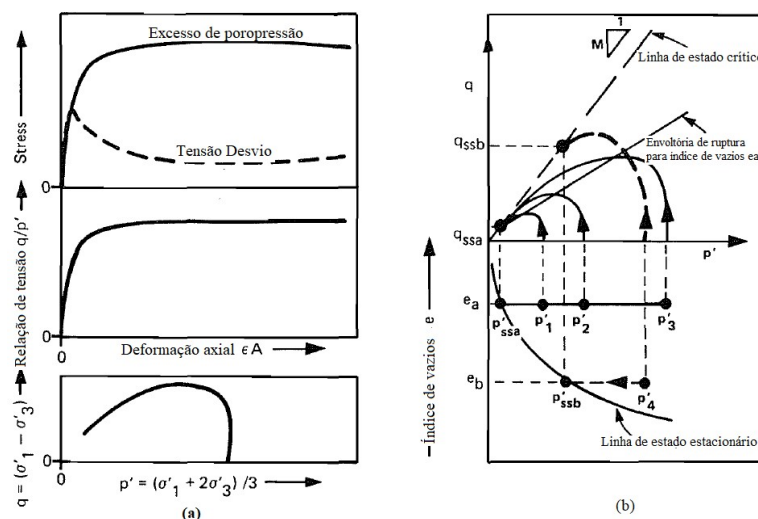


Figura 2.7: (a) Resultado típico de um ensaio triaxial para uma areia fofa; (b) ilustração esquemática do resultado de ensaios triaxiais para mesmo índice de vazios porém diferentes tensões confinantes (adaptado de Sladen et al., 1985)

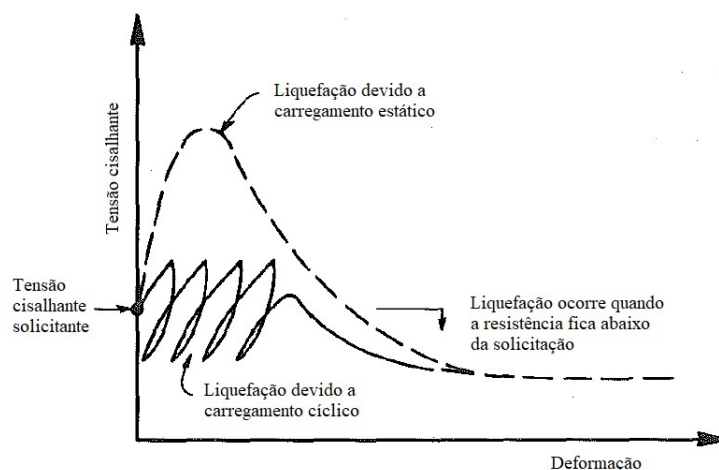


Figura 2.8: Esquema da ocorrência do fenômeno de liquefação devido a carregamento cíclico e monotônico (adaptado de Poulos et al., 1985)

Slocombe (2013) explica que em materiais que se situam abaixo do nível d'água, ou seja, que se encontram totalmente saturados, uma grande parte do impulso dinâmico causado pela queda do peso é transferida à água dos poros o que pode levar à liquefação do solo, fenômeno que seria semelhante ao que ocorre durante terremotos. Lukas (1986 apud Lukas, 1995) corrobora com a ideia que nos solos saturados o carregamento gera um aumento imediato na poropressão. Nesse sentido, Hamidi (2014) destaca que pelo fato de a repetição dos impactos causar liquefação da massa de solo, a técnica pode ser aplicada justamente para reduzir o potencial de ocorrência desse fenômeno.

Gambin (1997, apud Hamidi, 2014) descreve que devido aos ciclos de compressão e depressão na fase líquida, a onda primária de compressão tende a deslocar os grãos de solo e se inicialmente o solo estiver num estado fofo, a onda secundária de cisalhamento pode quebrar a estrutura do solo e assim causar um rearranjo dos grãos (Figura 2.9). Slocombe (2013) assinala que a densidade e a graduação do solo são os fatores principais que determinam a velocidade em que o estado de liquefação será atingido.



Figura 2.9: Esquema de ocorrência da densificação com a propagação da onda de choque durante a compactação dinâmica (adaptado de Hamidi, 2014)

Corroborando com a ideia de diversos autores (MITCHELL, 1981; MAYNE, JONES e DUMAS, 1984; TERASHI e JURAN, 2000) de que a compactação dinâmica é capaz de mitigar o potencial de liquefação de areias fofas, Thevanayagam et al. (2006, apud Hamidi 2014) explicam que a transmissão de energia na forma de ondas vibratórias ao solo de maneira repetitiva são capazes de causar liquefação repetidamente, fazendo com que ocorra aumento da densidade e da estabilidade da massa de solo. Slocombe (1993) destaca ainda que a dissipação do excesso de poropressão, juntamente com o aumento das tensões nas camadas superiores do solo, contribui para a densificação do material, porém esse processo pode levar de 1 a 2 dias para areia e cascalhos bem graduados e até 1 a 2 semanas para siltes arenosos.

Bo et al. (2009) descrevem que após o impacto, a energia mecânica é transformada em energia sísmica, transmitida aos solos através de ondas de compressão e cisalhamento, gerando também ondas superficiais (Figura 2.10). Em depósitos secos, as ondas compressivas e de cisalhamento são capazes de romper a estrutura do solo, resultando uma redução de vazios. Nos casos saturados, a onda de compressão é responsável pelo aumento da poropressão, reduzindo a resistência temporariamente, permitindo que a onda cisalhante rearranje a estrutura num estado mais denso. Após a dissipação da poropressão o estado de tensões é reconstituído (Michalowski e Nudukuru, 2012).

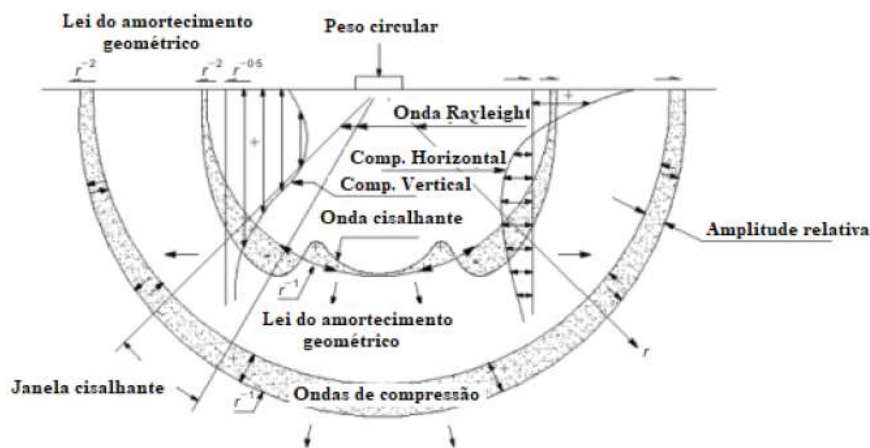


Figura 2.10: Mecanismo de propagação de ondas em solo granular (adaptado de Bo et al., 2009)

Durante a compactação dinâmica, é possível que ocorra a quebra de algumas partículas do solo, porém a deformação oriunda dessa quebra é muito menor do que o rearranjo dos

grãos causados pelas deformações cisalhantes (HAMIDI, 2014). Slocombe (2013) detalha que esse efeito é pouco significativo para solos secos, porém pode alterar o comportamento do solo caso a quantidade de finos aumente consideravelmente numa situação saturada. A Figura 2.11 detalha o comportamento típico de solos granulares submetidos à compactação dinâmica.

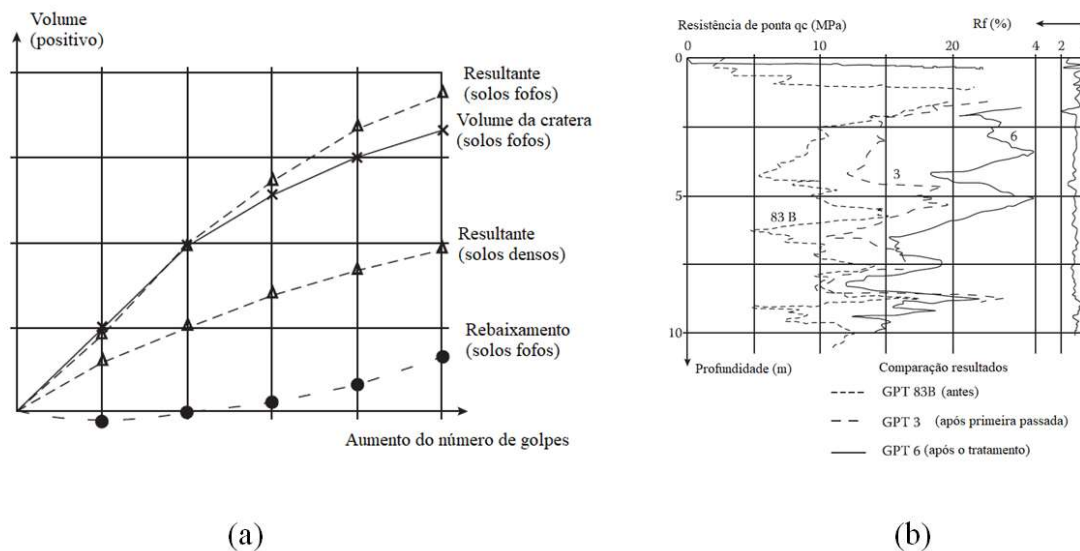


Figura 2.11: (a) Comportamento volumétrico de solos granulares submetidos à compactação dinâmica em função do número de golpes; (b) resultado de ensaios de CPT antes e após o tratamento (adaptado de Slocombe, 2013)

2.4.2. Mecanismo em solos coesivos

A aplicação da técnica de compactação dinâmica a solos coesivos saturados apresenta casos de sucesso e insucesso, não há consenso com relação à prática (MITCHELL, 1981). Hamidi (2014) considera que ainda que existam artigos que relatem casos de sucesso da utilização de compactação dinâmica em solos coesivos saturados, sua utilização sempre foi controversa e o grau de melhoramento é muito inferior àquele observado em solos arenosos. Mayne et al. (1984), em sua extensa revisão de casos de utilização da técnica, assinalam que a quantidade de locais com registro de aplicação a solos coesivos é bastante limitada em comparação a materiais granulares, neste trabalho os autores destacam que o processo é complicado devido à geração de excesso de poropressão, o que reduz a eficiência da aplicação de diversos golpes, sendo necessário aguardar o tempo para dissipação desse excesso de poropressão.

Slocombe (2013) também destaca que o comportamento em argilas é bastante complexo. Segundo o autor, a partir da teoria convencional de adensamento de Terzaghi, a aplicação de carregamentos estáticos iria reduzir os vazios, retirando água dos poros o que causaria aumento da resistência, porém no caso da compactação dinâmica a aplicação instantânea da carga reduziria os vazios transmitindo a energia para a água dos poros, criando um gradiente de pressão que induz uma drenagem rápida do solo. A aplicação excessiva de energia pode causar soerguimento do solo em torno da cratera, fenômeno que indica desperdício de energia. A Figura 2.12 representa a resposta volumétrica típica da operação.

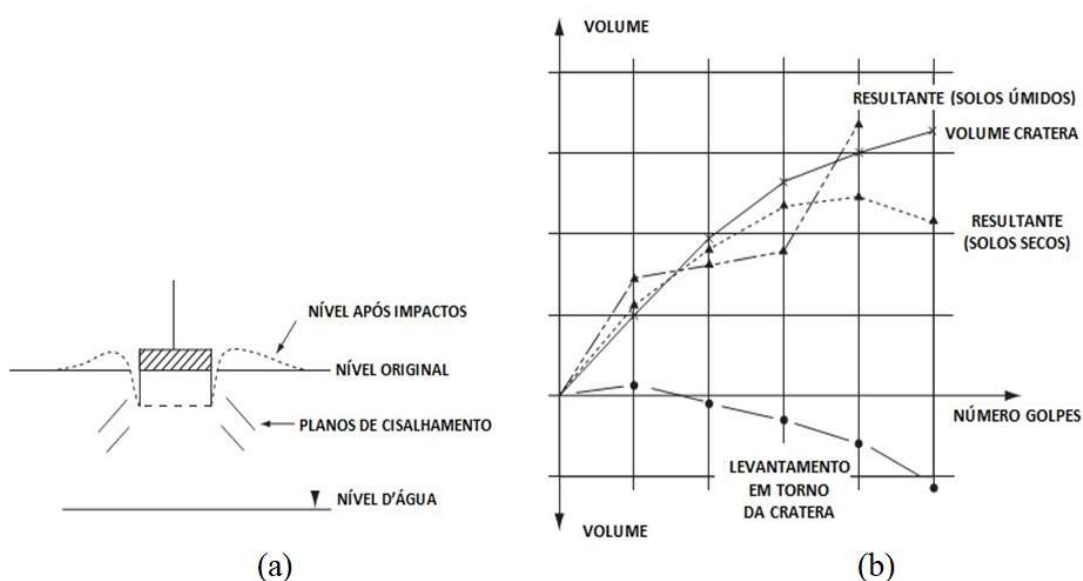


Figura 2.12: (a) esquema do comportamento de solos coesivos acima do nível d'água; (b) variação de volume em função do número de golpes aplicados (adaptado de Slocombe, 2013)

A Figura 2.12 demonstra que as argilas localizadas acima do lençol freático tendem a apresentar relativamente baixo teor de umidade, logo uma pequena redução do índice de vazios pode resultar em uma melhora significativa na capacidade de carga do meio, sendo o caminho de drenagem mais curto. Conclui-se que a aplicação da técnica é relativamente simples e rápida. Já no caso das argilas situadas abaixo do lençol freático, uma redução muito maior do teor de umidade é geralmente necessária na presença de um gradiente de poropressão baixo e um caminho de drenagem mais longo.

A explicação mais detalhada sobre o fenômeno que ocorre em solos coesivos é descrita por Ménard e Broise (1975), em um artigo que trata justamente da “consolidação

dinâmica”. Convém observar que essa é a primeira publicação em inglês que trata do tema (HAMIDI, 2014). Os autores estabelecem que o sucesso do mecanismo depende: da compressibilidade dos solos saturados devido à presença de microbolhas, da liquefação gradual sob impactos repetidos, das alterações na condutividade hidráulica da massa de solo devido à presença de fissuras e/ou do estado perto da liquefação, do possível papel desempenhado pela água adsorvida e da recuperação tixotrópica.

Hamidi (2014) descreve que a teoria clássica do adensamento proposta por Terzaghi considera que solos finos saturados tem comportamento incompressível quando submetidos a carregamentos rápidos, devido à baixa condutividade hidráulica que impede a saída de água e redução do volume, porém as observações experimentais de campo de Ménard e Broise (1975) indicam que durante uma operação de compactação, independentemente do tipo do solo, sempre há uma redução no volume do material. Os autores, após pesquisa subsequente, verificaram que os solos com os quais trabalhavam – do período quaternário – continham de 1 a 4% de gás na forma de microbolhas e essa poderia ser uma explicação para o fenômeno.

Ménard e Broise (1975) também descrevem que o volume do solo vai sendo reduzido à medida que o gás é comprimido, de modo que quando o volume do gás se aproxima de zero, o solo passa a se comportar como material incompressível e a partir desse momento o fenômeno da liquefação passa a acontecer. A quantidade de energia para que isso ocorra é denominada de energia de saturação. Os autores ainda observam que a liquefação vai ocorrer de forma gradual, com as camadas arenosas antes das argilosas, porém deve ser evitada a liquefação da camada argilosa, tendo em vista que isso causaria amolgamento da argila. Nesse sentido, destacam que é fundamental aplicar energia até o grau de saturação, eventuais golpes após esse ponto não seriam aproveitados no melhoramento do solo.

Outro ponto que os autores destacam é o fato de a poropressão ser dissipada de maneira relativamente rápida, diferente do que seria esperado para os solos com baixa condutividade hidráulica. Segundo eles, a energia de queda concentrada em apenas um ponto gera um elevado gradiente de poropressão capaz de causar fissuras no solo, o que cria um caminho para que a água possa se movimentar, aumentando a condutividade hidráulica. Ainda nesse conceito, as ondas de choque são capazes de transformar a água adsorvida em água livre, aumentando a área do canal capilar.

A recuperação tixotrópica ocorre justamente quando o excesso de poropressão causado pela compactação dinâmica é dissipado. Primeiramente há uma redução na resistência ao cisalhamento, sobretudo quando o solo se aproxima do estado de liquefação. Com a dissipação da poropressão, há um contato mais próximo entre as partículas e fixação de novas camadas de água adsorvida, aumentando a resistência ao cisalhamento e o módulo de deformação.

A Figura 2.13 demonstra a comparação entre o modelo clássico de Terzaghi e o modelo de Ménard e Broise (1975), indicando as principais diferenças.

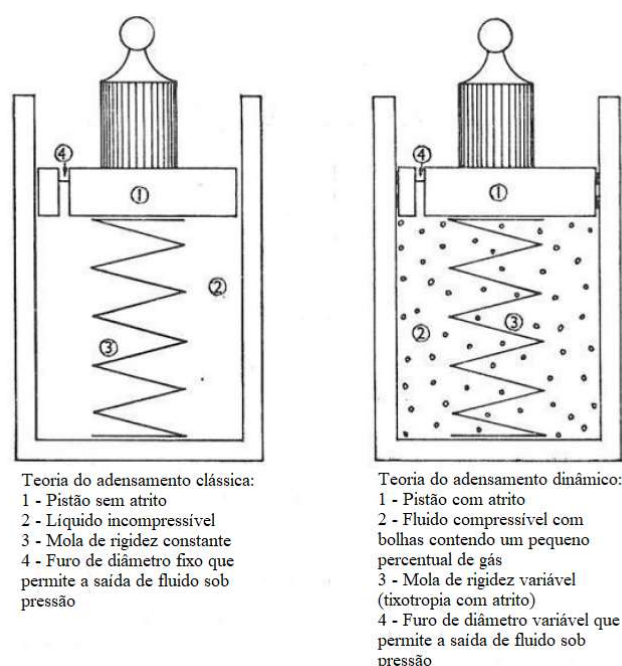


Figura 2.13: Comparação entre o modelo clássico de adensamento proposto por Terzaghi e o modelo descrito por Ménard e Broise (1975) (adaptado de Ménard e Broise, 1975)

A Figura 2.14 e a Figura 2.15 descrevem as modificações no solo durante uma série de golpes (uma passada) e após uma série de passadas. Ménard e Broise (1975) notam que a energia segue uma série aritmética, porém as modificações de volume e a capacidade de suporte não aumentam no mesmo ritmo. Os autores ainda observam que em solos granulares a dissipação da poropressão é praticamente instantânea, em materiais semipermeáveis (siltes) pode-se levar dias a semanas, enquanto que para solos finos são necessárias diversas semanas. Lukas (1986, apud Hamidi, 2014) aponta que esse fator contribui para dificultar a aplicação da técnica a solos de baixa permeabilidade.

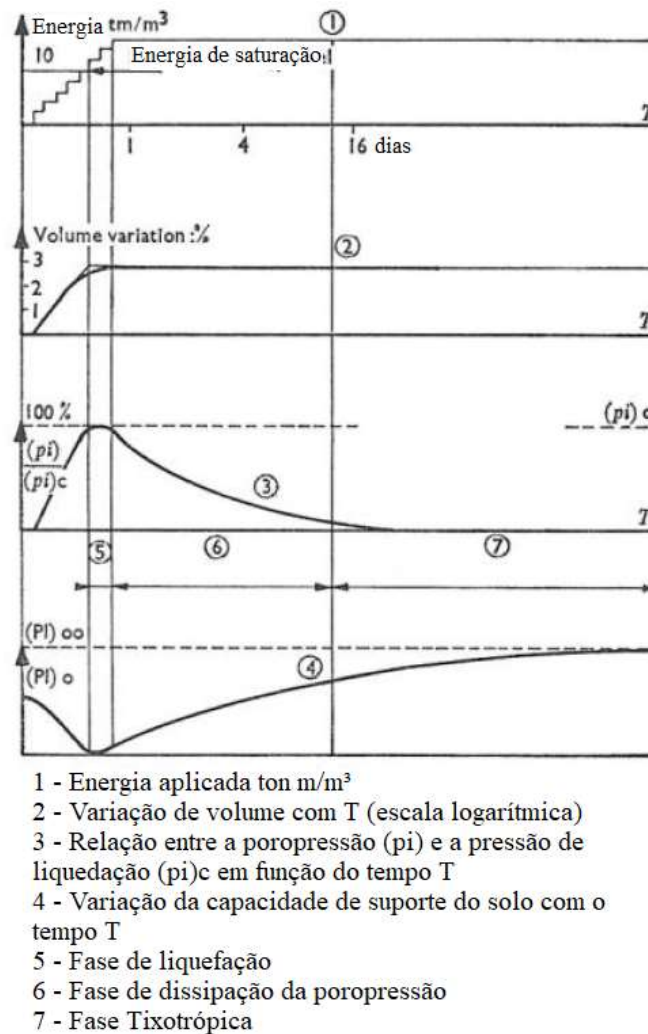
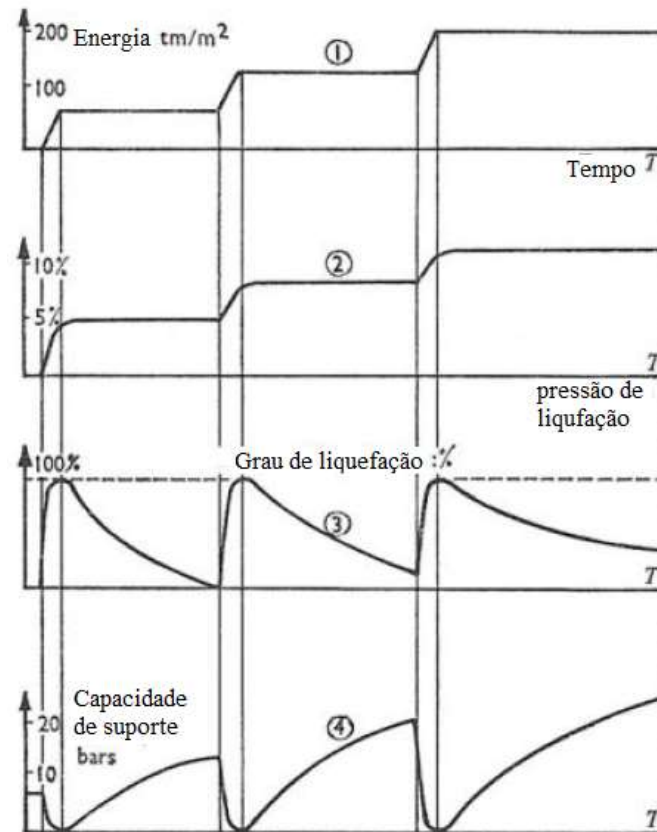


Figura 2.14: Mudanças no comportamento do solo após a consolidação dinâmica (adaptado de Ménard e Broise, 1975)

Slocombe (2013) destaca ainda que a aplicação da técnica a solos argilosos saturados necessita um controle muito mais rigoroso, o que pode requerer um maior número de passadas com menor energia, aumentando o tempo para que o serviço de melhoramento do solo seja concluído. Corroborando com o descrito em Hamidi (2014), Slocombe (2013) cita que o grau de melhoramento atingido em solos argilosos e siltsos, ainda combinado com trincheiras de drenagem e drenos, é muito baixo.

Outro fato interessante é que os solos argilosos continuarão a ganhar resistência por um período significativo após o tratamento (West, 1976 apud Slocombe, 2004). A Figura 2.16 apresenta tal evolução da melhoria do solo em função do tempo.



- 1 - Energia aplicada ton m/m²
- 2 - Variação do volume em função de T (escala normal)
- 3 - Relação entre a poropressão (p_i) e pressão de liquefação (p_i)_c
- 4 - Variação da capacidade de suporte

Figura 2.15: Variação da capacidade de suporte do solo em função da aplicação da compactação dinâmica em diversas fases (adaptado de Ménard e Broise, 1975)

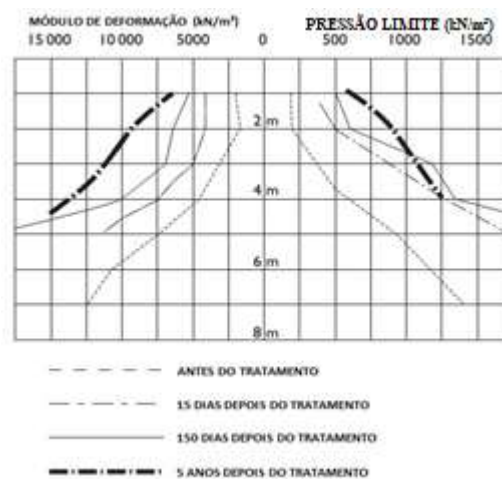


Figura 2.16: Propriedades de um solo coesivo antes, durante e após a execução do tratamento de compactação dinâmica (adaptado de Slocombe, 2013)

Mostafa (2010) fez modelagem numéricas da técnica aplicada a solos coesivos, usando o modelo constitutivo de *Cam-Clay* e observou comportamento não linear entre tensão x deformação, concluindo que as grandezas envolvidas na compactação dinâmica – variação do índice de vazios, profundidade de melhoramento – são sensíveis às propriedades dos solos e à energia do peso de compactação.

Outra técnica de melhoramento de solo que tem sido utilizada no caso específico de solos finos é conhecida como substituição dinâmica (TERASHI e JURAN, 2000) que consiste em produzir a cratera através do processo de compactação dinâmica e lançar um material granular dentro da cratera formada, dando origem a uma coluna granular de elevado diâmetro dentro do solo, que contribui para melhoria das características geotécnicas. Diversos pesquisadores detalham a técnica e casos de aplicação: Kruger et al. (1980), Juillie e Sherwood (1983), Lo et al. (1990), Chen et al. (1998), Lauzon et al. (2011), Hamidi (2014). Porém esse assunto não será discutido nesse trabalho.

2.4.3. Mecanismo em solos coesivos friccionais

A compreensão do mecanismo desenvolvido durante a compactação em solos coesivo friccionais, como o de Passo Fundo-RS, ainda é bastante incipiente. Rizzon (2016), ao aplicar a compactação dinâmica no solo de Passo Fundo observou alterações no comportamento do material. Houve formação de grandes crateras, o que fez reduzir o índice de vazios do solo de 1,21 para 1,01 aproximadamente, com efeito a condutividade hidráulica do material foi reduzida de 10^{-5} m/s para 10^{-7} m/s. Também houve aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo, $26,6^\circ$ para $35,3^\circ$ e de 13,5 kPa para 14 kPa, respectivamente, além de alterações na tensão de sobreadensamento do ensaio oedométrico, de 70 kPa para 300 kPa.

2.5. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Uma das características principais da técnica de compactação dinâmica é sua simplicidade, os equipamentos básicos necessários são os blocos de queda e o sistema de içamento. A seguir são descritos os equipamentos usualmente utilizados para aplicação da técnica.

2.5.1. Sistemas de içamento

A operação básica consiste em elevar um peso a uma determinada altura e permitir que caia, chocando-se com o solo e o processo é repetido diversas vezes. A relação da eficiência do tratamento com a quantidade de energia por golpe tem relação direta com o tipo de equipamento utilizado, uma vez que quanto mais alto e maior for o peso de queda, melhor será o resultado.

Geralmente, os guindastes são utilizados para levantar um determinado peso a uma altura de queda máxima possível, tendo em conta as limitações estruturais e operacionais do sistema (MAYNE, JONES e DUMAS, 1984). Os autores ainda destacam que o guindaste convencional para uso na compactação dinâmica é o guindaste sobre esteiras, restrito ao peso máximo a ser içado de 25 toneladas e a uma altura de queda de 30 metros. A Figura 2.17 apresenta as informações levantadas por Mayne et al. (1984) indicando a capacidade de carga em função da altura do peso a ser rebocada.

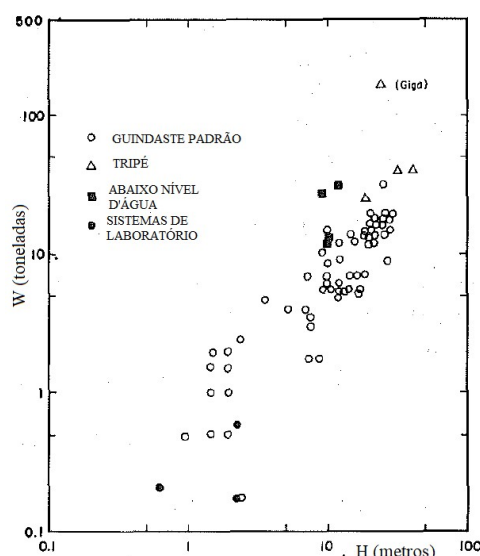


Figura 2.17: Tipo de guindastes, relacionando o peso e a altura da operação de compactação dinâmica (adaptado de Mayne et al., 1984)

Um dos primeiros equipamentos utilizados por Ménard tinha a capacidade de elevar um peso de 8 toneladas a uma altura de 10 metros, com a capacidade de melhoramento do solo de cerca de 5,0 m de profundidade, muito superior aos resultados que se obtinham com utilização de rolos compactadores (Hamidi, 2014). O autor acrescenta que o desenvolvimento de equipamentos com vários cabos permite uma flexibilidade maior na capacidade de carga, porém há aumento do atrito com os cabos, reduzindo a eficiência

do processo. Nesse sentido, a maioria dos equipamentos utiliza guindastes com apenas um cabo, de modo a reduzir o atrito e causar uma queda quase livre do peso de compactação.

Hamidi (2014) também cita que a utilização de sistemas com queda livre aumenta a energia de impacto do peso, porém o processo pode causar danos ao equipamento, uma vez que a liberação repentina do peso faz com que a torre do guindaste fique sujeita a esforços que podem danificá-la. Lukas (1995) aponta que o sistema de queda livre é mais eficiente, porém muito mais lento e custoso, o tempo para realização de um ciclo com queda livre é de 5 a 10 vezes maior do que o sistema de cabo único e raramente é usado.

Kopf (2010) demonstra alguns dos modelos de guindastes mais utilizados, o guindaste convencional de capacidade elevada, a estrutura em forma de tripé que se destaca por ser bastante leve e a “Giga Machine” (Figura 2.18).

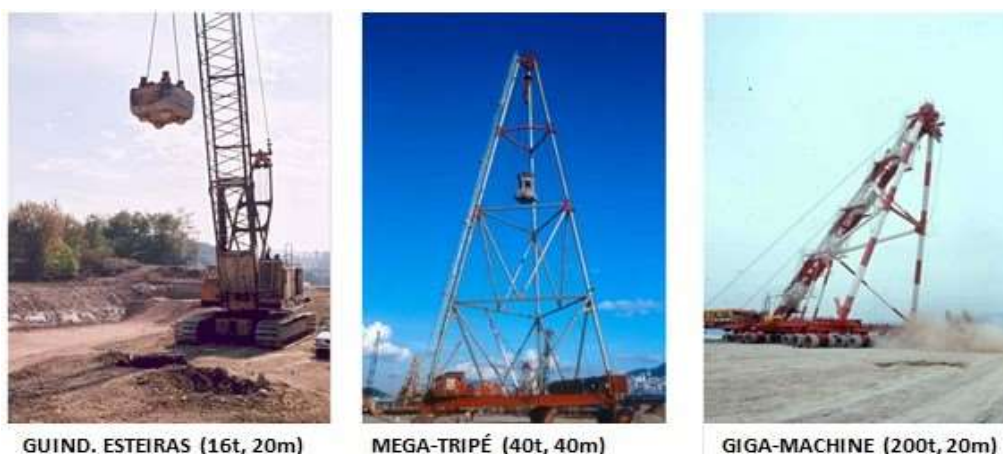


Figura 2.18: Diferentes tipos de guindastes utilizados na execução da compactação dinâmica (adaptado de Kopf et al., 2010)

Hamidi (2014) destaca que os equipamentos foram sendo desenvolvidos conforme a necessidade surgia, sendo que a Giga Machine foi um dos maiores guindastes criado especificamente para o projeto do aeroporto de Nice, na França. Outro exemplo de equipamento são os guindastes modificados com adição de duas colunas, funcionando como um tripé (Figura 2.19), mais comuns de serem encontrados na China. Mais recentemente, com a finalidade de aumentar a energia de impacto, foi criado um sistema de liberação de carga para queda livre pela Ménard, conhecido como MARS (Ménard Automatic Release System), que facilita a operação de queda livre (Figura 2.20).



Figura 2.19: Guindastes adaptados com apoios, semelhantes a um tripé, usualmente utilizados na China (Hamidi, 2014)

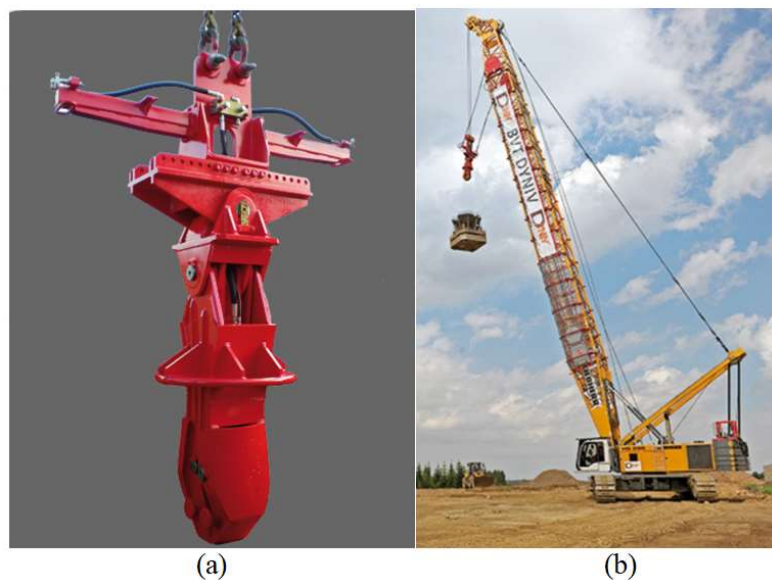


Figura 2.20: Sistema de liberação de queda livre (disponível em <http://www.menard-group.com/en/>)

2.5.2. Pesos de queda

Diversos tipos de pesos já foram utilizados na história para a aplicação da energia necessária de projeto, existem registros de que em 1871 utilizou-se até mesmo um velho tanque de guerra como peso de queda (Lundwall, 1968 apud Slocombe, 2004). Os pesos podem ser feitos de qualquer material, porém em geral são constituídos de aço maciço ou com uma estrutura mista onde o corpo é de concreto armado com chapas de aço na base.

Normalmente, os pesos variam de 5 a 20 toneladas, embora em certas obras é necessário a utilização de blocos maiores, como foi o caso do aeroporto de Nice, na França, onde a Giga Machine chegou a usar um bloco de 190 toneladas de aço na execução da técnica (MAYNE, JONES e DUMAS, 1984; KOPF, PAULMICHL e ADAM, 2010).

As configurações da base podem ser quadradas, octogonais ou circulares (Figura 2.21). Segundo Mayne et al. (1984) as formas circulares e octogonais são mais adequadas para as fases primárias uma vez que pouca energia é desperdiçada ao longo do afundamento do peso. Já a configuração quadrada é mais utilizada nas fases de finalização dos serviços, porém o formato do peso por influenciar os resultados obtidos (ARSLAN, BAYKAL e ERTAS, 2007).



Figura 2.21: Tipo de pesos de queda (adaptado de Kopf, 2010)

2.6. CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DA TÉCNICA

Existem diversos elementos relacionados à execução da técnica de compactação dinâmica que envolvem aspectos de planejamento (propriedades do solo antes do tratamento, restrições para execução) e resultados esperados (profundidade de melhoria, tamanho da cratera).

2.6.1. Aplicabilidade da compactação dinâmica e execução da técnica

Conforme já descrito anteriormente, a técnica de compactação dinâmica tem sido aplicada com sucesso a solos não coesivos e a execução em solos coesivos tem casos de sucesso e insucesso (MITCHELL, 1981; TERASHI e JURAN, 2000). Também ocorre aplicação da técnica para tratamento de aterros de material não compactado – lixo, resíduos de mineração – e para solos colapsíveis.

Terashi e Juran (2000) definem o processo como um tipo de melhoramento que deve conter e controlar um padrão sistemático de golpes sobre uma malha de coordenadas. Os

impactos iniciais são espaçados a uma distância determinada pela profundidade da camada compressível, pelo lençol freático e pela granulometria do solo. Em geral, o espaçamento inicial da malha se aproxima da espessura da camada compressível, aplicando-se de 5 a 15 golpes por ponto da malha, constituindo a fase de energia mais elevada. Posteriormente, com o objetivo de densificar as camadas superiores, executa-se a fase de *ironing*, com menor energia de queda, onde o bloco é içado a apenas 5 a 6 m e solto nos pontos médios da malha anterior.

Lukas (1995) recomenda que o tamanho da cratera produzida não seja superior à altura do peso de queda mais 30 cm. Terashi e Juran (2000) recomendam que tal restrição de número de quedas deva ocorrer quando a profundidade da cratera ultrapasse 1,5 a 2 vezes a altura do bloco, ou quando se percebe a formação de água livre dentro da cratera.

2.6.2. Avaliação das restrições do local

Como qualquer atividade de engenharia, a aplicação da compactação dinâmica para o melhoramento de solos envolve uma série de riscos, que podem ser limitantes ou mesmo impeditivos para a execução da técnica, tais como vibrações e excesso de deslocamentos laterais. Nesse sentido, também há fatores locais que podem comprometer a eficiência do procedimento, como nível d'água elevado e a presença de camadas rígidas ou moles.

Varaksin (1981, apud Hamidi, 2014) cita como critérios limitantes para execução da técnica a espessura das camadas compressíveis, o teor de matéria orgânica e a condutividade hidráulica do solo, indicando que valores abaixo de 10^{-7} m/s prejudicam os resultados.

2.6.2.1. Vibrações

O funcionamento básico do processo de compactação dinâmica consiste em gerar uma onda de choque que se propaga no solo para causar sua densificação e nesse sentido é fundamental compreender os níveis de vibração aceitáveis (HAMIDI, 2014). Existem determinadas faixas de frequências de vibrações e velocidade de pico de partícula que podem causar danos em edificações (HAMIDI, NIKRAZ e VARAKSIN, 2011).

Se a técnica é realizada em áreas de densidade populacional elevada, algumas estruturas vizinhas podem ser afetadas pelas vibrações no solo (LUKAS, 1995). Terashi e Juran (2000) também alertam para o fato de as vibrações induzidas causarem danos a redes de

serviços enterrados, como redes de comunicação, elétrica e hidráulica. Tal potencial de dano pode ser fator proibitivo ao uso desta forma de compactação (MÉNARD e BROISE, 1975).

2.6.2.2. Deslocamentos laterais

Outro aspecto importante a se avaliar durante a aplicação da técnica é a ocorrência de deslocamentos laterais do solo, que podem afetar não só estruturas vizinhas, mas principalmente tubulações enterradas. Lukas (1995) destaca que não existe um procedimento para avaliar tais deslocamentos, sendo necessária a experiência de campo. Nestas condições devem ser realizadas medições de deslocamento lateral ou vibrações do solo *in situ* buscando-se prever e avaliar os danos potenciais nos locais da estrutura. Holeyman e Vanneste (1987) descrevem que o deslocamento lateral do solo pode prejudicar o processo de melhoramento, pois muitas vezes o solo é deslocado, porém não é compactado.

2.6.2.3. Presença de camadas rígidas ou moles

Diversos aspectos podem influenciar na resposta do solo ao processo de compactação dinâmica, sobretudo as características de estratificação do depósito a ser tratado, onde pode ocorrer a presença de camadas de superfície rígida recobrando um solo mais compressível ou a presença de camadas compressíveis dentro de um depósito mais rígido (LUKAS, 1995). É possível inferir que as discrepâncias nas características de deformabilidade sobrepostas tem grande influência no desempenho geral do tratamento.

Slocombe (2013) aponta que a presença de camadas muito densas pode levar a resultados anormais. Em solos arenosos, a presença de um estrato cimentado muito rígido tende a absorver a energia oriunda do golpe. O autor acrescenta ainda que quando essas camadas ocorrem próximas à superfície, o processo de compactação dinâmica é capaz de quebrá-las, porém nos casos em que está localizada a maiores profundidades, a quantidade de energia despendida para a quebra pode ser muito elevada.

Holeyman e Vanneste (1987) descrevem que é possível ocorrer a formação de uma camada bastante densa na superfície, chamado “efeito pavimentação”, no qual a camada mais rígida absorve boa parte da energia dos golpes, reduzindo a energia transmitida às camadas inferiores.

Lukas (1995) destaca que essas camadas rígidas podem ser resultado de envelhecimento, cimentação ou compactação devido ao tráfego superior e sua presença diminui consideravelmente o grau de melhoramento atingido. A sugestão do autor para mitigar o problema é remover a camada rígida ou intervir de modo a torná-la mais fofa, porém a extensão horizontal dessa camada pode tornar a operação financeiramente inviável.

Lukas (1986, apud Hamidi, 2014) explica que nas hipóteses de a camada mais rígida estar abaixo da área a ser melhorada, a presença dessa camada pode contribuir para a densificação do solo superior, uma vez que as ondas de compressão e de cisalhamento do golpe refletem na camada rígida.

No que diz respeito as camadas moles entre camadas mais rígidas, Lukas (1995) ressalta que estas podem absorver a energia da compactação dinâmica. Sendo assim, pouca energia será transmitida abaixo destas camadas, não melhorando as camadas inferiores tanto quanto o previsto em projeto. O efeito que a camada mole terá sobre a densificação é dependente da espessura da camada e a sua posição abaixo da superfície do solo. Ensaio de campo são necessários para se prever o grau de melhoria que pode ser alcançado. Mitchell (1981) também observou que a presença de camadas de solo mole tem um efeito de amortecimento nas forças dinâmicas.

2.7. PROFUNDIDADE DE MELHORAMENTO

Uma das grandezas de maior interesse na aplicação da técnica de compactação dinâmica é a profundidade de influência e o grau de melhoramento atingido (MITCHELL, 1981), que é avaliado através da comparação de propriedades mecânicas do solo antes e após o tratamento, usualmente obtidas com a execução de ensaios de campo. Entretanto, Terashi e Juran (2000) descrevem que existem diversos fatores que podem influenciar a profundidade de melhoramento: condições do solo, energia por golpe, pressão de contato do peso de queda, formato do peso de queda, espaçamento da malha, número de passadas e tempo entre cada passada.

Ménard e Broise (1975) estabeleceram, de forma empírica, que a profundidade depende da energia de queda, onde W representa a massa do peso de queda em toneladas, H a altura em metros e D é a profundidade de influência em metros (Equação (1)). No trabalho

os autores consideraram casos de energia por golpe entre 150 ton m a 500 ton m, com algumas exceções da ordem de 1000 a 2000 ton m.

$$D = \sqrt{W H} \quad (1)$$

Varaksin (1981, apud Hamidi 2014) sugere uma modificação na equação considerando dois coeficientes adimensionais empíricos c_1 e c_2 , que seria um fator de amortecimento da velocidade e um fator que consideraria a estratigrafia do solo, respectivamente (Equação (2)).

$$D = c_1 c_2 \sqrt{W H} \quad (2)$$

Hamidi (2014) cita que c_1 e c_2 propostos por Varaksin (1981, apud Hamidi, 2014) dependem de como a operação é conduzida e da variabilidade do solo, indicando valores de c_1 como 0,90 no caso de queda com cabo e 1,0 para queda livre e c_2 de 0,50 para solos heterogêneos e 0,70 para solos granulares. Formulação semelhante, que considera o tipo do solo e equipamento de queda, é apresentada por outros pesquisadores (RODRIGUEZ, MONTEJANO e SANZ, 2015).

Luongo (1992, apud Poran e Rodriguez, 1992a) com o resultado de 30 locais com diferentes tipos de solo apresentou uma relação linear em função da energia de queda, onde k_1 e k_2 representam parâmetros de ajuste da curva e variam segundo um grande intervalo (Equação (3)).

$$D = k_1 + k_2(W H) \quad (3)$$

Diversos outros autores propuseram a modificação na equação com a inserção de um coeficiente empírico “ n ” que depende de diversos fatores (Equação (4)).

$$D = n \sqrt{W H} \quad (4)$$

Leonards et al. (1980) e Lukas (1980, apud Mitchell 1981) também propuseram modificações na fórmula proposta por Ménard e Broise (1975), o primeiro considerou um fator de ajuste de 0,50, enquanto que o segundo recomenda uma faixa de 0,65 a 0,80.

Mitchell (1981) em sua revisão do estado da arte apresenta uma série de resultados observados até aquele momento, descrito na Figura 2.22. Os dados apresentados indicam que a profundidade de modificação estaria relacionada à energia por golpe, segundo a equação 4, porém ajustada com um coeficiente de 0,50.

Mayne et al. (1984) estudaram dados de 124 locais distintos onde a técnica de compactação dinâmica foi aplicada, sendo que mais de 50% dos locais eram compostos por areia ou areia siltosa colocada hidraulicamente; 27% continha siltes, argilas ou aterros de argila siltosa; doze locais continham entulhos de entulho, aterros de resíduos diversos e aterros sanitários. Os autores obtiveram valores entre 0,3 e 0,8 conforme indicado na Figura 2.23. Os autores citam que o grau de melhoramento resultante da compactação dinâmica foi medido através de uma variedade de ensaios de campo, tais como SPT, CPT e PMT.

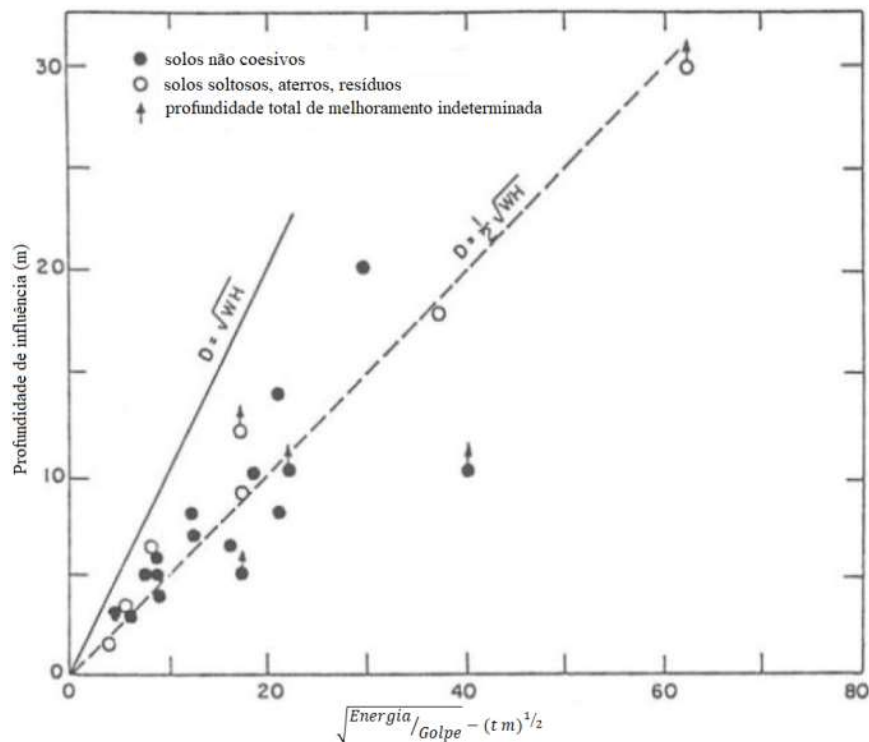


Figura 2.22: Profundidade de influência em função da energia por golpe (adaptado de Mitchell, 1981)

Mayne et al. (1984) complementam ainda que a profundidade e grau de melhoramento também pode ser obtido através de outras medições em campo, tais como medidores de poropressão, medição da velocidade de pico da partícula com a onda de choque, levantamentos geofísicos, ensaio de sobrecarga ou ensaio de placa, ensaio de palheta e ensaio de dilatômetro. Em alguns casos específicos a comparação do comportamento antes e após a aplicação da técnica pode se dar através de ensaios de laboratório.

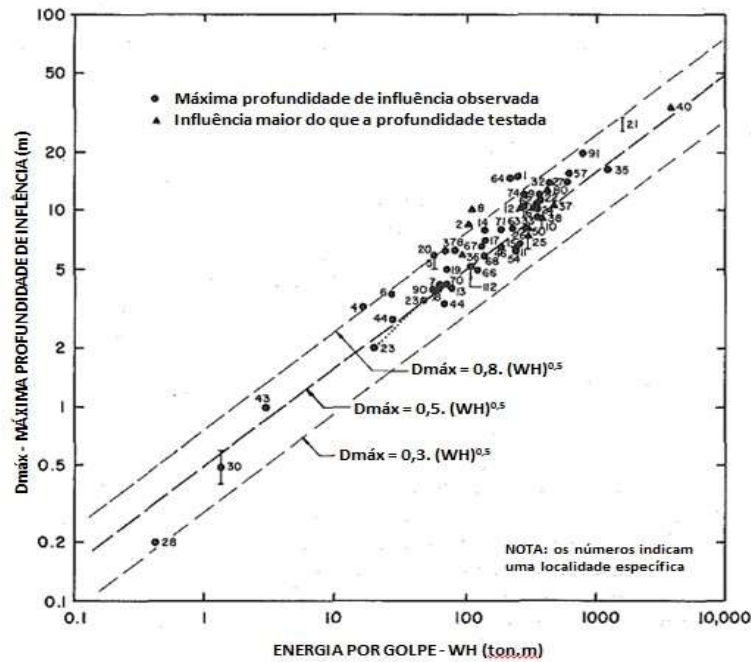


Figura 2.23: Indicação de limites superior e inferior para a profundidade de melhoramento do solo, considerando diversos tipos de solo (adaptado de Mayne et al., 1984)

Smits e De Quelerij (1989) consideram um modelo unidimensional para calcular a zona plástica, entendida com profundidade de influência, que considera a velocidade no momento do impacto, peso do bloco de queda, área de contato e propriedades elásticas do solo (Equação (5)). D é profundidade de influência, h é a profundidade da cratera, m é massa do peso de queda, A é a área da base do peso de queda, V_0 é velocidade do peso no momento do impacto, α é uma relação de densidades, ρ_{max} é densidade máxima do solo e σ_e é tensão vertical no limite elástico. A utilização da Equação (5) é particularmente complexa, pois envolve a necessidade de estimar valores de h e σ_e .

$$D - h = \frac{m}{\rho_{max}A} \left[-1 + \left(\frac{\sigma_e + \alpha V_0^2}{\sigma_e} \right)^{1/2} \right] \quad (5)$$

Rollins e Rogers (1994) recomendam valores de $n=0,4$ para solos colapsíveis e $n = 0,4$ a $n = 0,5$ para areias siltosas secas. Foram obtidos valores $n = 0,3$ em depósitos granulares na China (FENG *et al.*, 2011).

Terashi e Juran (2000) apresentam um resumo de uma série de valores propostos para n , com energias variando de 100 a 350 ton m/m² (Tabela 2.3).

Tabela 2.3: Valores recomendados de “n” referentes à Equação (4)

Referência	n
Ménard e Broise (1975)	1
Leonard et al. (1980)	0,5
Bjølgerud e Han (1963)	1,0 (solos granulares)
Smolczyk (1983)	0,5 (solos com estrutura instável)
	0,67 (siltes e areias)
	1,0 (areia puramente friccional)
Lukas (1980)	0,65 – 0,8
Mayne et al. (1984)	0,3 – 0,8
Gambin (1984)	0,5 – 1,0
Qian (1985)	0,65 (areia fina)
	0,66 (argila mole)
	0,55 (loess)
Van Impe (1989)	0,65 (areia siltosa)
	0,5 (areia argilosa)

Fonte: adaptado de Terashi e Juran, 2000

Lukas (1995) observa que a profundidade de melhoramento depende da eficiência do mecanismo de queda, do total de energia aplicada, do tipo de solo a ser densificado, da presença de camadas que podem absorver energia, da presença de camadas rígidas acima ou abaixo do depósito a ser modificado e da pressão de contato do peso de queda.

Lukas (1986 apud Lukas, 1995) detalha que as pressões de contato do peso de queda em repouso costumam variar de 40 a 75 kPa, sendo que pressões mais baixas poderiam limitar o melhoramento a uma crosta superior enquanto que pressões mais elevadas causariam ruptura por puncionamento diminuindo a eficiência da transmissão de energia. Hamidi (2014) cita que atualmente as pressões de contato são maiores, podendo chegar a 90 kPa.

Além desses fatores, Lukas (1995) destaca que é preciso considerar o grau de saturação do solo, considerando que para graus de saturação mais baixos o resultado é superior. A

Tabela 2.4 apresenta as estimativas do coeficiente “n” em função do tipo de solo e da condição de saturação.

Tabela 2.4: Valores de “n” em função da classificação do solo em diferentes zonas, considerando a granulometria e grau de saturação

Tipo de solo	Grau de saturação	Valor de n recomendado*
Zona 1 - Solos granulares	Alto	0,5
	Baixo	0,5 - 0,6
Zona 2 - Siltes com IP < 8	Alto	0,35 - 0,4
	Baixo	0,4 - 0,5
Zona 3 - Argilas com IP > 8	Alto	Não recomendado
	Baixo	0,35 - 0,4 **

* Para energia de 1 a 3 MJ/m² usando guindaste com cabo único

** Solos devem ter umidade menor que o limite de plasticidade

Fonte: Adaptado de Lukas (1995)

Existem outros trabalhos que consideram as dimensões do peso de queda na profundidade de melhoramento do solo. Charles et al. (1981, apud Terashi e Juran, 2000) propuseram uma expressão mais específica para solos coesivos pouco consistentes no que diz respeito à profundidade de influência (D), onde E_d/A_p representa a energia de impacto aplicada pela área da base do peso de queda, sendo B o diâmetro do peso de queda e S_u a resistência ao cisalhamento não drenada do solo (Equação (6)).

$$D = 0,4 \left(\frac{E_d B}{A_p S_u} \right)^{0,5} \quad (6)$$

Ghassesemi et al. (2009) desenvolveram um trabalho para areias secas variando a massa e o formato do peso de queda, além das alturas de queda. Inicialmente os autores propuseram uma equação para o fator de correção empírico da Equação (4), em função da energia do peso de queda (Equação (7)).

$$D = \left(0,65 - \frac{WH}{2500} \right) \sqrt{WH} \quad (7)$$

Posteriormente alteraram a equação adicionando o raio r do peso de queda, conforme a Equação (8).

$$D = 2 \sqrt[4]{\frac{r}{WH}} \sqrt{WH} \quad (8)$$

2.7.1. Efeito da quantidade de golpes

Os trabalhos de Lukas (1995) indicam que a profundidade de melhoria depende não só das grandezas já citadas, mas também do número de golpes, sendo que o comportamento é distinto para solos arenosos e argilosos. Em areias, 90% da profundidade é atingida após 2 a 4 golpes, porém nos solos argilosos a profundidade de melhoria vai aumentando conforme vão sendo aplicados mais golpes (Figura 2.24). Isso significa que para as areias a aplicação de uma quantidade excessiva de golpes não modifica a profundidade, mas sim as melhorias obtidas dentro da profundidade já atingida (HAMIDI, 2014).

Lee e Gu (2004) desenvolveram um método para avaliar o efeito da compactação dinâmica em areias secas. Os autores descrevem que existe uma quantidade de golpes que atinge a máxima profundidade de melhora, e caso sejam aplicados menos golpes, a profundidade pode ser calculada em função da quantidade de golpes aplicados.

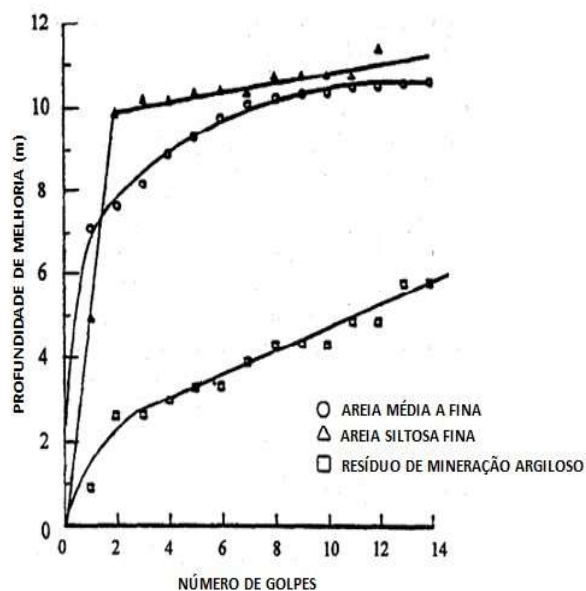


Figura 2.24: Profundidade de melhoria em função do número de golpes para diferentes tipos de materiais (adaptado de Lukas, 1995)

2.7.2. Efeito do momento de queda

A maioria das pesquisas desenvolvidas com o objetivo de compreender melhor o fenômeno da compactação dinâmica utiliza como grandeza principal a energia utilizada durante a queda do “tamper”. A maioria das equações que visam a estimar a profundidade de melhoria do solo utilizam esse parâmetro como entrada, conforme foi demonstrado no item 2.7.1. Hamidi (2014) nota que existe uma relação entre a velocidade de impacto e a velocidade de transmissão da onda no solo, de modo que a essa grandeza pode ser de grande interesse. As principais pesquisas que consideram o momento linear do peso durante a queda foram desenvolvidas por Oshima e Takada (1994, 1997), os trabalhos consideram resultados de campo e simulações em centrífugas.

A hipótese adotada pelos autores é que o choque é perfeitamente inelástico, ocorrendo a conservação do momento ao invés da conservação da energia. Oshima e Takada (1994) concluíram que o tempo de impacto é proporcional à relação entre a massa do tamper e a área da base e não depende da altura de queda e a aceleração máxima atingida durante a penetração é proporcional à raiz quadrada da altura de queda. Em seu trabalho posterior, os autores concluem que a área compactada é controlada pelo momento linear do tamper e não pela energia cinética, que a profundidade e área compactada são proporcionais ao logaritmo do momento total e que é possível estimar a área a partir do momento do peso de queda. A Figura 2.25 mostra esses resultados.

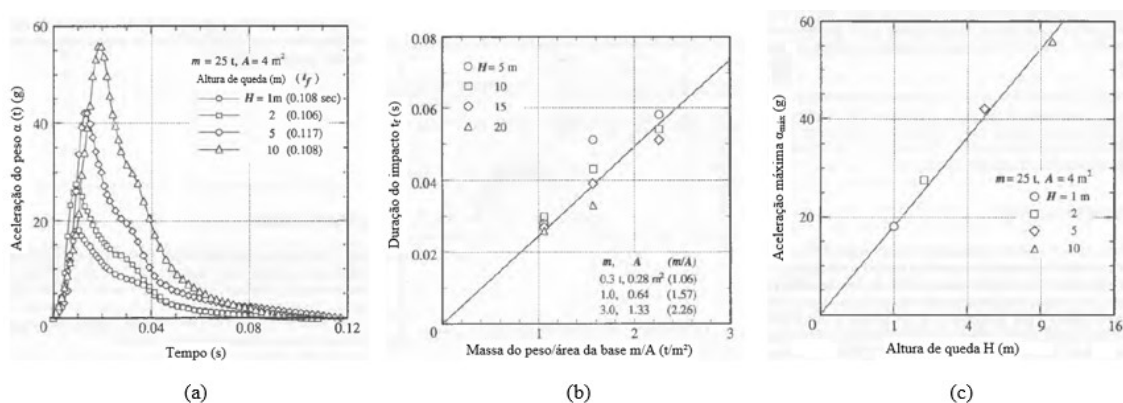


Figura 2.25: (a) desaceleração devido a um impacto do peso no solo (b) duração do impacto em função da massa normalizada (c) aceleração máxima em função da altura de queda (adaptado de Oshima e Takada, 1994)

Hamidi (2014) também acrescenta que os trabalhos de Gu e Lee (2002), que estudaram o mecanismo de compactação dinâmica usando o método dos elementos finitos, concluíram

que além da energia, a profundidade de melhoria depende do momento do peso de queda, para os casos em que a energia era mantida constante, momento maiores levam a maiores profundidades.

2.8. PROFUNDIDADE DA CRATERA

Uma das características principais que ocorrem com o solo que recebe o tratamento pela compactação dinâmica é a formação de crateras nos pontos de queda do peso e esse fenômeno também pode ser um indicativo da eficiência do processo. A medição dessas crateras pode ser um parâmetro indireto do ponto ótimo de execução da técnica, desde que já se conheça o afundamento esperado.

Para Vesic (1963, apud Velloso e Lopes, 2010) a ruptura por punção é caracterizada por um mecanismo de difícil observação. À medida que a carga cresce, o movimento vertical da estrutura é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo (Figura 2.26).

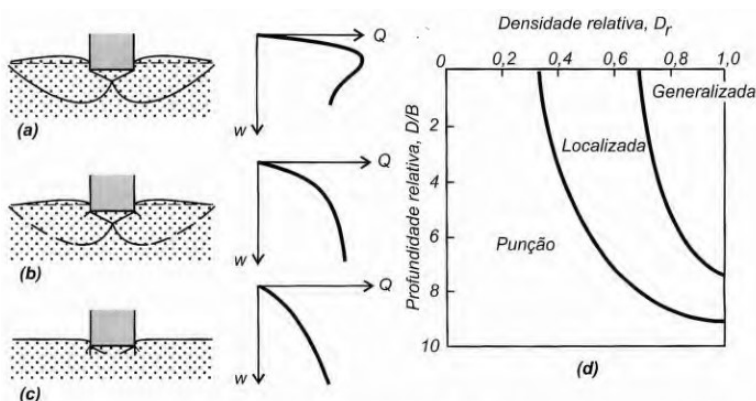


Figura 2.26: Tipos de ruptura: (a) generalizada, (b) localizada, (c) por punção e (d) condições em que ocorrem, em areias (Vesic, 1963)

Velloso e Lopes (2010) afirmam que a penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro do carregamento, sendo que o solo fora da área carregada praticamente não participa do processo. Além disso, tais pesquisadores alegam que, se o solo possuir certa resistência ao cisalhamento, e for muito compressível, a ruptura será por punção.

Lopes (1979, apud Velloso e Lopes, 2010) propôs a análise do campo de deslocamentos (Figura 2.27) para distinguir o modo de ruptura (válido tanto para areias como para argilas), caracterizando a ruptura por punção como aquela que apresenta pequeno (argilas moles) ou nenhum (areais fofas) levantamento da superfície do terreno e, além disso, não ocorrendo a formação de superfícies de ruptura bem definidas.

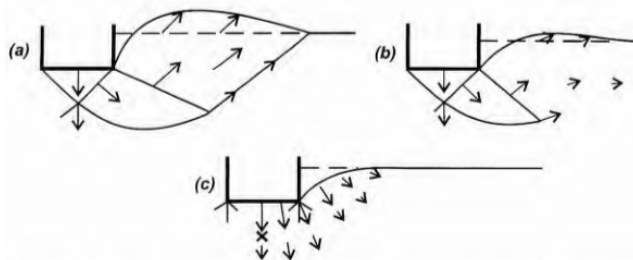


Figura 2.27: Campos de deslocamentos das rupturas (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção (adaptado de Lopes, 1979 apud Velloso e Lopes, 2010)

Mayne et al. (1984) em uma extensa revisão de casos observaram que ao se normalizar as profundidades da cratera em relação à raiz quadrada da energia, os dados se encaixam numa faixa restrita. A Figura 2.28 apresenta os resultados de areias siltosa (nº 41 e 82), aterros arenosos (nº 3 e 54), pedregulho (nº 36), “rockfill” (nº 14), e resíduos de carvão (nº 84). Em todos os locais indicados, não foram constatados levantamentos laterais consideráveis.

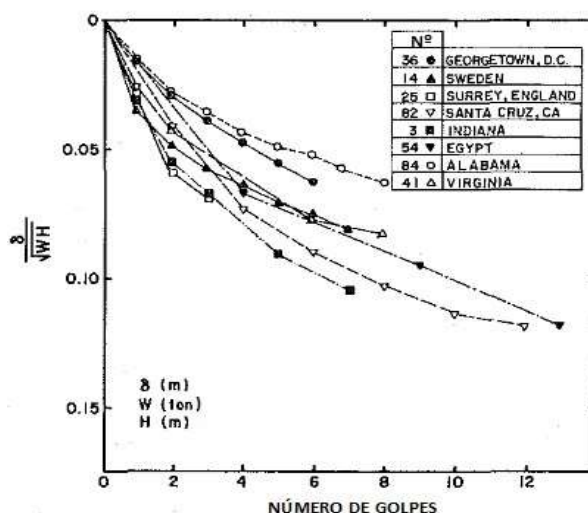


Figura 2.28: Profundidade da cratera normalizada em função do número de golpes, para diversos tipos de solo (adaptado de Mayne et al., 1984)

Hamidi (2014), através de uma extensa análise de casos de aplicação da técnica, destaca que a medição da profundidade da cratera não constitui uma maneira de avaliar a eficiência da técnica, uma vez que durante a queda dos pesos parte do solo lateral cai para dentro da cratera formada. Assim, o pesquisador indica que a medição do volume da cratera é um dos dados mais significativos para avaliar as modificações no solo.

2.9. ASSENTAMENTO DO SOLO

Diversos trabalhos sobre o tema da compactação dinâmica utilizam o termo “settlement” para se referir aos deslocamentos verticais que o terreno sofre durante a aplicação da técnica. Entretanto, convém observar que esse termo usualmente é associado a recalque na língua portuguesa, que corresponde a deslocamentos em um elemento estrutural, relacionado à redução de volume durante o adensamento em argilas moles ou ao carregamento imediato em solos arenosos. Nesse sentido, o termo “afundamento”, “abaixamento” ou mesmo “assentamento” corresponde melhor ao que se observa durante a compactação dinâmica de solos.

Mayne et al. (1984) indicam que a aplicação da técnica ocorre com a aplicação dos golpes, seguida pelo nivelamento das camadas com um trator. A magnitude do assentamento depende principalmente da energia aplicada por área, além da espessura da camada compressível, que não foi considerada no trabalho. A Figura 2.29 demonstra os assentamentos em função da energia aplicada.

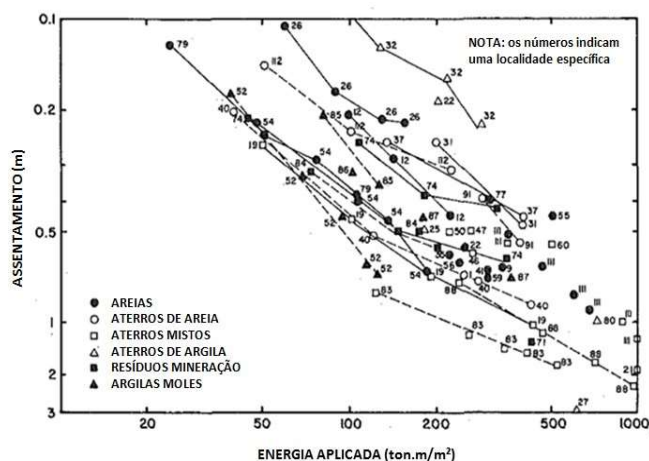


Figura 2.29: Assentamento do solo em função da intensidade de energia aplicada (adaptado de Mayne et al., 1984)

Outro conceito interessante relacionado ao afundamento solo relaciona que para uma determinada energia por golpe, existe um afundamento associado, o qual atinge um valor estável para uma determinada intensidade de energia (LO, OOI e LEE, 1990). Os autores também observaram que, para uma mesma energia por golpe, solos menos rígidos (geralmente argilas) apresentam menor deformação do que solos mais rígidos (geralmente areias). A Figura 2.30 apresenta diversas combinações do afundamento observado para diversos tipos de solo, em função da intensidade de energia aplicada, a partir desses dados os autores afirmam que o mecanismo de melhoramento através de processos de compactação pode ser aproximado a uma sucessão de processos de compactação dinâmica, seguida por uma substituição dinâmica e após uma substituição-mistura dinâmica.

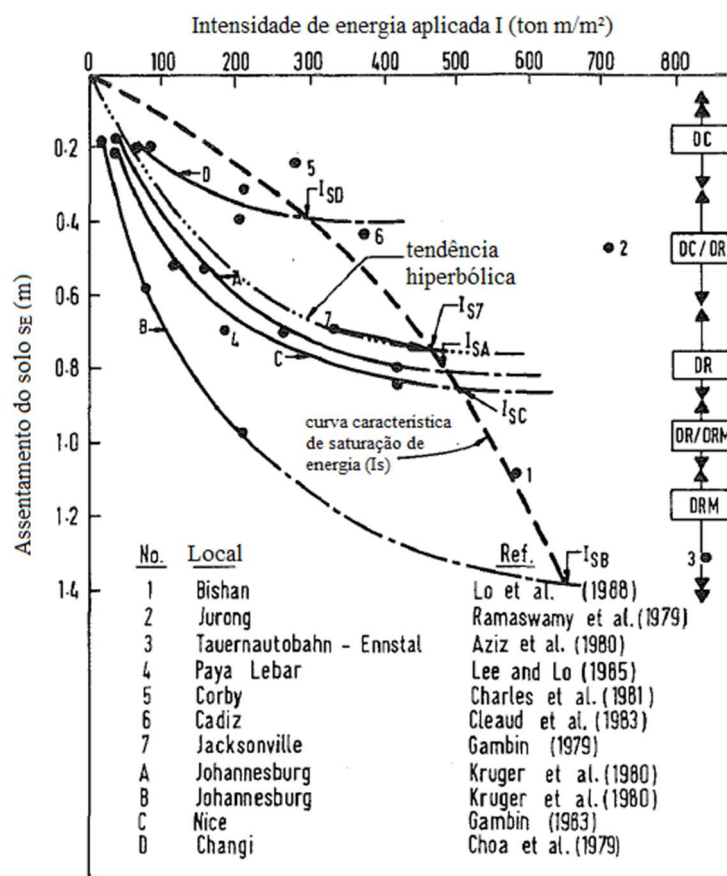


Figura 2.30: Assentamento do solo em função da intensidade de energia aplicada (adaptado de Lo et al., 1990)

Slocombe (2013) explica que a densificação gera colapso dos vazios do solo, provocando assim uma redução do nível do terreno, que depende da quantidade de energia aplicada. Slocombe (2004), através de dados de afundamentos de crateras em

solos sedimentares, propõe uma abordagem relativamente simples, que é adotar percentuais aproximados da profundidade do tratamento alvo para equipamentos de 8 toneladas (50-100 ton m/m²) e 15 toneladas (100-200 ton m/m²). O autor destaca também que porcentagens mais elevadas requerem maior energia, porém a relação não é linear, um aumento da ordem de 10 a 15% na redução de volume pode significar necessidade de 200 a 250% de aumento na energia aplicada. A Tabela 2.5 mostra os resultados empíricos alcançados pelo autor para a energia total correspondente a 15 toneladas.

Tabela 2.5: Assentamento do solo como função da profundidade de melhoramento

Tipo de solo	% profundidade
Argilas naturais	1 - 3
Argilas de aterro	3 - 5
Areias naturais	3 - 10
Aterros granulares	5 - 15
Resíduos e turfas	7 - 20

Fonte: Adaptado de Slocombe (2004)

2.10. ESPAÇAMENTO DA MALHA E NÚMERO DE GOLPES

Um dos elementos fundamentais no planejamento de uma operação de compactação dinâmica é adotar uma malha e quantidade de golpes que sejam capazes de melhorar as características do solo da maneira mais eficiente possível, ou seja, atingir as características geotécnicas previstas no projeto com a menor quantidade de golpes possível.

Lukas (1995) destaca que a primeira fase do processo de compactação dinâmica visa a melhorar as camadas mais profundas do solo, as fases seguintes têm como objetivo melhorar as camadas intermediárias. Hamidi (2014) acrescenta que fase de “ironing”, que é executada com uma quantidade mais baixa de energia, tem por finalidade modificar a camada de solo que está situada acima da profundidade da cratera formada nas fases anteriores. A adoção de várias fases de execução está diretamente ligada à ocorrência de solos finos coesivos, tendo em vista a necessidade de um maior tempo para que o excesso de poropressão seja dissipada (MÉNARD e BROISE, 1975).

Mayne et al. (1984) recomendam a adoção da largura da malha como sendo ao menos a espessura da camada compressiva, principalmente para a primeira fase do processo. Nos casos em que há camadas de solos finos coesivos, o autor acrescenta a necessidade de se aguardar o tempo para que a poropressão seja dissipado. Nesse sentido, Lukas (1986 apud Lukas, 1995) também assinala que em materiais semipermeáveis, a malha inicial deve ser da ordem de 10 a 15 metros de largura para facilitar a dissipação de poropressão.

Lukas (1995) descreve que uma grande parte dos projetos considera o espaçamento entre os pontos de queda da ordem de 1,5 a 2,5 vezes o diâmetro do peso de queda, detalhando que o ideal é a execução em duas fases no mínimo, com a possibilidade de mais fases na hipótese de o solo desenvolver excesso de poropressão. O autor afirma ainda que a quantidade de golpes em cada fase depende do projeto, porém a maioria utiliza de 7 a 15 golpes na primeira etapa e poucos golpes na fase de “ironing”, esses valores também são recomendados por Terashi e Juran (2000).

Chow et al. (1994) desenvolveram um trabalho interessante para um solo arenoso fofo, avaliando as modificações no solo a determinadas distâncias do ponto de impacto, adotando como parâmetro a variação no ângulo de atrito, que foi obtido através correlações utilizando resultados de ensaios de CPT. Para isso, os autores analisaram a relação entre a variação do ângulo de atrito ($\Delta\phi$) para um ponto situado a uma determinada distância X e a variação do ângulo de atrito logo abaixo do ponto de queda ($\Delta\phi_b$). Foram utilizados resultados de ensaios de cone para as distâncias de 0 m, 3 m, 6m e 9m, com os valores para as profundidades de 0 D, 1 D, 2D e 3D, onde D representa o diâmetro do peso de queda. Foi observado que os resultados não variaram com a profundidade. A Figura 2.31 apresenta a relação da variação entre os ângulos de atrito e a distância em relação ao ponto de queda normalizada.

Os autores estimaram as melhorias no solo a partir de um único ponto de queda, depois estenderam o entendimento para vários pontos. Desta maneira, analisando diversos resultados de ensaios de campo, Chow et al. (1994) propuseram um método para determinar a relação entre a variação no ângulo de atrito em função da distância entre os pontos de impacto, para o ponto médio da lateral e da diagonal da malha de compactação dinâmica.

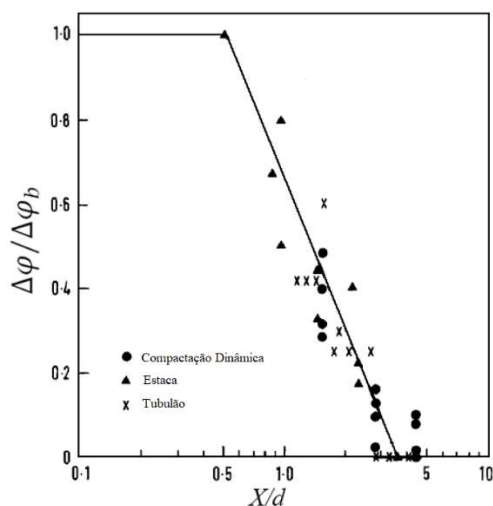


Figura 2.31: Variação do ângulo de atrito em função da distância do ponto de impacto normalizada (adaptado de Chow et al., 1994)

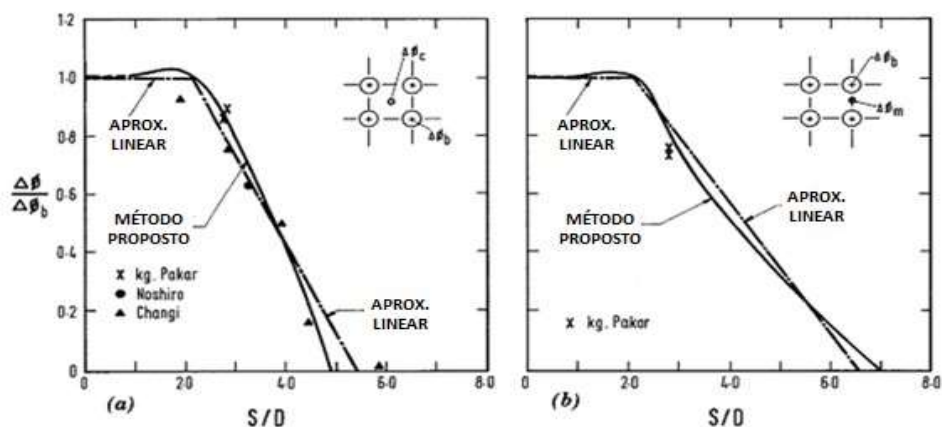


Figura 2.32: (a) Espaço entre pontos de impacto para $\Delta\phi_c$; (b) Espaço entre pontos de impacto para $\Delta\phi_m$ (adaptado de Chow et al., 1994)

A Figura 2.32 indica uma aproximação linear para cada caso estudado, comparando as curvas é possível notar que para solos granulares sedimentares a relação S/D (razão entre espaçamento e o diâmetro do bloco) ótima gira em torno de 2,1, em coerência com o observado por Lukas (1995) que recomenda valores entre 1,5 e 2,5.

Convém destacar que esse estudo realizado por Chow et al. (1994) aplica-se a areias, não há estudos desse tipo para solos finos argilosos. Hajialilue-Bonab e Zare (2013) realizaram estudos em areias analisando imagens do processo de compactação e obtiveram relações de espaçamento coerentes com as observadas por Chow et al. (1994).

2.11. MELHORAMENTOS ESPERADOS

A técnica de compactação dinâmica tem por objetivo permitir o melhoramento do solo, adequando-o às necessidades de um determinado projeto. Nesse sentido, é fundamental conhecer o comportamento do material antes do tratamento e avaliar os resultados obtidos após a execução da técnica, isso usualmente é feito através de ensaios de campo como o SPT (Standard Penetration Test), CPT (Cone Penetration Test) e PMT (Pressuremeter Ménard Test). Lukas (1995) destaca que a adoção de um determinado teste depende de uma série de fatores, tais como o tipo de solo, as dificuldades associadas a cada teste, o tipo de teste usualmente utilizado no local, a disponibilidade de equipamentos e a experiência do projetista. O autor acrescenta que a caracterização laboratorial do material – umidade, distribuição granulométrica e limites de Atterberg – é bastante interessante, sobretudo no caso de solos finos, o que permitiria identificar se a técnica será mais ou menos eficiente dependendo das características do material.

Nesse sentido, Slocombe (2004) descreve as particularidades da aplicação de cada ensaio de campo de forma sucinta na Tabela 2.6, demonstrando as vantagens de cada teste, conforme o tipo de solo: granular ou coesivo.

Tabela 2.6: Ensaios para avaliação da compactação dinâmica

Ensaio	Tipo de solo		Comentários
	Granular	Coesivo	
Cone dinâmico	**	*	Insensitivo para revelar o tipo de solo. Tem dificuldades de penetração em solos densos
Cone estático	***	*	Tamanho da partícula é importante. Pode ser afetado por pressões laterais geradas pelo tratamento. Melhor para avaliação da liquefação por sismos em areias
SPT	***	**	Eficiência do teste é importante. Recupera amostras
Placa (pequena)	*	*	Baixo confinamento na zona a ser testada. Afetado por poropressões
Placa (grande)	**	*	Melhor ação de confinamento
Carregamento	****	****	Melhor teste para comparação realística com fundações
"Full-scale"	*****	*****	Raro

Nota:

* a ***** - menos a mais adequado

Fonte: Adaptado de Slocombe (2004)

Lukas (1986, apud Hamidi, 2014) descreve que para as quantidades de energia comumente utilizadas – 100 a 300 ton m/m² - o grau de melhoramento é da ordem de 100 a 400%, levantado através dos ensaios de campo supracitados, sendo que as variações mais significativas ocorrem para os materiais que apresentavam as piores condições antes do tratamento. A Tabela 2.7 apresenta os detalhes do tipo de material e as melhorias esperadas, comparando resultado de ensaios de campo antes e após a aplicação da técnica.

Tabela 2.7: Melhorias esperadas em função do tipo de solo

Tipo de solo	Percentual de melhoria estimada
Solos granulares permeáveis - areias e cascalhos	300 a 400%
Solos semipermeáveis:	
Areias siltosas	100 a 400%
Siltes e siltes argilosos parcialmente saturados	100 a 250%
Aterros sanitários	200 a 400%
Resíduos de construção	200 a 300%

Fonte: adaptado de Lukas, 1995

Lukas (1995) observa, entretanto, que para algumas aplicações específicas o objetivo não é apenas reduzir o recalque de estruturas que venham ser construídas na área a ser tratada, mas também garantir que o solo tenha propriedades mínimas para que não sofra colapso, sobretudo para solos com elevado potencial de liquefação.

Leonards (1980, apud Lukas, 1995) estabelece que os tratamentos com utilização de compactação dinâmica atingem uma densificação máxima, que corresponderia a uma resistência de ponta do cone de 15 MPa.

Mitchell (1981) cita que a quantidade de melhoramento depende do tipo do solo, umidade, grau de saturação e da quantidade de energia aplicada. O autor descreve que os valores máximos obtidos em ensaios após a compactação são da ordem de 180 kg/cm² para a resistência de ponta no piezocone, 45 golpes/30 cm no ensaio de SPT e pressão limite no pressiômetro de Ménard de 3 MPa e módulo pressiométrico de 25 MPa para areias limpas.

Mayne et al. (1984) demonstram uma série de resultados de ensaios de campo em função das energias aplicadas no tratamento. Fica claro a partir da análise dos dados que quanto

maior a energia aplicada, melhores são os resultados obtidos, sobretudo para os materiais arenosos, já para os argilosos a melhoria não é tão significativa. A Figura 2.33 demonstra resultados de ensaios de SPT após a execução da compactação dinâmica, sendo possível observar que o resultado em solos argilosos não apresenta ganhos tão relevantes quanto para outros materiais.

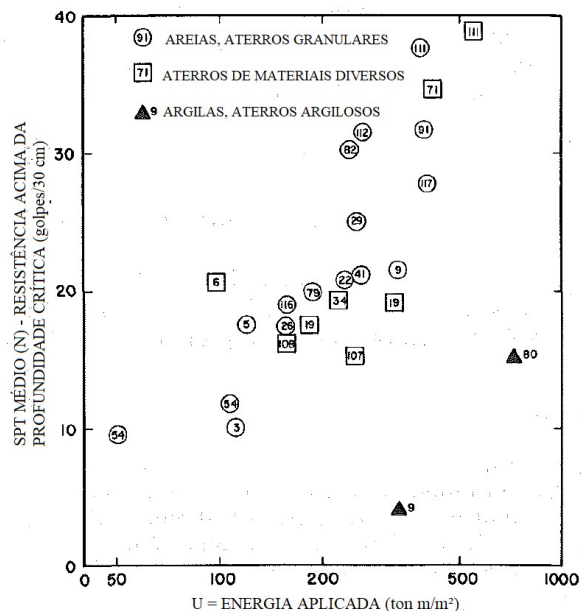


Figura 2.33: Resultados de ensaios de campo (SPT) em função da energia aplicada para distintos tipos de solo (adaptado de Mayne et al., 1984)

Lukas (1986, apud Lukas 1995) apresenta uma tabela (Tabela 2.8) que determina os resultados dos ensaios de campo esperados para cada tipo de solo.

Tabela 2.8: Variação máxima dos resultados de ensaios de campo em função do tipo de solo

Tipo de Solo	Valor Máximo no Teste		
	SPT (N)	CPT (MPa)	PMT (MPa)
Areias	40 - 50	19 - 29	1,9 - 2,4
Siltes	34 - 45	13 - 17	1,4 - 1,9
Siltes arenosos e Siltes argilosos	25 - 35	10 - 13	1,0 - 1,4
Argilas e Resíduos mineração	30 - 40	ND	1,4 - 1,9
Aterros sanitários	20 - 40	ND	0,5 - 1,0

Nota: ND = não disponível

Fonte: Adaptado de Lukas (1995)

Lukas (1995) estabelece ainda que a melhoria média observada ao longo do perfil de profundidade é inferior ao valor máximo obtido, que em geral está situado a uma profundidade da ordem de 1/3 a 1/2 da máxima tratada. A primeira fase do processo com elevada energia melhora as camadas inferiores e uma segunda fase com menor energia uniformiza as propriedades na parte superior. A Figura 2.34 demonstra um esquema do resultado esperado.

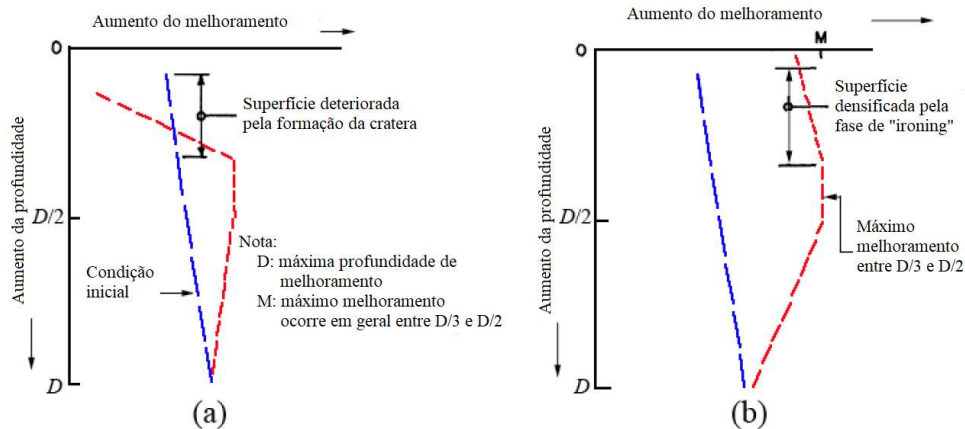


Figura 2.34: Fases da compactação dinâmica: (a) primeira fase, onde a profundidade de melhoramento é atingida; (b) após fases subsequentes, melhorando as camadas mais superiores (adaptado de Lukas, 1995)

A Figura 2.35 e a Figura 2.36 demonstram alguns resultados típicos de ensaios de campo antes e após o processo de compactação dinâmica.

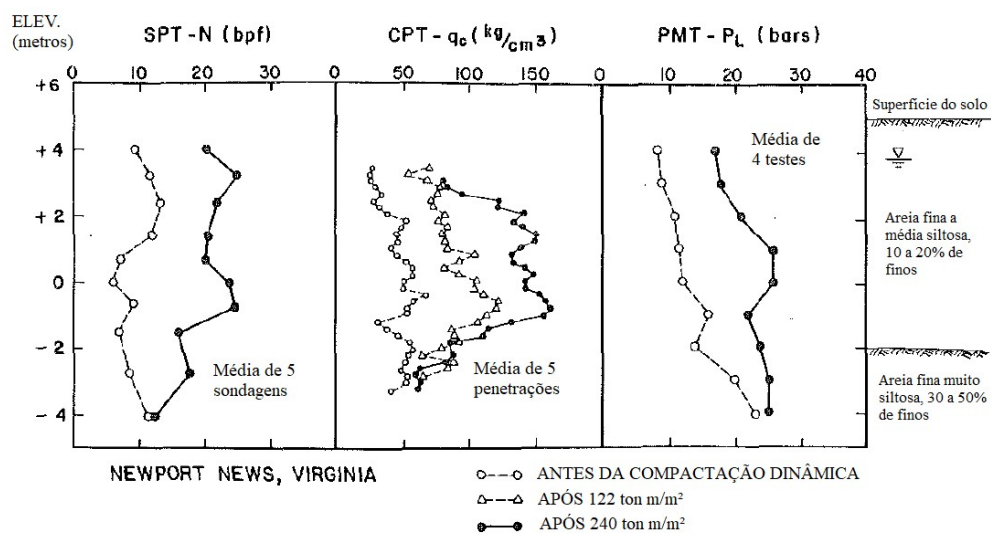
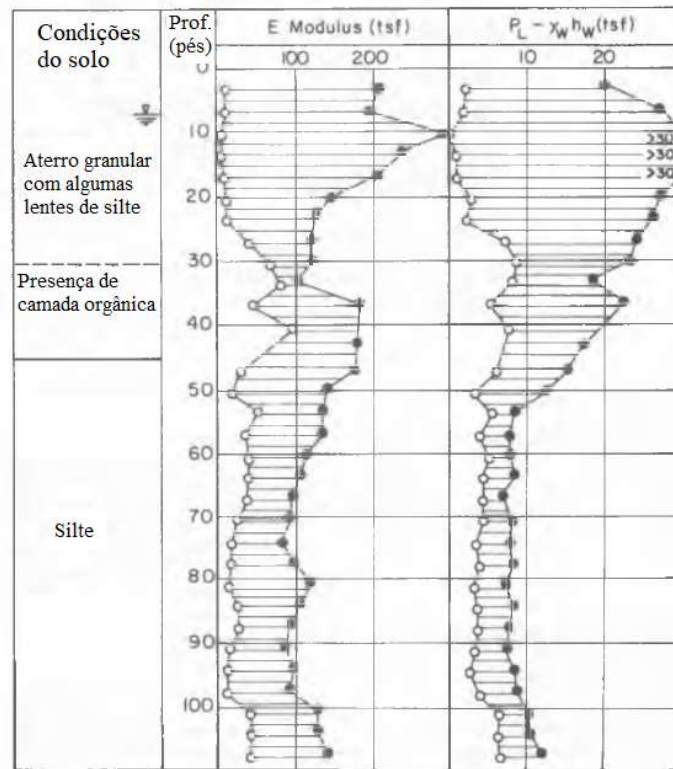


Figura 2.35: Variação dos resultados de campo após a execução da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Mayne et al., 1984)

MELHORAMENTO DO TERRENO PARA NOVA
PISTA DE POUSO



Legenda:

- Antes da compactação dinâmica
- Após 3 passadas de compactação dinâmica, cada passada consiste em 6 golpes de um peso de 170 ton a uma altura de 23 m

Figura 2.36: Variação do módulo de elasticidade “E” e da pressão limite com realização do tratamento por compactação dinâmica (adaptado de Mitchell, 1981)

Com relação ao formato da curva de melhoramento abaixo do ponto de queda, Varaksin e Racinais (2009, apud Hamidi, 2014) observaram que o formato era semelhante a uma parábola. Esse resultado é coerente com as recomendações de Lukas (1995) citadas acima.

Poran e Rodriguez (1992) estudaram o comportamento de areias a partir de resultados de laboratório e observaram que o formato da fração da areia que sofreu modificações dentro do solo corresponde a um semi elipsóide cujo eixo ao longo da profundidade é maior do que ao longo da horizontal, conforme a Figura 2.37.

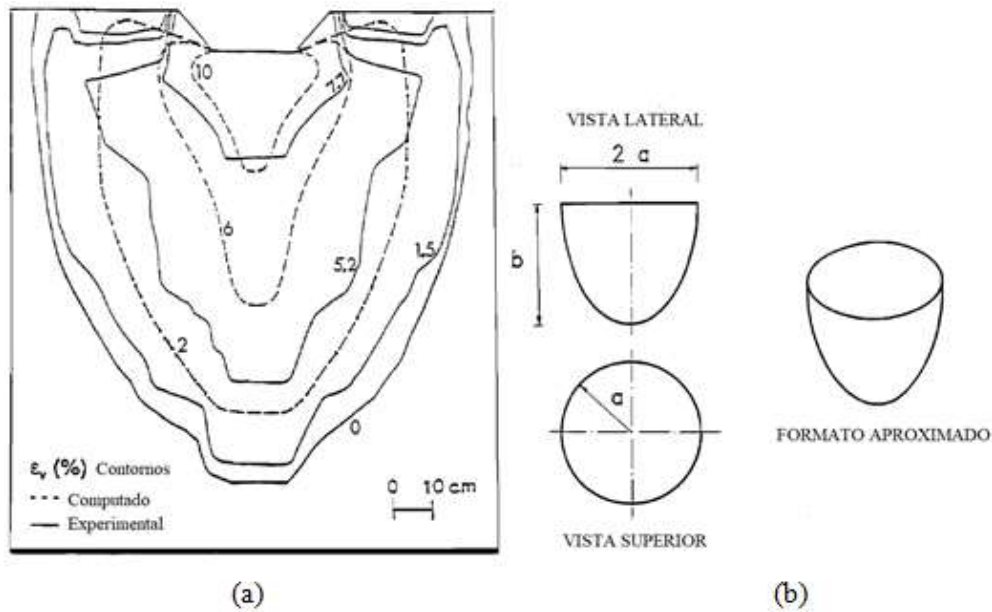


Figura 2.37: (a) resultados experimentais e computados para a deformação em um solo arenoso após a execução da compactação dinâmica; (b) formato aproximado da fração do solo que é melhorada com os impactos (adaptado de Poran e Rodriguez, 1992)

Outro aspecto interessante relacionado ao processo de compactação dinâmica é o ganho de resistência observado pelo solo com o tempo. Esse comportamento é esperado em solos finos saturados, onde o tempo desempenha papel fundamental para dissipação do excesso de poropressão e aumento das tensões efetivas (MÉNARD e BROISE, 1975), mas Mitchell (1981) destaca que esse fenômeno também é observado em areias, o ganho de resistência ocorre após várias semanas ou meses, o que implica que os resultados de melhoria obtidos logo após a aplicação da técnica são conservadores.

Mitchell e Solymar (1984) descrevem que o aumento na resistência com o tempo é um fenômeno complexo cujas razões não são compreendidas completamente, mas indica que a causa mais provável seria a formação de um gel de sílica na superfície das partículas, atuando como um composto cimentício na estrutura das areias.

Schmertmann (1987) apresenta a ideia de que ocorre um rearranjo das partículas como um efeito de envelhecimento secundário do solo, aumentando assim o efeito friccional entre as partículas, o que reflete um maior ângulo de atrito. Outra possibilidade levantada pelo autor é o aumento nas tensões laterais, uma vez que com o processo de compactação dinâmica essas tensões são reduzidas e com o passar do tempo são recuperadas, aumentando as tensões in situ. Mesri et al. (1990) corroboram com essas ideias, indicando

que durante o envelhecimento do solo sob condições drenadas ocorre uma compressão secundária, com rearranjo das partículas, que leva a um aumento das tensões horizontais e da rigidez. A Figura 2.38 apresenta um exemplo do ganho de resistência com o tempo.

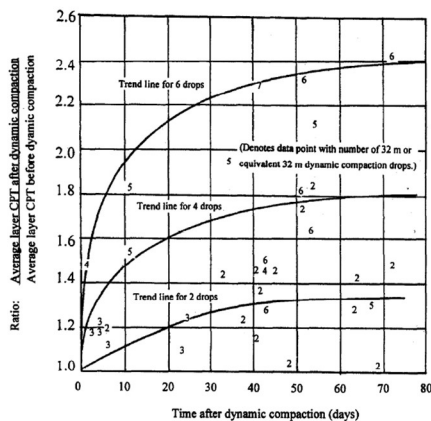


Figura 2.38: Resultados de ensaios de campo e variação com o passar do tempo, para diferentes energias de queda (adaptado de Schmertmann et al., 1980, apud Lukas, 1995)

Michalowski e Nadukuru (2012) apresentam o conceito de fadiga estática, que causa microfissuras no solo e faz com que as partículas se aproximem, aumentando o atrito entre elas. Esse fenômeno leva a um aumento do módulo de elasticidade, o que causa aumento nas tensões horizontais, como as tensões verticais são praticamente constantes, a tensão desvio diminui afastando o solo da condição de escoamento, aumentando sua resistência.

Kopf et al. (2010) sugerem o controle do grau de compactação atingido através de medições da desaceleração do peso de queda e das vibrações induzidas no solo. Acrescentam que para análise para maiores profundidades é possível análise da onda de superfície espectral (SASW) e ensaios in situ (SPT e CPTu).

Também existem estudos que buscam relacionar o grau de melhoramento com as variações da rigidez do solo, através de uma medida determinada como WAK (*wave-activated stiffness*) (MERRIFIELD e DAVIES, 2000).

Montejano e Sanz (2015) relacionam outros critérios que podem ser usados com indicadores indiretos dos melhoramentos obtidos com a técnica: profundidade, volume, dimensões e formato da cratera formada, elevação do terreno circundante e ocorrência de fissuras no solo em volta da cratera.

2.12. MÉTODOS DE PROJETO

O único método de projeto com recomendações e diretrizes específicas oficialmente publicadas é o proposto por Lukas (1995) que se baseia em correlações empíricas e na experiência de prática da indústria. Poran e Rodriguez (1992) também apresentam uma rotina de procedimentos para planejamento das operações de compactação dinâmica em areias.

2.12.1. Lukas (1995)

A partir de estudos preliminares, considerando ser viável a aplicação da técnica de compactação dinâmica, o autor estabelece seis itens que devem ser considerados para planejamento das operações em campo. A seguir são detalhadas as etapas:

- 1) Escolha da configuração do bloco e da altura de queda necessários para atingir a profundidade requerida:

Para essa etapa devem ser considerados os aspectos abordados no item 2.5.1 e 2.5.2, considerando o tipo de solo, nível d'água, condições de drenagem entre outros.

- 2) Determinação da energia a ser aplicada para resultar na melhoria desejada:

A energia aplicada na compactação dinâmica deve ser suficiente para causar a compressão desejada do solo e calcula-se esse valor pela energia média a ser aplicada em uma área (Equação (9)). E representa a energia por unidade de área, N é o número de golpes, P é o número de passadas, g é a aceleração da gravidade e S é o tamanho da malha de aplicação do tratamento.

$$E = \frac{N.W.H.P.g}{S^2} \quad (9)$$

Em projetos típicos, a variação média de energia a ser aplicada está entre 1 a 3 MJ/m², porém esse valor pode ser alterado para um determinado projeto em decorrência da classificação do solo a ser densificado, do peso específico inicial do depósito, da espessura do depósito a ser compactado e do grau necessário de tratamento. Nesse sentido, Lukas (1995) apresenta a Tabela 2.9 como ponto inicial para cálculo da energia média necessária, sendo esta energia média (kJ/m²) determinada multiplicando a energia unitária (kJ/m³) pela espessura da camada a ser melhorada (D).

Tabela 2.9: Intervalos típicos de energia para diversos tipos de solos

Tipo de depósito	Energia aplicada unitária (kJ/m³)	Porcentagem energia Proctor Normal
Zona 1	200 - 250	33 - 41
Zona 2 e Zona 3 (acima N.A.)	250 - 350	41 - 60
Aterros sanitários	600 - 1100	100 - 180

Nota: Energia Proctor Normal = 600 kJ/m³ Fonte: Adaptado de Lukas, 1995.

Convém observar que a Tabela 2.9 deve ser utilizada como ponto de partida e ajustes podem ser requeridos no campo para atingir a melhoria desejada. Por exemplo, nos casos de densificação para a redução de recalques e o projeto indicar um módulo mínimo de PMT ou um valor mínimo de SPT, a energia deverá ser aplicada para alcançar tais valores. Na hipótese de a técnica ser utilizada para reduzir o potencial de liquefação, o valor mínimo de SPT ou CPT determina a quantidade de energia a ser aplicada.

3) Seleção da área a melhorar:

Ménard e Broise (1975) afirmam que a compactação dinâmica deve ser realizada além do limite da área de carregamento da superestrutura, sendo usual utilizar uma distância igual à profundidade do depósito de melhoria (D), de forma conservadora o autor afirma que é mais indicado ainda realizar 2D além do limite desejado.

Já no caso de aterros sobre solos pouco resistentes, onde a estabilidade dos taludes é uma preocupação, Lukas (1995) recomenda a densificação de toda a região dentro da zona de ruptura prevista além do pé do talude. Quanto à área a densificar, o autor justifica que a compactação em obras típicas é geralmente realizada em uma área maior do que a área carregada, para induzir a densificação da área abaixo do solo que será submetida ao aumento de tensão devido à distribuição de pressão do novo carregamento. Schaeffer et al. (2017) recomendam que nos pontos de aplicação de cargas superficiais concentradas, como sapatas, o tratamento deve considerar energias mais elevadas.

4) Determinação do espaçamento da malha e no número de golpes:

O espalhamento da malha deve considerar a densificação adequada da camada de solo, conforme detalhado no item 2.11. Lukas (1995) recomenda a utilização de

espaçamentos de 1,5 a 2,5 vezes o diâmetro do peso de queda. A partir do espaçamento e da quantidade de energia calculada anteriormente, é possível determinar o número de golpes por ponto da malha (Equação (9)).

Lukas (1995) observa que a quantidade de golpes usualmente aplicada é de 7 a 15 para cada ponto da malha, recomendando ajustes caso o valor calculado esteja fora desse intervalo. Feng et al. (2011) recomendam que o número de golpes deve considerar o afundamento consecutivo da cratera, estabelecendo 6 cm com um valor inicial para parada da operação.

5) Definição da quantidade de passadas:

A definição de passadas múltiplas faz referência a aplicação de carga nas crateras formadas em tempos espaçados, tal processo se torna necessário quando ocorre o aumento excessivo da profundidade da cratera ou quando desenvolvem-se poropressões durante a execução da técnica (Lukas, 1995).

Lukas (1995) recomenda adotar como limite de profundidade da cratera o valor da altura do bloco acrescido de 0,3 metros e, caso este valor seja atingido, torna-se necessário o preenchimento da mesma com um material de boa qualidade, como areias finas, e utilizar múltiplas passadas. Tal procedimento de execução é justificável pelo autor baseado no fato que a profundidade excessiva da cratera pode acarretar a ruptura do cabo de içamento, aumento da força necessária para retirada do bloco, formação de uma camada rígida que a fase “ironing” talvez não seja capaz de compactar.

Como mencionado ao longo deste trabalho, quando há o desenvolvimento de excesso de poropressões, o número de golpes aplicados a um ponto da malha também deve ser limitado (LUKAS, 1995; TERASHI e JURAN, 2000). Nos depósitos de grãos mais finos, o excesso de poropressão pode requerer alguns dias ou semanas para se dissipar após o impacto do bloco, a aplicação de mais golpes após ser atingida a saturação levaria a um levantamento lateral do solo, sem acréscimo de compressão.

Uma forma de se controlar o tempo entre a execução das múltiplas passadas de forma direta é através da instalação de piezômetros (TERASHI e JURAN, 2000) ou, de forma indireta, através da verificação do levantamento do solo nas laterais da cratera (Lukas, 1995), conforme demonstrado na Figura 2.39.

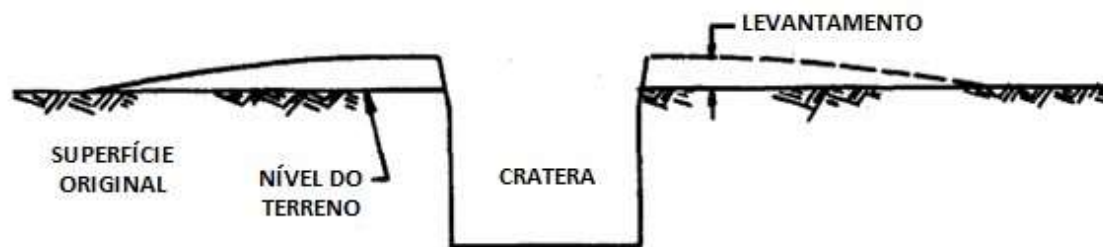


Figura 2.39 - Levantamento formado ao lado da cratera (adaptado de Lukas, 1995)

- 6) Verificação da necessidade de uma camada de estabilização da superfície e associação com outras técnicas como rebaixamento do nível d'água.

É comum se deparar na prática da engenharia geotécnica com muitos locais onde o solo da superfície do terreno é bastante instável, solto ou mole. Portanto, para a execução efetiva da compactação dinâmica deve-se inicialmente preparar as camadas superficiais para suportar o peso do sistema de compactação (TERASHI e JURAN, 2000). Geralmente tal tratamento é realizado por meio de aterros, desenvolvendo-se assim uma camada de estabilização da superfície de cerca de 1 a 2 metros de materiais granulares.

O material mais empregado para estabilização da superfície do terreno é do tipo granular de grãos grosseiros, como cascalho ou brita (LUKAS, 1995). Vale ressaltar que essa estabilização também deve ser protegida contra intempéries (TERASHI e JURAN, 2000). O caso mais comum de solos a serem protegidos são os aluviões e argilas, uma vez que são extremamente sensíveis à água, recomenda-se então a remoção da água livre superficial durante o processo de compactação, o que pode ser realizado através da associação da compactação dinâmica com outras técnicas, como trincheiras, drenos verticais, entre outras.

2.13. MEDIDAS DE ACELERAÇÃO

O processo de compactação dinâmica, como o próprio nome já indica, envolve a interação entre o solo e o peso de queda. Ao tocar o solo, o peso inicia um processo de desaceleração até a parada completa, causando uma deformação plástica no solo, que corresponde à formação das grandes crateras observadas em campo.

A partir da medição da aceleração do peso é possível obter parâmetros da execução da técnica, tais como a tensão de contato entre o peso e o solo.

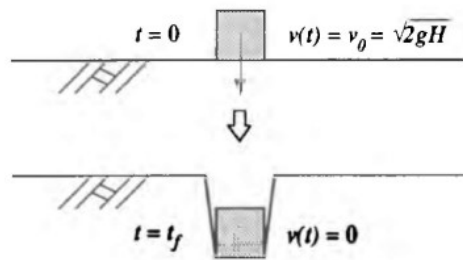


Figura 2.40: Esquema de queda do peso e penetração no solo

Considerando a hipótese de o choque entre o peso e o solo ser perfeitamente inelástico (Figura 2.40) pode-se considerar a conservação do momento linear do peso de queda imediatamente antes do choque e ao fim do movimento de penetração, conforme apresentado por Oshima e Takada (1994). A força de impacto é representada por F , a integral é calculada entre o toque do peso no solo ($t=0$) até sua parada completa ($t=t_f$) e o mvo corresponde ao momento linear do peso.

$$\int_0^{t_f} F(t) dt = -mv_0 \quad (10)$$

Considerando a segunda lei de Newton, a força é função da aceleração a:

$$F(t) = m a(t) \quad (11)$$

A velocidade ao longo da penetração é função do tempo e da aceleração:

$$v(t) = v_0 + \int_0^t a(t) dt \quad (12)$$

E assim é possível obter a penetração do peso no solo:

$$P = v_0 t_f + \int_0^{t_f} \int_0^t a(t) dt dt \quad (13)$$

Mayne et al. (1983) observam que em geral os pulsos de aceleração apresentam uma forma triangular em função do tempo. Esse fato é ratificado por experimentos executados por Oshima e Takada (1994), conforme a Figura 2.41.

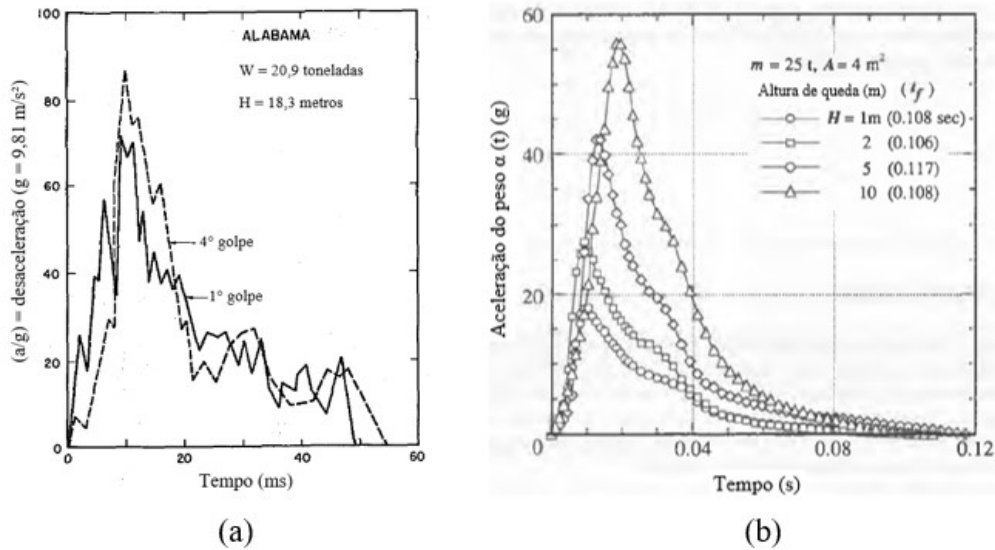


Figura 2.41: Formato do pulso de aceleração durante o contato do peso com o solo. (a) Resultados para 1 e 4 golpes (adaptado de Mayne et al., 1983). (b) Primeiro golpe em diferentes configurações (adaptado de Oshima e Takada, 1994).

Considerando o formato triangular da curva, é possível simplificar a Equação 11 para obter uma estimativa da máxima força que causa a desaceleração do peso.

$$\frac{1}{2} F_{m\acute{a}x} t_f = m v_0 \quad (14)$$

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. MATERIAIS

3.1.1. Sistema de Liberação de Carga – Gatilho

O sistema de queda livre desenvolvido para este trabalho pelo LEGG consiste em um sistema de liberação de carga projetado pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul baseado em projetos de gatilhos semelhantes utilizados em sistemas de ancoragem de estacas torpedo pela empresa Petrobras.

A peça responsável por liberar a carga no processo de compactação dinâmica foi concebida com a utilização do software *SolidWorks*. A Figura 3.1 apresenta um desenho esquemático do projeto, na qual os cilindros que atravessam transversalmente a peça indicam as manilhas, uma liga o gatilho ao guindaste e a outra aos cabos de aço que se prendem no peso de queda.

O projeto da peça foi desenvolvido com aço SAE 1020, que é de carbono simples, com outros elementos desprezíveis em porcentagem e teor de manganês de 1%, com valor de resistência ao escoamento de 351,6 MPa.

Foram realizadas análises das tensões estáticas na peça, com utilização do software *SolidWorks*, simulando as situações de carregamento com 5,5 toneladas e com 10,0 toneladas. Verificou-se que o material resiste a uma carga de no máximo 7,3 toneladas, ou seja, durante os ensaios de compactação dinâmica só poderia ser utilizado o peso de 5,50 toneladas. A Figura 3.1 demonstra o desenho da peça e as tensões atuantes na simulação de carregamento.

O funcionamento do gatilho é simples, o acionamento é mecânico e ocorre de maneira independente do guindaste. Uma trava que prende a parte móvel é retirada puxando a peça para cima, o que libera o movimento e conseqüentemente a queda do peso. Convém observar que não existe um projeto padrão para esse tipo de dispositivo, existem diversas soluções possíveis, porém boa parte utiliza o próprio sistema de içamento de carga para liberar o peso. O grupo Ménard possui um sistema bastante sofisticado para permitir a queda livre, que consiste em um gatilho com sistema hidráulico capaz de ser operado remotamente, no qual o próprio operador do guindaste

é capaz de prender o peso de queda ao gatilho após a execução de cada golpe. Na presente pesquisa, assim como em outros projetos, o peso precisa ser conectado manualmente ao gatilho após a execução de cada golpe, o que acaba sendo um processo bastante lento. Nesse sentido, Lukas (1995) cita que a queda livre é pouco utilizada, ainda que a quantidade de energia transmitida ao solo seja maior, a perda de produtividade se torna um fator de dificuldade. O grupo Ménard também descreve que a utilização do sistema de queda livre é rara e só é aplicado para casos em que se busca compactar a solos a elevadas profundidades, da ordem de 10 a 12 metros, utilizando para isso pesos com massa superior a 30 toneladas, lançados a mais de 30 metros de altura.

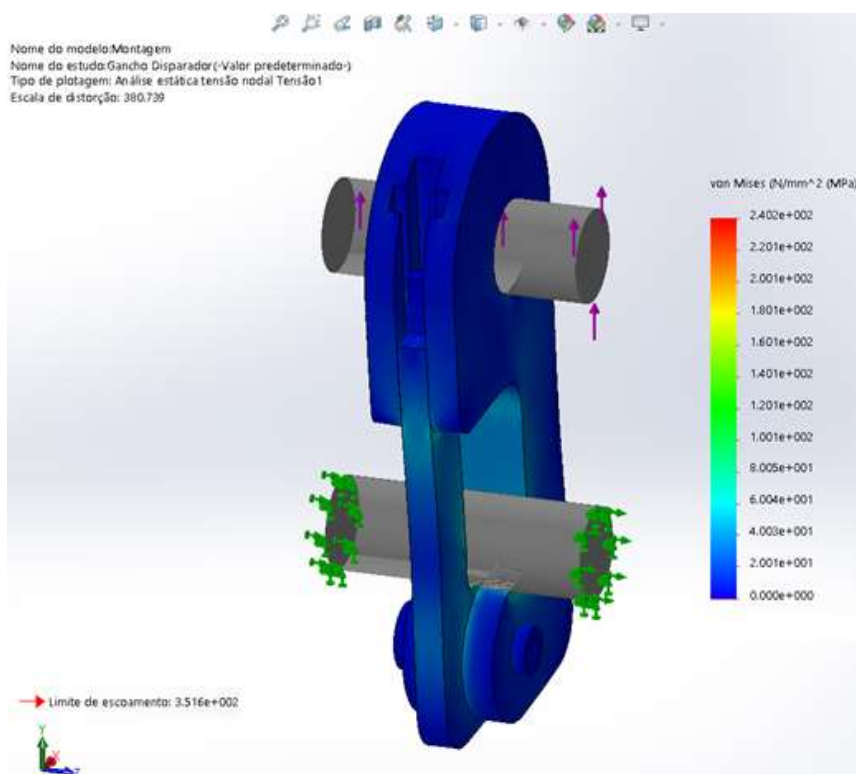


Figura 3.1: Distribuição de tensões no gatilho quando submetido a 5,0 ton (software *SolidWorks*)

Após a construção do gatilho, a fim de permitir a utilização da peça em campo, foram necessárias duas modificações em relação ao projeto original. Primeiramente, foi adicionado à parte superior do gatilho um sistema de alavanca que reduz a força necessária para retirar a peça que prende a parte móvel, conforme indicado na Figura 3.2 que demonstra a vista lateral da peça com a alavanca superior.



Figura 3.2: Gatilho com o acréscimo da alavanca na parte superior da peça

Posteriormente, a parte móvel do gatilho foi substituída por uma peça reforçada, com alterações que geometria que aumentam a resistência à flexão. A Figura 3.3 mostra a peça modificada que foi utilizada nos ensaios.



Figura 3.3: Gatilho com modificação na parte móvel, com maior resistência à flexão no “dente” da parte móvel

3.1.2. Bloco de Aço

O bloco utilizado na pesquisa e descrito a seguir é um dos blocos utilizados por Rizzon (2016), devido ao reaproveitamento dos materiais e possíveis comparações de os resultados.

O bloco utilizado para execução da compactação dinâmica no presente trabalho é proveniente de uma empresa de reciclagem de metais da cidade de Porto Alegre – RS, possui 77 cm de diâmetro e 125 cm de altura, com uma base cilíndrica de 120 cm de diâmetro e altura de 10 cm soldada à base do cilindro principal, resultando num conjunto com massa de 5,5 toneladas e uma pressão estática de contato de 47,7 kN/m². A soldagem do peso à base do cilindro principal teve por finalidade adequar a pressão de contato ao intervalo estabelecido por Lukas (1995), que determina como pressão adequada para trabalho os valores entre 40 kN/m² e 75 kN/m². A Figura 3.4 apresenta os detalhes do bloco.

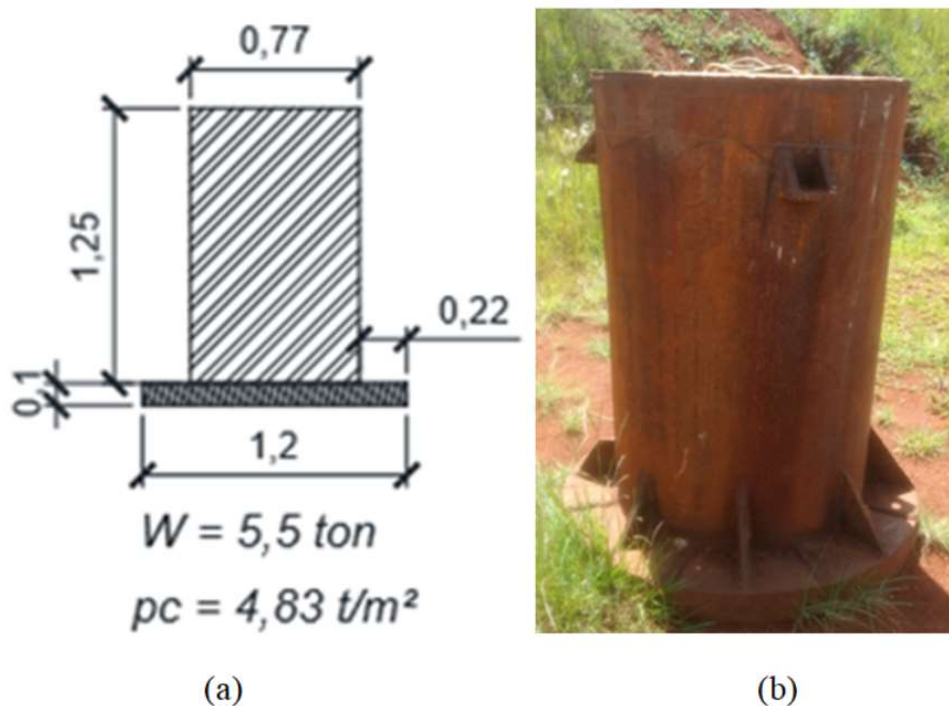


Figura 3.4: Bloco de aço utilizado neste trabalho: (a) desenho esquemático com as dimensões; (b) bloco no campo para ensaios (adaptado de Rizzon, 2016)

3.1.3. Sistema de elevação de carga

O equipamento utilizado para execução da técnica de compactação dinâmica desempenha papel fundamental, uma vez que a capacidade de carga tem relação direta com a quantidade de energia que pode ser aplicada em cada golpe. O item 2.5.1 descreve os tipos de guindastes utilizados mundialmente, nota-se que todos possuem estrutura de lança treliçada e capacidade de soltar pesos em queda livre.

Para a execução da técnica no presente trabalho, buscou-se contatar diversas empresas que trabalham com locação de equipamentos para construção civil, uma vez que esse tipo de serviço não é realizado comumente no Brasil. A solução ideal seria a locação de um guindaste com estrutura treliçada, de capacidade bastante elevada (superior a 100 toneladas), porém o custo logístico para desmontar o equipamento, fazer seu transporte até a cidade de Passo Fundo, remontar e utilizá-lo por apenas um ou dois dias se mostrou muito elevado, inviabilizando a contratação. Assim, contratou-se o serviço de um guindaste comum autopropulsado, com capacidade de 70 toneladas, da marca XCMG, modelo QY70K. Ainda que o peso a ser rebocado fosse de apenas 5,5 toneladas, optou-se por utilizar um equipamento com maior capacidade para que a estrutura fosse capaz de suportar os esforços durante a soltura do peso, que gera forças na haste de içamento. A Figura 3.5 mostra as dimensões do equipamento.

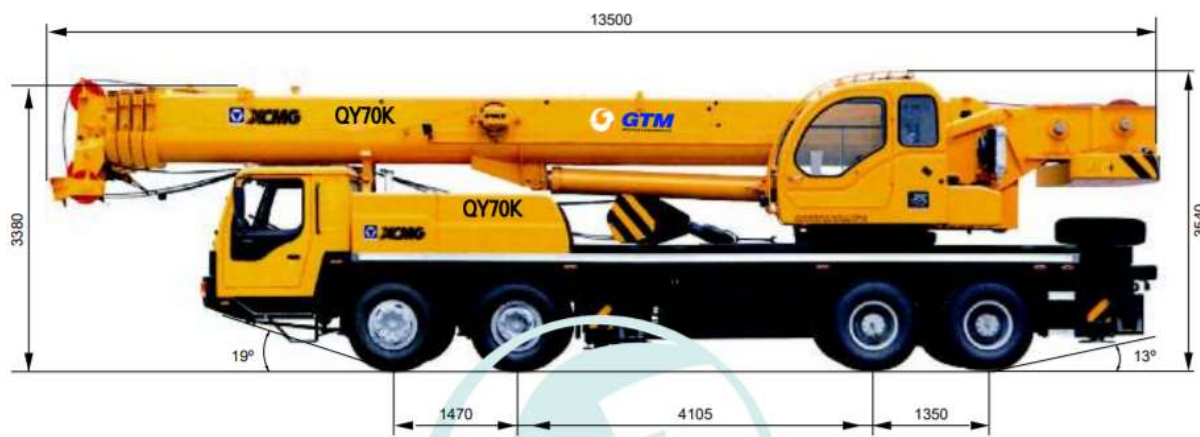


Figura 3.5: Equipamento utilizado para içar o bloco de aço

3.1.4. Solo Coesivo Friccional de Passo Fundo

O depósito de solo utilizado para presente estudo é um material coesivo friccional não saturado de basalto pertencente à província geológica do planalto rio-grandense,

segundo a geologia do Rio Grande do Sul, e à bacia do Paraná segundo a geologia do Brasil (BERTORELLI e HARALYI, 1998), tal região recebeu derrames vulcânicos de basalto, no período mesozoico sobre um pacote de rochas sedimentares.

Carretta (2018), em consulta ao Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul, elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil - CPRM, verifica que o local estudado está inserido na formação de simbologia “K1βsg” que corresponde à Formação Serra Geral, pertencente ao éon Fanerozoico, era Mesozoica, período Cretáceo.

Streck et al. (2002) identifica, do ponto de vista pedológico, que o solo da região de Passo Fundo é classificado como um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, pertencente à unidade de Passo Fundo. Possui perfil bastante intemperizado, composto predominantemente por caulinita e óxido de ferro, com baixa capacidade de troca catiônica (atividade da argila inferior a 17 cmol/kg), elevada acidez e baixa reserva de nutrientes. A baixa atividade é características de solos cuja fração argilosa é composta na maior parte por caulinita. O autor cita ainda que se trata de um solo bem drenado e profundo, cujo perfil é bastante homogêneo, com uma transição gradual entre seus horizontes.

Rizzon (2016) determinou, através de permeâmetros de parede flexível, que a condutividade hidráulica do solo natural é de $1,07 \times 10^{-5}$ m/s, o que corresponderia ao comportamento de uma areia fina, ou seja, caracteriza-se como um solo drenado.

Faro (2014) caracteriza o solo como sendo do tipo residual homogêneo, oriundo da decomposição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). Lopes Júnior e Thomé (2005, apud Ruver, 2011) também realizaram ensaios de SPT, conforme a Figura 3.6, que indicam pouca variação da resistência em função do número de golpes, o que é comum para solos intemperizados como o solo residual.

Consoli et al. (2016) também realizaram uma investigação geotécnica no local, com ensaios de CPT e DMT, indicados na Figura 3.7. Os resultados da resistência de ponta no ensaio de CPT corroboram com o resultado do SPT, indicando uma uniformidade do perfil ao longo da profundidade.

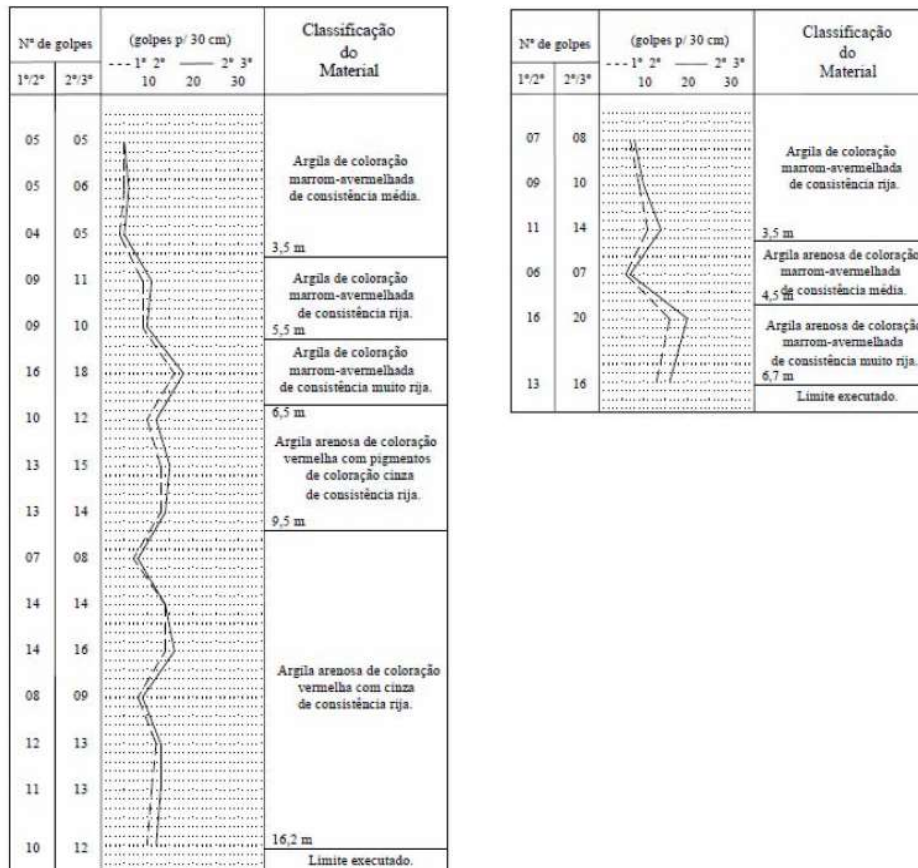


Figura 3.6: Resultado de ensaio de SPT executado no solo residual de Passo Fundo: (a) com circulação de água; (b) sem circulação de água e com uso de trado (adaptado de Ruver, 2011)

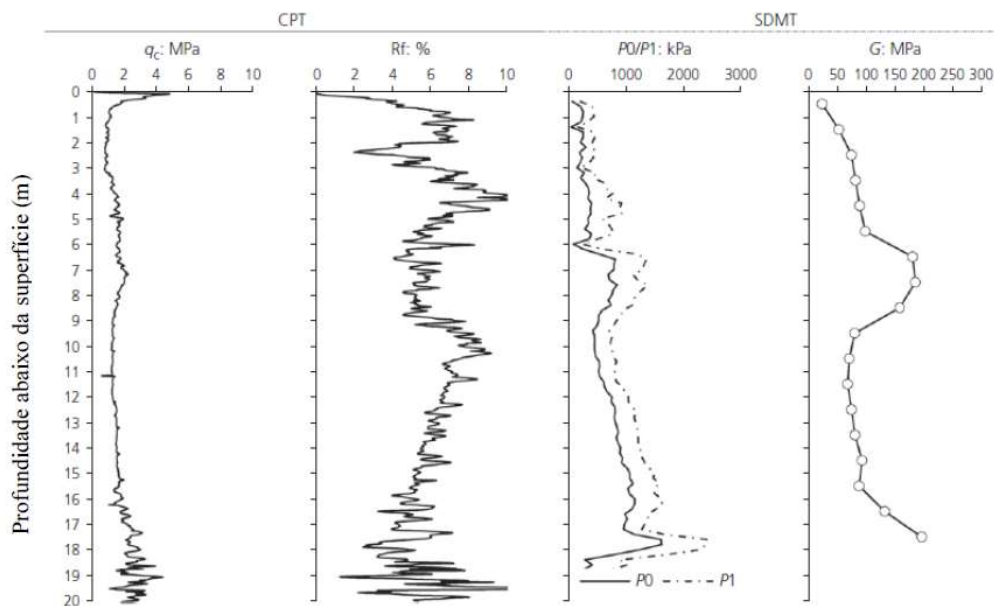


Figura 3.7: Resultados dos ensaios de campo: CPT e SDMT (adaptado de Consoli et al., 2016)

Carretta (2018) realizou a caracterização completa dos materiais, determinando os limites de Atterberg, a massa específica real dos grãos e a granulometria. Através de moldagem de corpos de prova com amostras indeformadas determinou o peso específico natural, índice de vazios, porosidade e teor de umidade em campo. Thomé et al. (2017) em um trabalho desenvolvido com o mesmo solo observaram, através de difração de raio-x, que dentro da fração argila do solo cerca de 70% corresponde a caulinita e 30% a óxidos de Ferro e Alumínio. Os pesquisadores também observaram que o solo era muito poroso, características típicas de solos residuais, o que implica uma elevada condutividade hidráulica, ainda que a distribuição granulométrica indique que o solo é formado em grande parte por material fino. A Tabela 3.1 apresenta os resultados obtidos por Carretta (2018) e Thomé et al. (2017).

Tabela 3.1: Comparação entre resultados de laboratório obtidos por Thomé et al. (2017) e Carretta (2018)

Parâmetro	Thomé et al. (2017)	Carretta (2018)
Argila (%)	68	60
Silte (%)	5	5
Areia (%)	27	35
Limite de Liquidez (%)	53	42
Limite de Plasticidade (%)	42	31
Peso específico real dos grãos (kN/m ³)	26,7	26,5
Umidade Natural (%)	34	35
Peso específico natural (kN/m ³)	16,3	15,6
Índice de Vazios	1,20	1,28
Grau de Saturação (%)	75,7	72
Porosidade (%)	54	55
pH	5,4	-
Matéria Orgânica	0,5	-
CTC	8,6 cmol/dm ³	-
Coef. de condutividade hidráulica (m/s)	1,39.10 ⁻⁵	-

Fonte: Thomé et al. (2017) e Carretta (2018)

Dalla Rosa et al. (2004a; 2004b; apud Ruver, 2011) também realizaram uma investigação geotécnica ao longo do perfil até uma profundidade de 5,0 m, a partir de amostras coletadas com trado manual. A Figura 3.8 mostra as propriedades e índices físicos ao longo da profundidade.

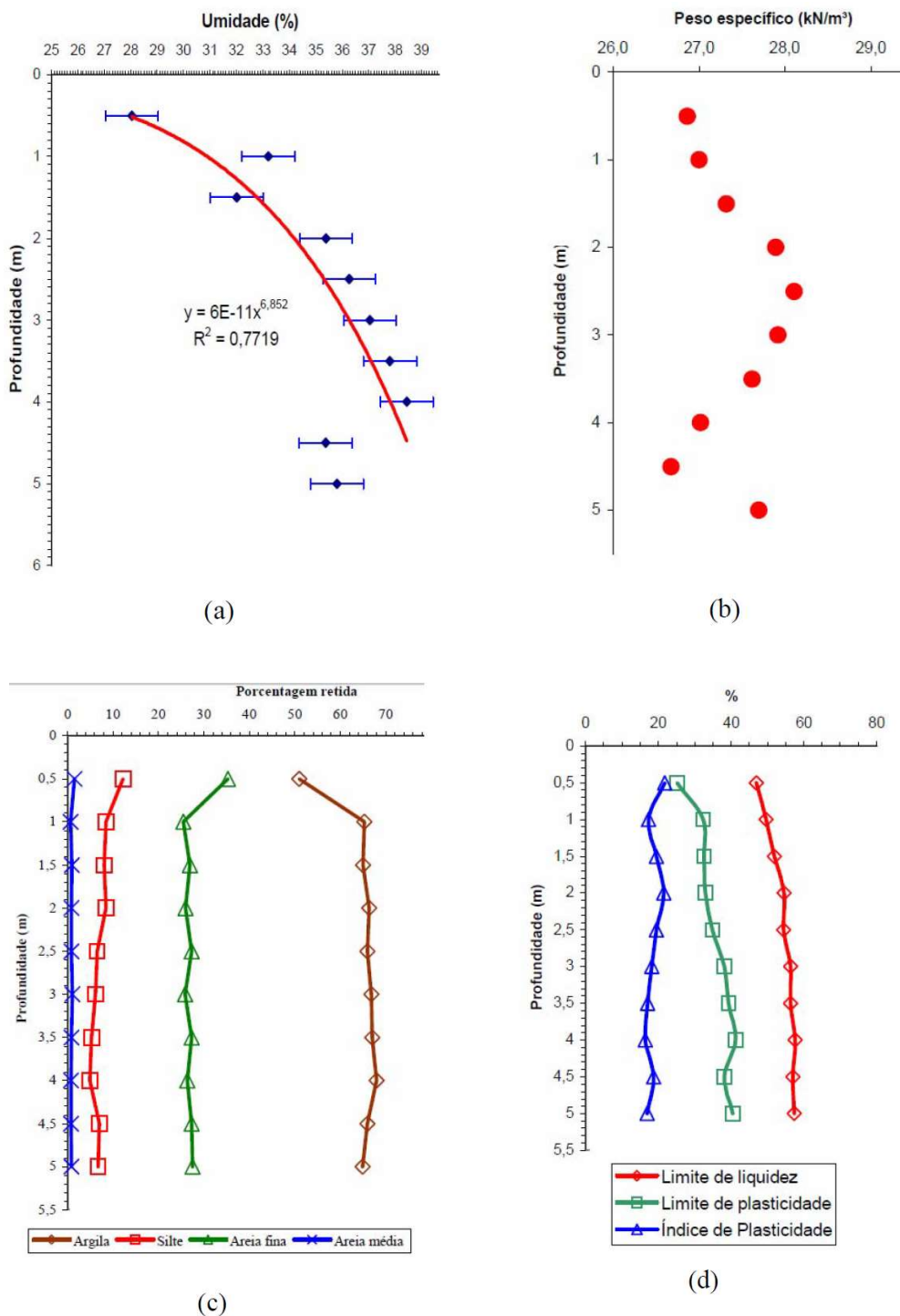


Figura 3.8: Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade: (a) umidade; (b) peso específico; (c) distribuição granulométrica; (d) limites de Atterberg (adaptado de Dalla Rosa et al. (2004a; 2004b) apud Ruver, 2011)

Os resultados apresentados pelos pesquisadores supracitados indicam que o material se trata de um solo residual, bastante intemperizado, drenado e bastante homogêneo.

Carretta (2018) determinou a composição granulométrica do material com uso de defloculante, conforme a Figura 3.9.

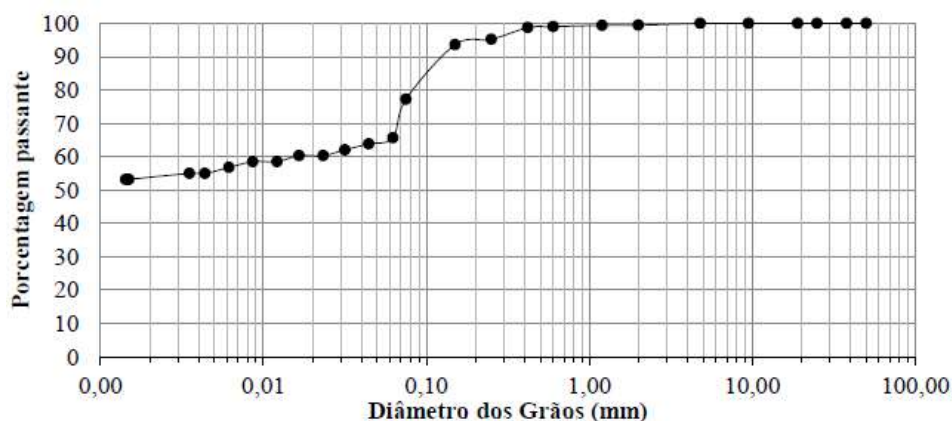


Figura 3.9: Granulometria do solo de Passo Fundo – RS (adaptado de Carretta, 2018)

Ruver (2011) classifica o solo como A-5-7 (Silte argiloso) ou CL (argila de baixa a alta liquidez), adotando os critérios do sistema da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), respectivamente. Carretta (2018) classificou o solo como um silte de baixa plasticidade (ML) de acordo com o SUCS.

Souza Júnior et al. (2019) realizaram a classificação MCT (miniatura, compactado, tropical) para solos tropicais e observaram se tratar de um solo argiloso de comportamento laterítico, coerente com o aspecto físico observado em campo: coloração vermelha, estrutura porosa e elevada condutividade hidráulica.

Dentro do contexto da interpretação das características de solos para aplicação da técnica de compactação dinâmica, o material tem grande percentual de finos, o que poderia caracterizá-lo como um solo fino coesivo. Entretanto, a estrutura porosa faz com que o material tenha um comportamento drenado, além de estar bastante acima do nível d'água. Ao comparar as características do material estudado com aquelas previstas no ábaco de classificação (Figura 2.4) por zona descrito por Lukas (1995), percebe-se que ao analisar a condutividade hidráulica isoladamente, o solo estaria dentro da zona 1, porém ao considerar a distribuição granulométrica o perfil mais

adequado seria da zona 2 e analisando apenas o índice de plasticidade a classificação seria na zona 3. Convém observar que a proposta de divisão de Lukas (1995) deve ter considerado principalmente solos sedimentares, que apresentam comportamento distinto dos residuais. Nesse sentido, é interessante verificar qual o comportamento de um solo residual de comportamento laterítico com pequena cimentação submetido ao processo de compactação dinâmica.

3.1.5. Camada de solo-cimento: areia de Osório com cimento

A fim de avaliar a combinação de duas técnicas de melhoramento de solos, foi executada sobre uma das crateras resultantes da compactação dinâmica uma camada de solo-cimento, que foi compactada com o mesmo peso utilizado no processo de compactação dinâmica. O solo adotado para a camada tratada foi a areia fina de Osório. A adoção da areia como solo a ser tratado facilita os procedimentos de dosagem, manuseio, mistura e controle durante as atividades de campo.

Cruz (2008) caracteriza a areia de Osório como uma areia de granulometria fina, limpa, uniforme, sem presença de matéria orgânica. Os índices físicos são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Índices físicos da areia de Osório

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	2,65 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,11
Coefficiente de curvatura, C_c	1,15
Diâmetro médio, D_{10}	0,09 mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,17 mm
Índice de vazios mínimo, e_{\min}	0,60
Índice de vazios máximo, e_{\max}	0,85

(Fonte: adaptado de Cruz, 2008)

O agente cimentante adotado foi o Cimento Portland do tipo CP V- Alta Resistência Inicial, atendendo às especificações da norma ABNT NBR 5733. A adoção do CP V-ARI se deu pelo fato de pesquisas anteriores utilizarem o mesmo material, o que permite uma comparação de resultados, além do fato de se tratar de um cimento com cura inicial rápida, apresentando vantagens de executivas.

3.2. METODOLOGIA

3.2.1. Local de estudo

A pesquisa de campo foi realizada no campo experimental do Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF), localizado no km 171 da BR 285, na cidade de Passo Fundo, ao norte do estado do Rio Grande do Sul. A Figura 3.10 indica o local de realização dos estudos, cujas coordenadas geográficas são: S 28° 13'35.7", W 52° 23' 14.5". A adoção do local para estudo se deve ao fato de o solo da região se tratar de um solo residual com comportamento coesivo friccional, com pequena cimentação natural. Além disso, o Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS tem realizado diversas pesquisas no local e o presente estudo contribuirá para avançar na compreensão do comportamento do material quando submetido à técnica de compactação dinâmica.

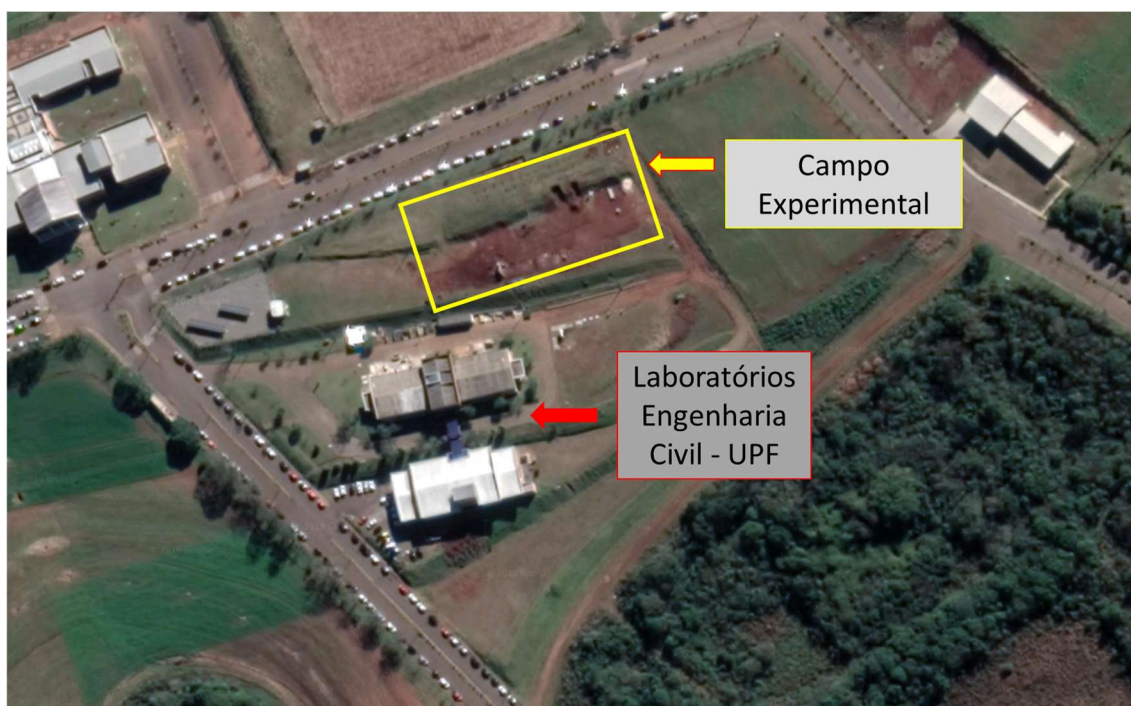


Figura 3.10: Vista superior do local dos ensaios

3.2.2. Planejamento da Compactação Dinâmica

Rizzon (2016) iniciou os estudos de compactação dinâmica no mesmo local, utilizando um esquema de ensaio bastante semelhante à aplicação usual da técnica. O autor utilizou o bloco com 5,5 toneladas e com 10,0 toneladas, realizando os golpes de alturas de 1,5 m

e 3,0 m. Rizzon (2016) adotou como critério de parada para os golpes a convergência no afundamento do solo (3 golpes consecutivos com penetração igual a zero) ou até que a profundidade da cratera impossibilitasse o acesso ao seu interior. A Tabela 3.3 apresenta as características executivas destas cinco crateras, as alturas de queda eram medidas a partir do fundo do bloco até o fundo da cratera, exceto no para o ponto P1, onde a altura de queda foi fixada entre o fundo do bloco e o topo do terreno natural. Rizzon (2016) utilizou como sistema de içamento um guindaste convencional da marca Madal modelo MD-25, com capacidade máxima de 23 toneladas. O sistema para liberação de carga não era em queda livre, ocorria através da liberação do tambor do equipamento pelo operador do guindaste, funcionando de forma bastante semelhante a um bate-estaca, o peso era liberado, chocava-se com o solo e era içado novamente.

Tabela 3.3: Pontos de estudo realizados por Rizzon (2016)

Ponto	Massa (t)	Número de golpes	Altura de Queda (m)	Energia/golpe (ton x m)	Energia total ponto (ton x m)
P1	5,50	16	Variável - 3,0m*	-	-
P2	5,50	40	3,0	16,5	660
P3	5,50	40	3,0	16,5	660
P4	10,00	15	3,0	30,0	450
P5	10,00	20	1,5	15,0	300

*Altura de 3,0 mais a profundidade da cratera

Fonte: Adaptado de Rizzon (2016)

O sistema de queda do guindaste é próximo da queda livre virtual, porém há uma perda por atrito dos cabos com o sistema de içamento, que não foi mensurada no trabalho de Rizzon (2016). A Figura 3.11 mostra o local após a execução dos 5 pontos, identificando também o guindaste e o bloco com 10,0 toneladas.



Figura 3.11: Detalhe dos pontos onde foram realizados os golpes no trabalho de Rizzon, 2016 (adaptado de Rizzon, 2016)

Visando a dar prosseguimento aos trabalhos iniciados por Rizzon (2016), foram executados onze pontos de compactação, utilizando apenas o bloco com peso de 5,5 toneladas, variando a altura e o número de golpes, conforme a Tabela 3.4, que apresenta também as informações obtidas em cada ponto de compactação. A Figura 3.12 descreve a vista superior do campo experimental, com detalhes de localização de cada ponto.

Tabela 3.4: Execução dos trabalhos de campo

Ponto	Altura de queda (m)	Número de golpes	Informações obtidas
Solo Nat	6,0	8	Afundamentos
Solo Cim	6,0	8	Afundamentos
A	9,0	4	Afund. + desloc. laterais + SPT
B	6,0	4	Afund. + desloc. laterais + SPT
C	12,0	3	Afund. + desloc. laterais + SPT + amostras
D	3,0	16	Afund. + desloc. laterais + SPT
X	8,0	1	Afundamentos + amostras
Y	8,0	4	Afundamentos + amostras
Z	8,0	3	Afundamentos + amostras
Placa-Solo Nat	6,0	5	Afundamentos + ensaio de placa
Placa-Solo Cim	6,0	5	Afundamentos + ensaio de placa

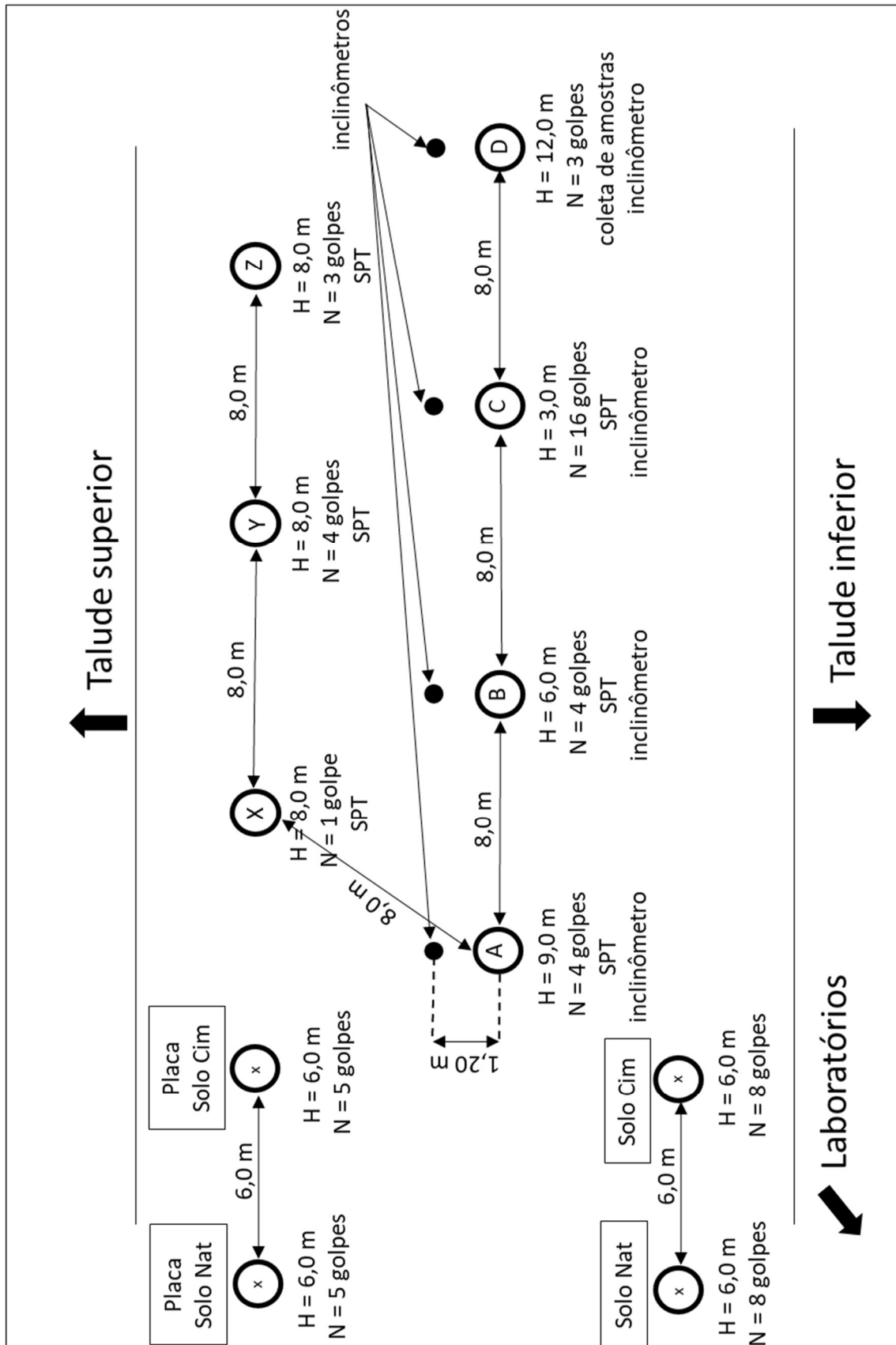


Figura 3.12: Detalhes em planta da área do ensaio

A adoção de diferentes alturas e números de golpes teve como objetivo avaliar a resposta do solo ao processo de compactação dinâmica dentro da maior amplitude de dados possível. Isso se deve pelo fato de a pesquisa apresentar um caráter exploratório, sobretudo pela escassez de dados resultantes da aplicação da técnica ao solo do presente estudo. A utilização de alturas mais elevadas, sobretudo quando comparado ao trabalho de Rizzon (2016), visa a aproximar a técnica da execução usual, que utiliza em geral alturas de 10,0 a 30,0 m de queda.

Foram necessários dois dias para execução de todos os pontos de queda. Primeiramente foram executados os pontos “Solo Nat”, “Solo Cim”, “A” e “B”. Durante os trabalhos houve um problema com o gatilho e com os cabos que prendiam o peso ao gatilho, não permitindo a execução de todos os pontos no mesmo dia. Os pontos “Solo Nat” e “Solo Cim” foram concebidos para o ensaio de placa comparativo entre o solo compactado e o solo compactado com camada tratada de solo-cimento, porém a execução não foi possível e houve erosão das crateras, sendo necessário executar novos pontos.

Após realizar modificações no gatilho e ajustar o sistema de içamento do peso, foi realizada a segunda etapa, na qual os demais pontos descritos na Tabela 3.4 foram executados. Os pontos “Placa-Solo Nat” e “Placa-Solo Cim” correspondem à cratera apenas com o solo compactado e à cratera com solo compactado adicionando a camada de solo-cimento, respectivamente.

A execução dos pontos “X”, “Y” e “Z” visou a caracterizar a superfície da cratera quando submetida à mesma energia por golpe, porém com diferentes energias acumuladas.

É interessante destacar que a quantidade de pontos de queda executados durante uma jornada de trabalho com o sistema de queda livre é bastante inferior ao executado por Rizzon (2016). Isso ocorre porque o sistema de queda livre tem uma operação mais complexa, uma vez que a cada golpe é preciso prender o gatilho ao cabo de aço do guindaste e essa operação é toda manual. Essa observação é apresentada por Lukas (1995) que destaca que apesar de um sistema com queda livre total ser capaz de transmitir mais energia ao solo durante as quedas, o tempo de execução aumenta consideravelmente em relação à utilização tradicional.

A Figura 3.13 mostra a área preparada para execução da técnica de compactação dinâmica.



Figura 3.13: Detalhe de preparação do terreno para execução da compactação dinâmica

Também cabe ressaltar algumas limitações da pesquisa, sobretudo por se tratar de um trabalho de campo. O fato de o gatilho suportar um carregamento de 7,3 toneladas limitou os estudos do ponto de vista de comparação de diferentes pesos de queda, uma vez que seria possível aplicar a mesma energia com diferentes alturas e avaliar o efeito sobre o solo. Além disso, houve disponibilidade de utilização do guindaste durante dois dias, o que limitou a quantidade de pontos executados, conforme as informações supracitadas.

3.2.3. Execução da técnica

A execução da compactação dinâmica é simples. Após posicionar o peso de queda no local a receber os golpes, o peso é preso ao gatilho, que está conectado com o guindaste. Em seguida, o peso é içado até a altura de queda determinada, a carga é liberada, são feitas as medições de profundidade da cratera, o peso é conectado ao gatilho novamente e o processo é repetido até que sejam executados os golpes necessários. A Figura 3.14 até a Figura 3.17 ilustram a sequência do processo.



Figura 3.14: Guindaste utilizado na pesquisa

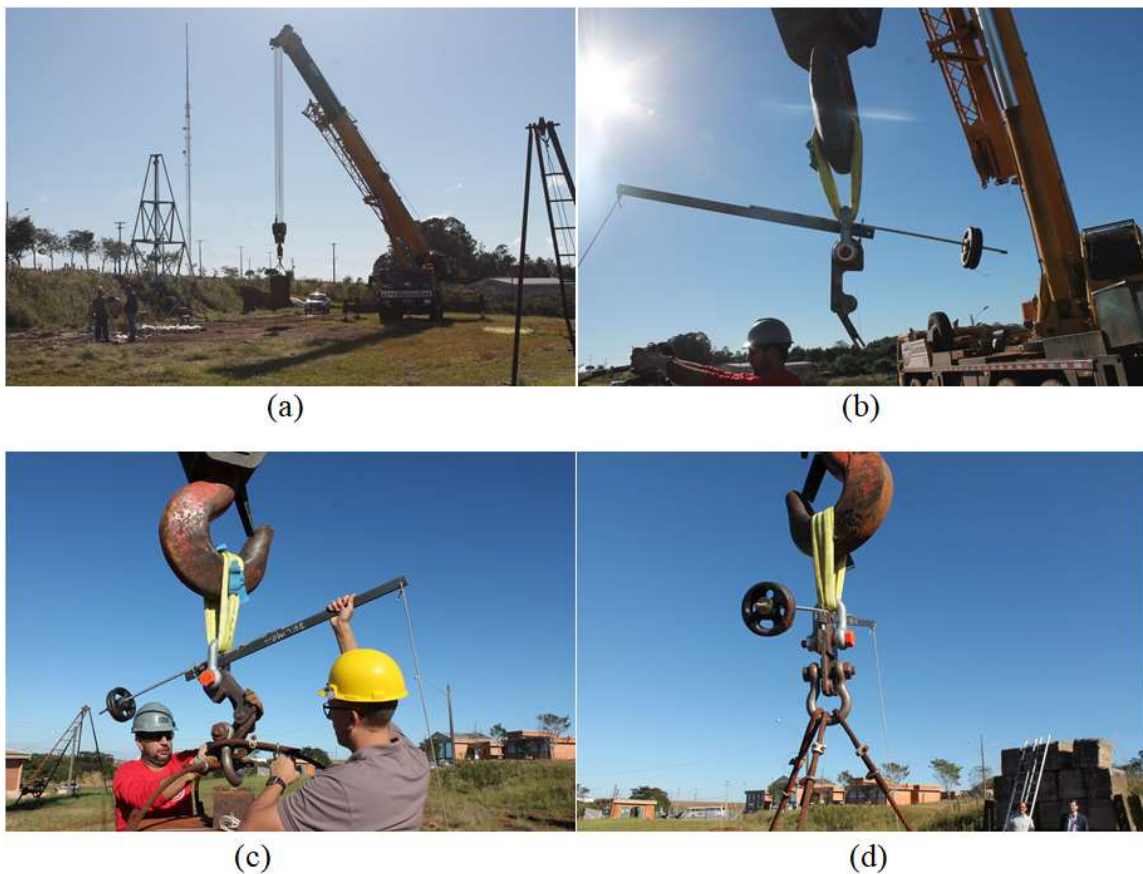


Figura 3.15: Sequência de atividades: (a) posicionamento do peso no local de queda; (b) detalhe do gatilho aberto; (c) colocação da manilha no gatilho (d) gatilho fechado com o peso de queda preso e conectado ao guindaste



Figura 3.16: Peso de queda na posição para ser solto, a altura de queda foi controlada através de um triângulo, destacado na figura, que vai sendo modificado em função da profundidade da cratera

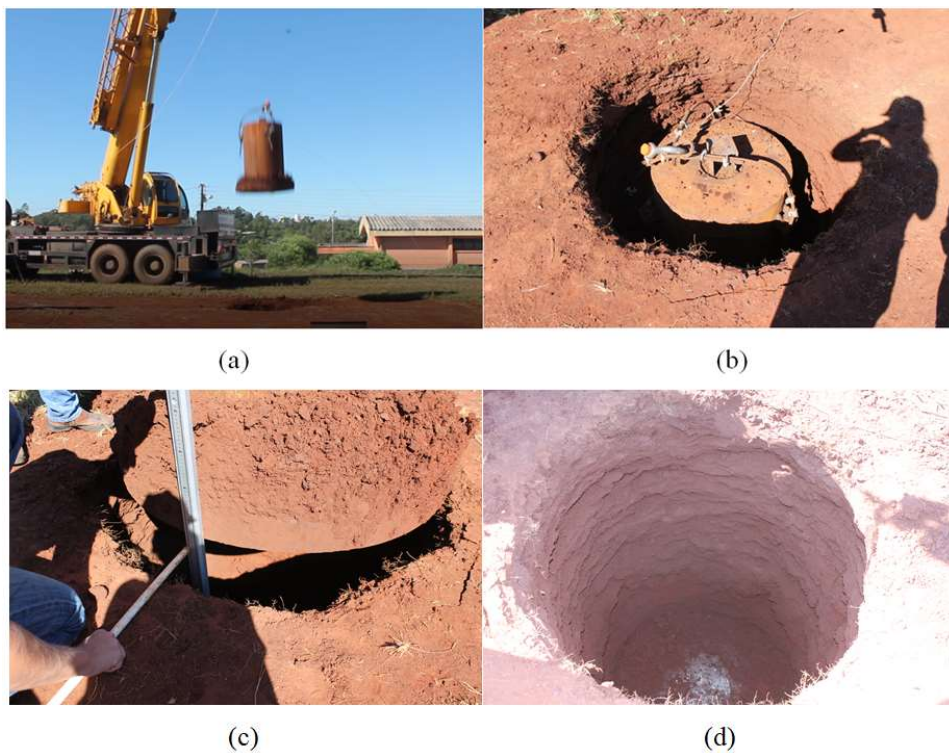


Figura 3.17: Sequência das atividades: (a) durante a queda; (b) peso dentro da cratera formada; (c) medição da profundidade da cratera (d) detalhe da cratera formada

3.2.4. Medição dos deslocamentos laterais - inclinômetros

Foram instalados no solo tubos de inclinômetros, com a finalidade de avaliar o deslocamento lateral do solo durante a execução da técnica. Os tubos são de PVC, com 75 mm de diâmetro externo e 64 mm de diâmetro interno, com 1575 mm de comprimento e encaixes do tipo macho e fêmea de alta precisão. Foram realizados furos até a profundidade de 6,0 metros com 100 mm de diâmetro, utilizando trado elétrico, visando a perturbar minimamente o solo.

Para instalação dos tubos, seguiu-se a recomendação do fabricante do equipamento de leitura (Slope Indicator) e outras referências da literatura (DUNNICLIFF, 1988; SLOPE INDICATOR, 2004; MIKKELSEN, 2002; MACHAN e BENNET, 2008). Os tubos foram instalados até a cota de 6,0 m abaixo da superfície e para preencher o espaço entre o tubo e solo utilizou-se uma calda composta de água, bentonita e cimento, numa proporção em massa de 2,5:1,0:0,30, respectivamente. Foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) normatizado pela NBR 5733, a água era proveniente de um poço artesiano localizado na Universidade de Passo Fundo e a bentonita era do tipo bentonita sódica (Figura 3.18 e Figura 3.19). A resistência à compressão simples na idade de 14 dias da calda de cimento, bentonita e água, foi de 0,90 MPa, coerente com a literatura e recomendações do fabricante do inclinômetro.

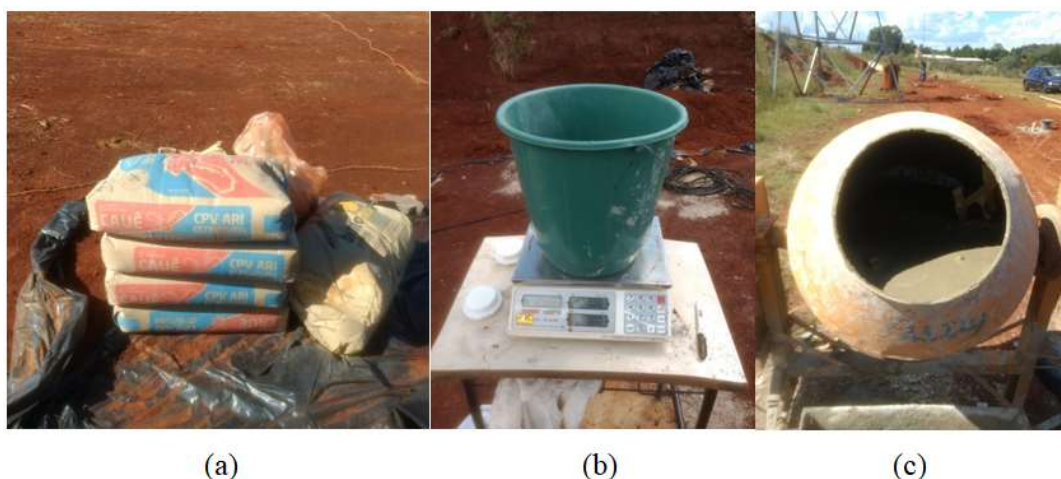


Figura 3.18: Dosagem da calda para fixação dos inclinômetros: (a) materiais separados; (b) dosagem; (c) mistura na betoneira



Figura 3.19: Instalação dos tubos de inclinômetros: (a) abertura dos furos com trado; (b) tubo de inclinômetro antes da instalação; (c) tubo posicionado dentro do furo; (d) tubo com a calda de cimento e bentonita

Para medição dos deslocamentos laterais foi utilizado um inclinômetro da marca Geokon, modelo GK – 604D. O equipamento é composto por uma sonda, conectada a um módulo remoto através de um cabo, além de uma unidade de leitura para armazenamento dos dados (Figura 3.20).



Figura 3.20: Equipamentos necessários para leituras dos deslocamentos laterais (Geokon, 2018)

A utilização do inclinômetro com essa finalidade não é prática comum nas principais pesquisas sobre o tema, a aplicação do equipamento está concentrada no monitoramento de deslocamentos em encostas, taludes, barragens. Para cada ponto, as quedas foram realizadas de modo que os deslocamentos laterais ocorressem na direção de um dos eixos principais dos tubos de inclinômetro. Após a execução das quedas, foram realizadas as leituras, lançando o torpedo até a cota mais profunda, subindo de 0,5 m em 0,5 m. A frequência das leituras foi executada de modo a caracterizar da melhor forma possível os deslocamentos, porém o tempo necessário para o procedimento restringia a utilização do guindaste para dar continuidade à compactação.

3.2.5. Medidas de aceleração

A interação do peso com o solo é complexa, durante a queda ocorre a redução da velocidade e amortecimento do movimento juntamente com o deslocamento do solo. A fim de estudar a ordem de grandeza da desaceleração envolvida no processo, buscou-se instrumentar o experimento com acelerômetros fixados no topo do peso. Entretanto, pelo fato de os dispositivos necessitarem de cabos para transmitir o sinal de aceleração, que precisa ser amplificado, houve problema na aquisição de dados; o movimento do cabo durante a queda do peso altera as informações transmitidas pelo acelerômetro, prejudicando a confiabilidade dos dados.

Alternativamente, verificou-se a possibilidade de filmar as quedas com elevada taxa de quadros, permitindo a depuração das imagens e determinação, ainda que de maneira aproximada, da modelagem da queda do peso e sua interação com o solo. Foi utilizado um aparelho *iPhone* modelo XS, fixado num tripé a cerca de 5,0 m de distância do ponto de queda, permitindo que a câmera enquadrasse todo o movimento descendente. Utilizou-se a taxa de 240 quadros por segundo, o que corresponde a intervalos de aproximadamente 4,2 ms, permitindo uma boa aproximação dos dados obtidos.

Para a modelagem do vídeo de queda foi utilizado o *software Tracker*, desenvolvido justamente para esse fim. Através do programa é possível orientar os eixos da filmagem e indicar a posição do peso de queda a cada quadro, obtendo ao fim do processo uma curva indicativa de deslocamento vertical em função do tempo. A partir desses dados, utilizou-se uma rotina desenvolvida em *Python* para calcular a derivada do deslocamento

em relação ao tempo, obtendo a velocidade e, em seguida, a derivada da velocidade em relação ao tempo para determinar a aceleração.

Foram feitas filmagens das quedas de 6 m, 8 m e 12 m de altura, considerando apenas o primeiro golpe.

3.2.6. Camada de Solo Cimento

Com o objetivo de estudar a utilização simultânea de duas técnicas de melhoramento de solos, uma por meio da compactação física e outra com adição de uma camada mais rígida sobreposta à camada compactada anteriormente, foi adotada uma camada de solo tratado com cimento. Para execução da camada de solo cimento foram utilizados como materiais areia de Osório e Cimento Portland CP V-ARI.

Cruz (2008) estudou de maneira extensiva o comportamento mecânico da areia de Osório artificialmente cimentada, o autor realizou ensaios de resistência à compressão para diversos teores de cimento, conforme indicado na Figura 3.21.

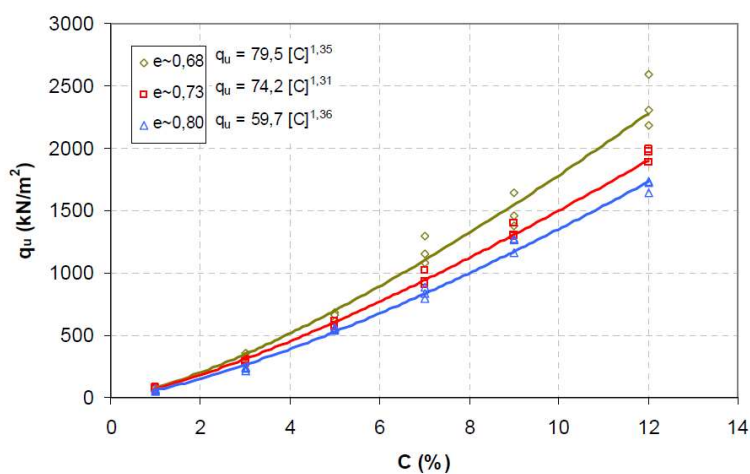


Figura 3.21: Resistência à compressão simples em função do teor de cimento (adaptado de Cruz, 2008)

Por se tratar de um valor médio, adotou-se na dosagem da mistura a quantidade de 7% de cimento, definida como a razão entre a massa de cimento e a massa da mistura seca. Foi estabelecido o teor de umidade para compactação em 10%, porém a umidade da areia medida imediatamente antes da compactação apresentou o valor de 13,4%, não sendo possível atingir a umidade estabelecida inicialmente, pois a quantidade de água na areia já excedia a quantidade para toda a mistura. Assim, procedeu-se a mistura com a areia

nas condições em que se encontrava, após a execução da mistura obteve-se o teor de umidade de 11,9% (ABNT NBR 6457, 1986), próximo da umidade inicialmente estabelecida. Convém observar que Akinmusuru (1987, apud Faro, 2014) observa que a umidade do solo cimento não afeta as propriedades mecânicas, desde que haja água suficiente para a hidratação.

A camada de solo cimento foi executada dentro de uma cratera após o processo de compactação dinâmica. Primeiramente procedeu-se a limpeza e nivelamento da base da cratera, de modo a garantir o nivelamento e a uniformidade da espessura da camada tratada. Em seguida, a areia e o cimento foram pesados na balança, misturados na betoneira e lançados dentro da cratera, para posterior compactação. Foram executadas quatro misturas, com cerca de 110 kg em cada ciclo. O material dentro da cratera foi espalhado e nivelado antes da compactação com o peso. A Figura 3.22 ilustra a execução do processo.



Figura 3.22: Execução da mistura (a) detalhe dos materiais utilizados na dosagem e lançamento na cratera; (b) espalhamento na base da cratera

Após o espalhamento e nivelamento do material procedeu-se a compactação com utilização do peso de queda, conforme detalhado na Figura 3.23, com um golpe realizado a uma altura de 3,0 m em relação à camada de solo cimento. Observa-se que se buscou aliar a utilização do peso de compactação pela oportunidade de associar o método executivo, ainda que houvesse relativo prejuízo no controle do grau de compactação.



Figura 3.23: Compactação da camada de solo cimento (a) posicionamento do peso a uma altura de 3,0 m em relação ao solo; (b) peso dentro da cratera após a compactação

O procedimento resultou numa camada de 22 cm de espessura, o que representa peso específico aparente seco de $15,64 \text{ kN/m}^3$. Também foi realizado o procedimento com o cilindro de cravação (ABNT NBR 9813, 1987) obtendo-se o valor de $15,70 \text{ kN/m}^3$, o que representa um índice de vazios de 0,68 e parâmetro η/Civ igual a 11,22.

3.2.7. Ensaio de placa

Ao realizar a operação de compactação dinâmica, espera-se que o solo tratado apresente melhores características mecânicas, sobretudo com relação à deformabilidade, uma vez que o mecanismo básico para melhoramento do solo é a densificação. A fim de estudar o comportamento carga x recalque dentro das crateras, que correspondem aos locais onde ocorrem as mudanças mais significativas, foram realizadas duas provas de carga através de ensaios de placa. Primeiramente, foi executado o ensaio dentro de uma cratera submetida a 5 golpes de compactação a uma altura de 6,0 metros. Em seguida, o mesmo ensaio foi executado numa cratera idêntica à primeira, porém com a presença de uma camada de solo cimento descrita no item 3.2.5, com 63 dias de cura, buscando avaliar o comportamento de duas técnicas de melhoramento de solo combinadas. Foi utilizada uma placa de aço 30 cm de diâmetro e 3 cm de espessura.

A aplicação da carga na placa dentro da cratera foi executada com um sistema de reação composto por uma viga metálica sobre a qual eram posicionados catorze blocos de concreto de aproximadamente 800 kg cada, sendo todo o conjunto apoiado em duas sapatas de concreto. O sistema foi posicionado com auxílio de uma retroescavadeira sobre

a cratera, alinhando o centro da viga e o centro da camada a ser ensaiada. A Figura 3.24 apresenta o esquema montado.



Figura 3.24: Sistema de reação posicionado para ensaio

A carga foi aplicada através de um macaco hidráulico por meio de uma bomba manual, transmitida para a placa no fundo da cratera através de dois tubos mecânicos unidos. Sobre a placa foram posicionados os tubos, em seguida a célula de carga e finalmente o macaco hidráulico. Os tubos foram os mesmos utilizados por Faro (2014), porém foram unidos com parafusos para formar um único tubo, o sistema foi devidamente verificado para suportar os esforços de compressão.

O sistema de aquisição de dados era composto por três transdutores de deslocamentos da marca GEFRA e um medidor de deslocamento digital, além da célula de carga. Como não era possível posicionar as réguas diretamente na placa que estava dentro da cratera, foram soldadas hastes rígidas às extremidades da placa, permitindo obter o deslocamento próximo à superfície do solo. Dois transdutores e o medidor digital faziam as medições da placa, a uma distância de 5 cm da borda, enquanto outro transdutor indicava a tendência de deslocamento do solo, através de uma haste de alumínio posicionada a 10 cm da borda da placa, conforme indicado na Figura 3.25.

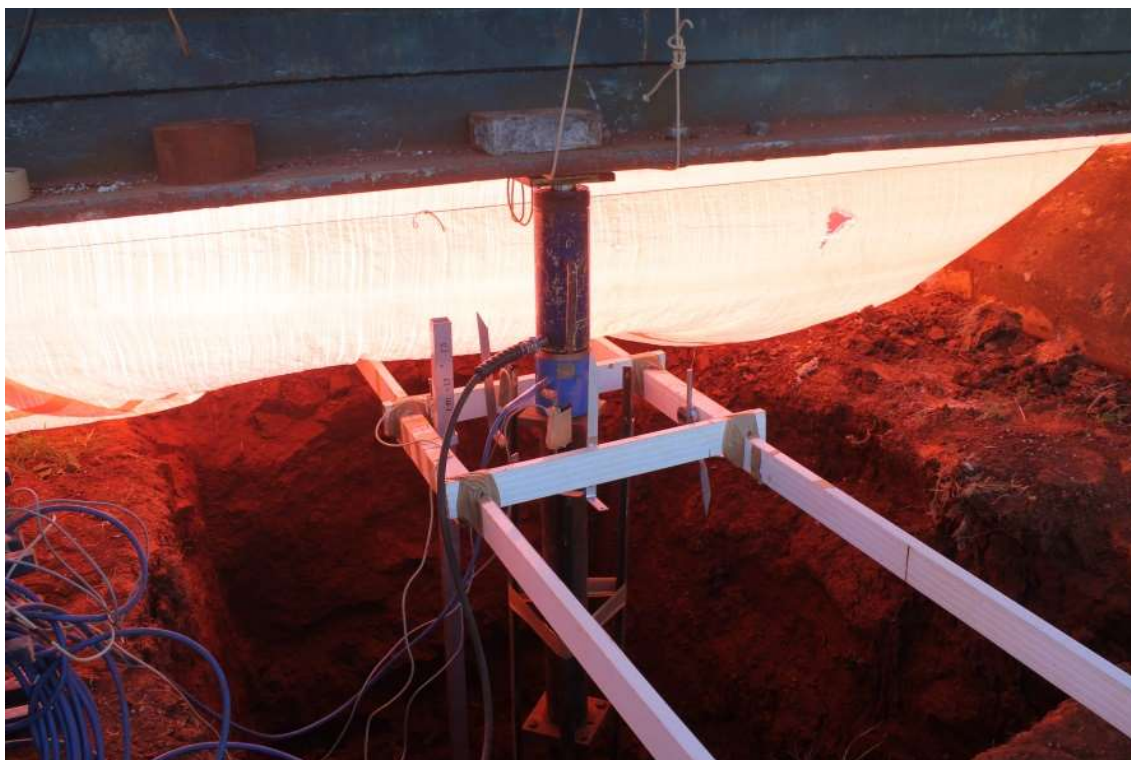


Figura 3.25: Detalhe do sistema de aplicação de carga e de aquisição de dados

Todo o sistema foi calibrado antes da utilização, os dados foram adquiridos através de uma rotina desenvolvida no software Labview, armazenados a uma frequência de 1 Hz.

O ensaio foi realizado conforme determina a NBR 6489 (1984), não foram aplicados incrementos de carga superiores a 20% da capacidade de carga estimada. Os valores dos incrementos não foram fixados, variando ao longo do ensaio, porém se buscou adotar incrementos mais baixos no início do carregamento durante a fase elástica, buscando melhorar a definição da curva carga x recalque. Um novo incremento de carga era realizado somente após a estabilização dos recalques, considerando como critério de convergência a tolerância de 5% do recalque total num determinado estágio, entre leituras sucessivas. Além disso, adotou-se o intervalo mínimo de 30 min entre aplicações de carga sucessivas. A Tabela 3.5 apresenta os incrementos de carga aplicados nos dois ensaios conduzidos.

Tabela 3.5: Incrementos de carga para as provas de carga

Incremento	Solo Compactado		Solo Compactado + Solo Cimento	
	Carga (kN)	Tensão (kPa)	Carga (kN)	Tensão (kPa)
1	0,0	0,0	0,0	0,0
2	2,0	28,3	2,0	28,3
3	4,0	56,6	5,0	70,7
4	6,0	84,9	8,0	113,2
5	8,0	113,2	11,0	155,6
6	10,0	141,5	14,0	198,1
7	10,0	141,5	18,0	254,6
8	13,0	183,9	22,0	311,2
9	16,0	226,4	26,0	367,8
10	19,0	268,8	30,0	424,4
11	22,0	311,2	35,0	495,1
12	22,0	311,2	40,0	565,9
13	26,0	367,8	45,0	636,6
14	30,0	424,4	50,0	707,4
15	-	-	55,0	778,1
16	-	-	60,0	848,8
17	-	-	65,0	919,6

3.2.8. Retirada de amostras

A maioria das pesquisas com compactação dinâmica utiliza ensaios de campo para avaliar as melhorias obtidas com a aplicação da técnica, porém nesse trabalho se buscou detalhar da melhor forma possível as alterações no comportamento do material após o tratamento. Para isso, foram coletadas amostras indeformadas dentro da cratera submetida à queda de 12,0 m de altura, 3 golpes, o que representa a maior energia por golpe aplicada.

Também foram extraídas amostras com cilindros cortantes nas crateras submetidas às quedas de 8,0 m de altura, visando à determinação do índice de vazios para diferentes níveis de energia aplicada. Essas amostras foram retiradas da superfície da cratera compactada.

Para a extração de amostras indeformadas de dentro da cratera foi escavado um bloco com utilização de equipamentos manuais como pás, picaretas, espátulas e serras. A Figura 3.26 representa o processo de extração do material, que foi executado com extrema cautela, minimizando quaisquer interferências. Primeiramente foi escavado um bloco

maior, com 60 cm de lado, que precisou ser dividido em blocos menores, de 30 cm de lado para permitir o transporte e armazenamento do solo.



Figura 3.26: Detalhe da retirada das amostras indeformadas: (a) Bloco escavado dentro da cratera, com 60 cm de lado (b) Divisão do bloco principal em blocos menores

Após a retirada do ponto de coleta, os blocos foram protegidos com panos de algodão, parafinados em três camadas e acondicionados em plástico bolha, buscando causar o mínimo de alteração na estrutura e evitar perdas de umidade. A Figura 3.27 ilustra o processo.



Figura 3.27 Processo de acondicionamento das amostras: (a) amostra retirada do campo; (b) aplicação de parafina; (c) amostras parafinadas; (d) detalhe da identificação

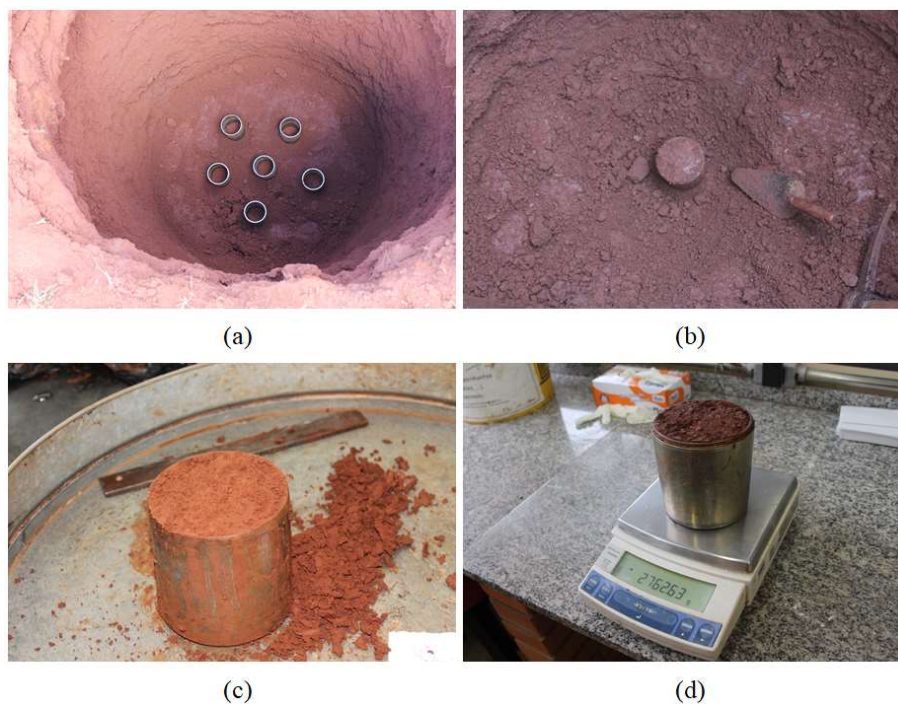


Figura 3.28: Detalhe do processo de retirada das amostras com cilindro cortante: (a) posicionamento e cravação dos cilindros; (b) escavação e retirada dos cilindros; (c) limpeza e preparação; (d) pesagem do cilindro.

A retirada de amostras com utilização do cilindro cortante tinha por objetivo comparar o grau de compactação atingido pela camada superficial do solo submetido à compactação dinâmica. Os cilindros foram cravados de maneira estática utilizando o próprio peso de queda, após a cravação os cilindros foram extraídos de dentro da cratera de maneira cuidadosa, evitando perturbar a amostra. Em seguida o material foi levado ao laboratório para pesagem, medição da umidade e determinação do índice de vazios do solo. A Figura 3.28 ilustra o processo.

3.2.9. Ensaio de Campo – SPT

A principal forma de análise dos resultados obtidos após a aplicação da técnica de compactação dinâmica é através da realização de ensaios de campo, conforme já abordado no item 2.11.

Foram executados ensaios de SPT após a compactação dinâmica, dentro das crateras compactadas, para os pontos referentes às quedas de 3,0 m, 6,0 m, 9,0 m e 8,0 m, com diferentes quantidades de golpes. O ensaio seguiu as recomendações da NBR 6484/2001 e foi executado sem lavagem.

3.2.10. Ensaios Triaxiais

Posteriormente à etapa de campo, deu-se prosseguimento aos ensaios em laboratório. Assim, foram realizados ensaios triaxiais saturados adensados isotropicamente e drenados com a finalidade de obter os parâmetros de resistência do solo, bem como compreender o comportamento da tensão em função da deformação do material. Adotaram-se ensaios triaxiais convencionais, no qual são aplicados dois níveis de tensão distintos na amostra: a pressão confinante e a contrapressão. Carretta (2018) explica que a tensão confinante atua em todas as direções e submete o corpo de prova a um estado hidrostático de tensões, enquanto a contrapressão “alivia” as pressões dentro da membrana através da aplicação de pressões na base e no topo do corpo de prova. O carregamento axial propriamente dito na fase de cisalhamento é aplicado ao corpo de prova por meio do deslocamento de uma prensa que comprime o corpo de prova contra um pistão dentro da câmara.

Os ensaios seguiram a mesma metodologia descrita por Carretta (2018), uma vez que a autora estudou o comportamento do mesmo solo do presente estudo, porém em seu estado natural e com a estrutura preservada. Foram realizados ensaios triaxiais adensados isotropicamente drenados no equipamento Bishop-Wesley disponível no LEGG – UFRGS.

A aplicação das pressões confinante e da contrapressão se dá a partir de um sistema de interface água-ar, no qual o controle das tensões aplicadas utiliza dois transdutores de pressão. A instrumentação interna do corpo de prova é feita através de três sensores de efeito Hall, dois para medições axiais e um para edição radial. Além disso, o deslocamento vertical da prensa que carrega o corpo de prova é controlado por um sensor axial LVDT. A variação volumétrica é realizada por meio de um medidor do tipo *Imperial College*, no qual a entrada ou saída de água do corpo de prova causa uma variação de volume numa membrana externa ao corpo de prova, cujas leituras são obtidas a partir de um LVDT instalado junto à membrana. Uma célula de carga obtém as leituras de carga aplicadas ao corpo de prova. Todo o sistema foi calibrado para execução dos ensaios.

Os ensaios executados foram do tipo consolidados isotropicamente e drenados, seguindo as recomendações da ASTM D7181 (2011b), com o corpo de prova nas dimensões de 50 mm x 100 mm. Com a finalidade de se obter a envoltória de ruptura, foram executados

ensaios nas tensões efetivas de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa, que correspondem justamente às tensões adotadas por Carretta (2018), facilitando a comparação de resultados do comportamento do solo natural e do solo compactado.

A primeira etapa, anterior à execução do ensaio propriamente dito, consistiu na moldagem do corpo de prova. O bloco indeformado foi aberto e dividido com dimensões mais próximas das necessárias. Após isso, o material foi posicionado no equipamento para moldagem e com extremo cuidado prosseguia-se com o desbaste do corpo de prova, evitando perturbar a amostra. Finalmente, com as dimensões necessárias para o ensaio, o corpo de prova era pesado e armazenado até a execução. A Figura 3.29 mostra o processo de moldagem.

O ensaio propriamente dito consiste nas seguintes etapas: montagem, percolação, saturação, adensamento e cisalhamento.

Para a montagem o corpo de prova é posicionado na câmara e a membrana é colocada com utilização de anéis de vedação de borracha, evitando o contato do corpo de prova com a água que preenche a câmara. Após isso são posicionados os sensores de efeito Hall, a câmara é fechada e preenchida com água

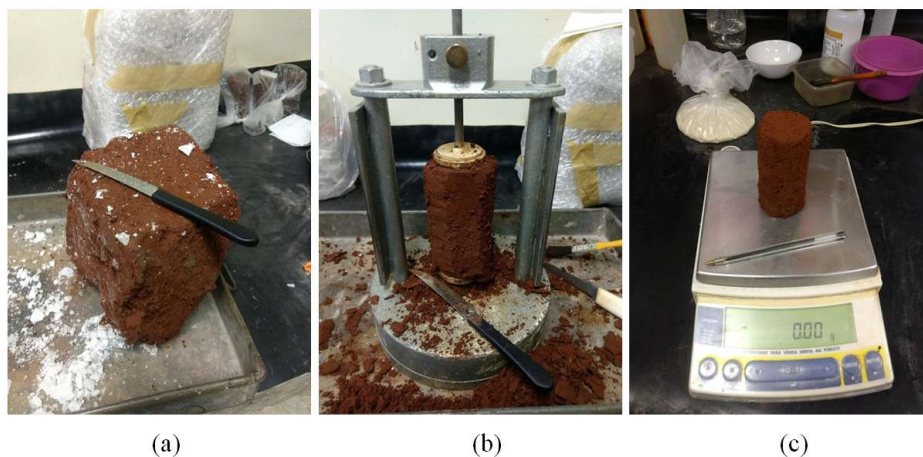


Figura 3.29: Detalhes da moldagem dos corpos de prova. (a) Retirada da parafina e da proteção do bloco indeformado; (b) Detalhe da moldagem com utilização do equipamento; (c) Corpo de prova moldado em processo de pesagem.

A fase de percolação visa a permitir a completa saturação na fase seguinte e é dividida em duas etapas. Primeiramente percolou-se dióxido de carbono pelo corpo de prova, tendo em vista que a solubilidade desse gás em água é superior à dos gases presentes

naturalmente no solo; o processo durava cerca de 30 minutos. Posteriormente percolava-se água destilada, até que o volume percolado fosse de aproximadamente duas vezes o volume de vazios calculado. Em ambas as etapas a tensão efetiva no corpo de prova foi mantida em 10 kPa.

A saturação seguiu-se à percolação, com aplicação de incrementos de pressão até se atingir 380 kPa de contrapressão e 390 kPa de pressão confinante, mantendo a tensão efetiva em 10 kPa. A aplicação se deu em 37 estágios, com duração de aproximadamente 10 minutos cada. Ao longo das aplicações foram feitas leituras do parâmetro B de Skempton, verificando as condições de saturação do corpo de prova e os valores atingidos foram bastante satisfatórios em todos os ensaios, indicando que o solo estava de fato saturado.

Após a saturação foi executado o adensamento, no qual a tensão confinante foi aumentada até que a tensão efetiva para o ensaio determinado fosse atingida. A aplicação da pressão se deu em apenas um estágio, o qual foi mantido por no mínimo 90 minutos antes de iniciar a fase de cisalhamento. As dimensões do corpo de prova foram monitoradas nessa fase.

A fase final – cisalhamento - consistiu no carregamento propriamente dito do corpo de prova, que se deu através do deslocamento vertical da prensa, comprimindo o solo. O deslocamento foi aplicado com uma velocidade de 0,015 mm/min. O ensaio prosseguiu até que se atingissem deformações verticais específicas da ordem de 15%. A Figura 3.30 apresenta detalhes da execução do ensaio.

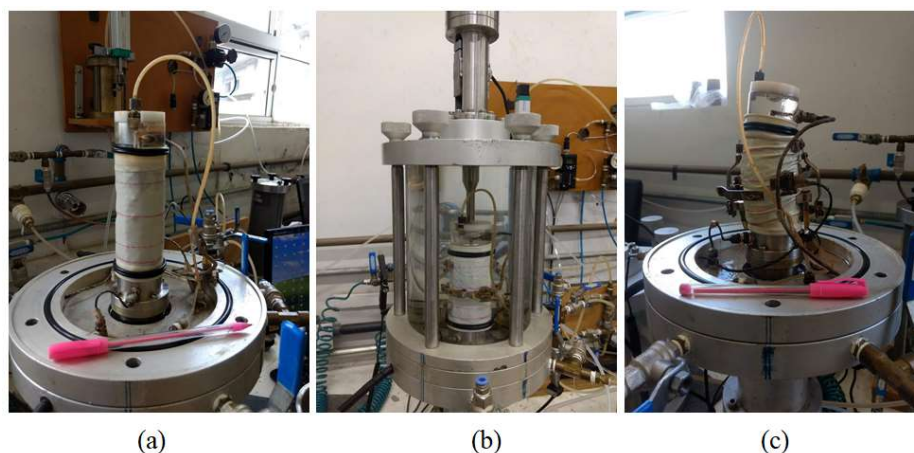


Figura 3.30: Detalhes da execução do ensaio triaxial. (a) Corpo de prova posicionado com a membrana; (b) CP dentro da câmara, com instrumentação; (c) CP pós ruptura.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos durante o desenvolvimento do presente trabalho. Serão dispostos os resultados de campo e de laboratório, bem como suas comparações com a bibliografia, sobretudo com o trabalho de Rizzon (2016), pelo fato de o autor ter trabalho com o mesmo solo.

4.1. ANÁLISE QUALITATIVA DA TÉCNICA EM CAMPO

A observação dos aspectos do solo durante e após a aplicação da técnica de compactação dinâmica constitui um parâmetro importante para análise dos resultados e permite a comparação qualitativa com futuras aplicações da técnica, sobretudo pelo fato de não existir na literatura diversos exemplos da descrição detalhada da utilização em solos coesivos friccionais como o de Passo Fundo.

As crateras obtidas em campo apresentaram um comportamento semelhante em todos os pontos de queda. Não houve qualquer soerguimento do solo lateral à cratera, o que poderia ser indicativo de excesso de poropressões nas camadas inferiores, o que já era esperado, pois o solo se encontrava parcialmente saturado e o nível d'água está situado bastante abaixo (não identificado nas sondagens até 16,5 m) das profundidades atingidas com os impactos. Nesse sentido, também se destaca o fato de não ter havido saída rápida de água do solo no sentido vertical, como seria esperado caso o material, sendo argiloso, estivesse saturado (MÉNARD e BROISE, 1975). Conforme já descrito no capítulo 3, o comportamento do solo, antes do colapso dos vazios, é drenado.

O grande deslocamento vertical do solo e o aspecto das crateras formadas indicam que a ruptura do solo se deu aparentemente por puncionamento (Figura 4.1). Convém observar, entretanto, que após a execução dos ensaios o aspecto da cratera não era de um cilindro perfeito, mas sim de um tronco de cone cuja base superior era um pouco maior do que o diâmetro do peso de queda, atingindo valores médios de 150 cm. Isso pode ter ocorrido porque havia bastante vento no momento dos ensaios, o que fazia com o que o peso se deslocasse horizontalmente, ainda que pouco, quando içado para a cota de lançamento.



Figura 4.1: Cratera formada durante aplicação da técnica no presente trabalho: (a) vista geral da cratera (b) detalhe indicando pequeno aumento no diâmetro superior após a realização dos golpes

Durante o trabalho de Rizzon (2016) a queda se deu de forma perfeita e as crateras apresentaram o formato cilíndrico sem aumento do diâmetro superior (Figura 4.2).



Figura 4.2: Crateras obtidas por Rizzon (2016): (a) vista geral do campo após as compactações (b) detalhe do cilindro formado no solo

Ainda com relação ao aspecto da cratera, convém destacar que o padrão obtido para o solo coesivo friccional de Passo Fundo é bastante distinto daquele observado em areias, que é o tipo de solo com mais exemplos de aplicação da técnica. Em materiais granulares, a cratera costuma apresentar um padrão de tronco de cone com diâmetro da parte superior maior do que o diâmetro do peso, porém a profundidade não é tão grande como no caso da ruptura que ocorre para o solo coesivo friccional. A Figura 4.3 apresenta o resultado típico de areias, bastante distinto daquele observado no solo coesivo friccional.



Figura 4.3: Representação do formatado de cratera em solos granulares: (a) compactação de um material granular (adaptado de Feng et al., 2011) (b) detalhe da cratera formada durante a compactação de um solo arenoso (adaptado de Hamidi, 2014)

Ainda com relação à execução da técnica, também cabe destacar que a adoção da queda livre é mais lenta quando comparada à queda com cabo, conforme apontado por Lukas (1995). Rizzon (2016) realizou cerca de 130 golpes em um dia de trabalho, porém com a utilização do sistema de queda livre só foi possível executar 37 golpes em um dia produtivo.

4.2. MEDIÇÕES RELACIONADAS À CRATERA

A grandeza básica mais simples de se avaliar durante a execução da técnica é a profundidade da cratera em função do número de golpes executados. Essa medida é uma indicação indireta da eficiência do procedimento uma vez que quanto mais profunda a cratera, maior o volume de solo deslocado e maior a compactação obtida. Para uma determinada combinação de peso de queda e altura de compactação é possível estimar a profundidade da cratera a ser obtida, o que também contribui para o planejamento da execução da técnica em campo. A Figura 4.4 apresenta os resultados obtidos com a queda da massa de 5,5 toneladas a diversas alturas, utilizando o sistema de queda livre. As curvas indicam a tendência de que quanto maior a energia por golpe, maior será o afundamento obtido, coerente com o comportamento esperado e já observado por Rizzon (2016).

Destaca-se o fato de a profundidade da cratera para a queda com 12,0 m de altura é bastante elevada, atingindo valor superior à altura do peso com apenas 2 golpes, o que

praticamente inviabilizaria a adoção dessa altura como utilização prática para melhoramento do solo, pois a retirada no peso de dentro da cratera mobiliza o solo adjacente e quanto mais profunda a cratera maior a parcela de solo mobilizado e maior será o esforço de tração no dispositivo de liberação da carga.

Considerando as recomendações de Lukas (1995), que estabelece que a profundidade da cratera não deva exceder a altura do peso em 30 cm (correspondente a uma altura de 1,70 m no presente estudo) e o número ótimo de golpes deve estar entre 7 e 15, a altura ótima para aplicação da técnica estaria situada entre 3,0 e 6,0 m, ou seja, bastante distinta da prática mundial, que adota alturas mais baixas apenas para a fase de tamping.

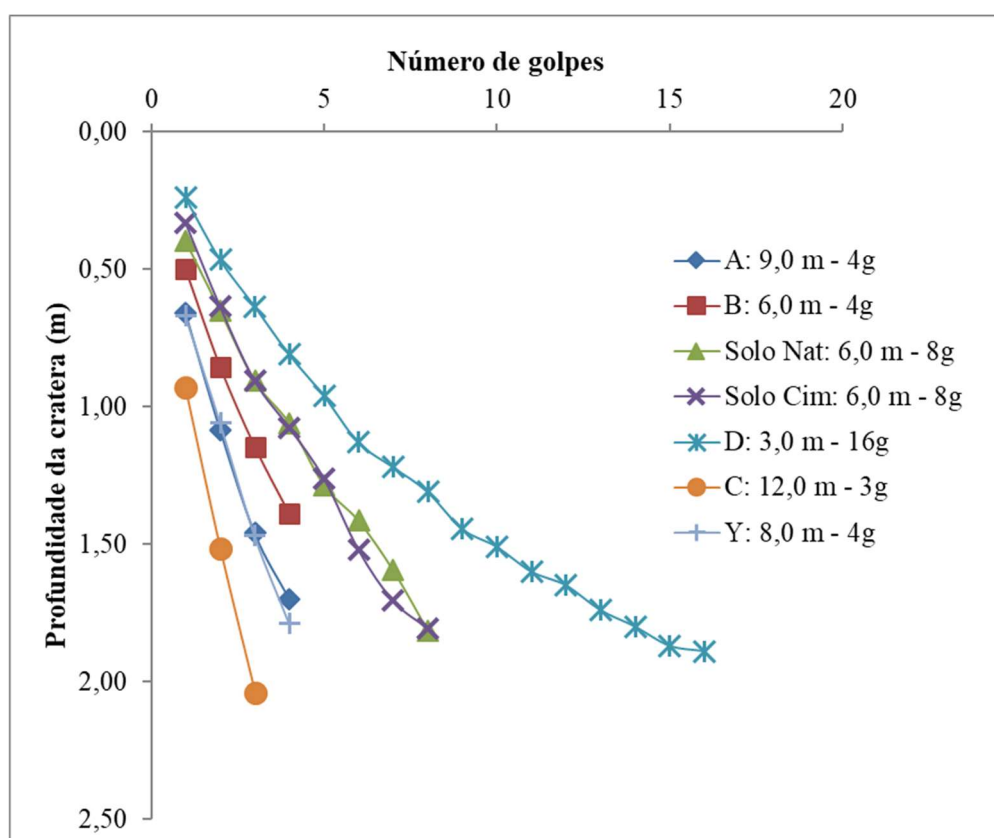


Figura 4.4: Profundidade da cratera em função do número de golpes

A comparação dos resultados com a bibliografia também corrobora com a ideia de o comportamento do solo de Passo Fundo ser bastante distinto. A Figura 4.5 representa resultados de diferentes locais e diferentes energias por golpe fruto de uma extensa revisão elaborada por Mayne et al. (1984), em comparação com as curvas de 3,0 m e 12,0 m de altura, que correspondem às energias de 161,9 kJ (16,5 tonf x m) e 647,5 kJ (66 tonf x m), respectivamente.

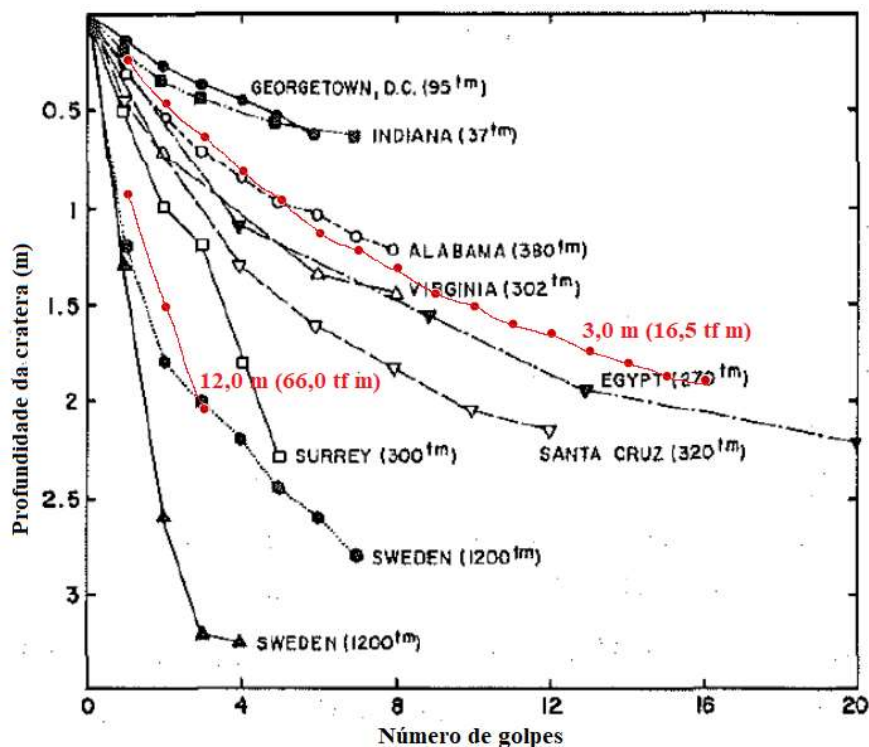


Figura 4.5: Resultados de diversas aplicações da técnica de compactação dinâmica em comparação com a execução no solo coesivo friccional de Passo Fundo (adaptado de Mayne et al., 1984)

A resposta do solo coesivo friccional é bastante distinta dos demais resultados, a quantidade de energia por golpe que produz um determinado afundamento é inferior para o solo de Passo Fundo. A curva referente à queda de 12,0 m de altura (66 tf m) apresenta uma tendência de comportamento entre as curvas de 300 tf m e de 1200 tf m, ou seja, mesmo que a energia seja relativamente baixa, o afundamento é bastante significativo. A principal diferença entre os comportamentos reside no fato de se tratarem de solos distintos, a maioria dos casos reportados por Mayne et. al (1984) se refere a areias, mas a análise corrobora com as observações anteriores de que o processo de compactação dinâmica do solo de Passo Fundo pode alterar a estrutura do solo, mesmo aplicando baixas energias.

Solos colapsíveis constituem um outro grupo de materiais que também apresenta grandes deslocamentos quando submetidos à técnica, esses solos são rígidos e resistentes em seu estado natural seco, porém o comportamento é substancialmente alterado quando entram em contato com a água (ROLLINS e KIM, 2010). Crateras de até 2,50 m de profundidade podem ser formadas com aplicação de poucos golpes e energias por golpe da ordem de

981 kJ (100 tonf m), dependendo do tipo de solo e grau de umidade (ROLLINS, JORGENSEN e ROSS, 1998; ROLLINS e KIM, 2010).

O afundamento observado em cada golpe também contribui para a compreensão das características de deformabilidade do solo. A Figura 4.6 apresenta o afundamento obtido em cada golpe, para as diferentes configurações de queda executadas.

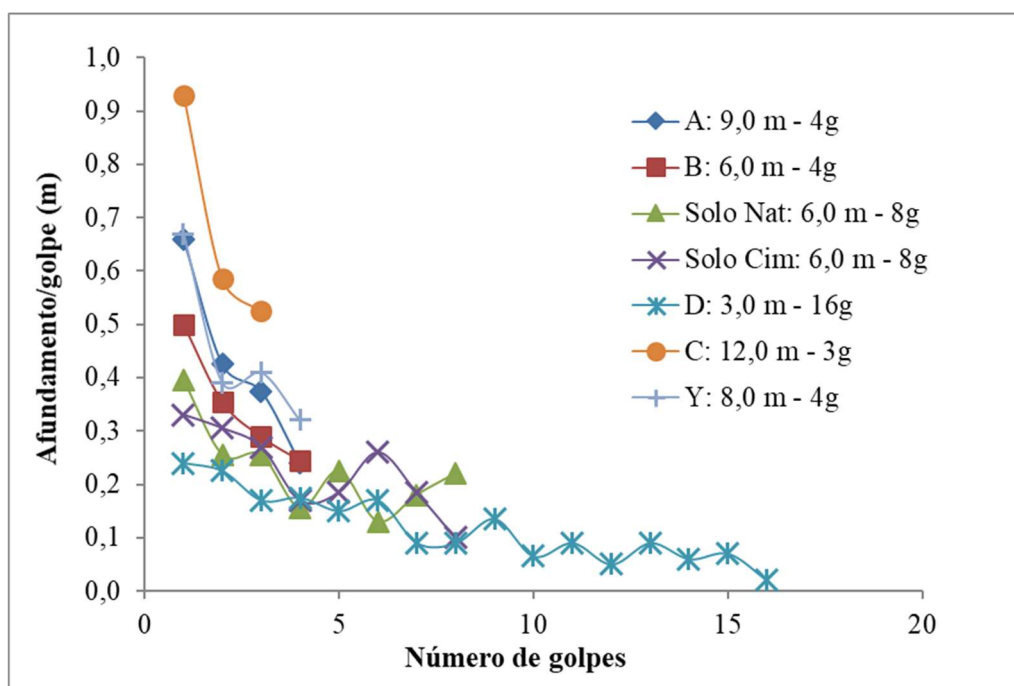


Figura 4.6: Afundamento medido para cada golpe

As curvas indicam um comportamento já esperado, de que quanto maior a energia maior será a penetração em cada golpe, além disso, existe uma tendência de estabilização do afundamento obtido, coerente com o mecanismo físico da compactação, pois após cada golpe o solo abaixo do peso de queda se torna mais compacto e assim mais resistente a esforços verticais do peso de queda. A curva para a queda com 3,0 m de altura exemplifica de maneira mais clara essa tendência, pois foi a combinação na qual se executaram mais golpes. Esse comportamento também foi observado por Rizzon (2016), que executou uma quantidade maior de golpes em cada ponto de queda, a Figura 4.7 contém os resultados obtidos pelo autor. Destaca-se que os afundamentos por golpe obtidos na presente pesquisa são bem mais elevados em comparação aos obtidos por Rizzon (2016), isso ocorre não só pela adoção de alturas de queda mais elevadas, mas também por ter sido utilizado o sistema de queda livre, que minimiza as perdas de energia por atrito dos cabos.

Lo et al. (1990) descrevem o conceito de energia de saturação, que seria atingida a partir do momento em que a aplicação de mais golpes não resulta aumento de recalque e a curva de profundidade da cratera em função da energia aplicada apresenta uma tendência hiperbólica, com estabilização dos afundamentos. Como as quedas foram executadas com poucos golpes, não é possível observar um padrão de comportamento, porém a curva referente à queda com 3,0 m de altura, que teve mais golpes, aparentemente tende a atingir um comportamento hiperbólico.

Os afundamentos de cada golpe também podem ser adotados como critério de parada na execução da execução do ensaio. Stinnette et al. (1997) estabelecem que o afundamento de um golpe, quando inferior a 10% da profundidade da cratera, é um indicativo da convergência do processo de compactação. Para o sistema de queda livre, esse critério leva a um número ótimo de 6 e 8 golpes para as quedas de 6,0 m e 3,0 m, respectivamente. Analisando os dados de Rizzon (2016), o número de golpes que atende à condição é de 8 para todos os casos de queda.

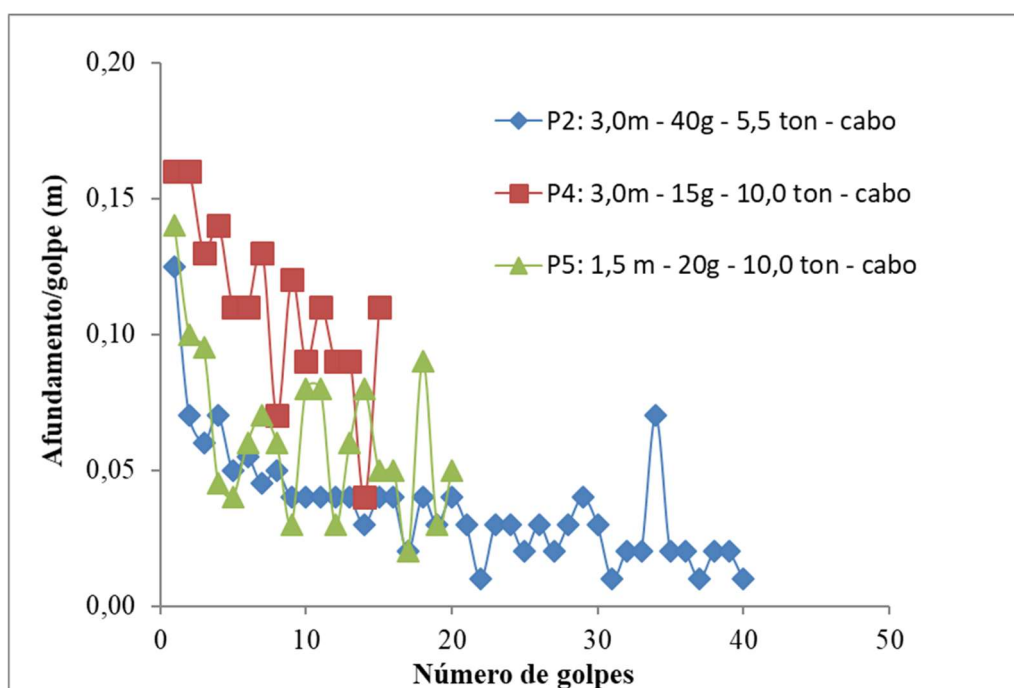


Figura 4.7: Afundamento por golpe para diferentes configurações de queda (adaptado de Rizzon, 2016)

4.3. AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS

Com a finalidade de avaliar os deslocamentos laterais da massa de solo causados pelo processo de compactação dinâmica, foram instalados tubos de inclinômetros situados a 1,20 m de distância do centro do ponto de impacto, ou seja, a borda do peso de compactação ficou a uma distância de 60 cm do tubo de inclinômetro. Os resultados obtidos são apresentados da Figura 4.8 à Figura 4.11. As figuras indicam que os maiores deslocamentos ocorreram na direção esperada, o tubo de inclinômetro foi posicionado de forma que a linha que passa pelo eixo AA' (principal) passasse pelo centro do ponto de queda.

Os resultados obtidos indicam que de fato ocorre deslocamento lateral da massa de solo, com magnitudes relativamente baixas se comparadas ao deslocamento vertical. O máximo deslocamento observado é da ordem de 85 mm e ocorre para a queda com 3,0 m de altura e 16 golpes. Ainda que o valor não seja muito elevado, já é representativo dentro das restrições para execução da técnica, sobretudo em casos de estruturas e tubulações enterradas, que poderiam ser afetadas nas situações de aplicação da compactação dinâmica.

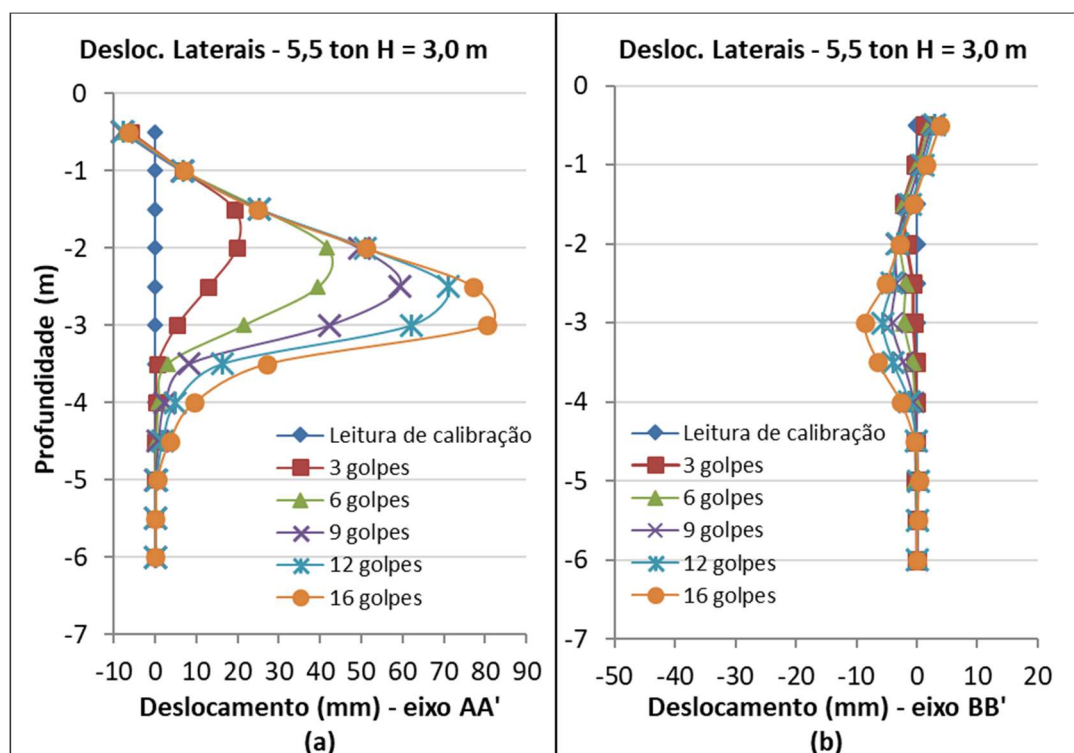


Figura 4.8: Deslocamentos laterais para a queda de 3,0 m de altura: (a) ao longo do eixo AA' (principal) e (b) ao longo do eixo BB' (transversal)

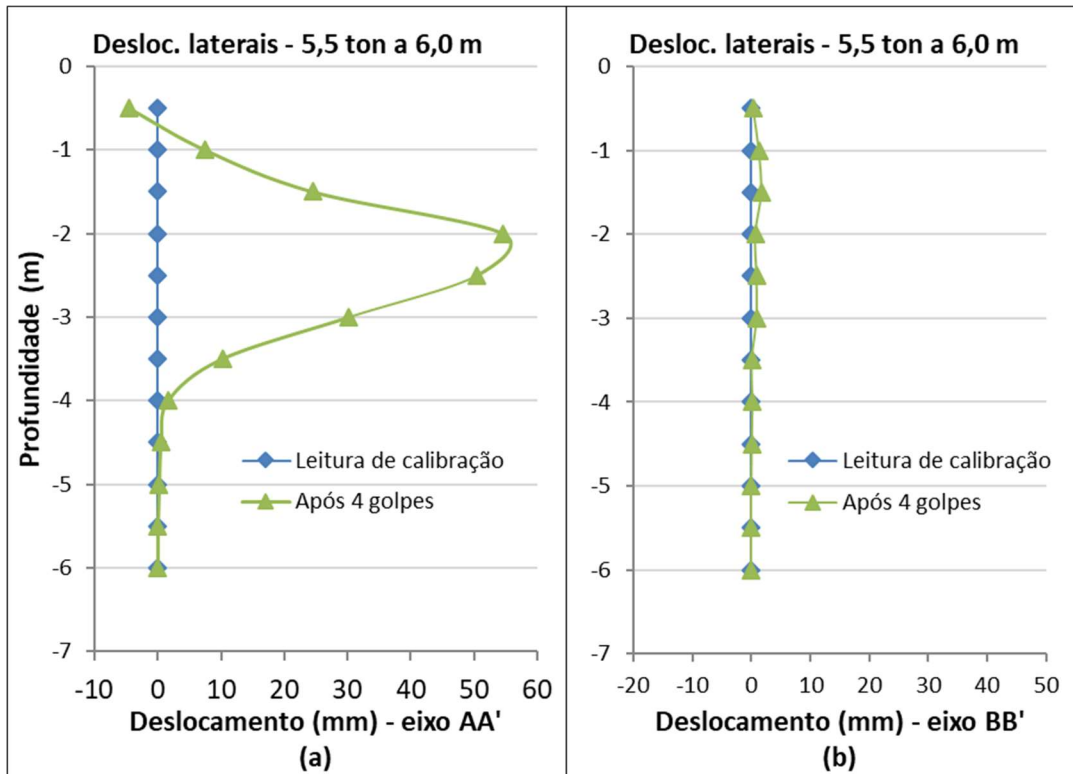


Figura 4.9: Deslocamentos laterais para a queda de 6,0 m de altura: (a) ao longo do eixo AA' (principal) e (b) ao longo do eixo BB' (transversal)

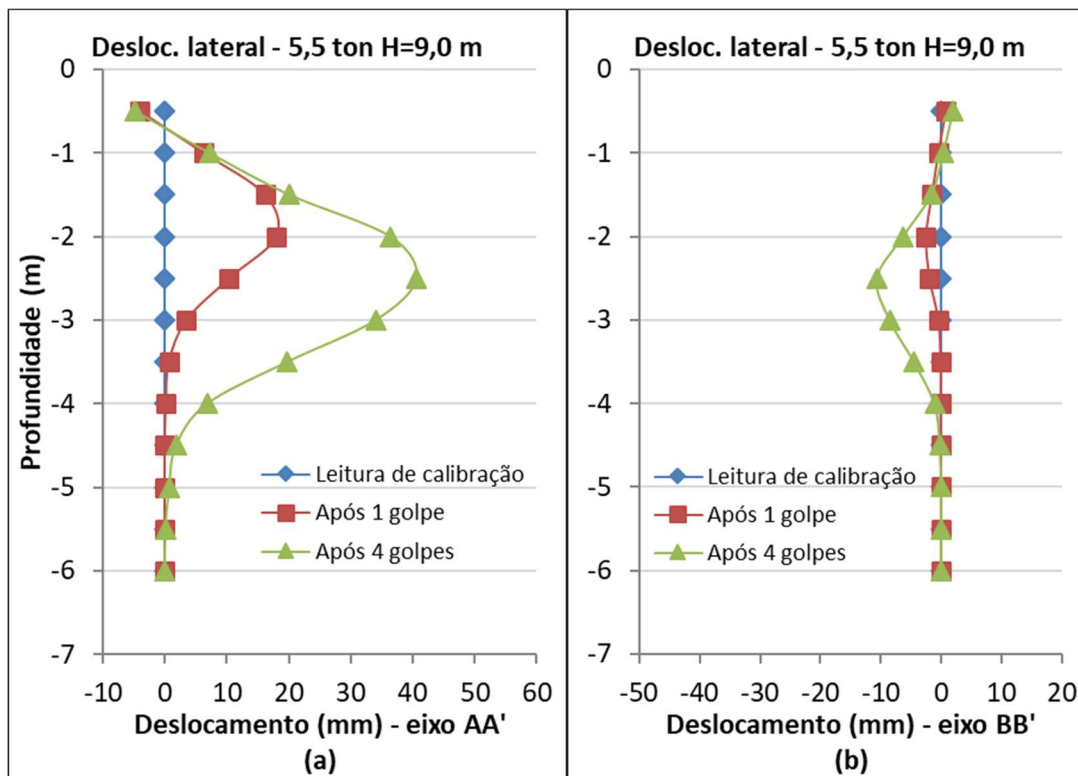


Figura 4.10: Deslocamentos laterais para a queda de 9,0 m de altura: (a) ao longo do eixo AA' (principal) e (b) ao longo do eixo BB' (transversal)

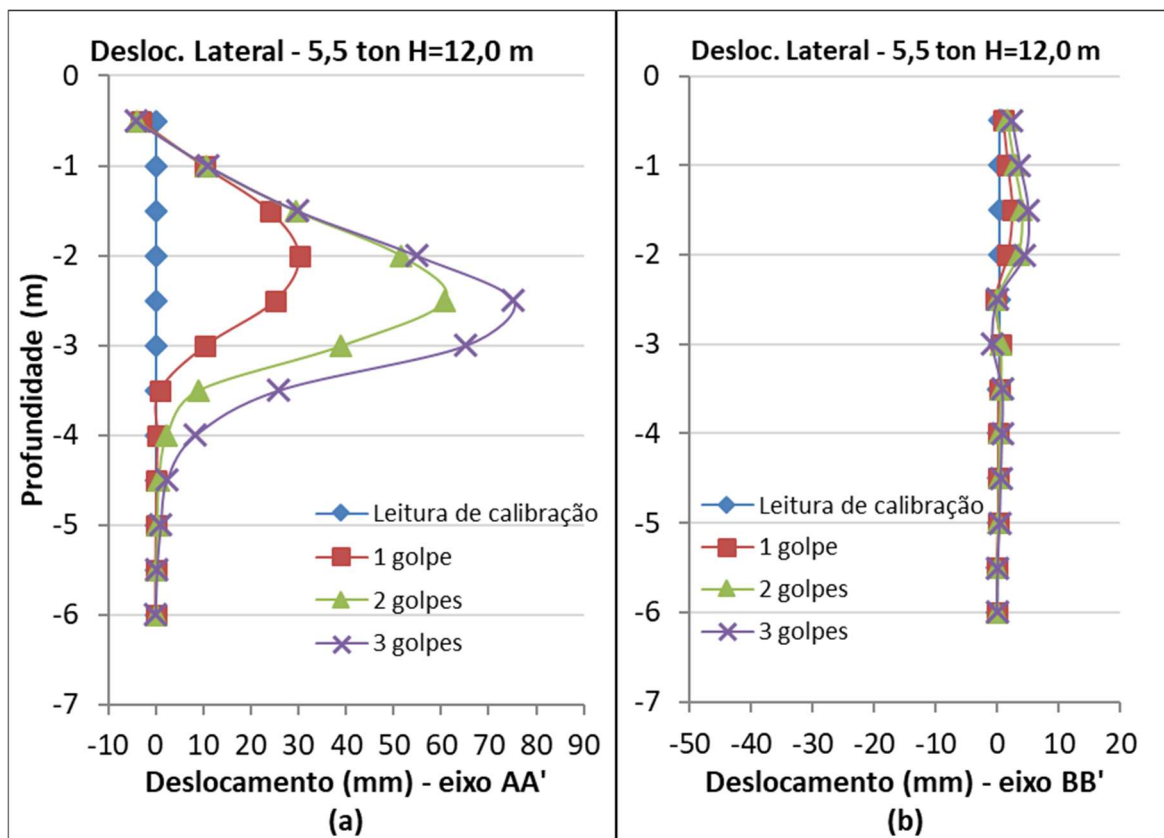


Figura 4.11: Deslocamentos laterais para a queda de 12,0 m de altura: (a) ao longo do eixo AA' (principal) e (b) ao longo do eixo BB' (transversal)

As figuras indicam um padrão de deslocamento da massa de solo: à medida que os golpes vão sendo executados, o deslocamento lateral aumenta e vai se acumulando, além de a profundidade do máximo valor aumentar. A Figura 4.12 detalha como ocorre o movimento do solo. A Figura 4.10 apresenta o resultado para a queda de 9,0 m, na qual convém se observar que o resultado do deslocamento máximo foi inferior ao previsto, considerando as demais quedas, isso ocorreu possivelmente pelo fato de durante a última queda de compactação o peso chocou-se com o solo de forma inclinada, o que pode ter reduzido o impacto e conseqüentemente o deslocamento lateral.

Tabela 4.1: Comparação entre deslocamentos verticais e laterais

H queda (m)	Núm. de golpes	Energia Acumulada (kJ)	Prof. cratera (mm)	Deslocamento lateral (mm)	Desloc. Lateral/Desloc. Vertical
3,0	16	2589,84	1890	80,5	4,3%
6,0	4	1294,92	1390	54,0	3,9%
9,0	4	1942,38	1700	40,6	2,4%
12,0	3	1942,38	2040	72,0	3,5%

A Tabela 4.1 apresenta os dados resumidos considerando os deslocamentos laterais. Conforme já observado, a magnitude dos deslocamentos laterais é bastante inferior aos verticais, isso ocorre possivelmente pela interação entre peso e solo no momento de queda, que não é caracterizada como um puncionamento perfeito e poderia se aproximar de uma ruptura localizada. Parte da energia do choque causa quebra da estrutura, lateralmente, o que reduz a rigidez solo, dificultando em parte o deslocamento lateral da massa de solo. Além disso, por se tratar de um solo fino coesivo, essa parcela coesiva faz com que o empuxo passivo do solo seja muito significativo, o que contribui para menores deslocamentos laterais.

Ao se comparar os resultados obtidos com outras experiências de execução da técnica, verifica-se que a magnitude dos deslocamentos laterais do solo coesivo friccional é mais baixa. Lukas (1995) mediu valores de 100 a 300 mm a 3,0 m do ponto de compactação, porém com energias muito maiores. Em solos granulares com elevados índices de vazios foram obtidos valores de 80 mm e 120 mm medidos a 4,0 m do ponto de queda, para energias acumuladas de 9.000 kJ e 12.500 kJ, respectivamente (MIAO, CHEN e HONG, 2006).

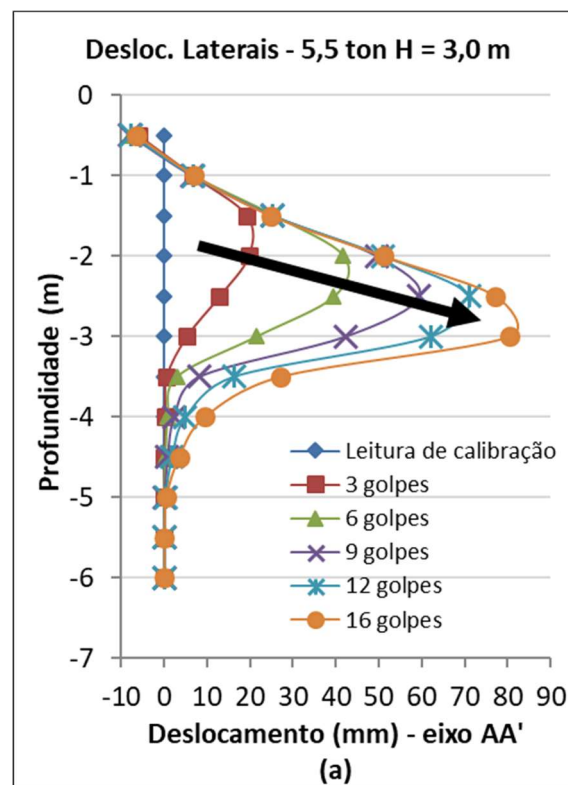


Figura 4.12: Indicação da tendência de deslocamento do solo

A partir dos dados obtidos, também é possível relacionar a energia acumulada com a magnitude do deslocamento lateral. A Figura 4.13 apresenta o deslocamento lateral em função da energia acumulada, sem considerar a queda de 9,0 m, indicando que existe uma relação linear entre as grandezas apresentadas, quanto maior a energia acumulada, maior é o deslocamento lateral. Esses dados permitem inferir que a execução de golpes sucessivos (aumento da energia acumulada) aumenta a extensão lateral do bulbo de solo modificado, possivelmente o formato do volume compactado vai se alterando durante a execução da técnica.

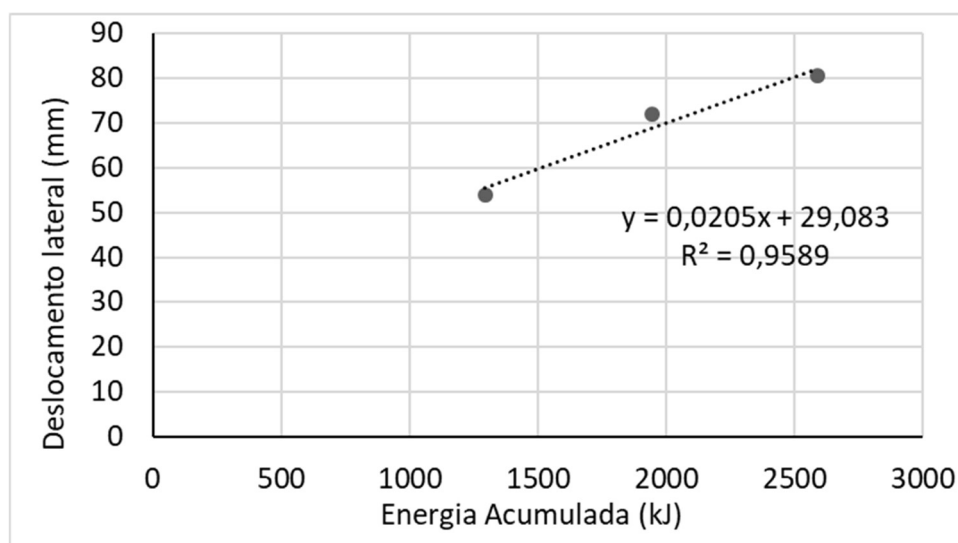


Figura 4.13: Deslocamento lateral x Energia acumulada

4.4. ENSAIOS DE CAMPO

A interpretação de ensaios de campo constitui um dos parâmetros mais importantes relacionados à execução da técnica de compactação dinâmica. Como o objetivo do processo é melhorar o solo, para profundidades elevadas, informações ao longo do perfil vertical constituem medidas diretas das melhorias ocorridas. A maioria dos trabalhos que analisa o processo utilizam resultados de ensaios de campo como dados de comparação.

Com o objetivo de analisar as diferentes modificações causadas na compactação do solo coesivo friccional, foram executados ensaios de SPT nas crateras conforme a Tabela 4.2. Os ensaios foram realizados sem lavagem, de forma contínua para todos os pontos. Slocombe (2004) aponta que o esse tipo de teste pode representar de maneira fidedigna

as alterações que ocorrem em solos coesivos, mas ainda que o ensaio não seja o mais sofisticado, as medidas constituem uma indicação indireta da resistência do solo.

Tabela 4.2: Execução de ensaio de SPT nas crateras

Ponto	Altura (m)	Número de golpes	Energia acumulada (kJ)
A	9,0	4	2.913,6
B	6,0	4	1.942,3
D	3,0	16	2.589,4
X	8,0	1	431,6
Y	8,0	4	1.726,6
Z	8,0	3	1.294,2

Os resultados obtidos, destacados na Figura 4.14, não permitem concluir que houve uma melhora significativa da resistência do solo ao longo da profundidade. Ao se comparar o número de golpes para as crateras nos diversos pontos não é possível estabelecer diferenças significativas de resultado ou mesmo tendências de comportamento considerando a energia acumulada ou a energia por golpe.

Carretta (2018) explica que o solo coesivo friccional de Passo Fundo possui coesão real, que contribui para a resistência ao cisalhamento. Nesse sentido, existe a possibilidade de o processo de compactação dinâmica, ao colapsar os vazios do solo e quebrar a estrutura, poder levar a resultados de campo não tão satisfatórios.

Convém observar que nos casos “A”, “B” e “D”, com diferentes energias por golpe (Figura 4.14 (a)), onde foi aplicada a maior quantidade de energia acumulada, o resultado dos ensaios apontam valores bastante semelhantes, entre 5 e 10 golpes. Nos três casos há um pico para a profundidade de 3,0 m, redução na profundidade de 4,0 m e posterior aumento gradual. O resultado exibido pelo solo natural, descrito na Figura 3.6 (b), é bastante semelhante ao que ocorre com o solo compactado, a partir do resultado do solo natural também é possível observar que não há uma variação significativa após o processo de compactação dinâmica. Lukas (1995) estabelece que é esperada uma melhora da ordem de 100% nos resultados, conforme a Tabela 2.7, o que não foi constatado.

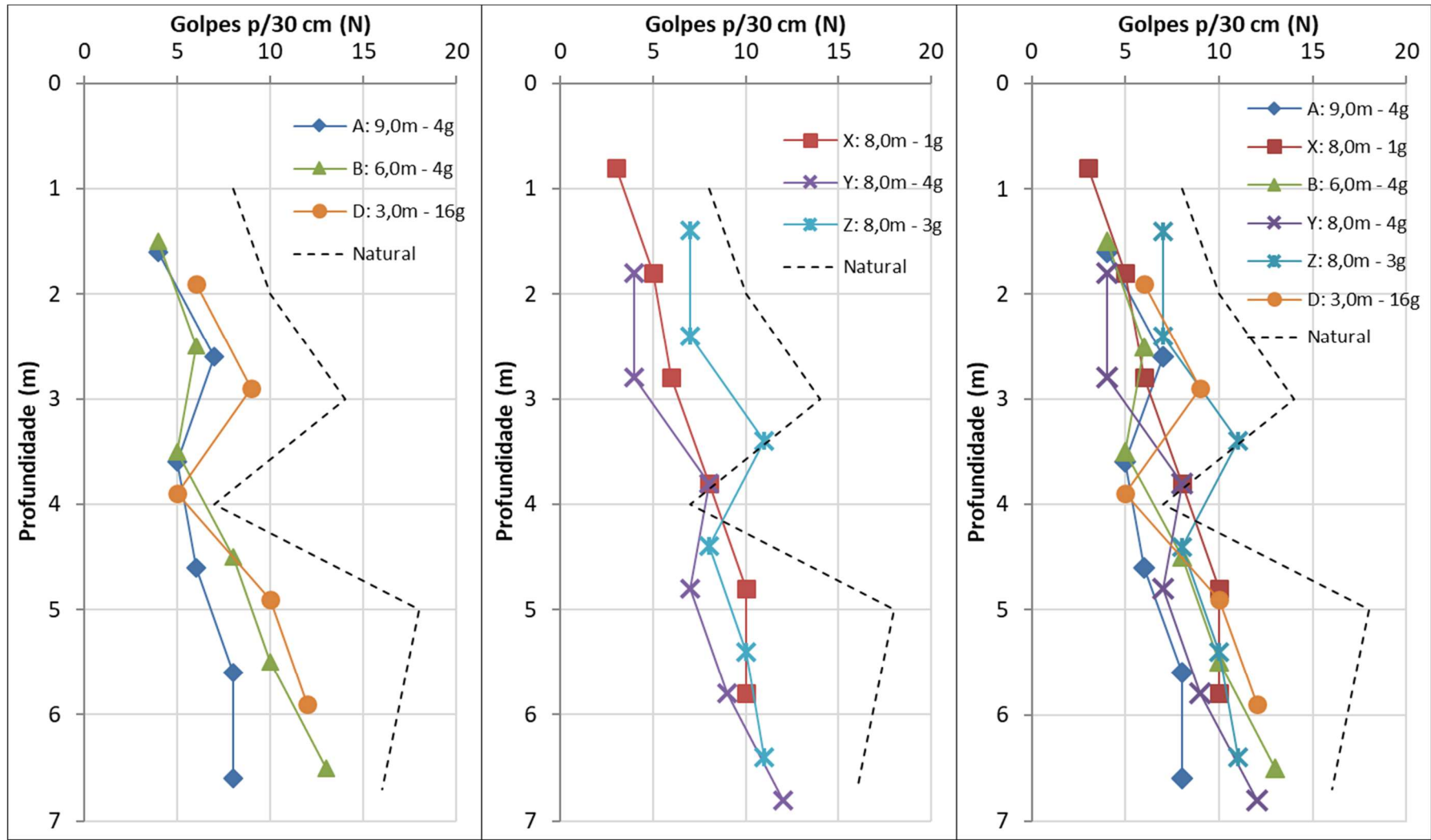


Figura 4.14: Resultado de ensaios de SPT nas diferentes crateras

A Figura 4.14 (b) contém os resultados das compactações com a mesma energia por golpe, porém diferentes energias acumuladas. Nos três casos o número de golpes fica próximo do intervalo entre 5 e 10, porém destaca-se o fato de a curva corresponde a 4 golpes apresentar resultado inferior à curva de apenas um golpe, o que teoricamente não seria esperado, uma vez que a quantidade de energia por golpe é a mesma, porém a energia acumulada é maior. De modo geral, ocorre uma convergência dos resultados, independentemente da situação de queda, sem que sejam observadas grandes variações em relação ao solo natural, (Figura 4.14 (c)).

Na Figura 4.15 são apresentados os resultados dos ensaios de CPT executados nas crateras do trabalho de Rizzon (2016). Os ensaios foram realizados nas crateras correspondentes aos pontos P2, P3, P4 e P5, que correspondem às combinações de peso e altura de queda descritas na Tabela 3.3.

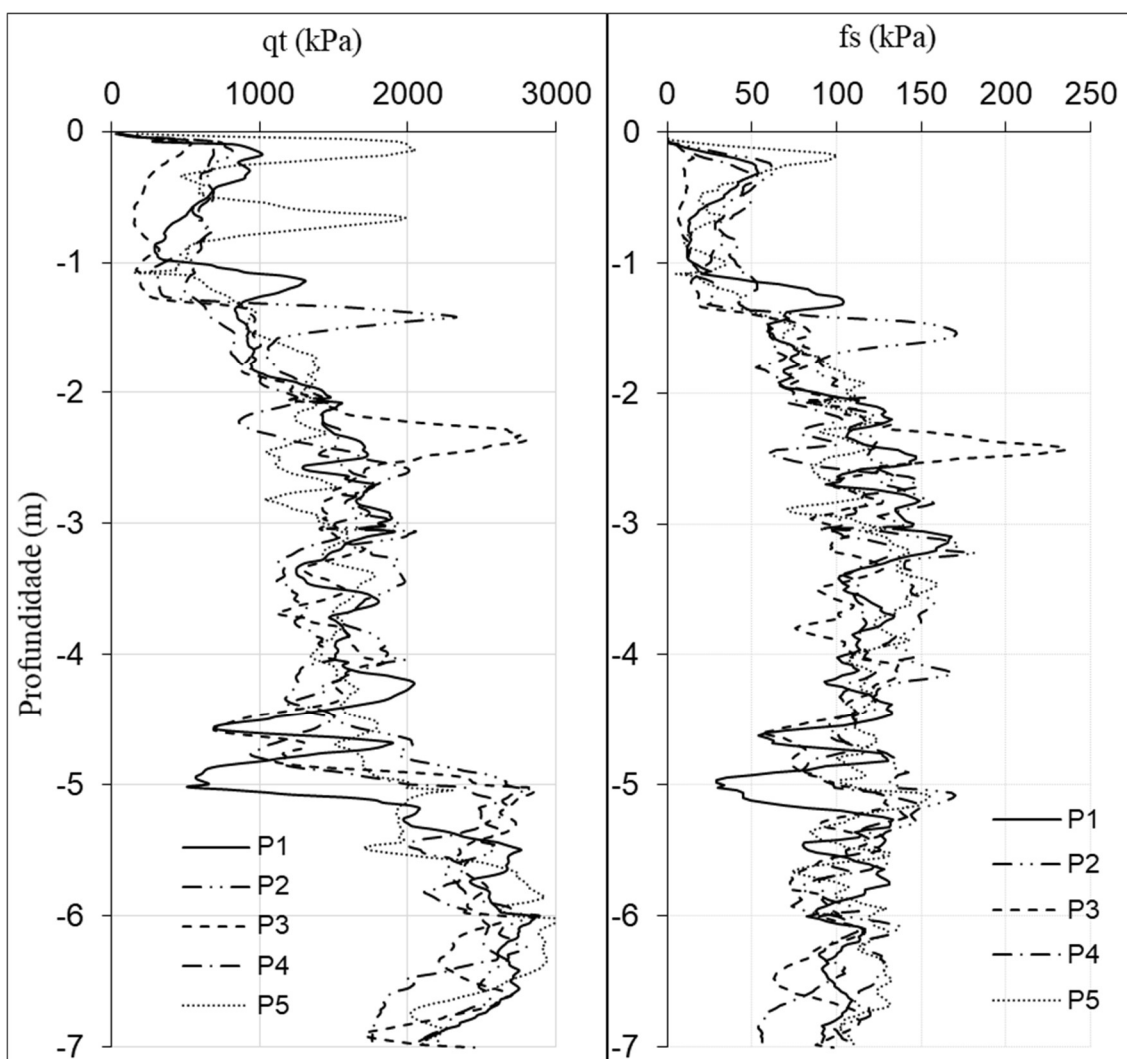


Figura 4.15: Resultados de ensaio CPT da pesquisa de Rizzon (2016)

Os resultados dos por Rizzon (2016) corroboram com os obtidos no presente estudo. De maneira geral é possível observar uma uniformidade ao longo da profundidade, independente do arranjo utilizando na compactação.

4.5. NORMALIZAÇÃO DAS PROFUNDIDADES ATINGIDAS

A comparação de diferentes execuções da técnica é possível através da normalização dos resultados. Os trabalhos de Ménard (1975) já indicavam que a energia de queda é um dos parâmetros que controla a profundidade de influência de tratamento, logo a normalização em função da energia constitui uma análise interessante para os dados obtidos na avaliação da profundidade da cratera produzida. De maneira empírica é possível inferir que quanto maior a energia, maior será a profundidade de melhoria e maior deve ser a penetração do peso de queda no solo. Mayne et al. (1984) realizaram um estudo com diversos casos de aplicação da técnica, observando limites superior e inferior para o afundamento da cratera normalizados em relação à energia de queda.

A Figura 4.16 apresenta os resultados de afundamento da cratera normalizados em relação à raiz quadrada da energia. De fato, ao se normalizarem os dados, observa-se uma tendência de aproximação das curvas, indicando que existe uma relação entre a profundidade da cratera e a energia de queda. Houve praticamente uma coincidência entre as curvas correspondentes às quedas de 3,0 m e de 6,0 m preparada para o ensaio de placa. A curva que apresentou o comportamento mais distinto corresponde à queda de 12,0, mas ainda sim os dados se encaixam numa pequena faixa de variação. Os dados obtidos permitem determinar o número ótimo de golpes para uma determinada altura de queda, considerando a massa de 5,5 toneladas.

Com os dados da profundidade da cratera normalizada é possível obter a equação de regressão que relaciona com o número de golpes, conforme a Figura 4.17. O coeficiente de correlação de R^2 de 0,92 indica a energia e número de golpes são grandezas que estão bem relacionadas à profundidade da cratera.

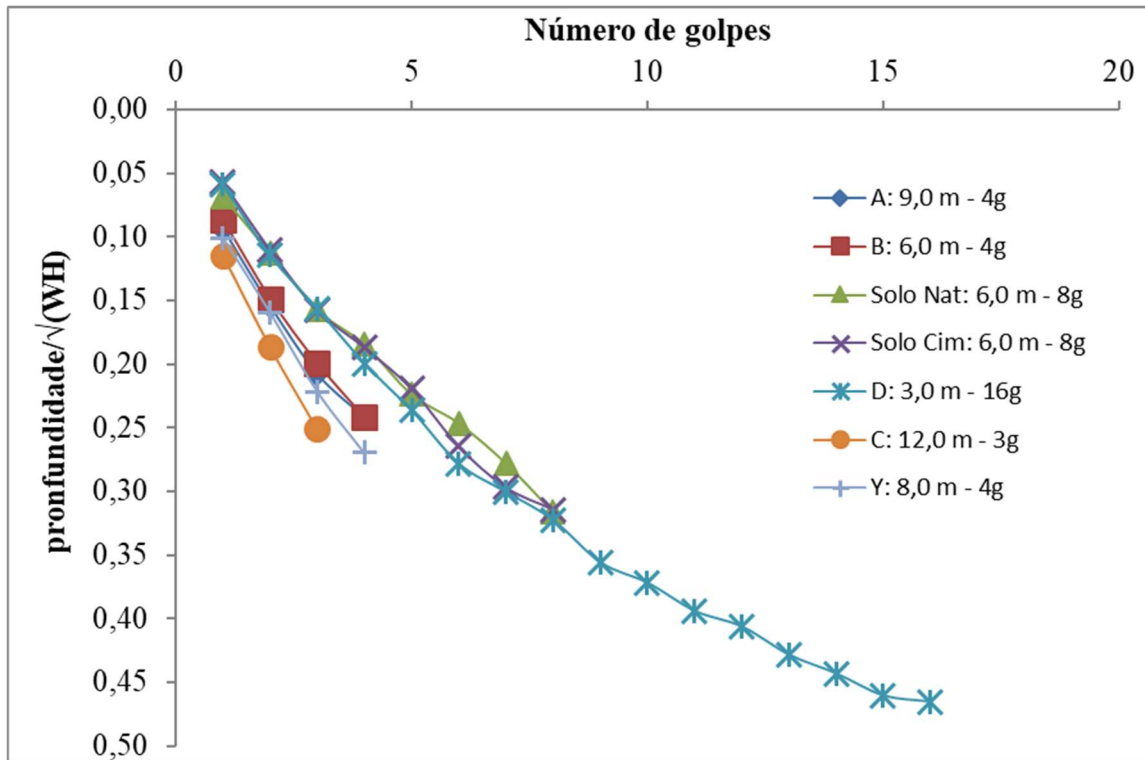


Figura 4.16: Profundidade da cratera normalizada em relação à raiz quadrada da energia

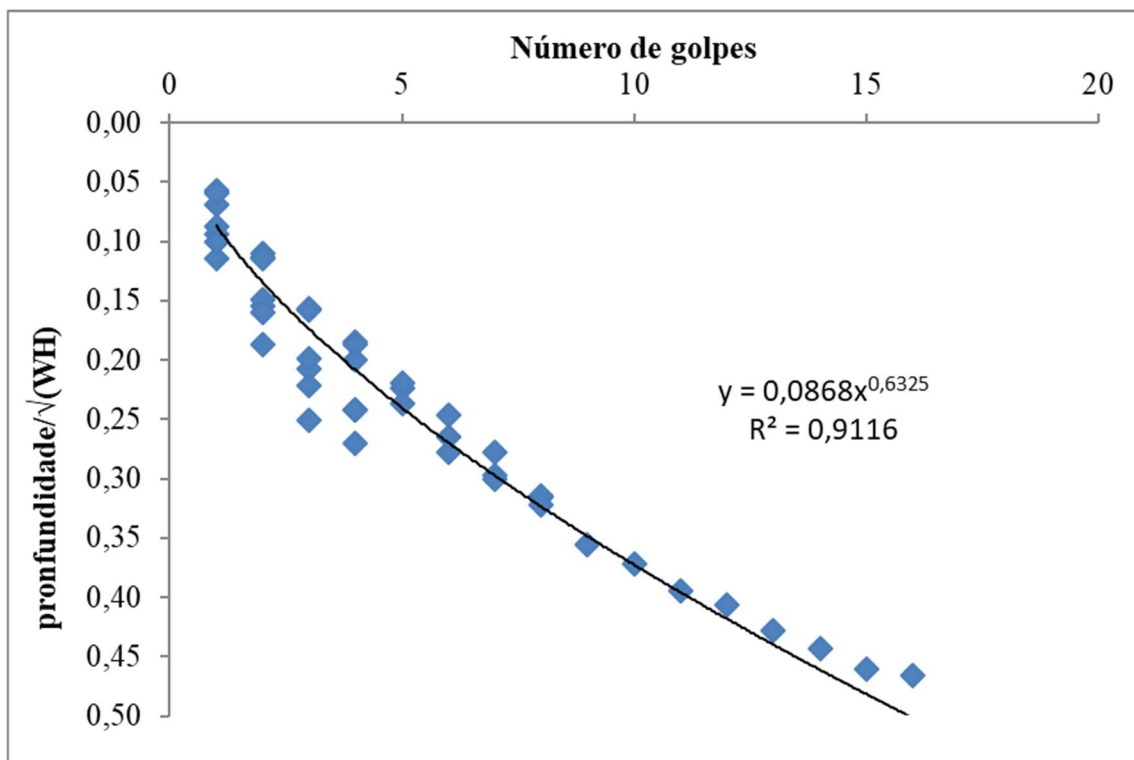


Figura 4.17: Obtenção de regressão linear para a profundidade de queda normalizada

A normalização dos resultados também permite comparar o sistema de queda livre com a queda com cabo. A Figura 4.18 apresenta os mesmos da Figura 4.16, adicionando as informações correspondentes às quedas com o sistema de cabo (Rizzon, 2016), considerando uma perda de 20% da energia potencial gravitacional durante a queda pelo atrito com os cabos, que representa a eficiência do sistema de queda para os guindastes tradicionais é da ordem de 80% (LUKAS, 1995). A comparação das curvas identifica que os resultados obtidos pelo sistema de queda livre e com cabo são bastante distintos, a convergência que se observa no sistema com queda livre não ocorre para o cabo. Os resultados indicam de maneira geral que o sistema de queda livre necessita uma quantidade menor de golpes para atingir a mesma profundidade da cratera. Além disso, a perda de energia no sistema com cabos é superior à indicação da literatura de 20%, possivelmente por se tratar de alturas de queda mais baixas quando comparadas à prática internacional.

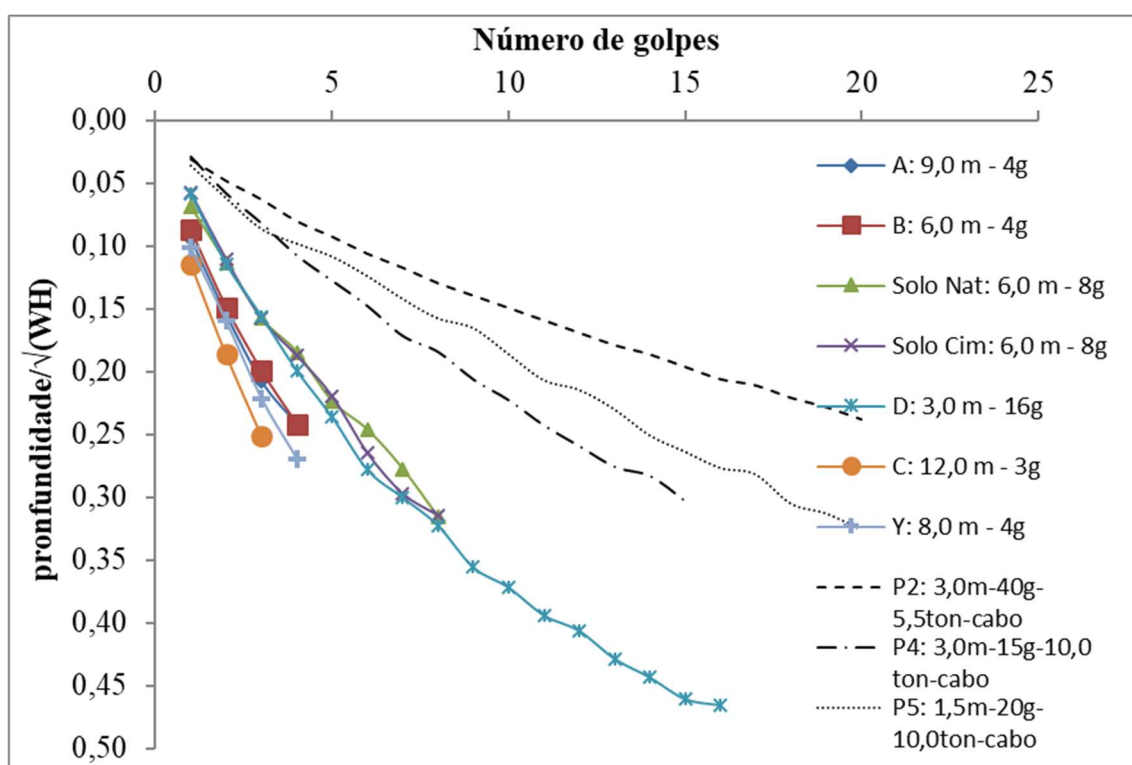


Figura 4.18: Profundidade da cratera normalizada em relação à raiz quadrada da energia

Além de analisar a profundidade da cratera, outros pesquisadores, como Hamidi (2014), apontam que a medição da profundidade da cratera em si não é indicativa direta de que o processo foi eficiente, sendo o volume da cratera a grandeza que melhor representaria esse processo. É importante observar, entretanto, que esse tipo de comportamento é

esperado, sobretudo para areias, pois durante a execução do processo de compactação parte do solo das camadas mais superiores, ao perder o confinamento fruto do deslocamento da massa de solo causada pela compactação, cai para dentro da cratera. No caso do solo coesivo friccional de Passo Fundo, como o formato da cratera é de um cilindro praticamente perfeito, o volume da cratera é uma representação indireta da profundidade.

A Figura 4.19 apresenta o volume total da cratera em função da energia total acumulada, considerando as perdas no sistema de queda com cabos. Os dados referentes à queda livre indicam uma boa aproximação de dados, há praticamente uma coincidência das diferentes curvas, indicando que a energia dispendida para produzir um determinado volume de cratera é próxima, ainda que se considerem diferentes alturas de queda.

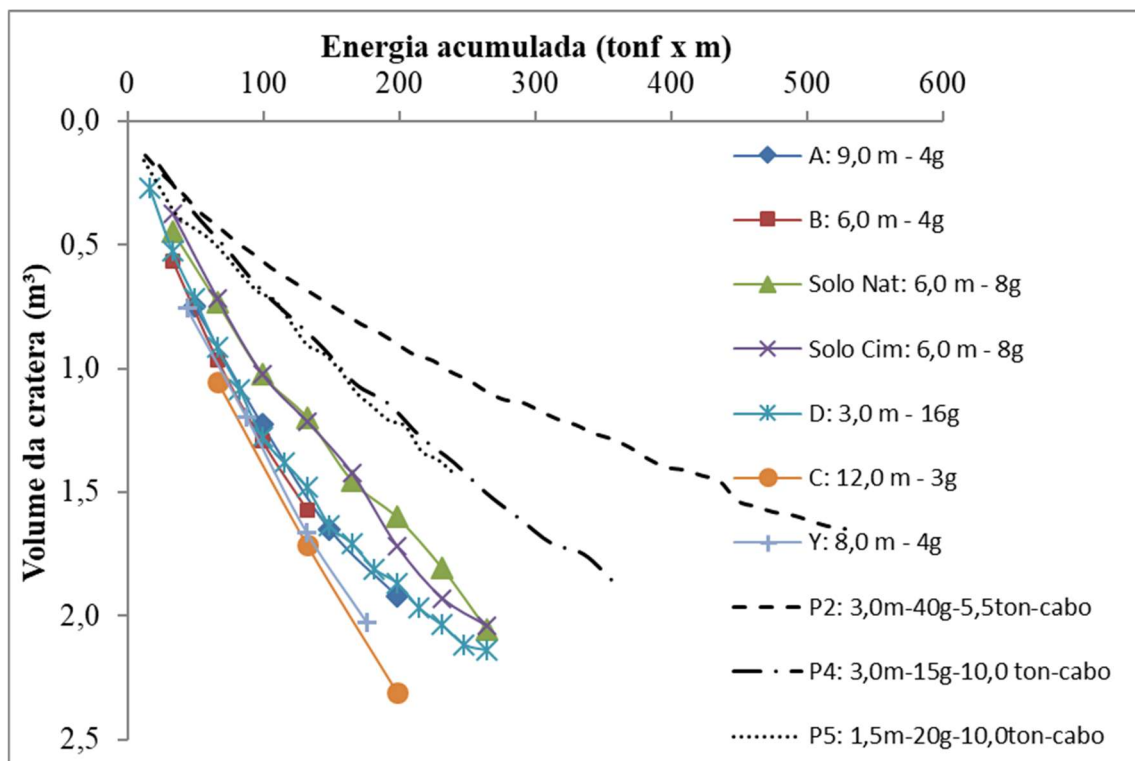


Figura 4.19: Volume da cratera em função da energia de queda acumulada

Para a queda com o sistema de cabo, os dados referentes ao mesmo peso de queda, identificados pelas curvas P4 e P5, correspondem a uma concordância praticamente perfeita, sendo possível estimar o volume da cratera em função da energia que se pretende aplicar. Entretanto, a massa de 5,5 toneladas não se aproximou das duas outras curvas, o que permite inferir que não só a energia controla o resultado, mas também a massa

adotada na queda. Nas quedas do sistema sem atrito foi adotada apenas a massa de 5,5 toneladas, restringindo a análise sob essa perspectiva.

A Figura 4.19 também permite comparar o comportamento das quedas livre e com cabo. É possível observar que a quantidade de energia necessária para produzir um determinado volume de cratera e, conseqüentemente, uma determinada profundidade, no sistema com cabo de queda é substancialmente superior. A comparação direta entre as curvas correspondentes à queda de 3,0 m de altura com a massa de 5,5 toneladas, considerando a quantidade de energia necessária para produzir uma cratera de 1,50 m³, leva a valores da ordem de 120 tonf m (1,17 MJ) e de 500 tonf m (4,91 MJ) para o sistema de queda livre e de queda com cabo, respectivamente. Dessa relação é possível inferir que a utilização do peso combinado de 10,0 toneladas com o sistema de queda livre poderia causar afundamentos substancialmente superiores para alturas de queda elevadas.

A análise da profundidade da cratera também pode ser explorada considerando o momento linear da massa durante a queda. Oshima e Takada (1994) destacam que a desaceleração máxima a qual o corpo é submetido durante o momento de impacto com o solo é proporcional à velocidade no momento do contato, ou seja, é proporcional à quantidade de movimento. A partir dessas informações verificaram que a penetração do peso é proporcional à raiz quadrada do número de golpes aplicados, para uma determinada altura de queda.

A mesma observação já havia sido descrita por Mikasa et al. (1988) e também foi adotada por Mostafa e Liang (2011) em simulações numéricas da compactação dinâmica em solos coesivos, nas quais foram obtidos resultados coerentes.

A Figura 4.20 apresenta a profundidade da cratera em função da raiz quadrada do número de golpes. A regressão linear aponta coerência na tendência de comportamento, foram consideradas apenas as quedas de 3,0 m e 6,0 devido ao maior número de golpes, mas a aproximação linear também ocorre para as demais configurações de queda. A partir dos resultados é possível prever a profundidade a ser obtida.

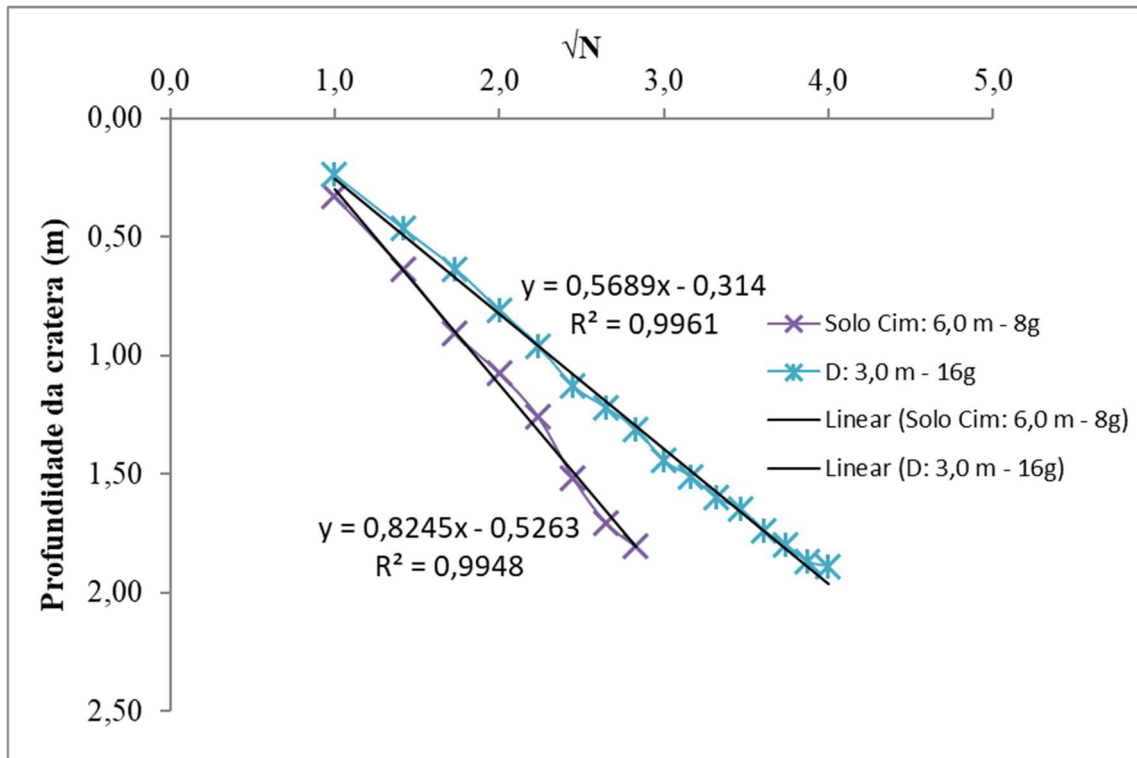


Figura 4.20: Avaliação da profundidade da cratera em função da raiz quadrada do número de golpes

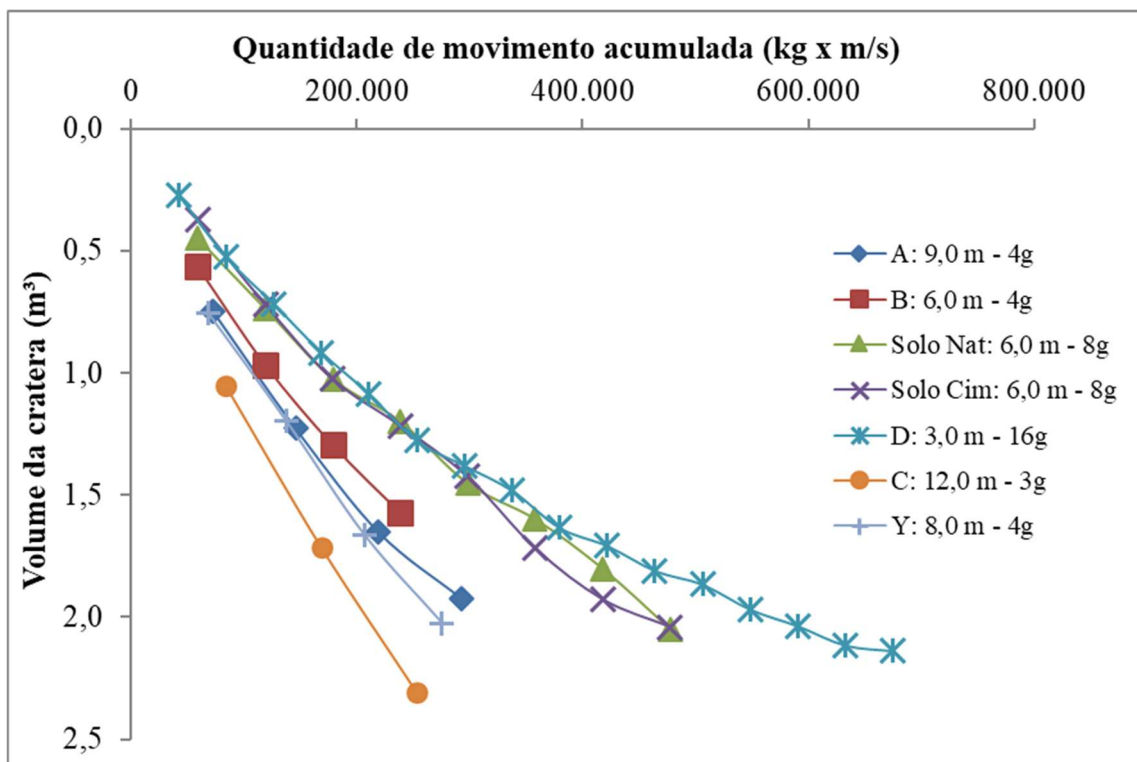


Figura 4.21: Profundidade da cratera em função da quantidade de movimento

Ao se analisar a quantidade de movimento acumulada em função do volume da cratera, Figura 4.21, é possível observar um comportamento semelhante ao da Figura 4.19 tendo em vista que a energia, assim como a quantidade de movimento, está diretamente relacionada à altura de queda, já que os demais fatores permanecem inalterados. Uma avaliação mais precisa do comportamento seria possível caso fossem utilizadas outras configurações de queda – massas e áreas de contato diferentes.

4.6. VARIAÇÕES VOLUMÉTRICAS E PROFUNDIDADE DE MELHORAMENTO

A obtenção de índice de vazios do solo compactado também constitui uma medida do grau de melhoramento atingido. A princípio, quanto menor o índice de vazios, mais compactado estará o solo e mais próximos estarão os grãos, o que poderá aumentar resistência ao cisalhamento para um determinado estado de tensões.

Foram retiradas amostras da superfície das crateras compactadas submetidas à queda do peso com 8,0 m de altura, porém com diferentes quantidades de golpes, ou seja, energias acumuladas distintas, com a finalidade de avaliar como a quantidade de energia influencia o comportamento do solo. Inicialmente se planejou a retirada de amostras ao longo da profundidade, o que permitia caracterizar de forma quantitativa e de maneira precisa, as alterações ao longo do perfil vertical do solo, porém a execução em campo não foi possível. A Tabela 4.3 apresenta os resultados das medições em campo, bem como das pesquisas de Rizzon (2016) e Carretta (2018).

Tabela 4.3: Dados dos corpos de prova extraídos do solo após a compactação dinâmica

Amostra	Altura	Golpes	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	S (%)	η (%)
Natural - Carretta (2018)	-	-	35,8%	15,6	11,5	1,307	74%	56,7%
Natural - Rizzon (2016)	-	-	33,0%	16,1	12,1	1,189	75%	54,3%
P2 - Rizzon (2016) – 5,5 ton	3,0	40	34,0%	17,5	13,1	1,029	89%	50,7%
P3 - Rizzon (2016) – 5,5 ton	3,0	40	33,0%	18,1	13,6	0,947	94%	48,6%
P4 - Rizzon (2016) – 10,0 ton	3,0	15	32,0%	17,4	13,2	1,010	86%	50,3%
P5 - Rizzon (2016) – 10,0 ton	1,5	20	34,0%	17,9	13,4	0,984	93%	49,6%
Queda de 8,0 m	8,0	1	32,0%	18,1	13,7	0,928	93%	48,1%
Queda de 8,0 m	8,0	3	33,9%	17,9	13,3	0,987	93%	49,7%
Queda de 8,0 m	8,0	4	32,9%	17,7	13,3	0,994	89%	49,9%

Os dados indicam que há redução do índice de vazios, coerente com o que foi observado em campo, em todos os casos. A execução das quedas com três níveis distintos de energia acumuladas não causou alteração significativa na compactação da camada superior, os valores obtidos foram bastante próximos, com índice de vazios médio de 0,967. A pesquisa de Rizzon (2016) indica um valor médio de 0,993, um pouco mais baixo, porém próximo ao obtido com a queda livre. Os graus de saturação são da ordem de 90%, o que representa um valor bastante elevado. Essas informações permitem inferir que o mecanismo de compactação se dá por uma densificação das camadas superiores que vão “empurrando” para baixo o restante do solo através de um amassamento que ocorre com o choque do peso.

A fim de verificar a variação de densidades ao longo de uma linha lateral horizontal na mesma cratera, foram coletadas amostras na cratera compactada com 3 golpes a 12,0 de altura de queda: no ponto central, a 90 cm do centro e a 120 cm do centro, cujos índices físicos estão dispostos na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Resultados para a queda de 12,0 m de altura

Amostra	Altura	Golpes	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	S (%)	η (%)
Queda de 12,0 m - central	12,0	3	33,4%	17,7	13,2	1,002	90%	50,0%
Queda de 12,0 m - 90 cm do centro	12,0	3	33,5%	17,4	13,0	1,038	87%	50,9%
Queda de 12,0 m - 120 cm do centro	12,0	3	34,7%	17,0	12,6	1,103	85%	52,4%

Os resultados para a queda de 12,0 m também indicam um comportamento coerente com o mecanismo físico esperado. No ponto central é observada a maior densidade, que reduz com a distância em relação ao centro, ratificando a ocorrência de pequenos deslocamentos laterais, fato abordado no item 4.3. Os dados não correspondem à cota mais superior da cratera compactada, pois foi necessário retirar parte do material superior (cerca de 15 cm), o que justifica as densidades um pouco mais baixas quando comparadas às quedas de 8,0 m.

Considerando os dados obtidos e o tipo de cratera formada, permite-se inferir que o solo coesivo friccional de Passo Fundo apresenta comportamento distinto em relação à experiência internacional de compactação dinâmica. A maioria dos casos reportados na literatura se refere a areias e, para esse tipo de solo, geralmente as camadas superiores ao

sofrerem os impactos perdem confinamento, aumentando o índice de vazios, ao passo que a densificação ocorre para profundidades mais elevadas.

Destaca-se que não foram extraídos corpos de prova da lateral da cratera porque o procedimento já havia sido executado por Rizzon (2016), que não observou alterações em relação ao solo natural.

A retirada das amostras também apontou que, ainda que a camada superior estivesse bastante densificada, havia vazios na estrutura do material. A Figura 4.22 mostra detalhes de uma amostra retirada de dentro da cratera compactada com a queda de 12,0 m de altura, na qual é possível observar os vazios no solo. A formação desses vazios é devida possivelmente à maneira pela qual a técnica é aplicada, o peso, ao se chocar com o solo, reduz os vazios. Entretanto, quando a massa é içada para novo golpe, ocorre uma aderência da camada superior à base do peso, pelo fato de se tratar de uma superfície metálica e a umidade natural do solo favorecer esse fenômeno, o que acaba interferindo no grau de compactação das camadas mais próximas da superfície.



Figura 4.22: Amostra retirada da camada compactada com queda de 12,0 m

A partir dos dados de campo também é possível estimar o volume de solo que sofreu alteração de densidade durante a execução da técnica. Como não há deslocamento na superfície horizontal do plano que recebe os golpes (*heaving*), o volume de material correspondente à cratera formada é compactado e inserido num bulbo de solo abaixo da área de compactação. A massa específica aparente seca máxima obtida para o solo

compactado é de aproximadamente $1,354 \text{ g/cm}^3$ e para o solo natural o valor é de $1,184 \text{ g/cm}^3$. Considerando como hipótese que todo o solo compactado atinge a densidade aparente seca de $1,316 \text{ g/cm}^3$ (calculada em função da variação ao longo da extensão lateral observada na cratera da queda de 12,0 m) após a compactação e que, antes do processo de melhoramento, exibia densidade natural de forma uniforme, obtém-se uma estimativa do volume de solo alterado, conforme a Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Volume de solo modificado pelo processo de compactação dinâmica

Ponto	Altura (m)	Golpes	Energia Acumulada (kJ)	Volume cratera (m^3)	Volume modificado (m^3)
A: 9,0 m - 4g	9,0	4	1.942,38	2,21	14,14
B: 6,0 m - 4g	6,0	4	1.294,92	1,80	11,52
C: 12,0 m - 3g	12,0	3	1.942,38	2,31	14,78
D: 3,0 m - 16g	3,0	16	2.589,84	2,45	15,68
Solo Nat: 6,0 m - 8g	6,0	8	2.589,84	2,36	15,10
Y: 8,0 m - 3g	8,0	3	1.294,92	1,59	10,17
Z: 8,0 m - 4g	8,0	4	1.726,56	2,02	12,93

Os valores obtidos indicam que o volume de solo modificado não está relacionado somente à altura de queda e conseqüentemente à energia por golpe, mas também à energia total aplicada. Ao se considerar a hipótese de que a profundidade de melhoramento é proporcional à energia por golpe (MÉNARD e BROISE, 1975), fica claro que a extensão lateral do melhoramento aumenta com a quantidade de golpes (aumento da energia), corroborando com as observações sobre o deslocamento lateral do solo descrito no item 4.3.

A profundidade de melhoramento constitui uma das informações mais importantes do processo de compactação dinâmica, sobretudo pela técnica ser capaz de atingir elevadas profundidades. A maneira mais comum de se verificar as modificações ocorridas com o solo é através de ensaios de campo, pois é possível obter as informações a elevadas profundidades, comparando o resultado obtido no ensaio ou parâmetros calculados a partir desses resultados após a compactação. Rollins e Kim (2010), Lee e Gu (2004), Lo et al. (1990) e outros pesquisadores utilizam resultados dos ensaios em índices que visam a normalizar os graus de melhoramento obtidos, facilitando a interpretação de resultados e identificação da profundidade melhorada. Entretanto, a partir dos resultados de campo obtidos no desenvolvimento do presente trabalho, não é possível definir o grau de

melhoramento obtido após o processo de compactação dinâmica. Os resultados apresentados na Figura 4.14 não permitem identificar um padrão de modificação do comportamento em função da energia de compactação aplicada.

Por meio de métodos empíricos, é possível estimar a profundidade de melhoria em função do tipo de solo e da energia de compactação, a Equação 4 representa a maneira mais utilizada na bibliografia.

$$D = n \sqrt{W H} \quad (4)$$

Poran e Rodriguez (1992a) desenvolveram uma teoria para prever as alterações causadas em areias pela compactação dinâmica. Os autores verificaram que o solo compactado apresentaria o formato de um semi elipsóide de revolução (Figura 4.23).

A Tabela 2.4 sugere a utilização dos coeficientes empíricos n em função do tipo de solo. Considerando se tratar de um solo pertencente à zona 2 que inicialmente apresenta comportamento drenado, é razoável adotar o valor de $n = 0,5$.

Admitindo que o solo compactado apresente formato semelhante ao adotado pelos pesquisadores e considerando a profundidade de melhoramento calculada a partir da Equação 4, com adoção do coeficiente empírico $n = 0,50$, é possível estimar as dimensões do solo afetado durante a compactação.

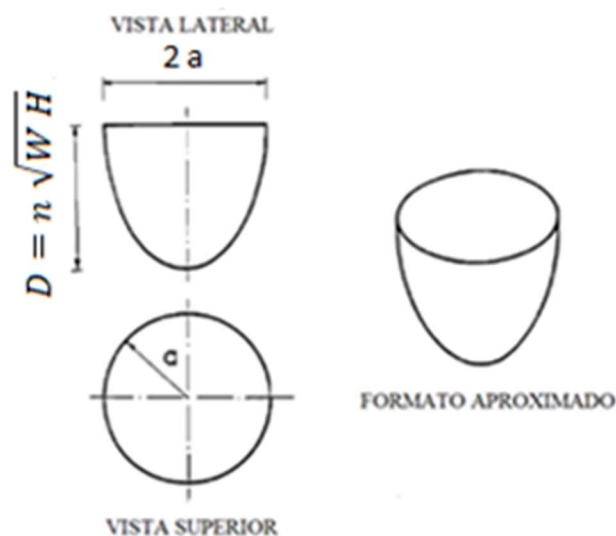


Figura 4.23: Formato do solo afetado pela compactação dinâmica

Tabela 4.6: Estimativa das dimensões atingidas

Ponto	Altura (m)	Golpes	V mod (m ³)	$D = n \times \sqrt{WH}$ (m)	a (m)
A: 9,0 m - 4g	9,0	4	19,82	3,52	1,64
B: 6,0 m - 4g	6,0	4	16,15	2,87	1,64
C: 12,0 m - 3g	12,0	3	20,72	4,06	1,56
D: 3,0 m - 16g	3,0	16	21,98	2,03	2,27
Solo Nat: 6,0 m - 8g	6,0	8	21,17	2,87	1,88
Y: 8,0 m - 3g	8,0	3	14,26	3,32	1,43
Z: 8,0 m - 4g	8,0	4	18,12	3,32	1,62

A Tabela 4.6 apresenta a estimativa das dimensões que foram atingidas no estudo. Os raios calculados corroboram com a ideia de que a extensão lateral do melhoramento está relacionada à quantidade total de energia aplicada, conforme descrito no item 4.3, e a profundidade atingida se mostrou bastante coerente para o coeficiente empírico de 0,50. Nesse sentido, as profundidades atingidas estariam situadas entre 2,03 m e 4,06 m, para as quedas de 3,0 m e 12,0 m de altura, respectivamente.

A partir do volume de solo compactado, é possível estender a análise do processo considerando a quantidade de energia aplicada e compará-la com a energia volumétrica aplicada no ensaio de Proctor, que é da ordem de 600 kJ/m³, conforme a Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Energia volumétrica aplicada ao solo durante a compactação dinâmica

Massa (ton)	Altura (m)	E golpe (kJ)	N golpes	E total (kJ)	Volume tratado (m ³)	Energia/Volume (kJ/m ³)	Energia Aplicada/Energia Proctor
5,5	3,0	161,87	16	2.589,84	21,98	117,85	20%
5,5	6,0	323,73	4	1.294,92	16,15	80,20	13%
5,5	6,0	323,73	8	2.589,84	21,17	122,34	20%
5,5	8,0	431,64	4	1.726,56	18,12	95,29	16%
5,5	9,0	485,60	4	1.942,38	19,82	97,99	16%
5,5	12,0	647,46	3	1.942,38	20,72	93,74	16%

Lukas (1995) recomenda que, exceto no caso de solos arenosos, sejam aplicados entre 40 e 60% da energia do ensaio de Proctor, porém a Tabela 4.7 indica que as energias efetivamente aplicadas foram inferiores às recomendações. Convém observar, entretanto,

que pelo aspecto das crateras formadas e pelas profundidades atingidas, a quantidade de aplicadas aos pontos correspondentes às quedas de 3,0 m e de 6,0 m com 8 golpes atingiram resultados satisfatórios, o que pode indicar que uma energia equivalente a 20% do Proctor Normal seria mais adequada ao solo de Passo Fundo.

4.7. ENSAIOS TRIAXIAIS

Os ensaios triaxiais drenados foram executados com amostras indeformadas coletadas da cratera que apresentou a maior profundidade, que corresponde a 3 golpes da altura de 12,0 m. Com o objetivo de comparar as alterações de comportamento do solo tratado em relação ao solo natural, foram adotadas as mesmas tensões efetivas empregadas por Carretta (2018): 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa.

A Figura 4.24 apresenta as curvas de tensão (q) em função da deformação (ϵ_a) para as distintas tensões efetivas, onde foram consideradas as deformações axiais determinadas através de sensores internos e externo. Os comportamentos são distintos em função da tensão efetiva utilizada, tendo em vista que o estado de tensões é uma das principais variáveis de controle do comportamento de solos (MITCHELL e SOGA, 2005).

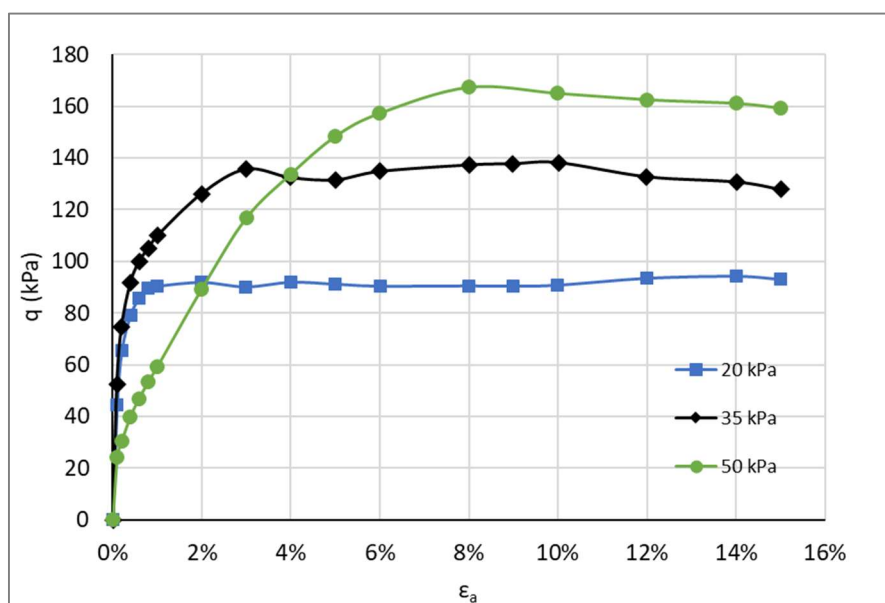


Figura 4.24: Comportamento tensão x deformação para os ensaios triaxiais do solo compactado

Em todas as curvas a tensão desvio atinge um valor aproximadamente constante após uma determinada deformação, porém o comportamento tensão x deformação para a tensão efetiva de 50 kPa se apresentou um pouco distante das demais, com uma deformação muito mais significativa para o trecho inicial do carregamento, indicando uma menor rigidez da amostra nesse segmento. Isso se deve, possivelmente, ao fato de as amostras, ainda que tenham sido retiradas do mesmo ponto e tenham sido moldadas da mesma maneira, possam apresentar algumas características distintas, como o colapso de vazios em pontos específicos dentro da amostra.

Carretta (2018) identificou a ocorrência a um comportamento do tipo *strain-hardening* para o ensaio com a tensão efetiva de 50 kPa, o que poderia ser explicado pela influência da cimentação do material (Figura 4.25), uma vez que esse é o comportamento típico de solos estruturados a altas tensões confinantes (Elliot e Brown apud Carretta, 2018). No caso do solo compactado dinamicamente, a estrutura de cimentação é quebrada durante a execução do tratamento e o comportamento é distinto do solo natural, e a ocorrência de *strain-hardening* não é observada.

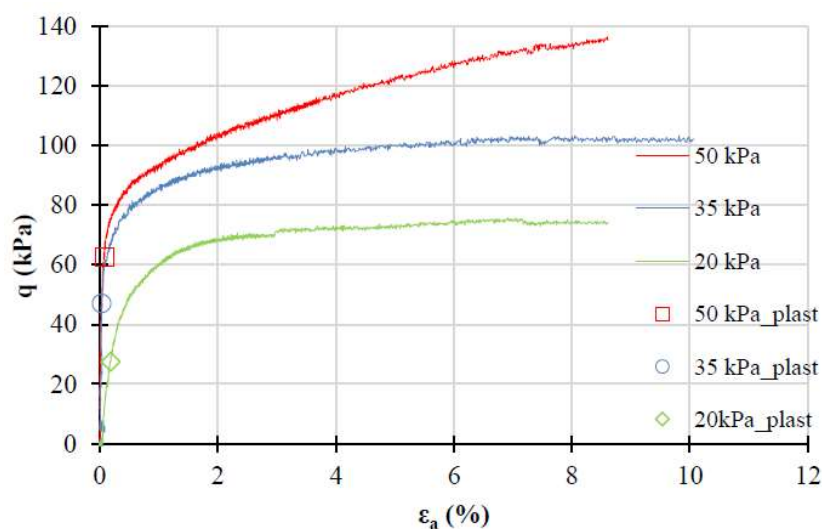


Figura 4.25: Tensão x deformação para o solo natural (CARRETTA, 2018)

A comparação direta entre os resultados dos ensaios triaxiais do solo natural e compactado dinamicamente (Figura 4.26) indica que o comportamento é distinto. Para a tensão de 35 kPa o solo natural apresenta um comportamento mais rígido em comparação com o solo compactado, porém essa tendência é invertida para a tensão confinante mais baixa, de 20 kPa.

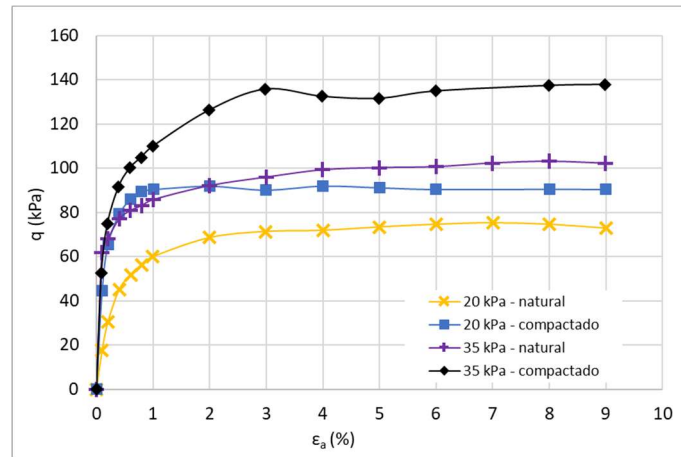


Figura 4.26: Tensão x deformação - solo natural e compactado dinamicamente

Os ensaios com tensões de 35 kPa e de 50 kPa indicaram comportamentos compressivos, conforme é possível visualizar na Figura 4.27, sendo a deformação volumétrica mais significativa para a maior tensão efetiva inicial de confinamento. Para o ensaio com a tensão de 20 kPa, entretanto, justamente pelo fato de ser executado a uma tensão mais baixa, estando o solo com o índice de vazios praticamente mínimo, a tendência de comportamento é de expansão.

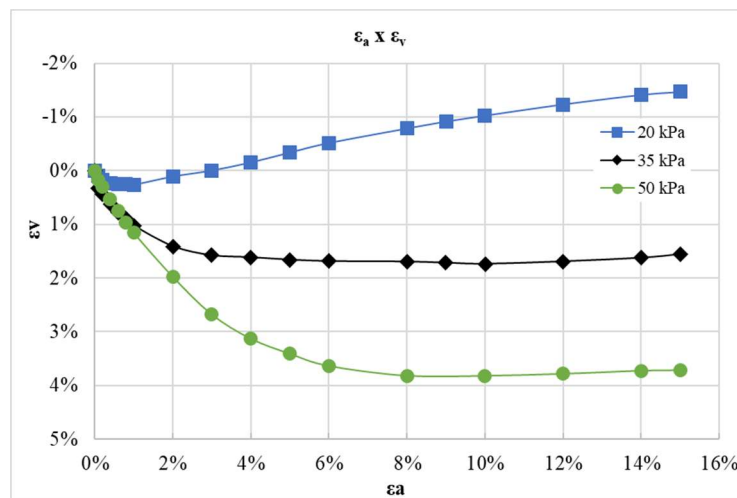


Figura 4.27: Deformação volumétrica x deformação axial do solo compactado

A forma de ruptura do corpo de prova foi a mesma para os três ensaios realizados, conforme indicado na Figura 4.28, não sendo possível observar a formação de uma superfície de cisalhamento bem definida, porém houve um embarrigamento das amostras, fazendo com que fosse necessário aplicar as correções por embarrigamento (LA ROCHELLE, LEROUÉIL, *et al.*, 1988).

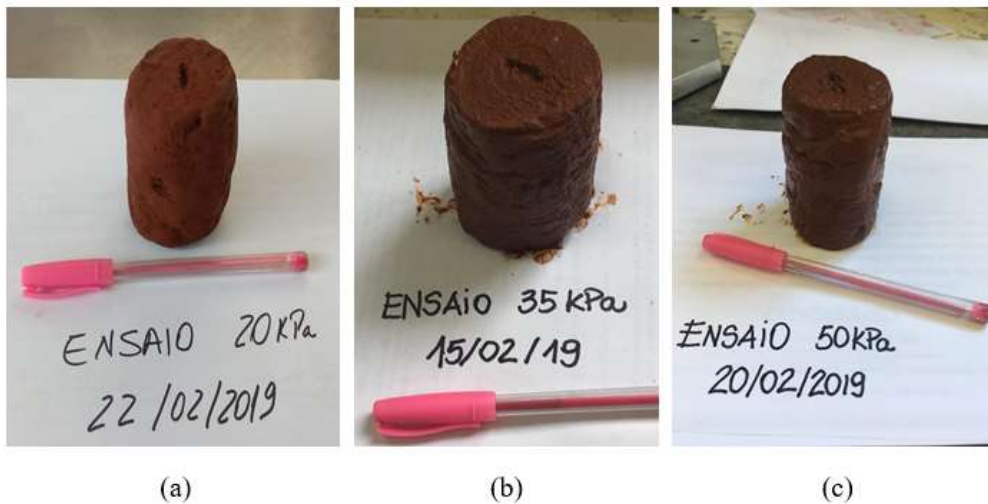


Figura 4.28: Modos de ruptura dos corpos de prova. (a) Ensaio p' inicial = 20 kPa (b) Ensaio p' inicial = 35 kPa (c) Ensaio p' inicial = 50 kPa

As trajetórias de tensão são apresentadas no espaço p' x q na Figura 4.29, comparando os resultados obtidos para o solo compactado com o solo natural (CARRETTA, 2018). As tensões p' e q são calculadas conforme as equações:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (15)$$

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (16)$$

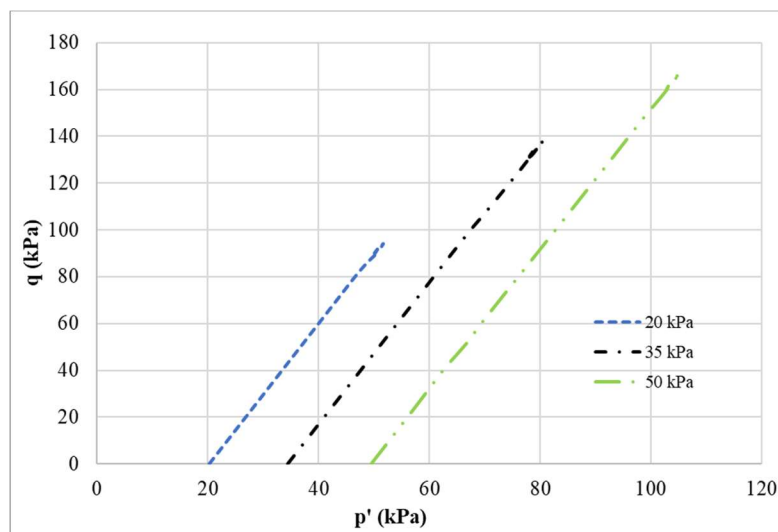


Figura 4.29: Trajetória de tensões

De posse dos resultados dos ensaios triaxiais, foram obtidos os parâmetros de resistência – intercepto coesivo e ângulo de atrito (Tabela 4.8). Como o resultado do ensaio de 50

kPa divergiu da tendência apresentada nos ensaios de 20 kPa e 35 kPa, com uma tensão de pico aparentemente um pouco mais baixa do que o previsto, foram considerados apenas esses dois ensaios.

Tabela 4.8: Comparação do solo natural com o solo compactado

Solo	c' (kPa)	ϕ'
Solo Natural (CARRETTA, 2018)	9,52	30,5°
Solo Compactado (RIZZON, 2016)	13,5	35,3°
Solo Compactado, 12,0 m – 3 golpes	10,6	35,9°

A Tabela 4.8 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos com o solo natural, o solo compactado dos estudos de Rizzon (2016) - 40 golpes com o peso de 5,5 ton de uma altura de 3,0 m – e da presente pesquisa – 3 golpes com o peso de 5,5 ton a uma altura de 12,0 m. O processo de compactação dinâmica de fato altera o comportamento mecânico do material, há indicação de que ocorre um aumento no ângulo de atrito de aproximadamente 18%, o que se deve à redução no índice de vazios, aumentando o contato e conseqüentemente o atrito entre as partículas do solo. O valor do intercepto coesivo praticamente não se alterou, ainda que a estrutura cimentada do solo seja completamente degradada durante o processo de compactação.

4.8. PROVA DE CARGA – ENSAIO DE PLACA

Foram executadas provas de carga no dentro da cratera com solo compactado, bem como na cratera de solo compactado juntamente com uma camada de solo cimento. Os resultados foram comparados entre si, bem como com um ensaio executado em solo natural. Em ambos os ensaios se atingiu o nível mais elevado de carregamento, não sendo possível manter a carga no macaco, o que caracteriza a ruptura. Os ensaios foram executados com placa de 30 cm de diâmetro, os deslocamentos da placa representam uma média de três medidas em pontos igualmente espaçados em relação ao centro.

A Figura 4.30 e a Figura 4.31 apresentam o comportamento da carga em função do recalque e tensão em função do recalque relativo para a camada de solo compactado e para a camada de solo tratado com cimento apoiada sobre o solo compactado, em comparação ao resultado de ensaio realizado no solo natural (DALLA ROSA, 2003).

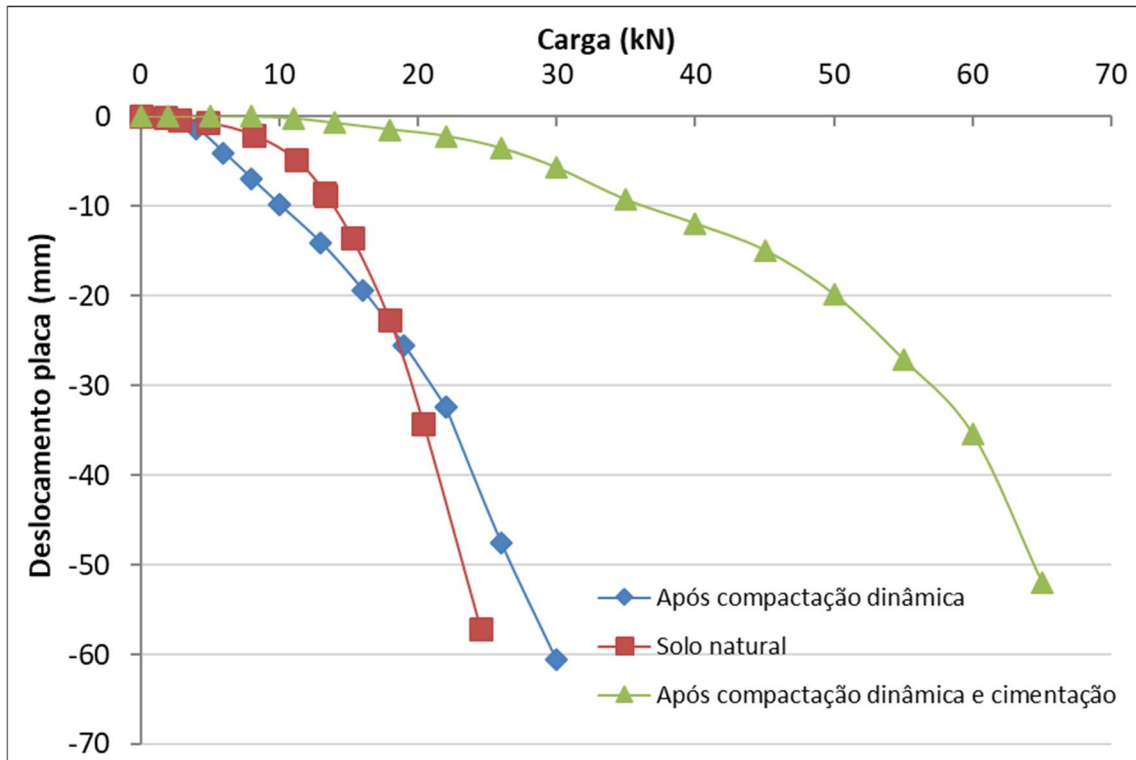


Figura 4.30: Ensaio de placa antes x após compactação dinâmica – carga x recalque

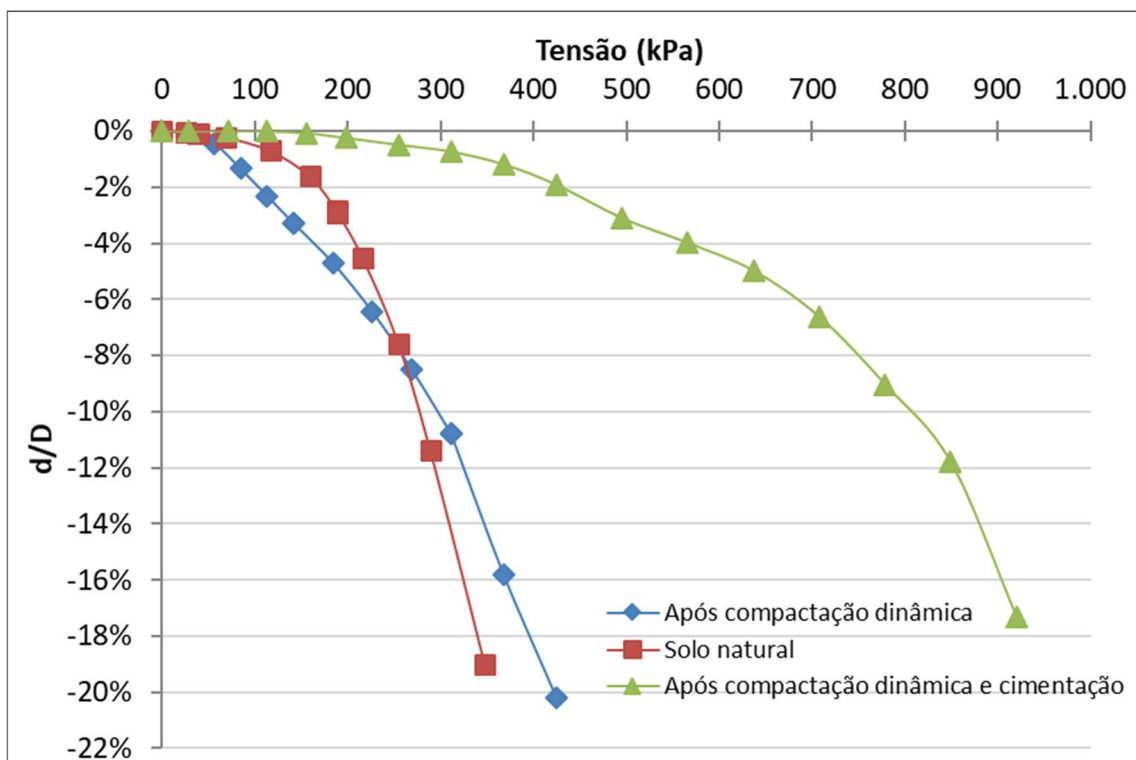


Figura 4.31: Ensaio de placa antes x após compactação dinâmica – tensão x recalque relativo

A Figura 4.30 indica que o processo de compactação dinâmica alterou o comportamento do solo, houve uma redução da rigidez inicial da camada, o solo compactado exibe maiores deslocamentos para o mesmo nível de carga considerando o início do carregamento. Essa tendência de comportamento é alterada após o deslocamento de 25 mm, após esse ponto a camada compactada suporta cargas mais elevadas para o mesmo deslocamento, os efeitos de redução dos vazios superam a ocorrência da cimentação natural do solo.

Os resultados obtidos por Carretta (2018) em ensaios oedométricos com amostras indeformadas e remoldadas corroboram com o ensaio de placa (Figura 4.32). A autora observou que a estrutura cimentada exerce influência no comportamento do solo, a amostra remoldada apresenta tensão virtual de pré-adensamento de 28 kPa pelo Método de Casagrande, enquanto o valor é de 170 kPa para a indeformada. Carretta (2018) também aponta que, ao comparar os ensaios, haveria perda de linearidade na curva de compressão da amostra indeformada a partir da tensão vertical efetiva de 87,5 kPa, que poderia representar a ocorrência da plastificação e desestruturação do material.

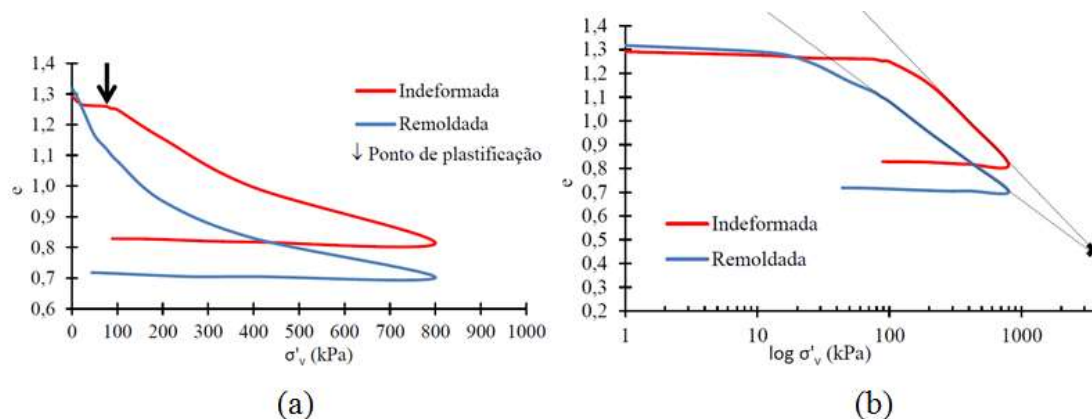


Figura 4.32: Resultados do ensaio oedométrico em amostras indeformadas e remoldadas: (a) em escala natural (b) em escala logarítmica (adaptado de Carretta, 2018)

Durante o processo de compactação dinâmica há o colapso dos vazios presentes no solo, a tensão vertical de 87,5 kPa possivelmente é superada durante a execução das quedas, o que permite inferir que há alteração significativa da estrutura, justificando o comportamento no ensaio de placa do solo compactado em relação ao natural.

O resultado do ensaio com a camada de solo arenoso tratado com cimento sobreposta ao solo compactado indica que houve um aumento significativo da carga máxima e uma maior rigidez, coerente com o comportamento de sistemas de dupla camada com a porção superior mais rígida.

Considerando o resultado do solo-cimento, o mecanismo de ruptura da camada cimentada se deu possivelmente por puncionamento, uma vez que não se identificou uma superfície de deslizamento bem definida e a curva carga x recalque não apresenta um valor de pico facilmente identificável, a carga continua a crescer a uma taxa pequena, mesmo que para níveis elevados de recalque (THOMÉ, 1999).

Superficialmente, ocorreu o afundamento da placa em relação à camada de solo cimento (Figura 4.33) ao longo de todo perímetro, porém não foram identificadas fissuras concêntricas típicas do ensaio. Subsuperficialmente também não foram encontradas fissuras (Figura 4.34), o que corrobora com o entendimento de que a ruptura se deu por puncionamento.

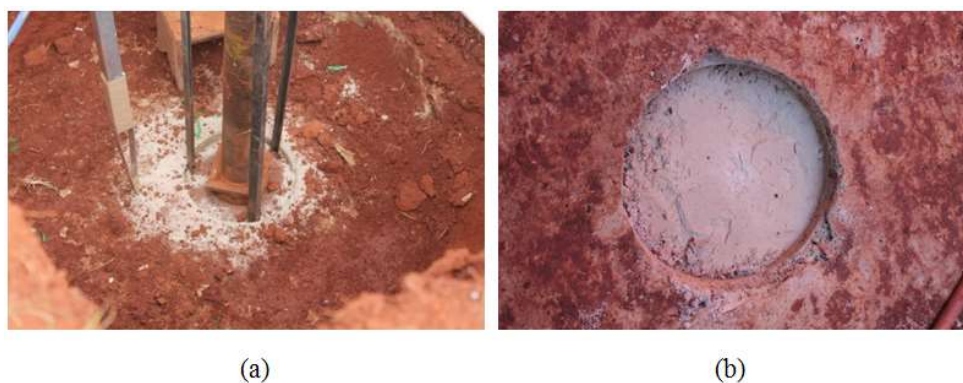


Figura 4.33: Aspecto superficial após execução do ensaio



Figura 4.34: Camada após execução do ensaio, sem ocorrência de fissuras

As curvas carga x recalque permitem estimar o módulo de elasticidade de solo para uma carga circular a pequenos deslocamentos, a partir da teoria de elasticidade, utilizando a Equação 17, onde σ representa a tensão aplicada ao solo, D é o diâmetro da placa, C_s representa um coeficiente relacionado ao formato e rigidez da área carregada, μ é o coeficiente de Poisson e δ é o deslocamento medido.

$$E_{campo} = \frac{\sigma D C_s}{\delta} (1 - \mu^2) \quad (17)$$

Para o solo natural foram obtidos valores de 38,5 MPa no início do ensaio (deslocamento mínimo) e de 18,2 MPa para o deslocamento de 1,0 mm. Os resultados foram de 23,8 MPa e 11,4 MPa para o solo compactado, nas mesmas condições, o corrobora com o resultado do ensaio triaxial na tensão efetiva de 35 kPa, nos quais se observou que o solo na condição natural é mais rígido do que o solo compactado dinamicamente. Para a camada de solo cimento os valores de módulo são de 167,8 MPa para o deslocamento mínimo e de 48,5 MPa para 1,0 mm, o que é coerente com o comportamento da camada cimentada.

A partir das curvas de carga x recalque também é possível obter a capacidade de carga, determinada a partir de critérios de ruptura, sobretudo nos casos em que não é possível identificar na curva um ponto específico que há uma alteração bem definida do comportamento. Existem diversos critérios para definição da carga de ruptura: limitações de recalque absoluto ou relativo, análise das curvaturas do gráfico carga x recalque, consideração do fator tempo entre outros (CUDMANI, 1994; DALLA ROSA e THOMÉ, 2004). Cudmani (1994) destaca que a adoção de um critério específico depende das condições do local e está sujeita à prática de engenharia do local onde foi desenvolvido. A fim de comparar os resultados do solo natural com o solo compactado e com o solo compactado e tratado com camada de areia cimento, foi adotado o critério de limitar o recalque máximo da fundação a 10% do diâmetro da fundação, conforme prevê o código britânico de fundações (BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1986).

Assim, a capacidade de carga foi determinada em 275 kPa, 300 kPa e 805 kPa para as camadas de solo natural, solo compactado dinamicamente e solo compactado após tratamento com camada de solo-cimento, respectivamente. A redução dos vazios através da compactação dinâmica não causa um aumento significativo na resistência, justamente pelo fato de que ao se reduzirem os vazios, a estrutura cimentada é quebrada. A execução

de uma camada cimentada representou um aumento da ordem de 170% da capacidade de carga em relação ao solo compactado.

Além dos resultados dos ensaios de placa, foram estimadas as capacidades de carga através de métodos analíticos. Na comparação do solo natural com o solo compactado utilizaram-se as proposições de Terzaghi (1943) com as reduções de 2/3 nos parâmetros de resistência (CONSOLI, SCHNAID e MILITITSKY, 1998). Obtiveram-se as tensões de ruptura de 158,4 kPa para o solo natural e 251,3 kPa para o solo compactado o que representa uma relação de 57% e 84% entre carga prevista e observada para solo natural e compactado através das curvas carga x recalque, respectivamente.

Para o sistema de dupla camada, com o solo cimentado sobreposto ao solo compactado, foi adotada a metodologia proposta por Vésic (1975), uma vez que se trata de um método que considera parâmetros típicos de solos coesivos friccionais, além do fato de a ruptura ter se dado ao longo do perímetro da fundação. Os parâmetros adotados para a camada cimentada foram os mesmos utilizados por Rossi (2019), uma vez que o índice η/C_{iv} obtido no presente trabalho é bastante próximo ao executado pela autora. Para o solo coesivo-friccional compactado os dados foram obtidos pelo ensaio triaxial.

Tabela 4.9: Parâmetros da camada de solo compactado e solo cimento

Parâmetro	Solo Natural	Solo Compactado	Areia Cimentada
c'	9,5 kPa	10,6 kPa	200,3 kPa
ϕ'	30,5°	35,9°	40,54°

Assim, obteve-se a tensão de 1.369,9 kPa, o que representa uma relação de 170 % entre carga prevista e resultado obtido a partir da curva carga x recalque. Os resultados indicam que houve uma superestimativa da resistência da camada cimentada, diferente do observado por Consoli et al. (2009), que obteve uma melhor aproximação entre dados de campo e estimativa de capacidade de carga para valores de H/D inferiores a 1,0, porém os autores observaram que valores mais baixos de H/D levariam a resultados mais baixos, o que pode ter ocorrido no presente estudo, uma vez que H/D=0,733. Possivelmente os parâmetros da camada cimentada adotados são superiores aos realmente executados em campo.

4.9. MECANISMO DE DENSIFICAÇÃO

Os resultados de medidas de profundidade em função das quedas e o resultado do ensaio de SPT, bem como através das observações do comportamento do material em campo e laboratório, permitem inferir que o mecanismo de densificação do solo coesivo friccional é distinto daquele observado na literatura internacional, na qual se observam exemplo de areias majoritariamente.

O que ocorre durante a execução da compactação dinâmica do solo coesivo friccional é algo semelhante a um amassamento das camadas superiores, com redução do índice de vazios, que vai ocorrendo de maneira progressiva à medida que os golpes são aplicados. A obtenção de índices de vazios bastantes próximos, para amostras coletadas na camada superior, em diferentes configurações de queda, corrobora com a ideia de que o solo atinge um índice de vazios “mínimo” na parte superior e as camadas inferiores vão sendo compactadas posteriormente. Nesse sentido, destaca-se que o grau de saturação obtido para as amostras retiradas no topo dos pontos compactados é da ordem de 90%, ou seja, praticamente todos os vazios são colapsados com a execução da compactação. O elevado grau de umidade natural do solo contribui para a ocorrência desse comportamento.

A análise visual das amostras de campo também contribui para interpretação do mecanismo envolvido no processo de compactação dinâmica. O solo compactado apresenta uma espécie de estratificação, com ocorrência de camadas sobrepostas, que possivelmente são formadas através do colapso dos vazios presentes no solo natural. A Figura 4.35 exemplifica os detalhes da formação de plano horizontais no solo amostrado. A ocorrência desse fato também pode se dar pela aderência parcial do solo à base do peso durante o processo de içamento, uma vez que com a queda do peso o deslocamento vertical do solo acarreta um alívio nas tensões horizontais, facilitando a ocorrência de uma espécie de “vácuo” (sucção), sobretudo pelo fato de se tratar de um solo fino com umidade natural elevada.

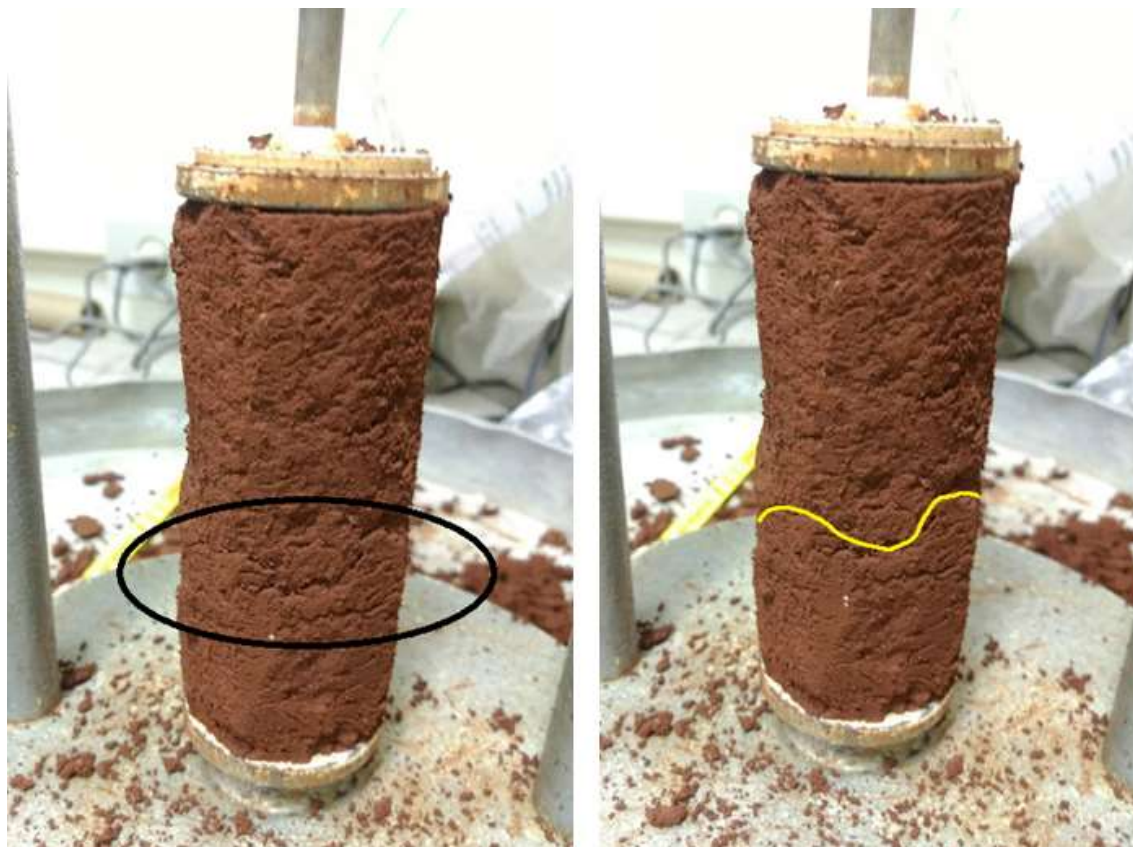


Figura 4.35: Detalhes da formação de camadas no solo compactado

Ainda que Lukas (1995) estabeleça que o melhoramento máximo do solo ocorra numa profundidade entre 50% e 67% da máxima atingida durante o tratamento, o aumento da densidade ocorre de forma gradual, sendo máximo nas camadas mais próximas da superfície. Em areias, esse fenômeno também é observado por outros pesquisadores, Oshima e Takada (1989) obtiveram resultados coerentes com esse mecanismo através de simulações em centrífuga, Poran e Rodriguez (1992) observaram o mesmo comportamento em ensaios de laboratório em modelo reduzido.

Outro aspecto interessante é o fato de o deslocamento vertical do solo ser muito mais significativo do que o deslocamento lateral. Goh et al. (1998) atribuem esse efeito à inércia lateral do solo, que apesar de se tratar de um conceito desenvolvido para areias, é coerente com o comportamento apresentado em campo pelo solo coesivo friccional. À medida que o solo vai sendo compactado, o aumento da profundidade da cratera a cada golpe vai sendo reduzida, isso ocorre não só porque há perdas de atrito do peso pelo contato com a lateral da cratera já formada, mas também pelo fato de o solo já compactado representar um “plugue” que vai sendo cravado no solo natural.

4.10. MEDIDAS DE DESACELERAÇÕES

A técnica de compactação dinâmica, como o próprio nome indica, é resultado de uma interação dinâmica entre o peso de queda e o solo que recebe os impactos. Durante o desenvolvimento da pesquisa buscou-se instrumentar o peso com acelerômetros, porém a execução em campo dificultou a obtenção de dados, pois o sistema necessitava de cabos para transmissão do sinal e durante o movimento descendente do peso ocorria interferência no sinal adquirido (efeito triboelétrico), fazendo com que os dados não fossem confiáveis.

Alternativamente, a modelagem do movimento de queda do peso foi possível através da análise da filmagem do momento da queda. Foram feitas filmagens com a taxa de 240 quadros por segundo, ou seja, cada quadro apresentava a duração de cerca de 4,2 milissegundos, o que permite uma análise, ainda que aproximada, dos deslocamentos verticais em função do tempo. A partir do deslocamento em função do tempo foi obtida a velocidade e a aceleração através de derivação numérica.

A Figura 4.36, Figura 4.37 e Figura 4.38 apresentam o pulso de desaceleração do primeiro choque para as quedas de 6,0 m, 8,0 m e 12,0 m, respectivamente. Os formatos das curvas obtidas são bastante semelhantes, o peso possui a aceleração da gravidade antes do choque, ao entrar em contato com o solo inicia a desaceleração, atingindo um valor máximo, que em seguida é reduzido até o peso atingir o repouso. O formato do pulso é triangular, coerente com o mecanismo físico e semelhante a resultados de outros trabalhos (OSHIMA e TAKADA, 1994; KOPF, PAULMICHL e ADAM, 2010; MOSTAFA e LIANG, 2011).

A duração do impacto para o solo coesivo friccional é da ordem de 300 ms, superior ao valor usualmente observado em areias, que fica entre 100 e 200 ms, o que já seria esperado, uma vez que a penetração do peso é muito mais significativa no solo do presente estudo, conforme descrito no item 4.2. O fato de as quedas, ainda que tenham alturas distintas, terem apresentado a mesma duração média de pulso também é observado por Oshima e Takada (1994) que testaram quedas de pesos nas alturas de 1, 2, 5 e 10 m, obtendo a duração média de 110 ms em todos os casos.

A aceleração máxima observada foi de 84,01 m/s², 88,31 m/s² e 121,41 m/s² para as quedas de 6,0 m, 8,0 m e 12, 0 m, respectivamente, o aponta valores de aceleração entre

8g e 12g para o primeiro golpe. Esses valores são mais baixos em comparação a alguns resultados obtidos por outros pesquisadores: em resíduos de mineração foram observados valores da ordem de 70 g (MAYNE e JONES, 1983), em uma areia fina e siltosa obteve-se um valor próximo a 30 g (HOLEYMAN e VANNESTE, 1987), em um solo arenoso mediram-se valores entre 20 e 60 g (OSHIMA e TAKADA, 1994). As desacelerações iniciais tendem a aumentar durante a execução dos golpes posteriores, uma vez que o solo vai ficando mais compacto e menos deformável (PAN e SELBY, 2001), esse fato é observado por outros pesquisadores e podem servir inclusive como parâmetro de controle do grau de melhoramento atingido (ADAM, BRANDL, *et al.*, 2007; CHOW, YONG, *et al.*, 1990; PORAN, RODRIGUEZ e HEH, 1991).

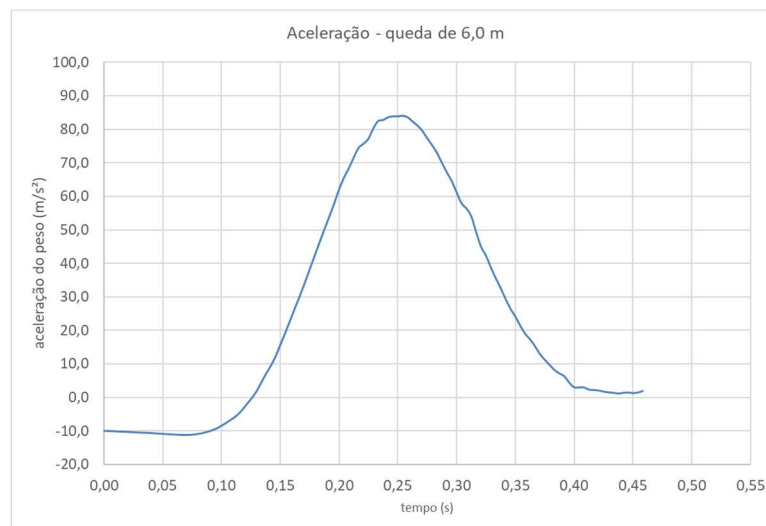


Figura 4.36: Desaceleração do peso para queda de 6,0 m

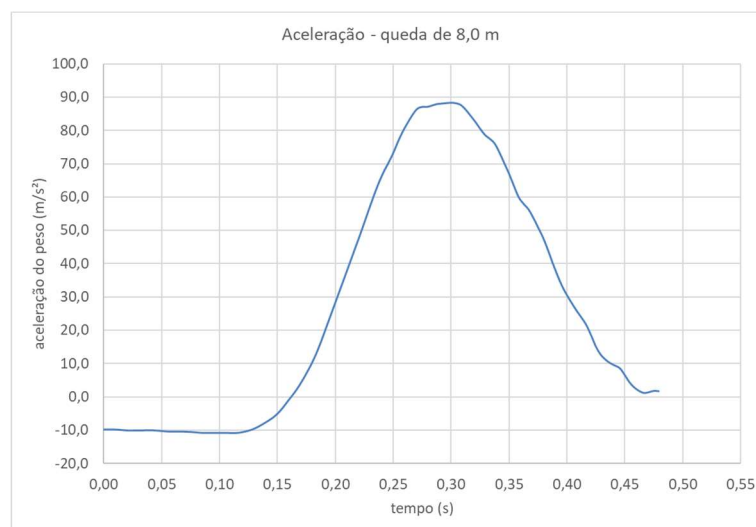


Figura 4.37: Desaceleração do peso para queda de 8,0 m

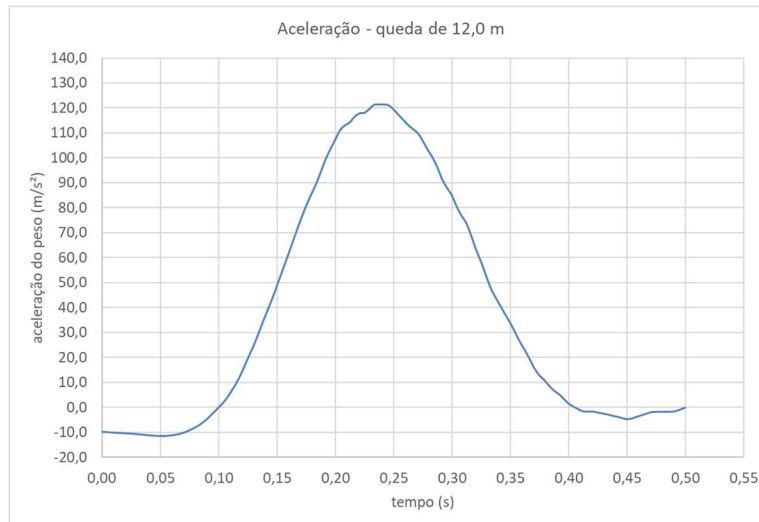


Figura 4.38: Desaceleração do peso para queda de 12,0 m

A partir das acelerações também é possível calcular a força máxima à qual o peso é submetido, obtendo assim os valores de 462,1 kN, 485,7 kN e 667,8 kN, considerando a ordem crescente de altura. A força que causa de desaceleração do peso é composta pelo atrito entre a lateral e solo e a reação normal vertical do solo que atua na base do peso, o valor de cada uma dessas parcelas depende de uma série de fatores: tipo do solo, material de que é feito o peso, formato do peso entre outros. Admitindo-se de forma estimativa que 50% da força corresponde à reação sob a base do peso, pode-se calcular a tensão máxima que atua sobre o solo, sendo obtidos os valores de 204,3 kPa, 214,8 kPa e 295,2 kPa, para as quedas de 6,0m, 8,0m e 12,0 m, respectivamente. Assim, a tensão máxima vertical à qual o solo é submetido é superior à tensão de 87,5 kPa, que corresponderia ao valor no qual Carretta (2018) observou a desestruturação do material, corroborando com a hipótese que ocorre quebra da estrutura e conseqüente desestruturação do material durante a execução dos golpes.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são elencadas conclusões a partir da execução da técnica em campo e da análise dos resultados. Também são apresentadas sugestões para desenvolvimento de trabalhos futuros, dando continuidade aos estudos sobre o tema.

5.1. CONCLUSÕES

A aplicação da técnica de compactação dinâmica a um solo coesivo friccional leva a mudanças significativas de comportamento do material, que puderam ser identificadas através dos ensaios de campo e de laboratório.

As crateras formadas com a execução dos golpes apresentam um padrão distinto daquele que ocorre na prática internacional, onde os estudos abordam materiais granulares, há a formação de um cilindro quase perfeito, com profundidades bastante elevadas.

A utilização de um sistema de queda livre é bastante eficiente, uma vez que não há perdas de energia por atrito dos cabos com o sistema de içamento durante o movimento descendente. A comparação das profundidades das crateras obtidas para sistemas com energias teóricas semelhantes (RIZZON, 2016) leva a resultados maiores, porém o tempo necessário para reposicionamento do sistema de liberação do peso diminui significativamente a produtividade.

O solo apresentou profundidades de crateras mais elevadas comparadas à prática internacional (MAYNE, JONES e DUMAS, 1984), atingindo valores de até 2,0 m, sobretudo ao se considerar que foram aplicadas energias mais baixas em relação a aplicações usuais da técnica. A quantidade de golpes e a convergência dos afundamentos por golpe indicam que a altura de queda sugerida para o solo coesivo friccional estaria entre 3,0 e 8,0 m, com crateras formadas com profundidades entre 1,5 e 2,0 m, seguindo as recomendações de Lukas (1995).

A normalização das profundidades das crateras em relação à raiz quadrada da energia de queda em função do número de golpes indicou uma convergência dos resultados, coerente com a prática internacional. Também foi observada, para as quedas de 3,0 m e 6,0 m de

altura, uma relação linear entre a profundidade da cratera e a raiz quadrada do número de golpes, que representaria uma medida indireta da energia.

Ocorrem deslocamentos laterais durante o processo de compactação dinâmica no solo coesivo friccional, porém a magnitude é bastante inferior aos deslocamentos verticais, o que pode indicar que a ruptura do solo não se dá por um puncionamento perfeito. Além disso, observou-se uma relação linear entre a energia acumulada no ponto de compactação e o deslocamento lateral máximo obtido.

A execução dos ensaios de campo indicou resultados bastante homogêneos, não sendo possível estabelecer relações entre a quantidade de energia acumulada na cratera e o melhoramento obtido, tampouco entre a energia por golpe aplicada e as modificações no solo. O mesmo resultado foi obtido com ensaios de CPT executados nos pontos de compactação de Rizzon (2016).

A análise de amostras extraídas das camadas superiores de diversas crateras apontou resultados semelhantes, nos quais o índice de vazios reduziu de aproximadamente 1,31 para 0,97 após a compactação. O grau de saturação obtido é bastante elevado, da ordem de 90%, o que indica que as camadas superiores atingiram densidades muito próximas da máxima possível. Também se observou uma redução do índice de vazios para a mesma profundidade, considerando pontos distantes de 90 cm e de 120 cm em relação ao centro da cratera. O cálculo das variações volumétricas a partir das crateras obtidas indicam que o valor do coeficiente empírico de 0,50 é coerente na estimativa da profundidade de melhoramento, que foi de 2,03 m e 4,06 m, para as quedas de 3,0 e 12,0 m, respectivamente.

Os ensaios triaxiais demonstram que ocorre alteração do material natural, que perde a estrutura levemente cimentada após a compactação. Em comparação com o solo natural, o ângulo de atrito aumenta de $30,5^\circ$ para $35,9^\circ$ e o intercepto coesivo praticamente não se altera, com o valor de 10,6 kPa. Resultados semelhantes foram obtidos por Rizzon (2016).

As provas de carga executadas dentro das crateras também indicaram alteração de comportamento em relação a testes realizados com o solo natural, onde se observa uma perda de rigidez inicial. A capacidade de carga foi determinada em 275 kPa para o solo natural e 300 kPa para o material compactado.

As provas de carga na camada compactada com a execução de uma camada de solo arenoso tratado com cimento indicaram ganhos de rigidez e de capacidade de carga, coerente com a adoção do sistema de camada mais resistente sobre uma menos resistente. A ruptura ocorreu ao longo de todo o perímetro da placa, indicando que o movimento se deu por punção, adequado à relação H/D de 0,733.

A análise dos resultados permite inferir que o mecanismo de modificação se dá através da compactação das camadas superiores, que vão penetrando no solo e compactando o solo mais profundo. Além disso, foi possível observar uma estratificação das camadas superiores, que pode ser devida à compactação propriamente dita e ao alívio de tensões e aderência do material à base do peso durante a execução dos sucessivos golpes.

A obtenção das acelerações permitiu identificar valores máximos da ordem de 8 a 12 g, mais baixos quando comparados à prática internacional, o que é coerente com os elevados deslocamentos verticais observados. Uma estimativa da tensão máxima observada pelo solo no processo de desaceleração do peso indica que os valores são maiores do que os apontados por Carretta (2018) como tensão vertical que causa a desestruturação do material levemente cimentado.

As observações apresentadas nesta dissertação constituem um conhecimento inicial acerca do comportamento de solos coesivos friccionais submetidos à técnica de compactação dinâmica, uma compreensão mais ampla do tema demanda análises adicionais, bem como execução dos ensaios em outros solos com características semelhantes ao estudado no presente trabalho.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A exploração e compreensão do comportamento de solos coesivos friccionais, quando submetidos a diferentes técnicas de melhoramento, constitui um tema de estudo interessante. Nesse sentido, tendo em vista o caráter inicial da aplicação da técnica de compactação dinâmica a esse tipo de solo, sugere-se que possam ser realizados mais estudos do presente tema:

- Estudo do comportamento geral do solo a partir da execução de uma malha ampla de tratamento, verificando as propriedades não só dentro dos pontos de compactação, mas também entre eles;
- Utilização de pesos mais elevados, bem como de diferentes formatos da base de contato – quadrada, cônica;
- Adoção de guindastes com maior capacidade de carga, que possam içar um grande peso a alturas ainda mais elevadas, aproximando a execução da prática internacional;
- Instrumentação do bloco com acelerômetros no topo do peso com sistemas que não necessitem de cabos, permitindo a obtenção do impulso de desaceleração de forma precisa;
- Instrumentação do solo com sismógrafos e acelerômetros, a fim de identificar a velocidade de pico da partícula e a aceleração transmitida ao solo a diferentes distâncias;
- Execução de ensaios de campo do tipo CPT e DMT, o que permitiria um maior detalhamento das modificações ao longo da profundidade, com elevado grau de confiabilidade;
- Execução de ensaios triaxiais com amostras coletadas a diferentes profundidades;
- Simulação numérica da queda do peso e de sua interação com o solo, permitindo prever o comportamento a ser obtido após a execução da técnica.

REFERÊNCIAS

ADAM, D. et al. Heavy Tamping Integrated Dynamic Compaction Control. **Ground Improvement**, v. 11, n. 4, p. 237-243, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2435**. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading: ASTM, 2011a.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D7181**. **Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. West Conshohocken: ASTM, 2011b.

ARSLAN, H.; BAYKAL, G.; ERTAS, O. Influence of Tamper Weight Shape on Dynamic Compaction. **Ground Improvement**, v. 11, n. 2, p. 61-66, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro: 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: 2001.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9813**: Solo - Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro: 2016.

BERTORELLI, A.; HARALYI, N. Geologia do Brasil. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

BO, M. W. et al. Densification of Granular Soil by Dynamic Compaction. **Ground Improvement**, v. 162, n. 3, p. 121-132, 2009.

BONAB, M. H.; ZARE, F. S. Investigation on tamping spacing in dynamic compaction using model tests. **Ground Improvement**, v. 167, n. 3, p. 219-231, 2013.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8004. British standard code of practice for foundations**. Londres: BSI, 1986.

CARRETTA, M. S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: estimativa da capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. 2018. 182f. Dissertação (Mestrado em engenharia), Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2018.

CHEN, K.; LIU, H.; LO, R. Treatment of soft soils by dynamic compaction. **4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering**, St Louis, Missouri, EUA, p. 878-881, 1998.

CHOW, Y. et al. Monitoring of Dynamic Compaction by Deceleration Measurements. **Computers and Geotechnics**, v. 10, p. 189-209, 1990.

CHOW, Y. et al. Dynamic compaction of loose sand deposits. **Soils and Foundations**, v. 32, n. 4, p. 93-106, 1992a.

CHOW, Y. et al. Dynamic Compaction Analysis. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 118, n. 8, p. 1141-1157, Agosto 1992b.

CHOW, Y. et al. Dynamic Compaction of Loose Granular Soils: Effect of Print Spacing. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, n. 7, p. 1115-1133, 1994.

CONSOLI, N. C. et al. Crosswise-loaded pile tests on residual soil site. **Géotechnique Letters**, v. 6, p. 1-5, 2016.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, F.; FONINI, A. Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 12, p. 1846-1856, Dezembro 2009.

CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site. **Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site**, v. 124, n. 8, p. 857-867, Setembro 1998.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada**. 2008. 216f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2008.

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. 1994. 171f. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 1994.

DALLA ROSA, F. **Caracterização geotécnica e estudo do comportamento carga x recalque do solo do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo**. 2003. 78f. Trabalho de conclusão de curso (TCC) – Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia e Arquitetura. Universidade de Passo Fundo. 2003. Passo Fundo. 2003.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. **XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural**, 2004.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. New York: John Wiley and Sons, 1988.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. 349f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2014.

FENG, S. et al. Field Evaluation of Dynamic Compaction on Granular Soils. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 25, n. 3, p. 241-249, 2011.

FENG, T. W. et al. Laboratory Investigation of Efficiency of Conical-Based Pounders for Dynamic Compaction. **Géotechnique**, v. 50, n. 6, p. 667-674, Janeiro 2000.

GHASSEMI, A.; PAK, A.; SHAHIR, H. Validity of Menard Relation in Dynamic Compaction Operations. **Ground Improvement**, v. 162, n. 1, p. 37-45, 2009.

GOH, S. H.; LEE, F. H.; TAN, T. S. Effects of lateral constraints and inertia on stress wave propagation in dry soil columns. **Géotechnique**, v. 48, n. 4, p. 449-463, 1998.

GU, Q.; LEE, F. H. Ground Response to Dynamic Compaction of Dry Sand. **Geotechnique**, v. 52, n. 7, p. 481-493, 2002.

HAJIALILUE-BONAB, M.; ZARE, F. S. Investigation on tamping spacing in dynamic compaction using model tests. **Ground Improvement**, v. 167, n. 3, p. 219-231, 2014.

HAMIDI, B. **Distinguished ground improvement projects by dynamic compaction or dynamic replacement**. 2014. 675 f. Thesis (Doctor of Philosophy), Curtin University. Perth. 2014.

HAMIDI, B.; NIKRAZ, H.; VARAKSIN, S. Advances in dynamic compaction. **Proceedings of Indian Geotechnical Conference**, p. 433-436, 2011.

HOLEYMAN, A.; VANNESTE, G. A new approach to the execution and control of dynamic compaction. **Compaction technology**, p. 111-124, 1987.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil stabilization - principles and practice**. Sydney: Butterworths, 1972.

JESSBERGER, H. L.; BEINE, R. A. Heavy tamping: theoretical and practical aspects. **Proceedings: 10th ICSMFE**, Stockholm, p. 695-699, 1981.

JUILLE, Y.; SHERWOOD, D. Improvement of Sabkhas Soil. **Proceedings, 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, p. 781-788, 1983.

KOPF, F.; PAULMICHL, I.; ADAM, D. Modelling and Simulation of Heavy Tamping Dynamic Response of the Ground. **From Research to Design in European Practice**, Bratislava, Eslováquia, p. 1-7, 2010.

KOPF, F.; PAULMICHL, I.; ADAM, D. Modelling and Simulation of Heavy Tamping Dynamic Response of the Ground. **From Research to Design in European Practice**, Bratislava, Eslováquia, p. 1-7, 2010.

KRUGER, J. J.; GUYOT, C.; MORIZOT, J. C. The dynamic substitution method. **Proc. Int. Conf. on Compaction**, p. 339-343, 1980.

LA ROCHELLE, P. et al. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. **Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock**, p. 715-731, 1988.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

LAUZON, M. et al. Ground vibrations induced by dynamic compaction and rapid impact compaction. **Pan American Geotechnical Conference**, 2011.

LEE, F. H.; GU, Q. Method for Estimating Dynamic Compaction Effect on Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 2, p. 139-152, 2004.

LEONARDS, G. A.; HOTZ, R. D.; CUTTER, W. A. Dynamic compaction of granular soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE**, v. 116, n. 3, p. 514-527, 1980.

LO, W. W.; OOI, P. L.; LEE, S. Unified approach to ground improvement by heavy tamping. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 116, n. 3, p. 514-527, 1990.

LOBO, T. M. V. M. **Contribuição para o estudo da técnica de compactação dinâmica de solos**. 2017. 106f. Dissertação (Mestrado em engenharia). Lisboa. 2017.

LUKAS, R. G. **Geotechnical Engineering Circular No. 1: Dynamic Compaction**. Springfield, Virginia: National Technical Information Service, 1995.

LUTENEGGER, A. J. Dynamic compaction on friable loess. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 112, n. 6, p. 663-667, 1986.

MACHAN, G.; BENNET, V. G. **Transportation Research Circular E-C129 - Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects**. Washington: Transportation Research Board, 2008.

MAYNE, P. W.; JONES, J. S. Impact stresses during dynamic compaction. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 109, n. 10, p. 1342-1346, 1983.

MAYNE, P.; JONES, J.; DUMAS, J. Ground Response to Dynamic Compaction. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 110, n. 6, p. 757-774, 1984.

MENARD GROUP. Our Solutions. Disponível em: <<http://www.menard-group.com/en/>>. Acesso em: 11 Julho 2018.

MÉNARD, L.; BROISE, Y. Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation. **Géotechnique**, v. 25, n. 1, p. 03-17, 1975.

MERRIFIELD, C. M.; DAVIES, C. R. A study of low-energy dynamic compaction: field trials and centrifuge modelling. **Géotechnique**, v. 50, n. 6, p. 675-681, Janeiro 2000.

MESRI, G.; FENG, T. W.; BENAK, J. M. Postdensification Penetration Resistance of Clean Sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 116, n. 7, p. 1095-1115, 1990.

MIAO, L.; CHEN, G.; HONG, Z. Application of dynamic compaction in highway: a case study. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 24, p. 91-99, 2006.

MICHALOWSKI, R. L.; NUDUKURU, S. S. Static Fatigue, Time Effects, and Delayed increase in penetration resistance after dynamic compaction of sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 5, p. 564-574, 2012.

MIKASA, M.; TAKADA, N.; OHSHIMA, A. Dynamic consolidation test in centrifuge. **12th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering**, Rio de Janeiro, Brasil, p. 947-950, 1989.

MIKKELSEN, P. E. Cement-Bentonite Grout Backfill for Borehole Instruments. **Geotechnical Instrumentation News**, p. 38-42, 2002.

MITCHELL, J. K. Soil Improvement: State-of-the-Art Report. **10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Estocolmo, Suécia, p. 509-565, 1981.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. 3^a. ed. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2005.

MITCHELL, J. K.; SOLYMAR, Z. V. Time-Dependent Strength Gain in Freshly Deposited or Densified Sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 110, n. 11, p. 1559-1576, 1984.

MOSTAFA, K. **Numerical Modelling of dynamic compaction in cohesive soils**. 2010. 182f. Thesis (Doctor of Philosophy), University of Akron. Akron. 2010.

MOSTAFA, K. F.; LIANG, R. Y. **Numerical modelling of dynamic compaction in cohesive soil**. Geo-Frontiers. Dallas, EUA: ASCE. 2011. p. 739-747.

OSHIMA, A.; TAKADA, N. Effect of Ram Momentum on Compaction by Heavy Tamping. **13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Nova Deli, India, p. 1141-1144, 1994.

OSHIMA, A.; TAKADA, N. Relation between compacted area and ram momentum by heavy tamping. **14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, p. 1641-1644, 1997.

PAK, A.; SHAHIR, H.; GHASSEMI, A. **Behavior of dry and saturated soils under impact load during dynamic compaction**. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka: IOS Press. 2005. p. 1245-1248.

PAN, J. L.; SELBY, A. R. Analysis of Dynamic Compaction of loose soils under impact loads. **Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics**, Missouri, p. 1-7, 2001.

PORAN, C. J.; RODRIGUEZ, J. A. Design of Dynamic Compaction. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n. 5, p. 896-802, 1992a.

PORAN, C. J.; RODRIGUEZ, J. A. Finite Element Analysis of Impact Behavior of Sand. **Soils and Foundations**, v. 32, n. 4, p. 68-80, 1992b.

PORAN, C. J.; RODRIGUEZ, J. A.; HEH, K. S. Impact Response of Granular Soils. **2nd International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics**, St Louis, Missouri, EUA, p. 1387-1392, 1991.

POULOS, S. J.; CASTRO, G.; FRANCE, J. Liquefaction evaluation procedure. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 6, p. 772-792, 1985.

RIZZON, M. M. **Efeitos da compactação dinâmica em solo residual**. 2016. 89f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2016.

RODRIGUEZ, T. P.; MONTEJANO, J. C.; SANZ, R. V. **Dynamic compaction evaluation using in situ test**. Proceedings of the XVI ECSMGE. Edinburgo: ICE Publishing. 2015. p. 3039-3044.

ROLLINS, K. M.; JORGENSEN, S. J.; ROSS, T. E. Optimum moisture content for dynamic compaction of collapsible soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 8, p. 699-708, 1998.

ROLLINS, K. M.; KIM, P. E. J. Dynamic Compaction of Collapsible Soils Based on U.S. Case Histories. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 9, p. 1178-1186, 2010.

ROLLINS, K. M.; ROGERS, G. W. Mitigation Measures for Small Structures on Collapsible Alluvial Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, n. 9, p. 1533-1553, 1995.

ROSSI, J. G. **Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte**. 2018. 182f. Dissertação (Mestrado em engenharia), Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 144. 2019.

RUVER, C. A. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento**. 2011. 333f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2011.

SCHAEFER, V. R. et al. **Geotechnical Engineering Circular No. 13 Ground Modification Methods – Reference Manual**. Washington: Federal Highway Administration, v. I, 2017.

SCHMERTMANN, J. H. Discussion on "Time Dependent Strength Gain in Freshly Deposited or Densified Soil" by Mitchell and Solymar. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 113, n. 2, p. 173-175, 1987.

SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER, R. D.; KRAHN, J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 22, n. 4, p. 564-578, 1985.

SLOCOMBE, B. C. Dynamic compaction. In: KIRSCH, K.; BELL, A. **Ground Improvement**. New York: Spon Press, 2004.

SLOCOMBE, B. C. Dynamic compaction. In: KIRSCH, K.; BELL, A. **Ground Improvement**. Boca Raton: CRC Press, 2013.

SLOPE INDICATOR. **Guide to Geotechnical Instrumentation**. Durham: Geo Slope Indicator, 2004.

SMITS, M. T. J. H.; DE QUELERIJ, L. The effect of dynamic compaction on dry granular soils. **12th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering**, Rio de Janeiro, Brasil, p. 1419-1422, 1989.

SOUZA JÚNIOR, T. F. et al. Aplicação do método de classificação M.C.T. ao solo coesivo friccional do município de Passo Fundo - RS. **X Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul**, Santa Maria, RS, 2019.

STINNETTE, P. et al. A quality control programme for performance evaluation of dynamic replacement of organic soil deposits. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 15, p. 283-302, 1997.

STRECK, E. V. et al. **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: UFRGS, 2002.

TARAWNEH, B.; SBITNEV, A.; HAKAM, Y. Lessons learned from 11 million m² of dynamic compaction replacement. **Ground Improvement**, v. 170, n. 4, p. 208-217, 2017.

TERASHI, M.; JURAN, I. Ground Improvement-State of the Art. **International Conference on Geotechnical and Geological Engineering**, Melbourne, Australia, p. 461-519, 2000.

THEVANAYAGAM, S.; NASHED, R.; MARTIN, G. R. Dynamic compaction of saturated sands and silty sands: theory. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 162, n. 2, p. 57-68, 2009.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. 266f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 1999.

THOMÉ, A. et al. Biostimulation and rainfall infiltration: influence on retention of biodiesel in residual clayey soil. **Environmental Science and Pollution Research**, v. 24, p. 9594-9604, 2017.

THORBURN, S. Building structures supported by stabilized ground. **Ground Treatment by Deep Compaction**, p. 83-94, 1975.

VAN IMPE, W. F.; BOUAZZA, A. Densification of domestic waste fills by. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 6, p. 879-887, 1996.

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

VESIC, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, p. 45-73, 1973.