

MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DE ATERROS
SOBRE SOLOS MOLES MELHORADOS COM COLUNAS DE BRITA

THAMARA MARTINS FONTE BOA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY
RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

ABRIL – 2017

MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES MELHORADOS COM COLUNAS DE BRITA

THAMARA MARTINS FONTE BOA

“Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do
Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das
exigências para obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil”.

Orientador: Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr.

Co-orientador: Prof. Sérgio Tibana

Campos dos Goytacazes - RJ

Abril - 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do **CCT / UENF**

55/2017

Fonte Boa, Thamara Martins

Modelagem física em centrífuga geotécnica de aterros sobre solos moles melhorados com colunas de brita / Thamara Martins Fonte Boa. – Campos dos Goytacazes, 2017.

140 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -- Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes, 2017.

Orientador: Fernando Saboya Albuquerque Júnior.

Coorientador: Sérgio Tibana.

Área de concentração: Geotecnia.

Bibliografia: f. 107-114.

1. MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES 2. COLUNAS DE BRITA 3. TRANSFERÊNCIA DE CARGAS 4. MODELAGEM FÍSICA I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil II. Título

CDD 624.15136

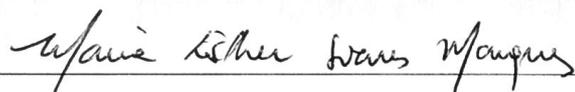
MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DE ATERROS
SOBRE SOLOS MOLES MELHORADOS COM COLUNAS DE BRITA

THAMARA MARTINS FONTE BOA

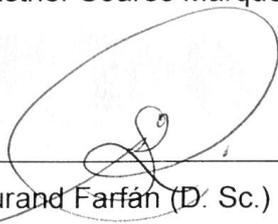
“Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do
Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das
exigências para obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil”.

Aprovada em 20 de Abril de 2017.

Comissão Examinadora:



Prof. Maria Esther Soares Marques (D. Sc.) – IME

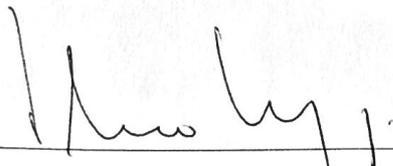


Prof. Aldo Durand Farfán (D. Sc.) - UENF



Prof. Sérgio Tibana (D. Sc.) - UENF

(co-orientador)



Prof. Fernando Saboya Albuquerque (D. Sc.) – UENF

(orientador)

Dedico esta dissertação aos meus pais, Tadeu e Antonia, e à minha irmã, Talytha, que são minha base, minha vida.

AGRADECIMENTOS

Começo meus agradecimentos agradecendo àquEle sem o qual nada disso seria possível, ao bondoso Deus, que a todo momento renovava minhas forças para que fosse possível concluir essa caminhada iniciada há 2 anos, e mandava anjos em forma de amigos para me ajudar.

Palavras me faltam para agradecer aos meus pais, Antonia e Tadeu, e à minha irmã, Talytha, pessoas as quais dediquei esse trabalho. Sem o apoio, o carinho, os incentivos, o amor, as energias positivas, e até mesmo os puxões de orelha vindos deles, provavelmente eu não estaria aqui nesse momento escrevendo esses agradecimentos. Meus pais, pessoas humildes que nunca mediram esforços para que eu e minha irmã tivéssemos tudo aquilo que eles não tiveram, merecem todo o crédito pelas minhas formações acadêmicas. Minha irmã... Ah, minha irmã! Sem ela, sinceramente, todo esse caminho teria sido muito mais complicado. Ela sempre esteve ali para me ouvir, me aconselhar, me acalmar, ou até mesmo rir dos meus dramas. Registro aqui o meu muito obrigada por tudo! Para fechar a parte familiar, termino dizendo que vocês são demais, e que eu os amo muito!

Como não poderia deixar de ser, agradeço também ao meu namorado Alex, pela paciência e pelos afagos a mim concedidos durante esse período. Você sempre acreditou em mim, e sempre deixou isso muito claro, se tornando um dos meus maiores incentivadores. Agradeço a Deus por ter te colocado em meu caminho antes que essa jornada tivesse início, não tenho dúvidas de que foi uma das maneiras que Ele encontrou para me enviar forças e não me deixar desistir.

Agradeço aos amigos que me acompanharam durante essa jornada, cada um me ajudando à sua maneira: Murilo Hans, Naiara Lopes, Valber Pinheiro, Maria Camila Lopes, Vinícius Godoy. E aos meus colegas de turma, em especial à Marina Ferreira, por toda a parceria.

Ao orientador Fernando Saboya e ao co-orientador Sérgio Tibana, por terem compartilhado comigo o vasto conhecimento que possuem, e por acreditarem em meu potencial. Agradeço ao Saboya por ter me ajudado em um momento difícil e não permitir que eu desistisse, e por sempre me acalmar quando eu achava que tudo estava perdido, e ao Tibana pelo agradável convívio diário durante a realização

dos ensaios. Aproveito para agradecer também à professora Maria Esther, do IME, pelos conselhos dados durante a defesa da proposta desse projeto, que deixou de ser uma proposta e se tornou realidade graças a esses professores queridos.

À Paola Machado e à Daniela Marques, agradeço imensamente por todo o material compartilhado comigo, vocês contribuíram muito para a finalização desse trabalho.

Ao técnico de laboratório e amigo, Milton Pereira, por sempre estar disponível para me ajudar e orientar nos ensaios realizados, e também para ouvir minhas lamentações. Aos técnicos da centrífuga: Matheus, Lucas, Walber, Eberton e André, que não mediram esforços para me ajudar, e que conseguiram não me matar até o final dos ensaios, valeu por tudo pessoal! À tia Izabel (carinhosamente conhecida como vovó), pelos cafezinhos e por manter a limpeza e organização do laboratório.

Para finalizar, a palavra que resume toda essa caminhada realmente é GRATIDÃO, todos vocês que me ajudaram a vencer mais uma etapa, estejam citados aqui ou não, merecem meus sinceros agradecimentos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xv
RESUMO	xviii
ABSTRACT	xix
CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivo	2
1.3 Escopo do Trabalho	3
CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Solos Moles	4
2.1.1 Considerações Iniciais	4
2.1.2 Adensamento	4
2.1.3 Métodos para Modificação e Melhoria.....	6
2.2 Colunas de Brita	8
2.2.1 Considerações Gerais	8
2.2.2 Conceito de Célula Unitária.....	11
2.2.3 Coeficiente de Substituição.....	13
2.2.4 Concentração de Tensões	14
2.2.5 Fator de Redução de Recalques	16
2.2.6 Métodos Construtivos de Colunas de Brita.....	17
2.3 Aterros Sobre Solos Moles	19
2.3.1 Considerações Gerais	19
2.3.2 Interpretação dos Resultados de Monitoramento	22
2.3.3 Efeito de Arqueamento	23
2.4 Modelagem Física.....	25
2.4.1 Modelagem em Centrífuga Geotécnica	29
2.4.2 Modelagem de Colunas de Brita em Centrífuga Geotécnica	34
2.4.2.1 Ensaios em Centrífuga com Instalação de Colunas Granulares à 1g.....	34
2.4.2.2 Ensaios em Centrífuga com Instalação de Colunas Granulares em Voo.....	35

CAPÍTULO III – MATERIAIS E MÉTODOS	38
3.1 Centrifuga Geotécnica da UENF	38
3.2 Caracterização do Problema em Estudo	39
3.3 Caracterização Geotécnica dos Materiais.....	41
3.3.1 Caracterização da Mistura que Representa o Solo Mole	41
3.3.1.1 Ensaio de Adensamento.....	42
3.3.1.2 Ensaio de Compressão Triaxial.....	44
3.3.1.3 Parâmetros do Modelo <i>Cam-Clay</i>	47
3.3.2 Caracterização do Solo das Colunas.....	48
3.3.3 Caracterização do Solo dos Aterros	48
3.4 Instrumentação	49
3.4.1 Transdutores de Poropressão	50
3.4.2 <i>Linear Variable Differential Transformer (LVDT)</i>	51
3.4.3 Células de Tensão Total.....	52
3.5 Construção dos Modelos e Ensaios Realizados.....	52
CAPÍTULO IV – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	87
4.1 Processo de Dissipação da Poropressão após a Construção dos Aterros.....	87
4.2 Evolução dos Deslocamentos Verticais após a Construção dos Aterros.....	93
4.3 Evolução das Tensões Totais após a Construção dos Aterros.....	97
CAPÍTULO V – CONCLUSÕES	104
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
ANEXO I - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	115
ANEXO II - CALIBRAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO	118
ANEXO III - TÁBELAS DE CONTROLE DE ADENSAMENTO E CÁLCULOS	135
ANEXO IV – PROCEDIMENTO UTILIZADO PARA MONTAGEM DOS MODELOS E REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	139

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: ANALOGIA MECÂNICA DE TERZAGHI.....	5
FIGURA 2: DIFERENTES TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES.....	7
FIGURA 3: ESQUEMA SIMPLIFICADO DE UMA COLUNA DE BRITA (DOMINGUES, 2006).....	9
FIGURA 4: PERFIL DE SOLO MOLE COM E SEM REFORÇO: (A) PERFIL ILUSTRATIVO DO SOLO MOLE SEM BENEFICIAMENTO (B); PERFIL ILUSTRATIVO DO SOLO MOLE COM PRESENÇA DE MELHORAMENTO COM COLUNAS DE BRITA (ADAPTADA DE MANHÃES, 2015)	10
FIGURA 5: ESQUEMA DE CÉLULA UNITÁRIA: (A) VISTA SUPERIOR; (B) CÉLULA UNITÁRIA; (C) DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES (ALMEIDA E MARQUES, 2010)	12
FIGURA 6: DIÂMETRO DE INFLUÊNCIA PARA DIFERENTES TIPOS DE MALHA (LIMA, 2012)	13
FIGURA 7: MODELO DE DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES (LIMA, 2012)	14
FIGURA 8: PROCEDIMENTO CONSTRUTIVO DE COLUNA DE BRITA COMPACTADA POR APILOAMENTO, COM O AUXÍLIO DE BUCHA DE BRITA COMO VEDAÇÃO DO TUBO PERANTE A PERFURAÇÃO	18
FIGURA 9: EFEITO DE ARQUEAMENTO (DOMINGUES, 2006)	23
FIGURA 10: DISPOSITIVO PARA ESTUDAR O ARQUEAMENTO DE SOLOS E DIAGRAMA DE PRESSÕES (TERZAGHI, 1943).....	24
FIGURA 11: TENSÕES VERTICAIS MEDIDAS NO TOPO DA COLUNA E NO SOLO (RICCIO <i>ET AL.</i> , 2015).....	25
FIGURA 12: ESQUEMA DOS TIPOS DE SEMELHANÇA QUE CONSTITUEM A SEMELHANÇA FÍSICA	26
FIGURA 13: TENSÕES NO SOLO DO PROTÓTIPO (ATKINSON, 2007)	31
FIGURA 14: TENSÕES NO SOLO DO MODELO (ATKINSON, 2007)	31
FIGURA 15: CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DE VIGA DO LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL DA UENF	33
FIGURA 16: CONSOLES DE CONTROLE E AQUISIÇÃO DE DADOS DA CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DA UENF	39
FIGURA 17: DIMENSÕES DO PROTÓTIPO.....	40
FIGURA 18: DIMENSÕES DO MODELO À ESCALA 1/26,3	40
FIGURA 19: MATERIAIS UTILIZADOS NA MISTURA QUE REPRESENTOU O SOLO MOLE NOS MODELOS.....	41
FIGURA 20: CURVA GRANULOMÉTRICA DA MISTURA COMPOSTA POR 60% DE METACALIM E 40% DE CAULIM.....	42
FIGURA 21: RESULTADO DO ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO.....	43
FIGURA 22: MOLDAGEM DA AMOSTRA E MONTAGEM DO ENSAIO TRIAXIAL	45
FIGURA 23: AMOSTRA AO FINAL DO ENSAIO	45

FIGURA 24: CURVAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO E POROPRESSÃO X DEFORMAÇÃO	46
FIGURA 25: TRAJETÓRIAS DE TENSÃO EFETIVA E ENVOLTÓRIAS NO ESTADO CRÍTICO	46
FIGURA 26: CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA UTILIZADA NA CONSTRUÇÃO DAS COLUNAS.....	48
FIGURA 27: CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA UTILIZADA NA CONSTRUÇÃO DOS ATERROS (SANTIAGO, 2010)	49
FIGURA 28: LOCALIZAÇÃO DOS ORIFÍCIOS PARA INSTALAÇÃO DOS TRANSDUTORES DE POROPRESSÃO NA PAREDE DA CAIXA DE TESTE	50
FIGURA 29: CALIBRAÇÃO DOS TRANSDUTORES DE POROPRESSÃO E TRANSDUTORES DE TENSÃO TOTAL	51
FIGURA 30: APARATO UTILIZADO PARA A CALIBRAÇÃO DOS LVDTs.....	51
FIGURA 31: CAIXA DE TESTE ADAPTADA UTILIZADA NA MONTAGEM DOS MODELOS (FOTO: PAOLA MANHÃES)	52
FIGURA 32: CONFIGURAÇÃO INTERIOR DA CAIXA DE TESTE COM O MODELO MELHORADO DO LADO ESQUERDO E O MODELO SEM MELHORAMENTO DO SOLO DO LADO DIREITO (MARQUES, 2015).....	53
FIGURA 33: TRANSDUTORES DE POROPRESSÃO DENTRO DE BOLSAS COM ÁGUA ANTES DA MONTAGEM DOS MODELOS	54
FIGURA 34: MISTURA MANUAL DO METACALIM E CAULIM	56
FIGURA 35: MISTURA DE METACALIM, CAULIM E ÁGUA NA BATEDEIRA INDUSTRIAL.....	56
FIGURA 36: (A) VISTA FRONTAL DA CAIXA DE TESTE COM O SOLO MOLE; (B) VISTA DE CIMA DA CAIXA DE TESTE COM O SOLO MOLE.....	57
FIGURA 37: SISTEMA DE DRENAGEM DA CAIXA DE TESTE.....	57
FIGURA 38: (A) E (B) CONSTRUÇÃO DA CAMADA DE AREIA DRENANTE NO TOPO DO SOLO MOLE; (C) SOBRECARGA INICIAL	58
FIGURA 39: VISTA DA CAIXA DE TESTE COM A SOBRECARGA SOBRE O SOLO MOLE APÓS UMA SEMANA	58
FIGURA 40: VISTA DO MODELO COM O SOLO MOLE E A SOBRECARGA NA CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA ANTES DO INÍCIO DO ADENSAMENTO	60
FIGURA 41: MODELOS AO FINAL DA ETAPA DE ADENSAMENTO NA CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA.....	61
FIGURA 42: LOCALIZAÇÃO EM PLANTA DOS INSTRUMENTOS NO MODELO COM COLUNAS: (A) INSTRUMENTOS LOCALIZADOS NA BASE DO ATERRO; (B) INSTRUMENTOS LOCALIZADOS NO TOPO DO ATERRO.....	62
FIGURA 43: LOCALIZAÇÃO EM CORTES ESQUEMÁTICOS DOS INSTRUMENTOS NO MODELO COM COLUNAS	62
FIGURA 44: LOCALIZAÇÃO EM PLANTA DOS INSTRUMENTOS NO MODELO SEM COLUNAS (BASE DO ATERRO) ...	63
FIGURA 45: LOCALIZAÇÃO EM CORTE ESQUEMÁTICO DOS INSTRUMENTOS NO MODELO SEM COLUNAS.....	63
FIGURA 46: DISSIPAÇÃO DA POROPRESSÃO A DIFERENTES PROFUNDIDADES DURANTE O ADENSAMENTO DO MODELO QUE RECEBERIA AS COLUNAS	64

FIGURA 47: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO A DIFERENTES PROFUNDIDADES DURANTE O ADENSAMENTO DO MODELO QUE NÃO RECEBERIA AS COLUNAS	64
FIGURA 48: ISÓCRINAS DE POROPRESSÃO NO MODELO QUE RECEBERIA AS COLUNAS	65
FIGURA 49: ISÓCRINAS DE POROPRESSÃO NO MODELO QUE NÃO RECEBERIA AS COLUNAS.....	65
FIGURA 50: ESQUEMA DO PENETRÔMETRO CILÍNDRICO T-BAR (STEWART E RANDOLPH, 1991)	66
FIGURA 51: ATUADOR ELÉTRICO	67
FIGURA 52: PERFIL DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DO SOLO QUE NÃO RECEBERIA AS COLUNAS	68
FIGURA 53: VISTA DA CAIXA DE TESTE COM O SOLO MOLE APÓS CORTE DA CAMADA SUPERFICIAL	69
FIGURA 54: FERRAMENTAS UTILIZADAS NA INSTALAÇÃO DAS COLUNAS: (A) PLATAFORMA GUIA; (B) SUPORTE DE ENCAIXE NA CAIXA DE TESTE; (C) TUBO METÁLICO; (D) PILÃO PARA COMPACTAÇÃO.....	69
FIGURA 55: (A) DIMENSÕES DA PLATAFORMA GUIA EM PLANTA; (B) DIMENSÕES DO PILÃO	70
FIGURA 56: MOLDE UTILIZADO PARA A FABRICAÇÃO DAS PONTEIRAS DRENANTES	70
FIGURA 57: TESTE DE PERMEABILIDADE DA PONTEIRA POROSA	71
FIGURA 58: PROCESSO UTILIZADO PARA A INSTALAÇÃO DAS COLUNAS GRANULARES.....	72
FIGURA 59: PROCESSO CONSTRUTIVO DAS COLUNAS GRANULARES: (A) PLATAFORMA GUIA ENCAIXADA NO TOPO DA CAIXA DE TESTE; (B) TUBO METÁLICO SENDO REVESTIDO POR VASELINA; (C) CRAVAÇÃO DO TUBO METÁLICO NO SOLO MOLE; (D) LANÇAMENTO DO MATERIAL GRANULAR; (E) APILOAMENTO DO MATERIAL GRANULAR; (F) DISPOSIÇÃO FINAL DAS COLUNAS GRANULARES.....	72
FIGURA 60: POSICIONAMENTO DAS CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL, DAS PEQUENAS SAPATAS UTILIZADAS PARA APOIO DAS HASTES DOS LVDTs, E DO TUBO PARA PROTEÇÃO DA HASTE DO LVDT: (A) MODELO COM COLUNAS; (B) MODELO SEM COLUNAS.....	73
FIGURA 61: PLUVIADOR CONFECCIONADO NO LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL DA UENF.....	74
FIGURA 62: ENSAIO DE CALIBRAÇÃO DO PLUVIADOR COM A AREIA IPT.....	75
FIGURA 63: VISTA DO PLUVIADOR SOBRE A CAIXA DE TESTE	75
FIGURA 64: MODELOS APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 1	76
FIGURA 65: POSICIONAMENTO DAS SAPATAS DE APOIO DAS HASTES METÁLICAS DOS LVDTs NO TOPO DO ATERRO DO MODELO CONSTRUÍDO COM AS COLUNAS.....	76
FIGURA 66: SUPORTE PARA OS LVDTs COM A ESTRUTURA DE ENCAIXE NA CAIXA DE TESTE.....	77
FIGURA 67: (A) SUPORTES DOS LVDTs FIXADOS NO TOPO DAS CÉLULAS DA CAIXA DE TESTE; (B) HASTES METÁLICAS COM OS PROLONGAMENTOS DOS LVDTs NO MODELO CONSTRUÍDO COM AS COLUNAS; (C) HASTE METÁLICA COM O PROLONGAMENTO DO LVDT NO MODELO CONSTRUÍDO SEM AS COLUNAS; (D) VISTA SUPERIOR DA CAIXA DE TESTE COM OS DOIS MODELOS INSTRUMENTADOS	77
FIGURA 68: VISTA DOS MODELOS AO FINAL DO ENSAIO COM ATERRO 1	78

FIGURA 69: VISTA DOS MODELOS AO FINAL DO ENSAIO COM ATERRO 2	79
FIGURA 70: VISTA DOS MODELOS AO FINAL DO ENSAIO COM ATERRO 3.....	80
FIGURA 71: (A) VISUALIZAÇÃO DAS SAPATAS E DAS CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL APÓS RETIRADA DO ATERRO; (B) ENSAIO DE PENETRÔMETRO T-BAR NO MODELO COM AS COLUNAS; (C) ENSAIO DE PENETRÔMETRO T-BAR NO MODELO SEM AS COLUNAS	81
FIGURA 72: PERFIS DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DO SOLO MOLE DOS DOIS MODELOS APÓS A REALIZAÇÃO DO TERCEIRO ENSAIO	81
FIGURA 73: RETIRADA DE AMOSTRA PARA DETERMINAÇÃO DO PERFIL DE UMIDADE NO MODELO SEM AS COLUNAS.....	82
FIGURA 74: RETIRADA DA PARTE FRONTAL DA CAIXA DE TESTE PARA EXUMAÇÃO DO MODELO COM AS COLUNAS	82
FIGURA 75: (A) VISTA FRONTAL DAS COLUNAS 7, 8 E 9 APÓS EXUMAÇÃO; (B) DETALHE DA PONTEIRA DA COLUNA 7; (C) DETALHE DA PONTEIRA DA COLUNA 8; (D) DETALHE DA PONTEIRA DA COLUNA 9.....	83
FIGURA 76: COLUNAS 4, 5 E 6: (A) VISTA FRONTAL; (B) DETALHE DAS PONTEIRAS; (C) VISTA FRONTAL DAS COLUNAS APÓS CORTADAS DIAMETRALMENTE AO MEIO.....	83
FIGURA 77: COLUNAS 1, 2 E 3: (A) VISTA FRONTAL; (B) DETALHE DAS PONTEIRAS; (C) VISTA FRONTAL DAS COLUNAS APÓS CORTADAS DIAMETRALMENTE AO MEIO.....	84
FIGURA 78: PERFIL DE UMIDADE DO MODELO SEM COLUNAS.....	84
FIGURA 79: PERFIL DE ÍNDICE DE VAZIOS DO MODELO SEM COLUNAS.....	85
FIGURA 80: LOCALIZAÇÃO DA RETIRADA DAS AMOSTRAS PARA DETERMINAÇÃO DOS PERFIS DE UMIDADE NO MODELO COM COLUNAS DESIGNADAS PELAS LETRAS A E B.....	85
FIGURA 81: PERFIL DE UMIDADE DO MODELO COM COLUNAS	85
FIGURA 82: PERFIL DE ÍNDICE DE VAZIOS DO MODELO COM COLUNAS	86
FIGURA 83: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 1 NO SOLO MOLE DO MODELO COM COLUNAS	88
FIGURA 84: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 1 NO SOLO MOLE DO MODELO SEM COLUNAS	88
FIGURA 85: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 1 À MESMA PROFUNDIDADE NOS DOIS MODELOS (PP1 E PP4 – MODELO COM COLUNAS; PP2 E PP5 – MODELO SEM COLUNAS)	89
FIGURA 86: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 2 NO SOLO MOLE DO MODELO COM COLUNAS	90
FIGURA 87: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 2 NO SOLO MOLE DO MODELO SEM COLUNAS.....	90
FIGURA 88: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 2 À MESMA PROFUNDIDADE NOS DOIS MODELOS (PP1 E PP4 – MODELO COM COLUNAS; PP2 E PP5 – MODELO SEM COLUNAS)	91

FIGURA 89: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 3 NO SOLO MOLE DO MODELO COM COLUNAS	91
FIGURA 90: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 3 NO SOLO MOLE DO MODELO SEM COLUNAS	92
FIGURA 91: DISSIPACÃO DA POROPRESSÃO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 3 À MESMA PROFUNDIDADE NOS DOIS MODELOS (PP1 E PP4 – MODELO COM COLUNAS; PP2 E PP5 – MODELO SEM COLUNAS)	92
FIGURA 92: VELOCIDADE DE DISSIPACÃO DE POROPRESSÃO COM O TEMPO PARA CADA ETAPA DO ATERRO ...	93
FIGURA 93: DESLOCAMENTOS VERTICAIS APÓS A CONSTRUÇÃO DO ATERRO 1 AO LONGO DO TEMPO NO MODELO COM COLUNAS.....	94
FIGURA 94: DESLOCAMENTOS VERTICAIS APÓS A CONSTRUÇÃO DO ATERRO 2 AO LONGO DO TEMPO NO MODELO COM COLUNAS.....	94
FIGURA 95: DESLOCAMENTOS VERTICAIS APÓS A CONSTRUÇÃO DO ATERRO 3 AO LONGO DO TEMPO NO MODELO COM COLUNAS.....	95
FIGURA 96: DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MODELO COM COLUNAS REFERENTES AOS TRÊS ENSAIOS REALIZADOS.....	95
FIGURA 97: RECALQUES REGISTRADOS EM CADA ENSAIO	97
FIGURA 98: EVOLUÇÃO DAS TENSÕES VERTICAIS AO LONGO DO TEMPO APÓS A CONSTRUÇÃO DO ATERRO 1.	98
FIGURA 99: EVOLUÇÃO DAS TENSÕES VERTICAIS AO LONGO DO TEMPO APÓS A CONSTRUÇÃO DO ATERRO 2.	98
FIGURA 100: EVOLUÇÃO DAS TENSÕES VERTICAIS AO LONGO DO TEMPO APÓS A CONSTRUÇÃO DO ATERRO 3	99
FIGURA 101: FATOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES N AO LONGO DO TEMPO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 1	100
FIGURA 102: FATOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES N AO LONGO DO TEMPO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 2.....	100
FIGURA 103: FATOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES N AO LONGO DO TEMPO APÓS CONSTRUÇÃO DO ATERRO 3.....	101
FIGURA 104: RELAÇÃO ENTRE O FATOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES N E A RAZÃO ENTRE ALTURA DO ATERRO E ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS.....	102
FIGURA 105: RELAÇÃO ENTRE O FATOR DE REDUÇÃO DE RECALQUES b E A RAZÃO ENTRE ALTURA DO ATERRO E ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS.....	103

LISTA DE TABELAS

TABELA 1: DIÂMETROS E ÁREAS DE INFLUÊNCIA PARA DIFERENTES TIPOS DE MALHA (BALAAM E POULOS, 1983).....	13
TABELA 2: VALORES DE N PARA COLUNAS DE BRITA SEGUNDO DIVERSOS AUTORES (LIMA, 2012)	16
TABELA 3: PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DOS MÉTODOS UTILIZADOS PARA CONTROLE DE RECALQUES (ADAPTADA DE MAGNAN, 1994).....	20
TABELA 4: DIMENSÕES DE GRANDEZAS PRIMÁRIAS	27
TABELA 5: DIMENSÕES DE GRANDEZAS DERIVADAS	28
TABELA 6: GRUPOS ADIMENSIONAIS MAIS COMUNS.....	28
TABELA 7: RELAÇÕES DE ESCALA EM MODELOS CENTRÍFUGOS (STEWART, 1992).....	33
TABELA 8: RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DA MISTURA COMPOSTA POR 60% DE METACULIM E 40% DE CAULIM	42
TABELA 9: RESULTADOS DO ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO	43
TABELA 10: VALORES DE C_v PARA O ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO	44
TABELA 11: PARÂMETROS OBTIDOS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	47
TABELA 12: PARÂMETROS CAM-CLAY	47
TABELA 13: PROPRIEDADES DA AREIA UTILIZADA NA CONSTRUÇÃO DAS COLUNAS	48
TABELA 14: PROPRIEDADES FÍSICAS DA AREIA UTILIZADA NA CONSTRUÇÃO DOS ATERROS (SANTIAGO, 2010)	49
TABELA 15: QUANTIDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS PARA FABRICAR O SOLO MOLE DOS DOIS MODELOS ..	55
TABELA 16: CARACTERÍSTICAS OBTIDAS APÓS CADA ETAPA DE ADENSAMENTO ANTES DA CONSTRUÇÃO DAS COLUNAS.....	59
TABELA 17: VALOR DAS CONSTANTES A E B.....	60
TABELA 18: CARACTERÍSTICAS DOS ATERROS.....	80
TABELA 19: VALORES DO FATOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES N PARA CADA ETAPA DO ATERRO	101
TABELA 20: VALORES DO FATOR DE REDUÇÃO DE RECALQUES B PARA CADA ETAPA DO ATERRO.....	102

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro
v_p	Velocidade de percolação
k_p	Coeficiente de permeabilidade
Δh	Perda de carga
d_e	Diâmetro equivalente da célula unitária
L	Comprimento da coluna
L	Espaçamento entre colunas
D	Diâmetro das colunas
$\Delta\sigma$	Acréscimo de tensão vertical média
$\Delta\sigma_c$	Acréscimo de tensões verticais atuantes na coluna
$\Delta\sigma_s$	Acréscimo de tensão vertical atuantes no solo mole
CS	Coeficiente de substituição
A_{col}	Área da coluna granular
A_{sol}	Área do solo ao redor da coluna
A	Área de influência da coluna
a_s	Coeficiente de substituição em porcentagem
n	Fator de concentração de tensões
$\Delta\sigma'_v(col)$	Acréscimo de tensões verticais atuantes na coluna
$\Delta\sigma'_v(sol)$	Acréscimo de tensão vertical atuantes no solo mole ao redor da coluna
γ_{at}	Peso específico do aterro
h_{at}	Altura do aterro

β	Fator de redução de recalques
Δh	Recalque do solo natural
Δh_s	Recalque do solo tratado
m_v	Coeficiente de compressibilidade do solo
DS	Recalque diferencial
δ_{vs}	Recalque medido no topo do solo mole
δ_{vc}	Recalque medido no topo da coluna
s'	Intervalo de meia diagonal entre as colunas
z_p	Profundidade no protótipo
z_m	Profundidade no modelo
σ_p	Tensão vertical total no protótipo
σ_m	Tensão vertical total no modelo
ρ	Densidade do solo
g	Aceleração da gravidade
T_v	Fator tempo
c_v	Coeficiente de adensamento
t_p	Tempo de adensamento no protótipo
t_m	Tempo de adensamento no modelo
$H_{d,p}$	Altura de drenagem no protótipo
$H_{d,m}$	Altura de drenagem no modelo
c_c	Índice de compressão
c_s	Índice de recompressão
Su	Resistência não drenada do solo

V	Força vertical medida durante a penetração do penetrômetro T-bar
N_b	Fator do penetrômetro T-bar
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma brasileira
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
S	Grau de saturação no solo
e	Índice de vazios do solo
G	Densidade real dos grãos
h	Umidade do solo
S	Grau de saturação no solo
γ_t	Peso específico total do solo
γ_w	Peso específico da água
γ_d	Peso específico seco do solo
OCR	Razão de pré adensamento (<i>Over Consolidation Ratio</i>)
rpm	Rotações por minuto

RESUMO

A utilização de colunas granulares como técnica de melhoramento de solos moles, que apresentam como característica mais importante a baixa capacidade de suporte de carga, tem se tornado cada vez mais a alternativa adotada para viabilizar obras nesse tipo de solo. Essa técnica permite que as colunas trabalhem como estacas, no que diz respeito à transferência de cargas, e como drenos verticais, resultando, entre outras vantagens, em um aumento na capacidade de suporte e na aceleração dos recalques. Esta pesquisa é composta de um programa experimental que tem como objetivo a modelagem física em centrífuga geotécnica de aterros sobre solos moles que tiveram suas características melhoradas pela instalação de uma malha de colunas de areia, permitindo que as variáveis que expressam o comportamento da estrutura e o fenômeno de transferência de cargas através do efeito de arqueamento do solo fossem analisadas. Para que fosse possível avaliar a eficácia do método de melhoramento empregado, foram ensaiados simultaneamente dois modelos: um com o aterro construído sobre colunas granulares, e outro com o aterro somente sobre o solo mole. Já para permitir a avaliação da transferência de cargas em função da altura do aterro, foram realizados três ensaios em que esse parâmetro foi variado. Os modelos foram instrumentados com transdutores de poropressão, LVDTs e células de tensão total, que forneceram os dados necessários para análise do comportamento dos mesmos, e foram ensaiados a 26,3g na centrífuga geotécnica da UENF. Os resultados comprovam a eficácia da utilização de colunas granulares como sistema de melhoramento de solos moles, e verificam como ocorre a transferência de carga para as colunas e para o solo mole em função da altura do aterro.

PALAVRAS-CHAVE: melhoramento de solos moles, colunas de brita, transferência de cargas, modelagem física.

ABSTRACT

The use of granular columns as an improvement technique for soft soils, which have as the most important characteristic the low load bearing capacity, has become an increasingly adopted alternative to make constructions over this type of soil feasible. This technique allows the columns to work as piles, regarding the transfer of loads, and as vertical drains, resulting, among other advantages, in an increase of the bearing capacity and in the acceleration of the settlements. This research is made up of an experimental program that aims the physical modeling in geotechnical centrifuge of embankments over soft soils that had their characteristics improved by the installation of a mesh of sand columns, allowing the variables that express the behavior of the structure and the load transfer phenomenon through the soil bending effect to be analyzed. In order to evaluate the effectiveness of the improvement method used, two models were simultaneously tested: one with the embankment built over granular columns and the other with the embankment only over the soft soil. For the purpose of allowing the load transfer evaluation according to the height of the embankment, three tests were carried out in which this parameter was varied. The models were instrumented with pore pressure transducers, LVDTs and total stress cells, which provided the necessary data for their behavior analysis, and were tested at 26.3g at UENF's geotechnical centrifuge. The results confirm the effectiveness of the use of granular columns as a soft soil improvement system, and verify how the load transfer to the columns and to the soft soil happens as a function of the height of the embankment.

KEYWORDS: improvement of soft soils, stone columns, load transfer, physical modeling.

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O crescimento populacional em todo o mundo é acompanhado pelo aumento da demanda de espaço para a construção de obras civis e industriais. Nos grandes centros, vão se tornando escassas as áreas com suficiente capacidade de suporte para receber fundações desses tipos de obras. Por isso, o emprego de técnicas de melhoramento de solos que possuem baixa resistência mecânica e alta compressibilidade muitas vezes torna-se viável diante do baixo custo de aquisição que a região requer, da importância da localização e da necessidade de grandes áreas de ocupação.

Grande parte das aplicações dos solos a reforçar refere-se a solos moles. Duas importantes características desses tipos de solos para fins de engenharia são sua alta compressibilidade e sua baixa resistência mecânica. Por apresentar baixa condutividade hidráulica, faz-se necessário um longo período de tempo de carregamento para que o adensamento ocorra, e grandes são as deformações geradas. Segundo Almeida e Marques (2010), muitas técnicas de projeto de aterros sobre solos moles são utilizadas para a minimização de recalques ou para manter a estabilidade do aterro, ou ainda para ambas as finalidades. Também podem ser utilizadas quando se faz necessário minimizar esforços horizontais, em estacas próximas, induzidos pelo carregamento do aterro.

Uma boa alternativa para tratamento de solos moles, segundo Neto e Bueno (2010), são as colunas granulares. A vantagem deste método é que, além de trabalhar como estaca transferindo as cargas do aterro a uma camada mais competente, as colunas igualmente trabalham como drenos verticais, reduzindo assim as distâncias de drenagem e acelerando os recalques.

Para melhor entendimento da interação solo-estrutura, deslocamentos e rupturas, é de grande importância o estudo do comportamento dessas estruturas, seja em conjunto ou isoladamente. É possível monitorar e acompanhar no campo a ocorrência desses eventos utilizando instrumentação de campo, que fornecem informações quantitativas sobre deslocamentos e indicações de ruptura, porém é um processo mais oneroso e não permite a realização de exumação do elemento para

obtenção de dados qualitativos sobre integridade da estrutura e precisão no diagnóstico da ocorrência (Manhães, 2015).

Para tal, uma ferramenta amplamente utilizada é a modelagem física em escala reduzida, especificamente a modelagem em centrífuga geotécnica, que possibilita a simulação de diversas situações de interesse da engenharia com uma grande economia de tempo e de recursos. Como ensaios centrífugos são mais versáteis e economicamente viáveis do que ensaios de campo em verdadeira grandeza (como aterros experimentais), eles permitem a repetibilidade de experimentos e melhor controle do que os ensaios de campo.

1.2 Objetivo

Este projeto visa a uma melhor compreensão do comportamento estrutural de um aterro sobre solo mole melhorado com colunas de brita, cuja complexidade não é totalmente contemplada nos métodos atuais de análise e dimensionamento, que se baseiam em modelos constitutivos, muitas vezes, simplificados.

Para melhor embasar esta concepção simplificada, é necessário compreender melhor as interações dos elementos que constituem a estrutura (solo de fundação, colunas de brita e solo de aterro). A modelagem física permite analisar as variáveis que expressam o comportamento da estrutura (deslocamentos, tensões verticais, poropressões), bem como os fenômenos de transferência de carga na mesma.

Para isso, estudos experimentais em laboratório que simulam fisicamente, em modelo reduzido, aterros sobre solos moles melhorados com colunas de brita foram realizados na centrífuga geotécnica da UENF. Foram preparados e ensaiados dois modelos em simultâneo: um com o aterro sobre colunas granulares, e outro com aterro somente sobre o solo mole, para permitir a comparação entre solos com a mesma proveniência e histórico de tensões instaladas. A altura do aterro foi variada para que fosse possível estudar a transferência de carga para as colunas granulares em função da altura do aterro.

Sendo assim, os principais objetivos dessa pesquisa consistem em:

- i. Identificar e quantificar o melhoramento que a utilização das colunas de brita, com a geometria em estudo, produz em um solo mole em

termos de recalques verticais e na aceleração do processo de adensamento;

- ii. Identificar e quantificar as transferências de carga que, por efeito de arco no corpo do aterro, são transmitidas para as colunas granulares.

1.3 Escopo do Trabalho

A dissertação foi dividida em 5 capítulos, que serão descritos à seguir.

O capítulo 1 é um capítulo introdutório, no qual são abordadas algumas considerações iniciais importantes acerca do tema estudado, bem como os objetivos do trabalho.

No capítulo 2 é feita uma breve revisão bibliográfica sobre o tipo de obra estudada, aterros sobre solos moles melhorados com colunas de brita, e todos os conceitos que a envolve, bem como sobre a ferramenta utilizada no trabalho, que é a modelagem física utilizando centrífuga geotécnica.

O capítulo 3 descreve os materiais e métodos utilizados no programa experimental, sendo mostrados os equipamentos e ferramentas utilizadas na montagem dos modelos físicos, a instrumentação utilizada para monitoração e obtenção de dados, caracterização dos materiais utilizados, execução da montagem dos modelos e a realização dos ensaios.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados, bem como a interpretação e a discussão sobre os mesmos.

Por fim, no capítulo 5, são apresentadas as conclusões sobre o trabalho e algumas sugestões para futuros ensaios.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solos Moles

2.1.1 Considerações Iniciais

Os solos moles constituem um grande desafio para a engenharia geotécnica no que diz respeito às construções, podendo-se citar como exemplos aterros, estradas rodoviárias e ferroviárias, pátios, entre outros. Algumas características relacionadas à esse tipo de solo dificultam a execução impactando a qualidade das construções durante sua vida útil, como a falta de suporte da fundação, trabalhabilidade, recalques excessivos e poropressões geradas. Devido a essas dificuldades, são utilizadas novas técnicas de abordagem do problema (Neto e Bueno, 2010).

Os solos moles são compostos por sedimentos argilosos com valores de SPT ≤ 4 , ou seja, argilas moles, argilas arenosas moles ou siltes argilosos de deposição recente. De acordo com Almeida e Marques (2010), estes tipos de solo têm origem fluvial ou marinha e estão presentes em todo o mundo, com maior ocorrência no Brasil e outros países com costas litorâneas extensas. Como exemplos pode-se citar a região da Barra da Tijuca, no Rio de Janeiro, a região da Baixada Santista, localizada no litoral de São Paulo (Almeida e Marques, 2010), Porto Alegre (Soares, 1997) e Recife (Dominoni, 2011).

2.1.2 Adensamento

O estudo da resistência dos materiais nos ensina que, sob a ação de uma carga aplicada, os diversos materiais se deformam. Este estudo fornece ainda as características das correlações entre as cargas e as respectivas deformações para os diversos materiais. Porém, nos solos, o problema de deformações sob ação das cargas é muito mais complexo:

- São comparativamente maiores que as dos materiais de construção;
- Não são instantâneas, ocorrem durante um período de tempo;
- Não são uniformes, e podem levar o solo à ruptura e/ou prejudicar as estruturas assentes sobre ele (deformações diferenciais).

Para estimativa da ordem de grandeza das deformações, o engenheiro precisa, após o reconhecimento do subsolo, conhecer:

- O estudo da distribuição de tensões no solo;
- O estudo das propriedades do solo, através de ensaios de laboratório.

Sendo o solo lateralmente confinado, a variação de volume se dá pela mudança de altura (recalque) da camada compressível sob a ação de esforços devido, única e exclusivamente, à expulsão da água e do ar dos vazios.

Quando uma massa de solo saturado é sujeito a um acréscimo de carga, a carga é inicialmente suportada pela água dos vazios, já que esta é incompressível quando comparada com a estrutura do solo. Como a água se escoa através dos vazios do solo, esta carga vai sendo transmitida para a estrutura do solo. Esta transferência é acompanhada pela mudança de volume do solo igual ao volume da água escoada. Este processo é conhecido como adensamento do solo.

Para uma melhor compreensão do processo de adensamento, em 1943, Terzaghi propôs um modelo analógico para explicar as deformações diferidas no tempo dos solos moles carregados em condições confinadas, que consistia num reservatório cilíndrico de paredes rígidas, com um êmbolo em forma de disco ligado à base por uma mola, no qual existe um orifício estreito (Fernandes, 2006).

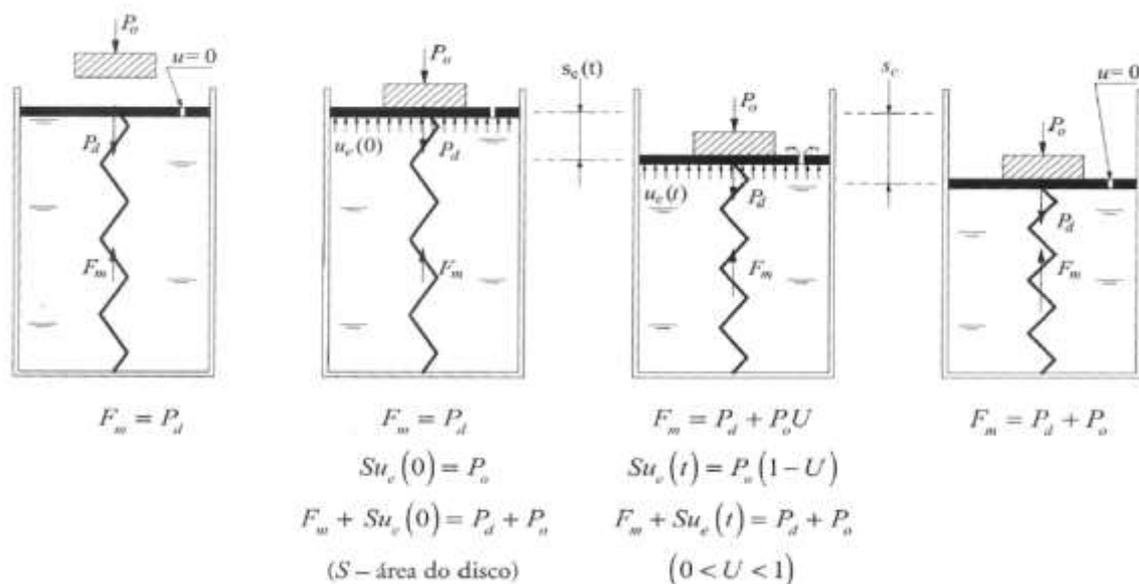


Figura 1: Analogia mecânica de Terzaghi

O elemento de solo saturado é representado pela Figura 1 (a), onde a mola representa a estrutura do solo e o fluido, a água dos vazios do solo. Se um peso é

colocado sobre a água e a mola com o orifício fechado (b), o peso é quase totalmente suportado pela água, uma vez que ela é incompressível em comparação com a mola. Se o orifício é aberto e a água é deixada escapar (c), a carga vai transferindo-se paulatinamente para a mola. O tempo necessário para a transferência de carga da água para a mola depende da rapidez com que a água possa escapar através do orifício.

O valor dessa variação de volume, associado ao processo de adensamento, é diretamente proporcional à compressibilidade do solo que, neste caso, é influenciada pela permeabilidade do meio. Isto porque a permeabilidade é uma medida da velocidade com que a água escapa dos vazios do solo. Por apresentar baixa permeabilidade, o adensamento em argilas deve ser cuidadosamente considerado. Para tal são feitos ensaios de adensamento em laboratório.

2.1.3 Métodos para Modificação e Melhoria

Muitos métodos para a modificação e melhoria de solos estão disponíveis em todo o mundo, incluindo a desidratação, a compactação, o pré-carregamento com a utilização ou não de drenos verticais, aplicação de vácuo, cimentação e reforço de solos. Muitas destas técnicas, como a remoção de água, a compactação, o pré-carregamento, e a cimentação, têm sido utilizadas durante muitos anos. Segundo Raman (2006), estes métodos tornaram-se alternativas práticas e econômicas para muitas aplicações de melhoria do solo. Das muitas técnicas de melhoramento disponíveis, as colunas de brita têm ganhado popularidade.

As colunas de brita são amplamente utilizadas quando há restrição de prazo, e podem ser utilizadas concomitantes com o uso de técnicas de aterro reforçado, de construção em etapas e de sobrecarga temporária, por exemplo.

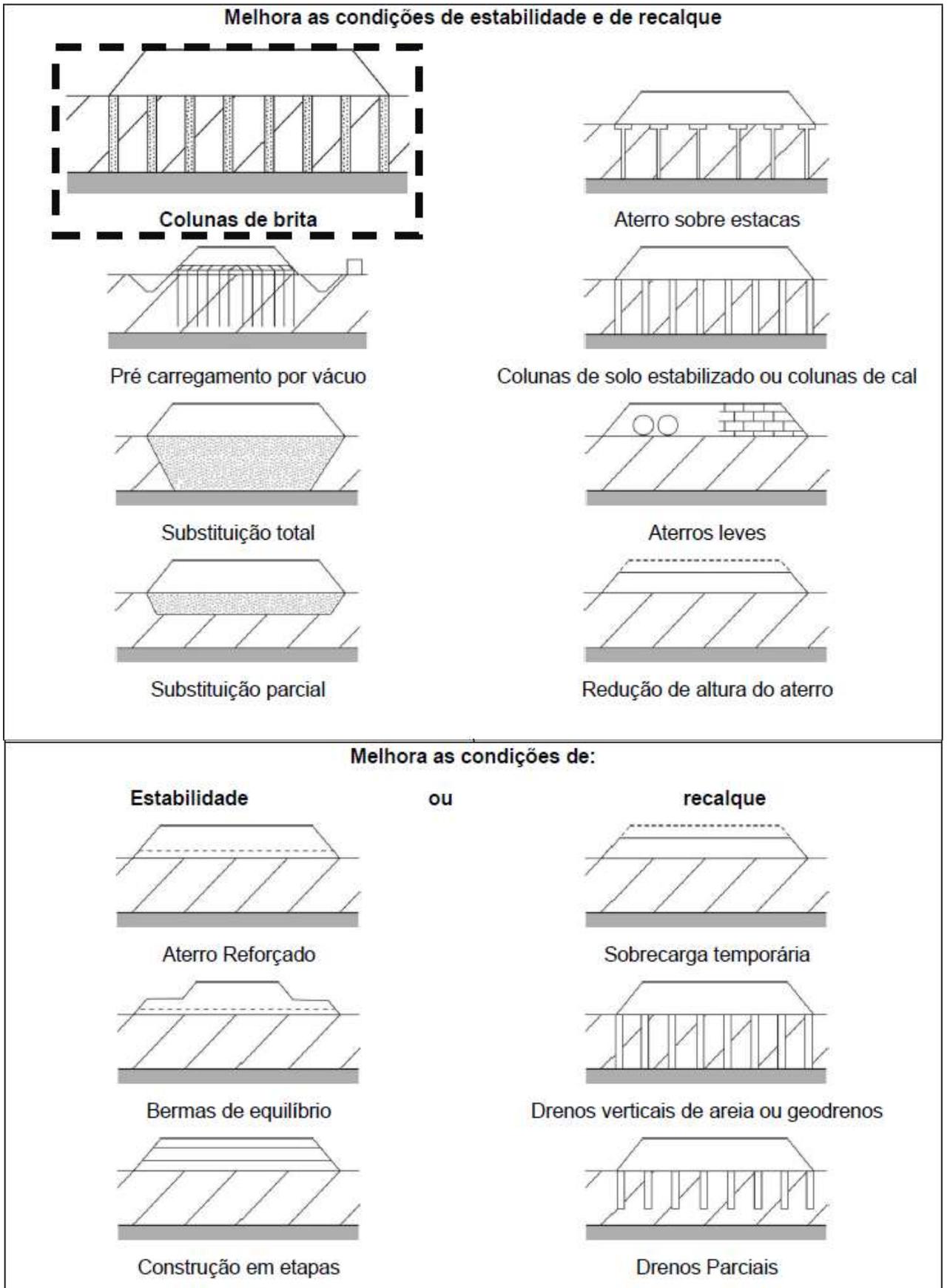


Figura 2: Diferentes técnicas de melhoramento de solos moles
(adaptada de Almeida e Marques, 2010)

2.2 Colunas de Brita

2.2.1 Considerações Gerais

Um método utilizado para melhoramento de solos moles é a execução de colunas granulares compactadas de areia ou brita na camada de argila, cujo conceito principal envolve a substituição de 10 a 50%, em área, do solo compressível por um material granular como brita ou areia, em forma de colunas. A inclusão de um material granular além de tornar o conjunto colunas/solo mole mais rígido, também acelera o processo de adensamento (Lima, 2012) devido à diminuição da distância de drenagem, resultando em um aumento da capacidade de carga e redução da compressibilidade (Mitchell e Huber, 1985).

Essa técnica foi empregada pela primeira vez na Europa, na década de 1830 (Hu, 1995) e tem sido usada extensivamente desde o final dos anos 1950. A prática foi adotada nos Estados Unidos desde o início da década de 1970. Foi comprovado (Priebe, 1995) que essa técnica, em geral, aumenta a capacidade de suporte entre 150 e 300% e reduz os recalques em um intervalo de 30 a 80%.

A solução geotécnica de colunas de brita, sem o uso de encamisamento, tem se apresentado versátil e economicamente vantajosa, e é uma técnica cada vez mais em uso no Brasil, e com diversas possibilidades futuras de uso. No presente trabalho, foram utilizadas colunas de brita sem encamisamento.

Segundo Fattah *et al.* (2011), a técnica de tratamento do solo utilizando colunas de britas tem sido bem sucedida nos seguintes seguimentos:

- Melhorar as condições de estabilidade de taludes, aterros e taludes naturais;
- Aumentar a capacidade de suporte;
- Reduzir os recalques total e diferencial;
- Reduzir o potencial de liquefação em areias; e
- Aumentar a velocidade do recalque.

Colunas de brita são essencialmente um sistema de melhoramento de solos. O solo circundante confina lateralmente a brita, permitindo que a coluna desenvolva uma capacidade portante superior à do solo que a envolve (Figura 3). A coluna interage com o solo e com ele recebe uma parcela apreciável da carga que está

sendo aplicada. Devido a sua capacidade de se adaptar às cargas aplicadas, ocorre uma redistribuição dos esforços nas zonas sujeitas a grandes concentrações de tensões. A consequência imediata destes fatos é, obviamente, uma melhor resposta do conjunto solo-coluna em termos de aumento de resistência (capacidade de carga) e redução de deformações (recalques) (Domingues, 2006).

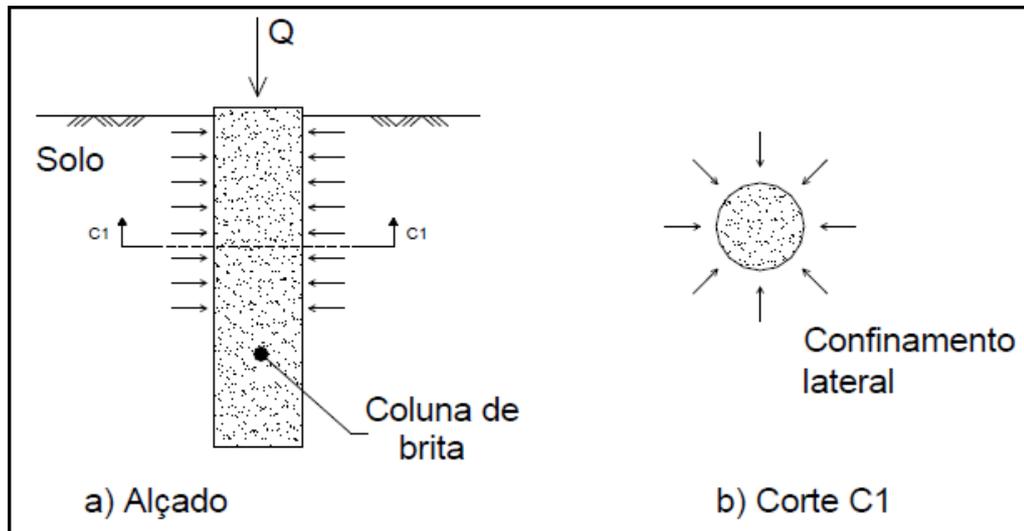


Figura 3: Esquema simplificado de uma coluna de brita (Domingues, 2006)

Quando a um solo mole é aplicado, por exemplo, um carregamento superficial, a tendência para redução do seu volume com a conseqüente expulsão de água é um processo lento, e depende, entre outros fatores, do caminho que a água terá que percorrer até ser expulsa.

A introdução de um elemento linear com elevada permeabilidade em um solo com estas características, irá funcionar como um dreno que recolhe radialmente a água que será expulsa. Ou seja, além do adensamento com fluxo vertical (com uma ou duas fronteiras drenantes), existente em uma situação sem a presença de coluna de brita, passa-se a ter também fluxo radial no sentido da coluna.

Este efeito de fluxo duplo, juntamente com o fato de normalmente não haver apenas uma coluna de brita, mas sim uma malha, faz com que haja uma aceleração do adensamento e apreciável redução do tempo necessário para se processar grande parte das deformações

Segundo a Lei de Darcy, a velocidade do adensamento depende de dois fatores: permeabilidade do solo e gradiente hidráulico (Ortigão, 2007). Quanto menor

a permeabilidade do solo e maior o caminho que a água percorre para ser expulsa, mais lento será o adensamento.

$$v_p = k_p \cdot \frac{\Delta h}{\frac{L}{2}} \quad (2.1)$$

Onde:

$$\left\{ \begin{array}{l} v_p = \text{velocidade de percolação;} \\ k_p = \text{coeficiente de permeabilidade;} \\ \frac{\Delta h}{L/2} = \text{gradiente hidráulico, onde } \Delta h \text{ é a perda de carga e } \frac{L}{2} \text{ é a distância que a} \\ \text{água percorre para ser expulsa do solo.} \end{array} \right.$$

A drenagem que gera a aceleração dos recalques proporcionada pela construção de drenos verticais, se deve ao fato do gradiente hidráulico se tornar muito maior quando esse método de melhoramento de solo é empregado. Isso acontece porque o valor de $\frac{L}{2}$ é da ordem de metros quando não há drenos verticais e a camada abaixo do solo mole é drenante, e da ordem de centímetros quando esse tipo de técnica é empregado.

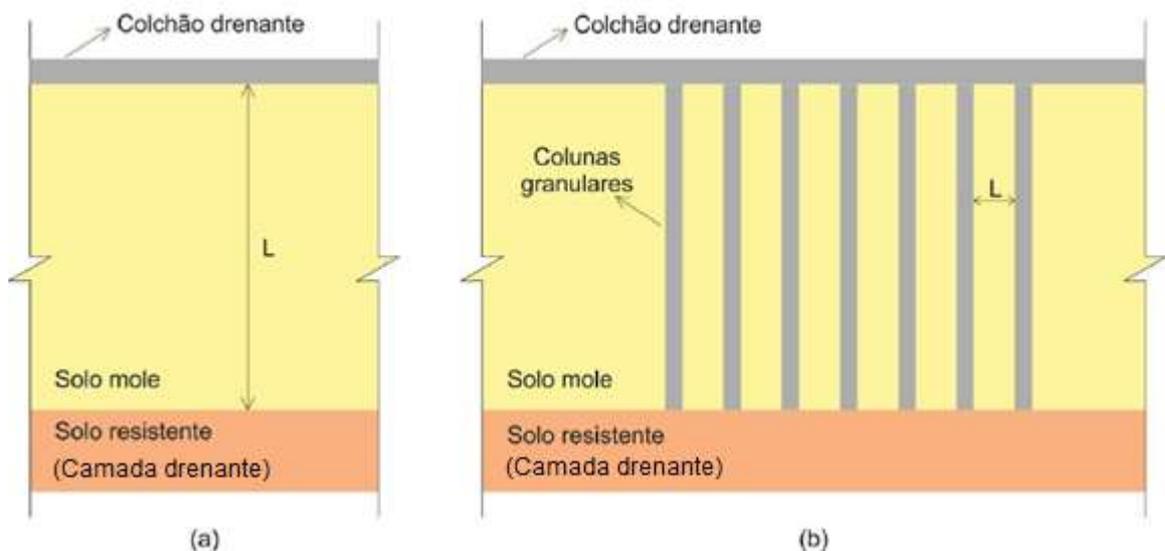


Figura 4: Perfil de solo mole com e sem reforço: (a) Perfil ilustrativo do solo mole sem beneficiamento (b); Perfil ilustrativo do solo mole com presença de melhoramento com colunas de brita (adaptada de Manhães, 2015)

Além da contribuição para a aceleração dos recalques, a malha de colunas granulares também tem a função de reduzir a magnitude desses recalques. As colunas podem ser flutuantes ou não, ou seja, podem ou não ter suas bases em solos moles. Para casos de argilas moles e muito moles, é recomendado que as colunas não sejam flutuantes, pelo contrário, que fiquem assentes em solo competente. Quando apoiadas em um solo com resistência mais elevada, as colunas tornam-se em condições de absorver grande parte da carga que é transmitida pelo aterro ao solo mole. A instalação das colunas também aumenta a resistência ao cisalhamento do conjunto solo-coluna, possibilitando assim o aumento do fator de segurança para análises de estabilidade (Almeida & Marques, 2010).

Além das vantagens já citadas, um aspecto positivo da técnica de melhoria de solos com uso de colunas de brita é a facilidade construtiva que apresenta, garantindo produtividade e redução de custos a obras construídas sobre solos moles.

Em uma etapa inicial de pesquisa e projeto deve ser adotado o conceito de célula unitária para o uso de colunas de brita em solos compressíveis. A seguir serão apresentados conceitos que são de grande importância para o entendimento dos mecanismos de transferência de carga e processo de adensamento dos solos, quando a solução geotécnica aqui apresentada é utilizada.

2.2.2 Conceito de Célula Unitária

A maioria dos métodos de projeto de colunas granulares baseia-se no conceito de célula unitária. Esse conceito pode ser definido como sendo a menor unidade que se repete, composta pela coluna e pela argila presente no seu entorno. Seguindo esse princípio, considera-se que a célula unitária é independente e não sofre influência das regiões vizinhas, considerando-se então as deformações radiais na área externa da célula unitária como nulas.

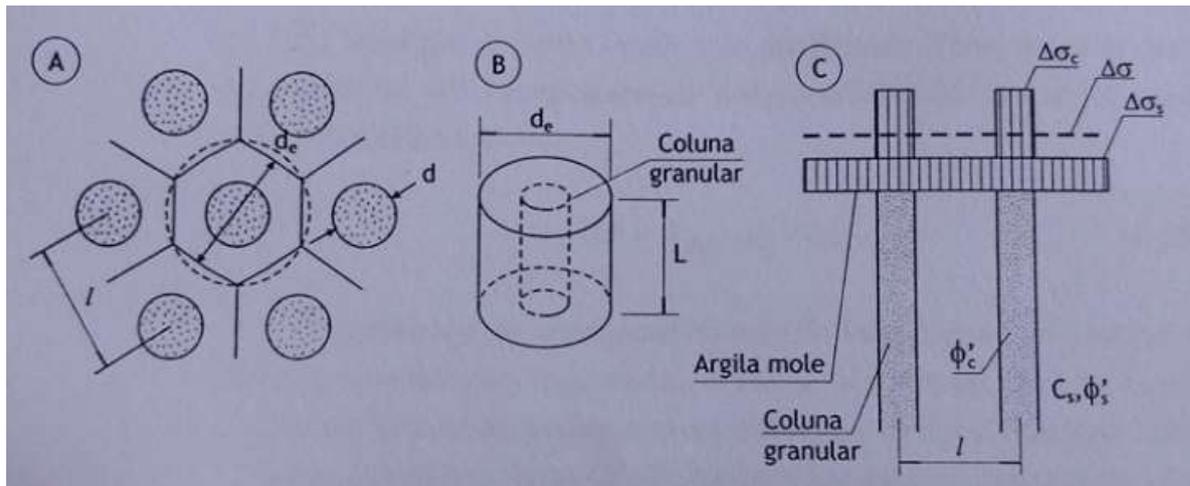


Figura 5: Esquema de célula unitária: (a) Vista superior; (b) Célula Unitária; (c) Distribuição de tensões (Almeida e Marques, 2010)

Onde:

- d_e = diâmetro equivalente da célula unitária
- L = comprimento da coluna
- l = espaçamento entre colunas
- D = diâmetro das colunas
- $\Delta\sigma$ = acréscimo de tensão vertical média
- $\Delta\sigma_c$ = acréscimo de tensões verticais atuantes na coluna
- $\Delta\sigma_s$ = acréscimo de tensão vertical atuantes no solo mole

Ambily e Gandhi (2007) diz que o conceito de célula unitária é aplicável apenas para colunas centrais de um grupo de colunas submetidas ao mesmo carregamento. Isso explica a ocorrência de diferentes tipos de rupturas somente em algumas colunas granulares, enquanto outras não chegam à ruptura, mesmo que façam parte de um mesmo grupo de colunas granulares submetidas à mesma sobrecarga.

Ainda segundo o mesmo autor, é possível executar estudos sobre o padrão de comportamento da coluna de brita a partir do estudo de uma célula unitária, limitando-se, portanto, à condição de aplicação desse conceito apenas para colunas centrais.

2.2.3 Coeficiente de Substituição

O coeficiente de substituição (CS), também denominado como a_s ou taxa de substituição quando escrito em porcentagem, é a razão entre a área da coluna granular e a área de influência da coluna (Tabela 1 e Figura 6), de acordo com a Equação (2.2):

$$CS = \frac{A_{col}}{A} = \frac{A_{col}}{A_{col} + A_{sol}} = a_s (\%) \quad (2.2)$$

Onde:

- A_{col} = área da coluna granular;
- A_{sol} = área do solo ao redor da coluna;
- A = área de influência da coluna;
- a_s = coeficiente de substituição em porcentagem.

Tabela 1: Diâmetros e áreas de influência para diferentes tipos de malha (Balaam e Poulos, 1983)

	Malha Triangular	Malha Quadrada	Malha Hexagonal
Diâmetro de influência (d_e)	1,05s	1,13s	1,29s
Área de Influência	$\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot s^2$	s^2	$\frac{3\sqrt{3}}{4} \cdot s^2$

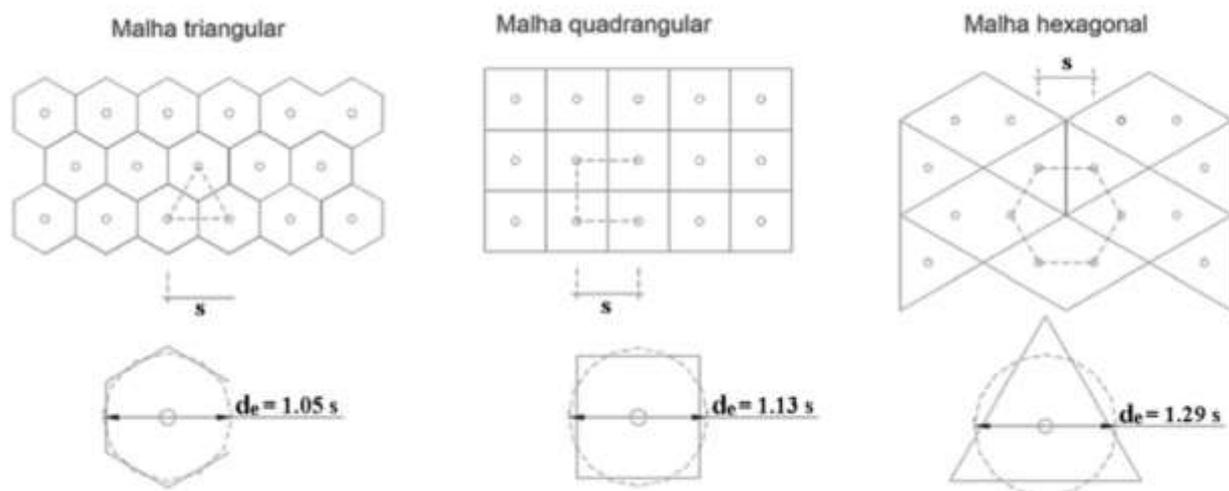


Figura 6: Diâmetro de influência para diferentes tipos de malha (Lima, 2012)

2.2.4 Concentração de Tensões

Segundo Almeida e Marques (2010), quando o conjunto solo-colunas é carregado, ocorre uma concentração de tensões nas colunas devido à elevada razão entre a rigidez da coluna e do solo mole circundante, gerando uma diminuição dos recalques globais da obra. O fator de concentração de tensões (n) representa a capacidade de concentração de tensões efetivas nas colunas de brita devido ao efeito de arqueamento, e é expresso pela Equação (2.3):

$$n = \frac{\Delta\sigma'_v(col)}{\Delta\sigma'_v(sol)} \quad (2.3)$$

Onde:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma'_v(col) = \text{acrésimo de tensões verticais atuantes na coluna} \\ \Delta\sigma'_v(sol) = \text{acrésimo de tensões verticais atuantes no solo mole ao redor da} \\ \text{coluna} \end{array} \right.$$

Um modelo de distribuição de tensões foi apresentado na Figura 5 (c), e outro será apresentado na Figura 7. Os valores de n recomendados pela literatura para colunas de brita estão entre 2 e 5 (Barksdale e Bachus, 1983; Kitazume, 2005).

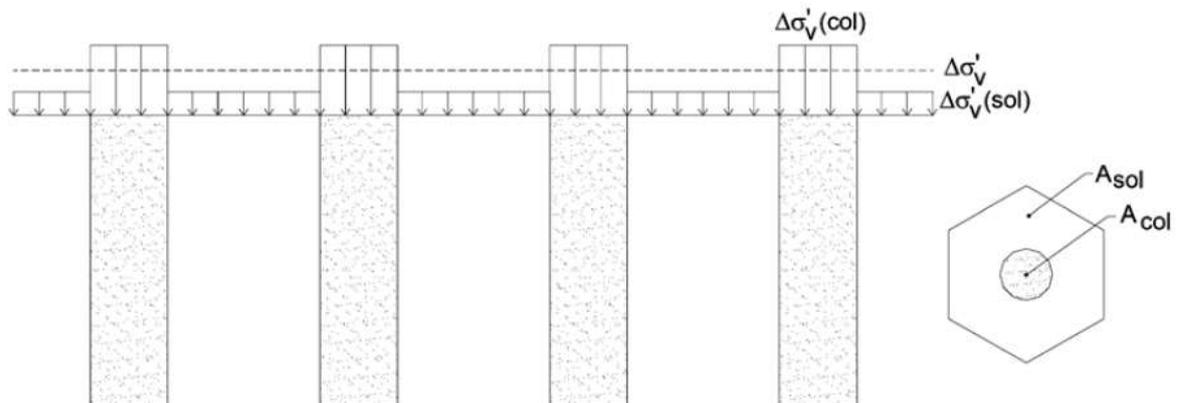


Figura 7: Modelo de distribuição de tensões (Lima, 2012)

O acréscimo de tensão vertical média $\Delta\sigma'_v$ é considerado igual ao peso específico do aterro γ_{at} vezes a altura do aterro h_{at} . Fazendo-se o equilíbrio das forças verticais existentes dentro da célula unitária, tem-se:

$$\Delta\sigma'_v \cdot A = \Delta\sigma'_v(col) \cdot A_{col} + \Delta\sigma'_v(sol) \cdot A_{sol} \quad (2.4)$$

Como $A_{col} = CS.A$ (2.5) e $A_{sol} = A - A_{col}$ (2.6), dividindo ambos os lados da Equação (2.4) por A obtemos:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'_v(col).CS + \Delta\sigma'_v(sol).(1 - CS) \quad (2.7)$$

Fazendo as substituições necessárias e explicitando cada termo, tem-se:

$$\Delta\sigma'_v(sol) = \frac{\Delta\sigma}{[1+(n-1)a_{col}]} \quad (2.8)$$

$$\Delta\sigma'_v(col) = \frac{n.\Delta\sigma}{[1+(n-1)a_{col}]} \quad (2.9)$$

A Tabela 2 apresenta valores de n ao final do processo de adensamento apresentados por diversos autores, utilizando diferentes tipos de análises. Observa-se que a gama de variação do valor de n é muito ampla, com diferenças de até 120 vezes. Não há um consenso sobre a variação ao longo da profundidade, tempo ou com diferentes carregamentos. Entretanto, como já citado, a maioria dos autores recomenda valores entre 2 e 5.

Tabela 2: Valores de n para colunas de brita segundo diversos autores (Lima, 2012)

Referência	Valores ao Final do Adensamento	Tipo de Análise	Observação
Aboshi <i>et al.</i> (1979)	3,6 a 6,0	Testes de Laboratório e Medições em Campo	Medições em campo com $FC = 4$ em diferentes profundidades
FHWA (1983)	1,5 a 8,5	Testes de Laboratório e Medições em Campo	Em certos casos aumentando ao longo do processo de adensamento
Mitchell e Huber (1985)	2,0 a 6,0	Medições em Campo	3,0 a 4,0 valores típicos
Castro (2008)	2,5 a 7,8 (média 4,0)	Medições em Campo	Redução ao longo do processo de adensamento, com valor máximo de 10,0
Han (2010)	2,0 a 5,0	Medições em Campo	Recomenda razões dos módulos de elasticidade da coluna/solo até 20
Murugesan e Rajagopal (2010)	3,6	Ensaio de Laboratório	Redução ao longo do processo de adensamento
Almeida <i>et al.</i> (2012)	2,5 a 2,8	Medições em Campo	Depósito em Itaguaí – RJ
Shahu <i>et al.</i> (2000)	10 e 120	Analítica – E^*	Modelo elástico para as colunas de brita, e adensamento para a argila
Han e Ye (2001)	5,0	Analítica	Modelo Elástico. Aumentando ao longo do processo de adensamento
Castro e Sagaseta (2009)	5,0	Analítica	Aumentando ao longo do processo de adensamento até a plastificação da coluna
FHWA (1983)	1,0 a 10	Análise Numérica E^*	Modelos Elásticos – Superestimativa para altas razões dos módulos de elasticidade da coluna/solo
Mitchell e Huber (1985)	2,0 a 3,0	Análise Numérica EP^*	Sem variação ao longo da profundidade
Domingues (2005)	3,5 a 6,5	Análise Numérica EP^*	Variação ao longo da Profundidade e Redução ao longo do processo de adensamento
Weber (2008)	2,5 a 9,0	Análise Numérica EP^*	Variação com o carregamento e ao longo da profundidade
Choobbasti <i>et al.</i> (2011)	4,4 a 5,2	Análise Numérica EP^*	Variação com o espaçamento das colunas
Six <i>et al.</i> (2012)	2,7 a 4,0 – EP^* 13 – E^*	Análise Numérica E e EP^*	Aumentando ao longo da profundidade e constante com o carregamento

* E = Modelo Elástico; EP = Modelo Elástico Perfeitamente Plástico

2.2.5 Fator de Redução de Recalques

Um dos principais resultados que se pretende obter com a utilização de colunas de brita em solos moles é a redução da magnitude dos recalques que são esperados. Para determinação da melhoria da capacidade de carga do solo em função da redução dos recalques, é calculado um fator chamado de fator de redução

de recalques (ou fator de melhoramento), designado pela letra β , e definido pela razão entre o recalque do solo natural Δh e o recalque do solo tratado Δh_s :

$$\beta = \frac{\Delta h}{\Delta h_s} \quad (2.10)$$

Segundo Almeida e Marques (2010), o recalque do solo mole não melhorado (sem colunas de brita) pode ser expresso pelo coeficiente de compressibilidade (ou de variação volumétrica) do solo m_v :

$$\Delta h = h_s \cdot m_v \cdot \Delta \sigma \quad (2.11)$$

Sendo: $m_v = \frac{1}{E_{oed}}$ (2.12). Admitindo-se que o recalque do conjunto solo-coluna decorra exclusivamente do recalque do solo mole, pode ser expresso por:

$$\Delta h_s = h_s \cdot m_v \cdot \Delta \sigma'_v(sol) \quad (2.13)$$

Realizando as substituições e operações matemáticas necessárias, chega-se à:

$$\beta = 1 + (n - 1) \cdot CS \quad (2.14)$$

Ou seja, a questão fundamental é a determinação de n em função da geometria do problema e dos parâmetros do solo mole e da coluna.

2.2.6 Métodos Construtivos de Colunas de Brita

Diversas técnicas conhecidas para a construção de colunas de brita estão presentes na literatura. Entre elas, as mais utilizadas são vibrossubstituição e compactação por lançamento ou apiloamento. Das técnicas conhecidas, a que mais se aproxima da utilizada no presente trabalho para construção das colunas nos modelos é a de compactação por lançamento ou apiloamento.

Tal técnica consiste na utilização de um tubo para a execução do furo aonde se construirá a coluna, podendo ser de ponta fechada ou aberta. No furo cravado com o tubo de ponta fechada o material é deslocado à medida que o furo é feito, e no furo com o auxílio do tubo de ponta aberta, faz-se necessário a retirada do material argiloso que fica dentro do tubo devido à cravação. Após a construção do furo, o material granular é lançado dentro do tubo ainda inserido no solo e à medida que o tubo vai sendo retirado, o material pode ser ou não compactado com o auxílio

de um pilão. Esse tipo de construção pode sofrer variações devido às diversas tecnologias que foram desenvolvidas para esse fim. Como exemplo, podemos citar o uso do tubo de ponta fechada por abas articuladas ou por tampão de “bucha” de brita, sendo o procedimento inicial semelhante à construção das estacas tipo Franki. O procedimento construtivo utilizando bucha de brita está ilustrado na Figura 8.

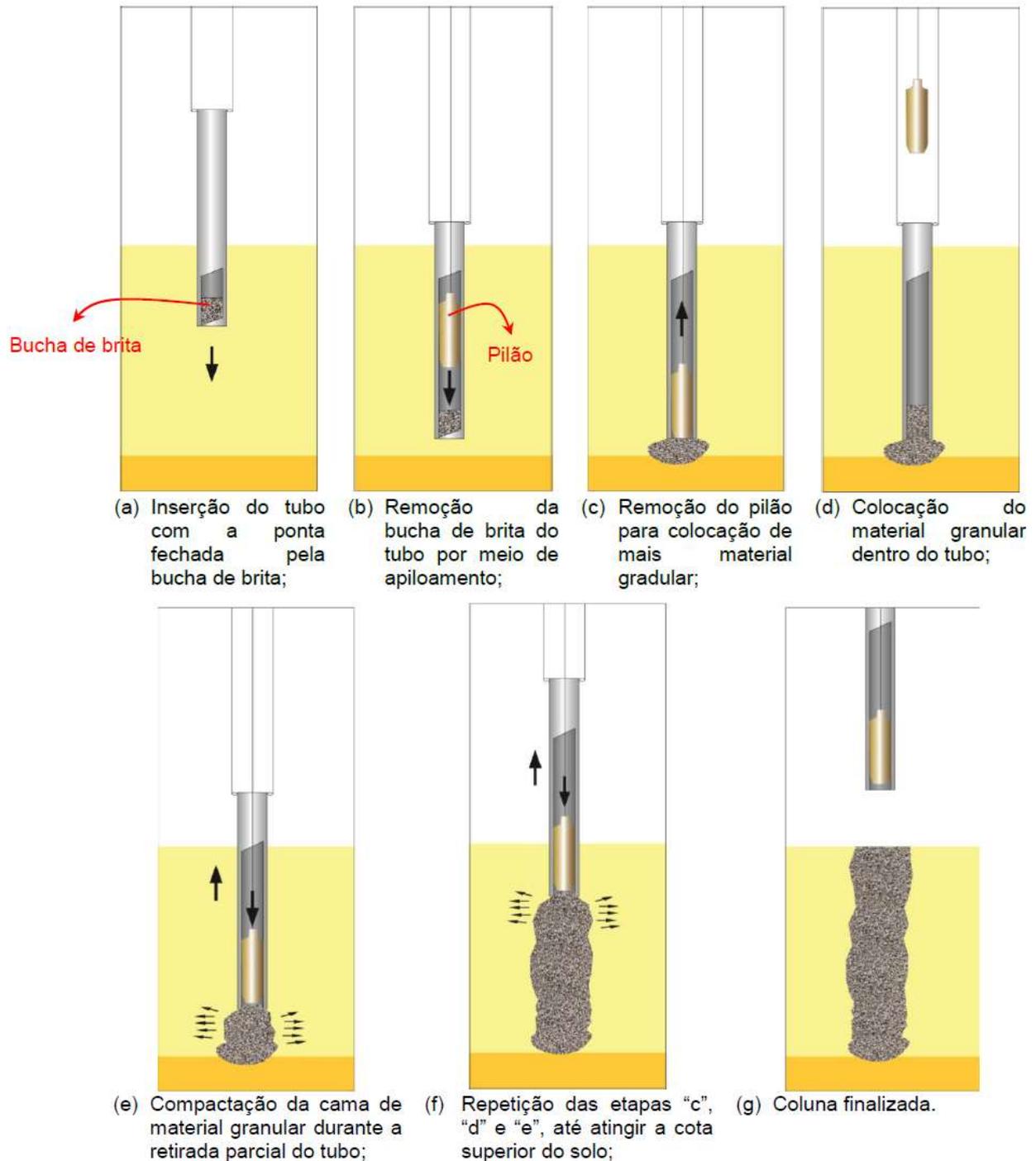


Figura 8: Procedimento construtivo de coluna de brita compactada por apiloamento, com o auxílio de bucha de brita como vedação do tubo perante a perfuração

Neste trabalho, para desempenhar o papel da bucha de brita, foi utilizada uma ponteira porosa para fechar a ponta do tubo, como será explicado no Capítulo 3.

2.3 Aterros Sobre Solos Moles

2.3.1 Considerações Gerais

Aterros sobre solos moles são construídos com vários objetivos, citando-se, por exemplo, aterros rodoviários, ferroviários e de barragens de terra, entre outros. Segundo Almeida e Marques (2010), ao planejar a construção de um aterro sobre solo mole, são várias as alternativas. A primeira delas consiste em evitar o problema, removendo a camada mole, alternativa esta utilizada quando a camada é de espessura relativamente pequena, em geral até cerca de 4m. Não sendo esta alternativa viável, constrói-se o aterro sobre a camada mole. Esta construção pode-se dar em uma única etapa, caso o fator de segurança quanto à ruptura seja aceitável, ou em várias etapas, caso seja desejável permitir o contínuo ganho de resistência da camada de solo mole durante cada etapa.

Técnicas utilizadas para aceleração ou diminuição de recalques de aterros sobre solos moles são apresentadas na Tabela 3. Dentre estas técnicas, uma das mais utilizadas é a de drenos verticais na camada de solo mole visando acelerar os recalques, o que pode ser feito utilizando colunas de brita, como citado anteriormente.

Tabela 3: Principais características dos métodos utilizados para controle de recalques
(adaptada de Magnan, 1994)

Método	Dados necessários	Desvantagens	Confiabilidade	Comentários
Pré-carregamento	compressibilidade, permeabilidade	tempo necessário	baixa, se recalques desejados são pequenos	lento e barato
Pré-carregamento com drenos verticais	compressibilidade, permeabilidade horizontal e vertical	menor tempo necessário que pré-carregamento simples	mais confiável	rápido e relativamente caro
Substituição da argila	espessura da camada	local para disposição do solo extraído	boa em casos de total substituição	rápido e caro
Colunas granulares	resistência do solo e módulos	equipamento, testes de campo preliminares	boa após análise dos testes de campo	rápido e caro
Lajes estaqueadas	resistência do solo	---	boa	muito caro
Eletro-osmose	propriedades físico-químicas, compressibilidade, permeabilidade	destruição de eletrodos, eletricidade necessária	incerta	muito caro
Aterro com materiais leves	compressibilidade, permeabilidade	proteção do material leve	baixa, se recalques desejados são pequenos	caro
Aterros estaqueados	resistência do solo e módulos	---	boa	rápido e caro
Colunas de argamassa injetada	resistência do solo e módulos	---	boa	rápido e caro

As tradicionais medições realizadas em obras de aterros sobre solos moles são três (Almeida, 1996):

- Deslocamentos verticais, na interface aterro-fundação e em profundidade na camada de solo mole;
- Deslocamentos horizontais, principalmente na camada de solo mole na região subjacente ao talude do aterro;
- Porpressões em diferentes pontos da camada de argila mole.

Para realização de medições de deslocamentos verticais em obras no campo, podem ser utilizadas placas de recalque, extensômetros, perfilômetros, entre outros. As placas de recalque compõem-se de placas metálicas (pode-se utilizar também outros materiais, desde que apresentem rigidez adequada) quadradas solidarizadas a hastes que possuem roscas nas pontas, de forma a permitir seu prolongamento com o alteamento do aterro. Para o monitoramento das placas é fundamental que haja uma referência indeslocável nas proximidades do aterro.

Enquanto as placas de recalque medem a totalidade dos recalques que ocorrem sob o aterro, os extensômetros fornecem medidas de recalques em profundidade associados a subcamadas com características geotécnicas distintas. Os extensômetros são instalados dentro da camada de solo mole, e permitem o cálculo da deformação específica vertical das camadas, que é calculada a partir da diferença entre os deslocamentos medidos pelos instrumentos quando instalados nas fronteiras das camadas.

O perfilômetro permite a obtenção de um perfil de recalques contínuo ao longo de uma horizontal, sendo esta a principal vantagem em comparação com a placa de recalques, que fornece recalques pontuais (Palmeira e Ortigão, 1981; Borba, 2007).

Em relação aos deslocamentos horizontais, o inclinômetro é um instrumento utilizado para medir os deslocamentos horizontais ao longo de uma vertical, por meio da medida do desvio do tubo com relação à vertical. O tubo inclinométrico, instalado no solo até uma camada indeslocável, contém ranhuras ao longo de seu comprimento e pode ser metálico ou de PVC. Uma sonda com rodas retráteis é introduzida nesse tubo, e as rodas garantem o alinhamento ao longo da sua passagem no interior do tubo. As leituras devem ser realizadas na direção perpendicular.

Para realização de medidas de poropressão são utilizados piezômetros dos mais diversos tipos. O mais utilizado em aterros sobre solos moles é o de Casagrande (de ponta aberta). Na ponta do piezômetro (profundidade de instalação), há um filtro composto de um tubo PVC perfurado envolto em geotêxtil para minimizar a colmatação. Os piezômetros elétricos e os de corda vibrante, embora mais onerosos, apresentam menor tempo de resposta do que o de

Casagrande, visto que, neste último, é necessário que o tubo piezométrico se preencha de água para se obter a leitura. Além disso, permitem as medidas de poropressões negativas que ocorrem no pré-carregamento por vácuo. Por outro lado, é possível realizar ensaio de permeabilidade *in situ* no piezômetro Casagrande, o que não ocorre com o elétrico (Almeida e Marques, 2010).

2.3.2 Interpretação dos Resultados de Monitoramento

Obtidos os dados da evolução dos recalques e da variação da poropressão com o tempo, é possível estimar alguns parâmetros de campo, como coeficiente de adensamento e recalques a tempo infinito, por exemplo. Também é possível obter os valores de alerta para os quais aterros devem ser alteados ou até mesmo removidos.

Dentre todos os métodos que estão disponíveis na literatura para a interpretação da curva tempo x recalque, o de Asaoka (1978) é tido como o que combina versatilidade e simplicidade. A partir dele são obtidos o coeficiente de adensamento vertical e a previsão dos recalques finais. Os dados de dissipação de poropressão podem ser interpretados utilizando a técnica proposta por Orleach (1983).

É possível determinar também o recalque diferencial (DS) entre o topo da coluna e o solo, que é normalizado pela Equação 2.15 proposta para aterros estaqueados (McGuire *et al.*, 2011):

$$DS = \frac{\delta_{vs} - \delta_{vc}}{s'} \quad (2.15)$$

Onde:

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{vs} = \text{recalque medido no topo do solo mole;} \\ \delta_{vc} = \text{recalque medido no topo da coluna;} \\ s' = \text{intervalo de meia diagonal entre as colunas.} \end{array} \right.$$

Estudos numéricos realizados por Almeida *et al.* (2013) mostram que o recalque diferencial aumenta com a altura do aterro.

2.3.3 Efeito de Arqueamento

Sendo a rigidez da coluna maior que a do solo mole, geralmente a parcela do aterro diretamente acima do solo mole entre colunas se desloca para baixo. Este movimento é parcialmente impedido pela tensão de cisalhamento da parcela do aterro que está disposta diretamente sobre as colunas. A tensão de cisalhamento aumenta a tensão que atua sobre a coluna, e reduz a tensão sobre o solo mole. Este mecanismo de transferência de carga é denominado de “efeito de arqueamento do solo” (Terzaghi, 1943).

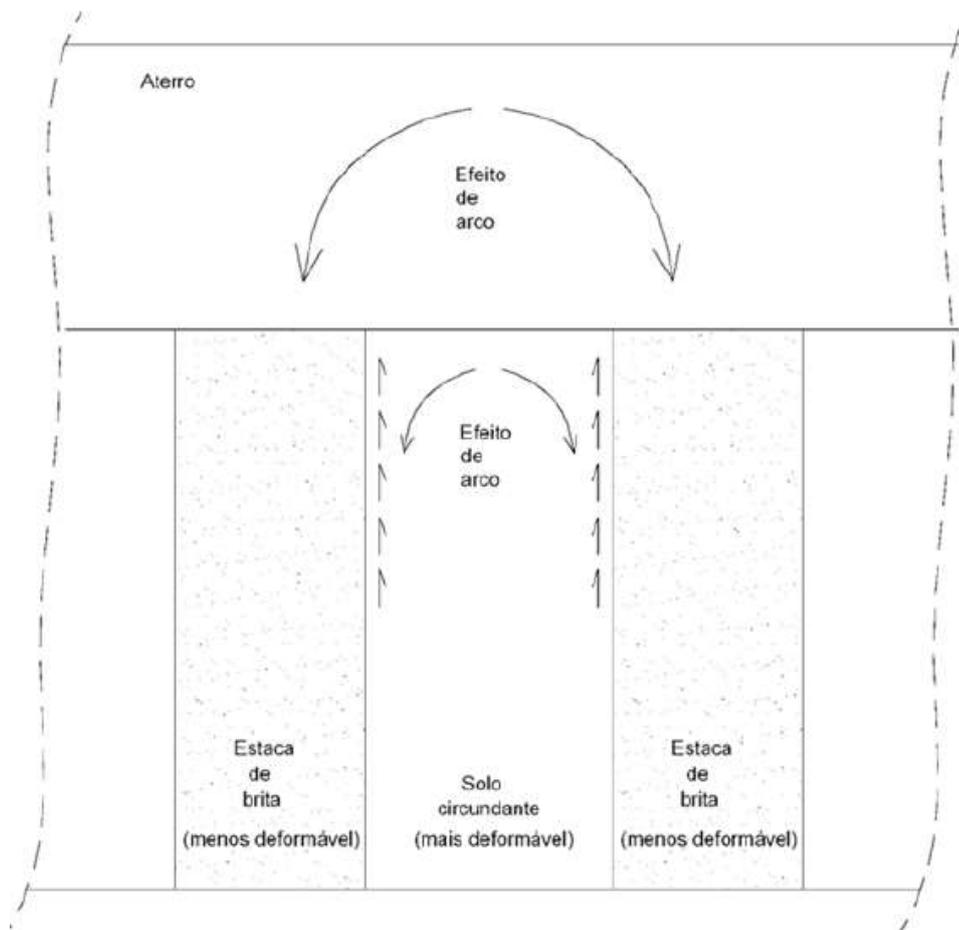


Figura 9: Efeito de arqueamento (Domingues, 2006)

Terzaghi (1943) analisou o fenômeno de arqueamento, visando o estudo de obras de engenharia, tais como túneis e obras sob aterros estaqueados. Ele descreveu o arqueamento em solos como “...um dos mais universais fenômenos encontrados em solos tanto no campo como em laboratório.”, contudo ele não desenhou um arco, mas usou o termo arco qualitativamente a fim de explicar a distribuição não hidrostática de pressões de solo sobre estruturas de contenção. A relação de concentração de tensões (n) apresentada no item 2.2.4 é um parâmetro

importante (Mitchell e Huber, 1985) para avaliar o grau de solo arqueando, e é consequente dos estudos de Terzaghi.

Os principais aspectos do arqueamento de solos podem ser demonstrados pelo ensaio mostrado na Figura 10, onde uma camada de areia seca, sem coesão e de peso específico γ , é colocada na plataforma que contém um alçapão ab. O alçapão é montado em uma balança que permite medir a pressão sobre o mesmo. A espessura H de areia é várias vezes maior que a largura do alçapão. Enquanto se mantém fechado, a pressão sobre o alçapão, assim como sobre a plataforma adjacente, é igual a γH . No entanto, quando o alçapão começa a se deslocar para abaixo, a pressão na porta decresce em relação ao seu valor inicial, enquanto a pressão nas partes adjacentes da plataforma cresce. Isso foi atribuído por Terzaghi ao fato de o prisma de areia situado acima do alçapão ser sustentado pelas tensões de cisalhamento ao longo de seus limites laterais ac e db.

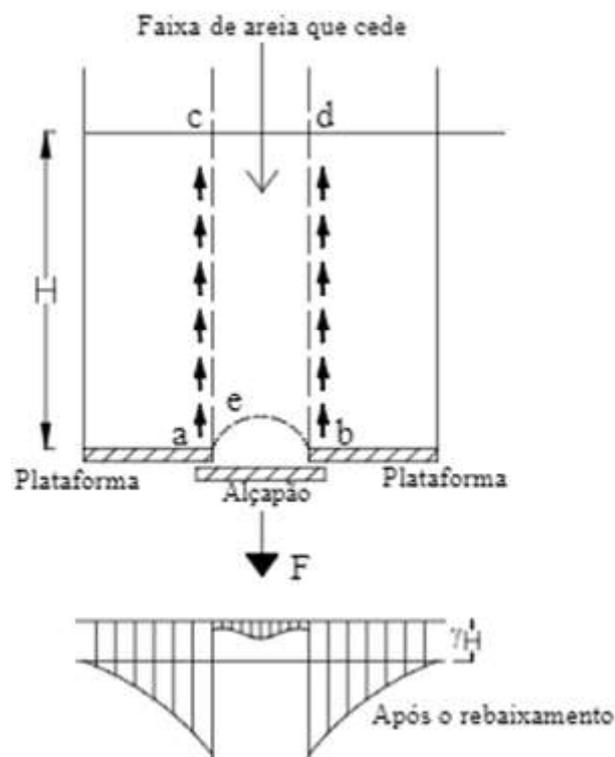


Figura 10: Dispositivo para estudar o arqueamento de solos e diagrama de pressões (Terzaghi, 1943)

Baseando-se em resultados experimentais obtidos por Riccio *et al.* (2015), é esperado que as tensões verticais no solo mole e na coluna de brita aumentem com a altura do aterro, e que a tensão vertical transmitida à coluna aumente à medida que o excesso de poropressão seja dissipado, enquanto que a tensão vertical

mobilizada no solo mole não varie significativamente, indicando assim que o desenvolvimento do processo de arqueamento do aterro ocorre enquanto o excesso de poropressão é dissipado. A Figura 11 apresenta um exemplo do que ocorre, e foi obtida do estudo realizado por Riccio *et al.* (2015), em que foi feito um aterro experimental sobre solos moles para avaliar o comportamento de colunas granulares encamisadas com geossintético. Neste estudo foi observado que n variou entre 2 e 2,3 após a conclusão do aterro, e a tensão vertical final suportada pelas colunas encamisadas foi cerca de duas vezes a tensão transmitida ao solo mole.

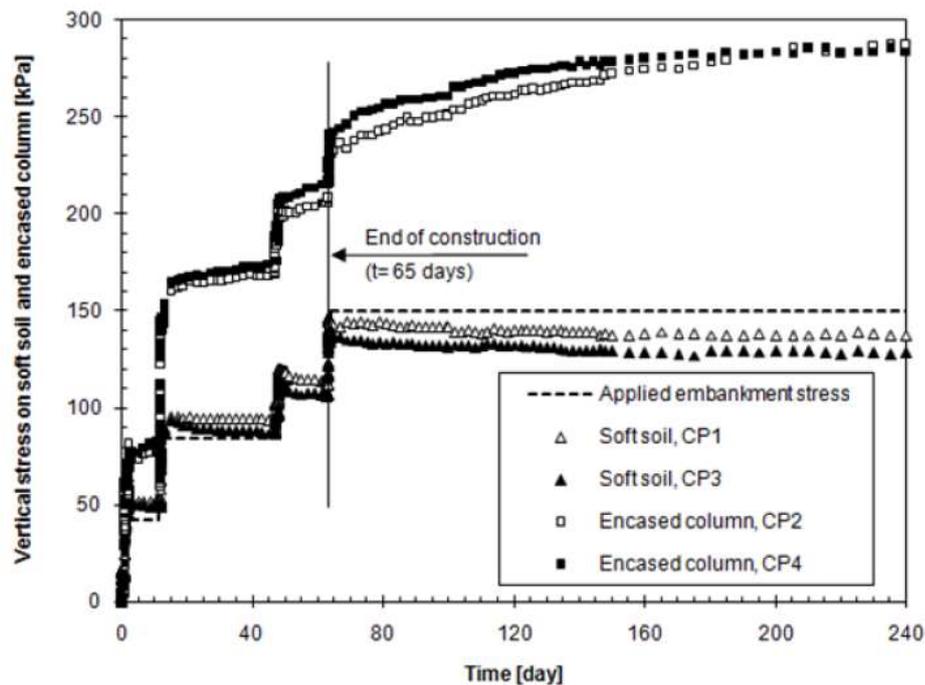


Figura 11: Tensões verticais medidas no topo da coluna e no solo (Riccio *et al.*, 2015)

2.4 Modelagem Física

A modelagem física é uma importante ferramenta que vem sendo utilizada em simulações cada vez mais eficientes e complexas de diversos problemas da engenharia. O que torna possível a utilização dessa ferramenta é a geração de macro gravidade, sendo amplamente utilizada para analisar o comportamento de solos e rochas e também para dar suporte à modelagem numérica (Thorel *et al.*, 2008). Seu objetivo consiste em simular em escala reduzida o comportamento de uma estrutura, fazendo necessária a representação de condições em grande escala através de regras para aumento proporcional de tempo e dimensão do modelo de dimensões reduzidas. Tais regras são propostas pela Teoria de Semelhança Física de Galileu.

Como reportado por Penereiro (2010), muito antes de Galileu, já eram utilizados modelos reduzidos em certas atividades técnicas, especialmente na construção de equipamentos, máquinas e edificações. A ausência de uma teoria da semelhança física proporcionava tentativas, muitas vezes fracassadas e frustradas desses modelos. Foi Galileu quem abordou esses problemas, acrescentando às condições geométricas outras igualmente necessárias, conhecidas como condições de semelhança física. São elas que tornam possível deduzir o comportamento dos protótipos (com o propósito de servir de testes antes da fabricação) a partir dos modelos (como uma representação em pequena escala de algo que se pretende executar).

O termo semelhança física é um termo geral que envolve uma variedade de tipos de semelhança:

- Semelhança geométrica: o protótipo e seu respectivo modelo possuem a mesma forma, e todas as dimensões lineares diferem por um fator de escala constante;
- Semelhança cinemática: velocidades correspondentes têm mesma direção e sentido, e as magnitudes correspondentes diferem por um fator de escala constante;
- Semelhança dinâmica: forças têm mesma direção e sentido, e as magnitudes correspondentes diferem por um fator de escala constante.

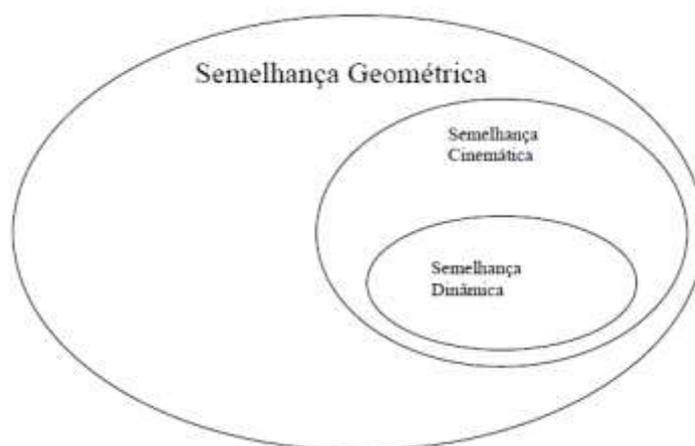


Figura 12: Esquema dos tipos de semelhança que constituem a semelhança física

Hoje sabemos, que para dois processos serem considerados semelhantes, das características encontradas em um deles se podem deduzir as características do outro através de um simples cálculo, semelhante, por exemplo, ao de uma troca de

sistema de unidades de medida. Para que isso seja possível, é necessário conhecer os 'fatores de escala'. As condições de semelhança física estabelecem, entre esses fatores, relações que devem ser obedecidas. Essas condições de semelhança física são expressas, atualmente, através da igualdade, no modelo e no protótipo, de parâmetros adimensionais, formados por produtos de potências dos parâmetros originais do problema e conhecidos como números π , que são obtidos a partir do Teorema dos Π de Buckingham (Buckingham, 1914).

Para obtenção dos grupos π , deve-se utilizar o seguinte procedimento:

1. Listar todos os parâmetros envolvidos (o número de parâmetros é definido pela letra n);
2. Selecionar um conjunto de dimensões primárias (ex.: MLT) – Tabela 4;
3. Escrever todos os parâmetros em termos de suas dimensões primárias e determinar r e m , onde r é o número de dimensões primárias presentes no problema, e m é o grau da matriz dimensional, ou seja, é a ordem do maior determinante não nulo da matriz;
4. Selecionar m parâmetros que aparecerão em todos os grupos. Estes não podem envolver as mesmas dimensões primárias, mesmo que diferindo por um expoente. O parâmetro dependente também não deve ser selecionado;
5. Escrever as equações dimensionais, combinando os parâmetros repetidos com cada um dos excedentes;
6. Verificar se os parâmetros π obtidos são realmente adimensionais.

Tabela 4: Dimensões de grandezas primárias

Grandeza	Símbolo	Unidade SI
Massa	M	quilograma (kg)
Comprimento	L	metro (m)
Tempo	T	segundo (s)
Temperatura	Θ	Kelvin (K)

Tabela 5: Dimensões de grandezas derivadas

	Grandeza	Símbolo	Dimensão
Geometria	Área	A	L ²
	Volume	V	L ³
Cinemática	Velocidade	U	LT ⁻¹
	Velocidade Angular	ω	T ⁻¹
	Vazão	Q	L ³ T ⁻¹
	Fluxo de massa	\dot{m}	MT ⁻¹
Dinâmica	Força	F	MLT ⁻²
	Torque	T	ML ² T ⁻²
	Energia	E	ML ² T ⁻²
	Potência	P	ML ² T ⁻³
	Pressão	p	ML ⁻¹ T ⁻²
Propriedades dos Fluidos	Densidade	ρ	ML ⁻³
	Viscosidade	μ	ML ⁻¹ T ⁻¹
	Viscosidade Cinemática	ν	L ² T ⁻¹
	Tensão superficial	σ	MT ⁻²
	Condutividade Térmica	k	MLT ⁻³ θ^{-1}
	Calor Específico	C _p , C _v	L ² T ⁻² θ^{-1}

Na Tabela 6 são apresentados os grupos adimensionais mais comuns:

Tabela 6: Grupos adimensionais mais comuns

Nome	Símbolo	Grupo Adimensional
Número de Reynolds	Re	$\frac{\rho VL}{\mu}$
Número de Euler	Eu	$\frac{\Delta p}{\frac{1}{2}\rho V^2}$
Índice de Cavitação	Ca	$\frac{p - p_v}{\frac{1}{2}\rho V^2}$
Número de Froude	Fr	$\frac{V}{\sqrt{gL}}$
Número de Weber	We	$\frac{\rho V^2 L}{\sigma}$
Número de Mach	M	$\frac{V}{c}$

Na Geotecnia Moderna a modelagem física tem se mostrado cada vez mais importante e um ramo em especial que vem crescendo em importância é a modelagem centrífuga, por possibilitar a simulação de diversas situações de interesse da engenharia com grande economia de tempo e recursos.

2.4.1 Modelagem em Centrífuga Geotécnica

A modelagem centrífuga vem potencializar as possibilidades da modelagem física, principalmente por suas características peculiares. Os modelos centrífugos mantêm relações de proporcionalidade inversa entre o campo inercial gerado e as dimensões do protótipo. Dessa maneira, a técnica viabiliza a utilização de modelos menores e mais baratos. No entanto, a grande vantagem desse método para a geotecnia reside na aceleração dos efeitos dos fenômenos ligados ao adensamento. A escala de tempo no modelo para esses efeitos é extremamente vantajosa, permitindo uma redução considerável em relação ao protótipo.

Os ensaios centrífugos em modelos geotécnicos foram pioneiramente utilizados na Rússia, e relatados por Pokrovsky e Fedorov (1936) durante a I Conferência Internacional realizada em Harvard, EUA. A partir dos anos 70, a técnica de modelagem centrífuga tomou grande impulso na Inglaterra, espalhando-se na década seguinte para vários outros países, citando-se em particular o Japão. A Universidade de Cambridge é um dos centros mundiais de modelagem geotécnica utilizando centrífugas.

Laue *et al.* (2005) refere que o estudo de modelos reduzidos em centrífuga geotécnica é necessário quando não há experiência sobre os mecanismos dominantes; quando se tem uma ideia do comportamento do sistema, mas o comportamento do sistema como um todo ainda não foi analisado; quando já existem alguns estudos ou medições de campo realizadas, mas os parâmetros que influenciam o comportamento devem ser investigados em detalhe; quando estão disponíveis estudos, mas é necessária informação adicional quando o sistema se encontra com determinadas condições fronteira diferentes das estudadas; para verificação de métodos de cálculo existentes através da reprodução de informação para um modelo físico de teste equivalente.

Os principais objetivos e categorias de modelagem geotécnica foram discutidos por Taylor (1995), que os agrupou da seguinte forma:

a) Estudos mecânicos: a metodologia básica de projetar em engenharia é ter em conta todos os modos de ruptura de uma construção e fazer uma análise para demonstrar que a estrutura irá se comportar satisfatoriamente em qualquer um desses modos. Para casos relativamente simples, é possível escolher o mecanismo

crítico a partir de experiências anteriores, mas em casos novos e complexos pode não ser evidente qual é o mecanismo crítico. Nestes casos, podem ser construídos modelos relativamente simples para observar qualitativamente de que forma a estrutura se deforma ou rompe, indicando a análise mais apropriada;

b) Validação de análises numéricas: as análises numéricas que consideram o comportamento não linear, plástico e inelástico do solo são bastante complexas e, antes de serem aplicadas em estudos de projeto, devem ser comprovadas com soluções analíticas exatas ou com observações de obras reais. As observações dos ensaios de modelos relativamente simples podem ser usadas para testar análises numéricas. Os modelos devem ser similares à construção proposta, mas, dado que os modelos são usados somente para calibrar as análises, eles não necessitam reproduzir todos os detalhes do protótipo;

c) Estudos paramétricos: outro procedimento importante em estudos de projeto envolve analisar detalhes construtivos alternativos e investigar as consequências das diferentes opções de projeto. As normas e os códigos de projeto dependem do estudo de várias alternativas diferentes. Normalmente são realizados estudos paramétricos usando métodos analíticos e numéricos, mas o estudo de modelos físicos tem também um papel importante nos estudos paramétricos;

d) Estudos de processos de construção: neste caso, o modelo pretende representar uma construção particular de tal forma que o comportamento do modelo seja usado diretamente para avaliar o comportamento do protótipo. Uma vez que não é fácil modelar todos os pormenores das condições *in situ*, da construção e da sequência de carga, esses tipos de modelos para a centrífuga são os mais difíceis de construir e testar satisfatoriamente.

Quando se constrói um modelo geotécnico, o objetivo do estudo normalmente se encontrará entre um dos seguintes: ruptura, movimentos do solo, cargas em estruturas enterradas, adensamento ou algum outro fenômeno durante a construção ou a sequência de carregamento. O comportamento do solo é regido, em grande medida, pelas tensões efetivas instaladas. Em consequência, as tensões num ponto no modelo devem ser as mesmas que as tensões no ponto correspondente no protótipo.

A Figura 13 mostra a tensão total vertical à profundidade z_p no protótipo e a Figura 14 mostra o ponto similar à profundidade z_m num modelo com um fator de escala N , em que todas as dimensões lineares no modelo foram reduzidas N vezes. No protótipo a tensão vertical é:

$$\sigma_p = \rho g z_p \quad (2.16)$$

onde ρ é a densidade do solo e $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ é a aceleração da gravidade. Se o modelo for acelerado numa centrífuga N vezes g , a tensão à profundidade no modelo $z_m = \frac{z_p}{N}$ é:

$$\sigma_m = N g \rho z_m = \frac{N g \rho z_p}{N} \quad (2.17)$$

e $\sigma_m = \sigma_p$. Desde que as tensões a profundidades equivalentes sejam as mesmas, as propriedades do solo serão as mesmas (desde que o histórico de tensões no modelo e no protótipo seja o mesmo) e o comportamento do solo no modelo representará o comportamento do solo no protótipo.

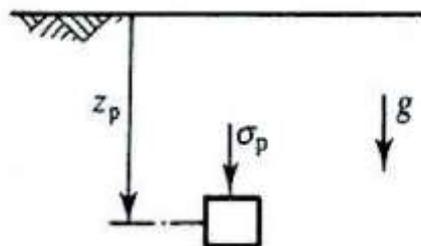


Figura 13: Tensões no solo do protótipo (Atkinson, 2007)

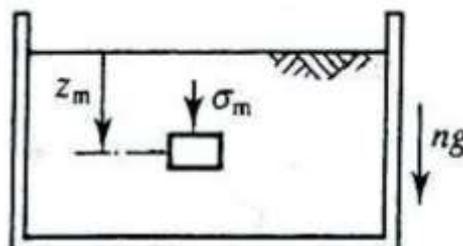


Figura 14: Tensões no solo do modelo (Atkinson, 2007)

Como citado anteriormente, dentre as principais vantagens da utilização de modelos centrífugos, a relação entre o tempo de adensamento no protótipo e no modelo tem uma importância especial. O fenômeno do adensamento está

diretamente relacionado com a dissipação de poropressão, sendo, portanto, comparável a um fenômeno de difusão.

O grau de adensamento é indicado pelo parâmetro adimensional T_v da teoria de Terzaghi, que é o mesmo tanto para o modelo como para o protótipo, sendo diretamente proporcional ao tempo no modelo t_m e no protótipo t_p e ao coeficiente de adensamento c_v .

$$T_v = \frac{c_v \cdot t_m}{H_{d,m}^2} = \frac{c_v \cdot t_p}{H_{d,p}^2} \quad (2.18)$$

Como $H_{d,p} = NH_{d,m}$ (2.19), então:

$$t_m = \frac{1}{N^2} t_p \quad (2.20)$$

Isto significa que, por exemplo, 27 anos de fenômenos ligados à difusão no protótipo podem ser simulados em 24 horas de ensaios centrífugos a 100 vezes a gravidade, incluindo o adensamento do solo. Essa grande vantagem da modelagem centrífuga tem sido utilizada largamente com excelentes resultados.

Para que a Teoria da Semelhança Física seja levada em consideração em simulações envolvendo comportamento geotécnico, utiliza-se uma centrífuga geotécnica, como a apresentada na Figura 15, com a finalidade de aumentar o campo gravitacional atuante no modelo e assim satisfazer as relações de escala.

Durante o ensaio de um modelo na centrífuga, enquanto a máquina está em rotação a uma velocidade constante, o modelo é carregado (ou descarregado) e o seu comportamento é observado. A comunicação com o modelo em rotação é feita através de anéis coletores (slip rings). Estes podem transmitir fluidos (água, gás ou óleo) ou energia para a operação de motores e válvulas, e transmitem também sinais de transdutores de forças, pressões e deslocamentos e de circuitos fechados de câmaras dispostas para observar pontos críticos no modelo.



Figura 15: Centrífuga geotécnica de viga do Laboratório de Engenharia Civil da UENF

Segundo a Teoria da Semelhança Física, Stewart (1992) listou as principais relações de escala utilizadas em modelos centrífugos, que estão apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7: Relações de escala em modelos centrífugos (Stewart, 1992)

Parâmetro	Relação de Escala Modelo / Protótipo
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Velocidade	N
Densidade	1
Massa	1/N³
Tensão	1
Deformação	1
Força	1/N²
Momento Fletor	1/N³
Tempo (difusão)	1/N²
Tempo (fluência)	1

2.4.2 Modelagem de Colunas de Brita em Centrífuga Geotécnica

A modelagem física pode ser utilizada para analisar o comportamento de colunas granulares seguindo diferentes linhas de estudo.

A seguir será apresentada uma breve revisão dos estudos de colunas granulares compactadas realizados em centrífuga geotécnica. A apresentação destes estudos é agrupada em função do processo de instalação das colunas, ou seja, os estudos em que as colunas granulares são instaladas a 1g e os estudos em que as colunas são instaladas com a centrífuga em voo.

Nos estudos em que as colunas são instaladas a 1g, antes de a centrífuga entrar em funcionamento, a areia é vertida ou compactada em orifícios previamente escavados (e.g. Almeida *et al.*, 1985; Al-Khafaji e Craig, 2000) ou, alternativamente, colunas de areia congelada são inseridas em orifícios pré-escavados (Terashi *et al.*, 1991; Kitazume *et al.*, 1996; Rahman *et al.*, 2000; Nakamura *et al.*, 2006). Nos estudos em que as colunas são instaladas em voo, o processo de instalação das colunas é mais preciso e próximo do real (Ng *et al.*, 1998; Lee *et al.*, 2001; Juneja, 2002; Ng, 2003; Daramalinggam, 2004; Weber *et al.*, 2010).

2.4.2.1 Ensaios em Centrífuga com Instalação de Colunas Granulares à 1g

Terashi *et al.* (1991), desenvolveram ensaios em centrífuga para estudar a capacidade de carga de um solo argiloso melhorado com colunas de areia, sujeito a cargas horizontais e verticais. Os modelos físicos com as colunas de areia foram preparados, e as colunas instaladas sob condições normais de gravidade (1g), através do “método das colunas congeladas” – nome adaptado a partir de Lee *et al.* (2001), que designou este método de “*frozen pile method*”. O método das colunas congeladas, concebido por Kimura (1983), compreende a preparação e instalação das colunas em vários passos. A areia é previamente vertida em tubos cheios de água, que são densificados por vibração. Os tubos são congelados, e, quando as colunas estão congeladas, as mesmas são retiradas dos tubos e inseridas em orifícios pré-escavados no solo argiloso, seguindo um processo de descongelamento gradual das mesmas.

Outros ensaios em centrífuga foram realizados por Al-Khafaji & Craig (2000) para estudar os recalques da fundação de um tanque de armazenamento, melhorada com colunas de areia. Os ensaios foram realizados a uma aceleração de 105g e as colunas de areia foram instaladas a 1g. Para a instalação das colunas, a areia foi vertida e compactada em orifícios previamente escavados. O modelo do tanque foi carregado em voo através da injeção de água até a base do tanque se encontrar à pressão de 40 kPa. Feita a comparação entre as observações experimentais e os resultados da análise de Priebe (1995), verificou-se que o último tende a exagerar o melhoramento do solo. Uma possível explicação para isto é a análise de Priebe não considerar o efeito tridimensional. Al-Khafaji & Craig (2000) ressaltam no seu trabalho as suas limitações na preparação do modelo e que a instalação das colunas a 1g pode refletir-se em que o modelo tenha uma rigidez abaixo da ideal.

Foram realizados ensaios em centrífuga para estudar o comportamento mecânico do solo melhorado por colunas compactadas de areia flutuantes no Port and Airport Research Institute, no Japão (Nakamura *et al.*, 2006; Takahashi *et al.*, 2006), mais propriamente o padrão de ruptura e de deformação das colunas sob o carregamento de um aterro. Foram conduzidos cinco estudos com diferentes profundidades de penetração das colunas (variando de apoio flutuante até apoio em fundação rígida) e diferentes áreas de melhoramento. Verificou-se que o padrão de ruptura do solo melhorado estava intimamente relacionado com a profundidade de penetração das colunas. O solo melhorado com as colunas flutuantes teve tendência a romper com a superfície de deslizamento passando por baixo da área melhorada, enquanto que o solo melhorado com colunas assentes em fundação rígida rompeu predominantemente por deformação lateral excessiva das colunas perto da superfície do solo.

2.4.2.2 Ensaios em Centrífuga com Instalação de Colunas Granulares em Voo

O método de instalação de colunas de areia em voo em modelos de escala reduzida procura simular o método de instalação *in situ*. Um tubo cilíndrico é inserido no solo mole. O interior do tubo é preenchido com areia e repetidamente retirado e reinserido para descarregar e compactar a areia. Pelo menos dois grupos de

investigação têm construído modelos com recurso a esta técnica, fazendo uso de um instalador de colunas de areia em voo. Eles são os grupos geotécnicos da National University of Singapore (NUS) e do ETH Zurich. O método de instalação de colunas congeladas e o método de instalação das colunas utilizado por Al-Khafaji & Craig (2000), a 1g, não capturam as alterações do estado de tensão e o efeito de confinamento lateral no solo mole que ocorre no terreno com a instalação das colunas.

Lee *et al.* (2001) desenvolveram um equipamento para instalar colunas de areia no modelo a 1g que envolve o deslocamento do solo envolvente. Posteriormente foram feitas melhorias a este equipamento que permitiram a instalação das colunas em voo. Diversos trabalhos experimentais foram realizados com o equipamento de instalação de colunas de areia compactadas em voo (Lee *et al.*, 2001; Juneja, 2002; Ng, 2003; Daramalinggam, 2004).

Lee *et al.* (2001) e Ng (2003) apresentaram uma série de ensaios em centrífuga conduzidos para estudar os efeitos do método de instalação das colunas de areia compactadas no comportamento mecânico do solo melhorado. Foram estudados e comparados três diferentes tipos de métodos de instalação, designadamente o método das colunas congeladas, o método de instalação e compactação a 1g e o método de instalação e compactação em voo. Os três métodos foram testados sob a construção de um aterro. Verificou-se que os dois últimos métodos de instalação e compactação conferem uma maior resistência e rigidez ao solo melhorado quando comparados com o método de colunas congeladas. Isto foi atribuído ao fato da instalação das colunas congeladas não acarretar o deslocamento do solo e não aumentar as tensões laterais no solo circundante à coluna. O que acontece é que a coluna de brita congelada diminui de volume quando descongela, o que deve acarretar uma diminuição das tensões laterais e um amolecimento do solo circundante. Os métodos de instalação e compactação das colunas, particularmente o realizado em voo, provocaram um deslocamento do solo circundante à coluna, o que acarretou em um aumento do efeito de confinamento do solo, levando a um aumento da resistência e rigidez do solo.

Daramalinggam (2004) conduziu uma pesquisa na qual estudou o aumento da capacidade de carga induzido pela instalação das colunas de brita compactadas. Amostras de argila marinha de Singapura melhoradas com colunas de areia com vários coeficientes de substituição foram carregadas por um modelo de caixão Perspex. Durante os ensaios, as colunas foram instaladas em voo e a carga também foi aplicada em voo através do enchimento do caixão com uma solução de cloreto de zinco. As observações realizadas mostraram que as colunas de areia melhoraram o comportamento do solo, aumentando a sua capacidade de carga e diminuindo os recalques, como já era de se esperar. Concluiu-se também que os métodos de dimensionamento deveriam considerar a resistência das próprias colunas devido ao aumento da tensão de confinamento na argila envolvente.

Jiangtao (2009) realizou vários ensaios em centrífuga para investigar o aumento da resistência ao cisalhamento associado ao confinamento conferido ao solo pela instalação de uma ou múltiplas colunas de areia compactada. Nestes ensaios, foi utilizado um penetrômetro T-bar para ser possível realizar medições em voo. O estudo concentrou-se no adensamento do solo e no efeito de grupo das colunas. Foram ensaiadas duas sequências de instalação. Na primeira sequência, o tempo entre a instalação de cada coluna foi o mínimo necessário para relocalizar o equipamento de instalação. Na segunda sequência, as colunas foram instaladas com um intervalo de 78 dias no protótipo, para permitir a dissipação total dos excessos de poropressão à distância radial de 1,5m no protótipo. Verificou-se que, para a mesma distância radial, as colunas instaladas de acordo com a segunda sequência apresentavam uma maior resistência a longo tempo. Isto pode ser atribuído à dissipação do excesso de poropressão nos intervalos entre a instalação de colunas, que introduziram um maior confinamento, contribuindo para o aumento da resistência. O que sugere que o efeito de confinamento pode ser otimizado *in situ* se se permitir a dissipação do excesso de poropressão entre a instalação de colunas sucessivas. Na prática, este efeito pode ser conseguido ajustando-se a velocidade de construção ou os intervalos de tempo entre a instalação de colunas sucessivas. Verificou-se também que, além do adensamento, o efeito de grupo tem influência no efeito de confinamento. Os dados experimentais obtidos por Yi (2009) indicaram que a instalação de múltiplas colunas resultou em um aumento da resistência do solo entre colunas.

CAPÍTULO III – MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é feita uma abordagem sobre os equipamentos, as ferramentas e a instrumentação utilizada para preparação dos modelos e realização dos ensaios, assim como a caracterização do problema em estudo, caracterização geotécnica dos materiais utilizados e construção dos modelos.

3.1 Centrífuga Geotécnica da UENF

A centrífuga geotécnica utilizada no trabalho foi a da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF), localizada na cidade de Campos dos Goytacazes – RJ, que foi projetada e fabricada em 1995 pela *Wyle Laboratories Scientific Services e System Group*, com sede na Califórnia, Estados Unidos. Foi posta em funcionamento em Outubro de 2007 e é a terceira centrífuga de viga em operação no Brasil, porém pode ser considerada a primeira centrífuga padrão no país capaz de realizar ensaios em modelos de médio a grande porte. As outras duas são uma pequena centrífuga montada no IPT (Instituto de Pesquisa Tecnológica), em São Paulo, e uma em operação na COPPE/UFRJ. É importante mencionar que há também uma centrífuga de tambor em operação no laboratório de mecânica dos solos da COPPE/UFRJ (Saboya *et al.*, 2010).

A centrífuga da UENF possui 3,5 metros de raio de rotação e é dotada de cesto duplo por ser mais conveniente, não só devido ao sistema de operação de equilíbrio, mas também por possibilitar ensaiar simultaneamente dois modelos. Os cestos possuem dimensões que permitem acomodar modelos com até 0,9m (W) × 0,9m (L) × 1m (H). Um peso máximo de uma tonelada pode ser submetido a acelerações de até 100 g alcançadas com 277 rpm (rotações por minuto).

A Figura 16 mostra o painel de controle da centrífuga.



Figura 16: Consoles de controle e aquisição de dados da centrífuga geotécnica da UENF

3.2 Caracterização do Problema em Estudo

O programa experimental incluiu a realização de ensaios de um aterro construído em três etapas sobre um grupo de 9 colunas, distribuídas em malha quadrada, a 26,3g, correspondente a uma escala de redução de 1/26,3 relativamente às dimensões do problema à escala real (Figura 17). As dimensões do modelo (Figura 18) foram determinadas segundo as leis de proporção que seguem a Teoria da Semelhança Física, e a escala de redução adotada teve como objetivo a utilização da caixa de teste disponível no laboratório, o que facilitou a realização dos ensaios.

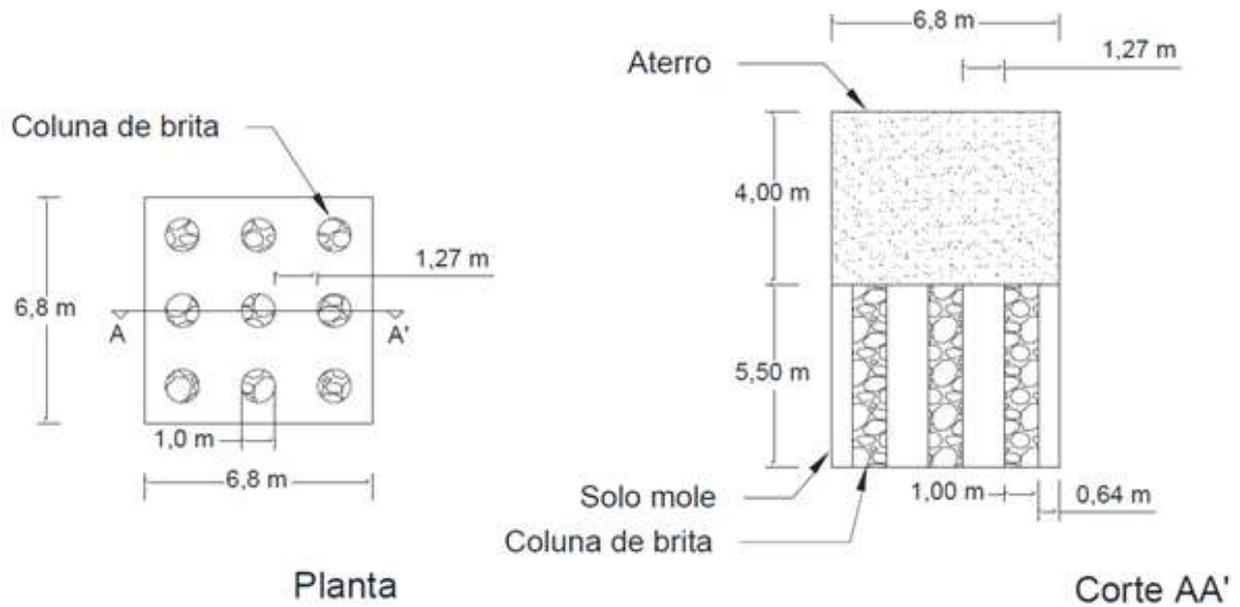


Figura 17: Dimensões do protótipo

As colunas de brita no protótipo possuem diâmetro de 1 m e o espaçamento entre as colunas é de 1,27 m. O coeficiente de substituição, calculado conforme Item 2.2.3, apresenta um valor de 0,153. A espessura do solo mole é de 5,5 m e do aterro final de 4 m. O aterro foi construído por etapas, sendo a altura do aterro na primeira etapa igual a 1,25 m, e na segunda igual a 2 m.

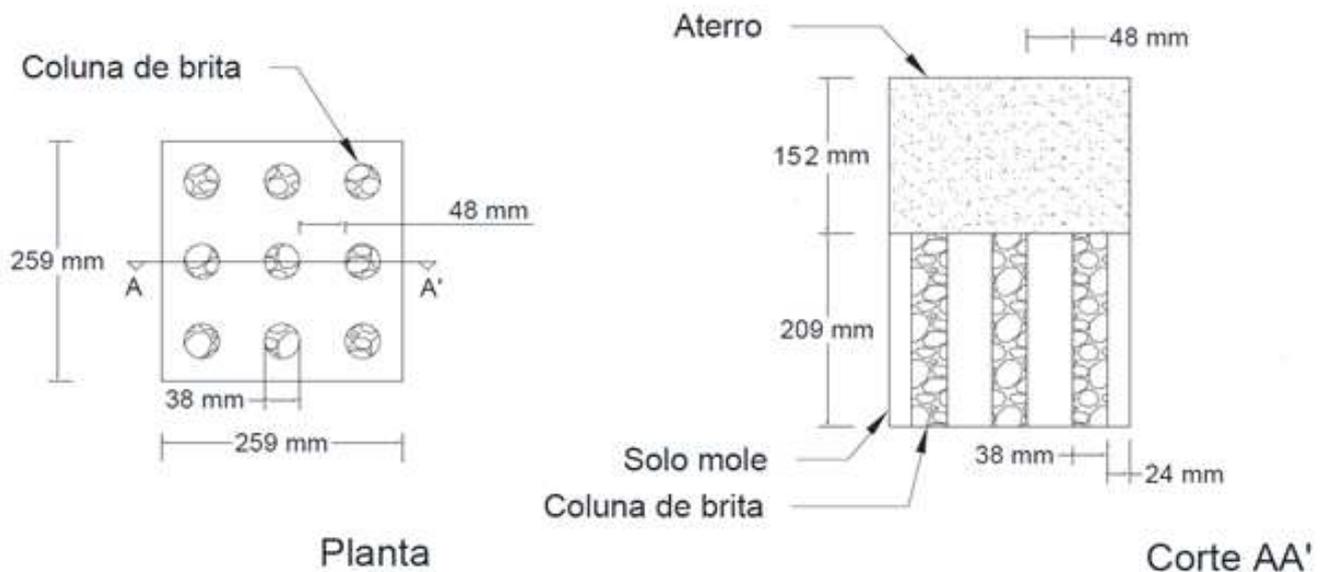


Figura 18: Dimensões do modelo à escala 1/26,3

3.3 Caracterização Geotécnica dos Materiais

3.3.1 Caracterização da Mistura que Representa o Solo Mole

A lama foi preparada com uma mistura de Caulim (da Mineração de Caulim Monte Pascoal S/A.), Metacaulim HP (Metacaulim do Brasil Indústria e Com. Ltda.) e água. A mistura desses materiais teve como objetivo preparar um modelo físico que se assemelhe a um solo mole. A proporção adotada foi de 60% de metacaulim e 40% de caulim, obtido em Melo (2010), misturada com um teor de água de aproximadamente 1,5 vezes o limite de liquidez, o que correspondeu a um teor de água de aproximadamente 90%.



Figura 19: Materiais utilizados na mistura que representou o solo mole nos modelos

A mistura foi caracterizada em laboratório com ensaios específicos. Esta caracterização consistiu em ensaios para determinação das propriedades físicas (distribuição granulométrica - Figura 20), determinação da densidade real dos grãos e determinação dos limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade) (Tabela 8). Os procedimentos destes ensaios seguiram a metodologia preconizada nas Normas Técnicas da ABNT (NBR-7181, NBR-6508, NBR-6459 e NBR-7180). Os resultados do ensaio de caracterização completo se encontram no Anexo I.

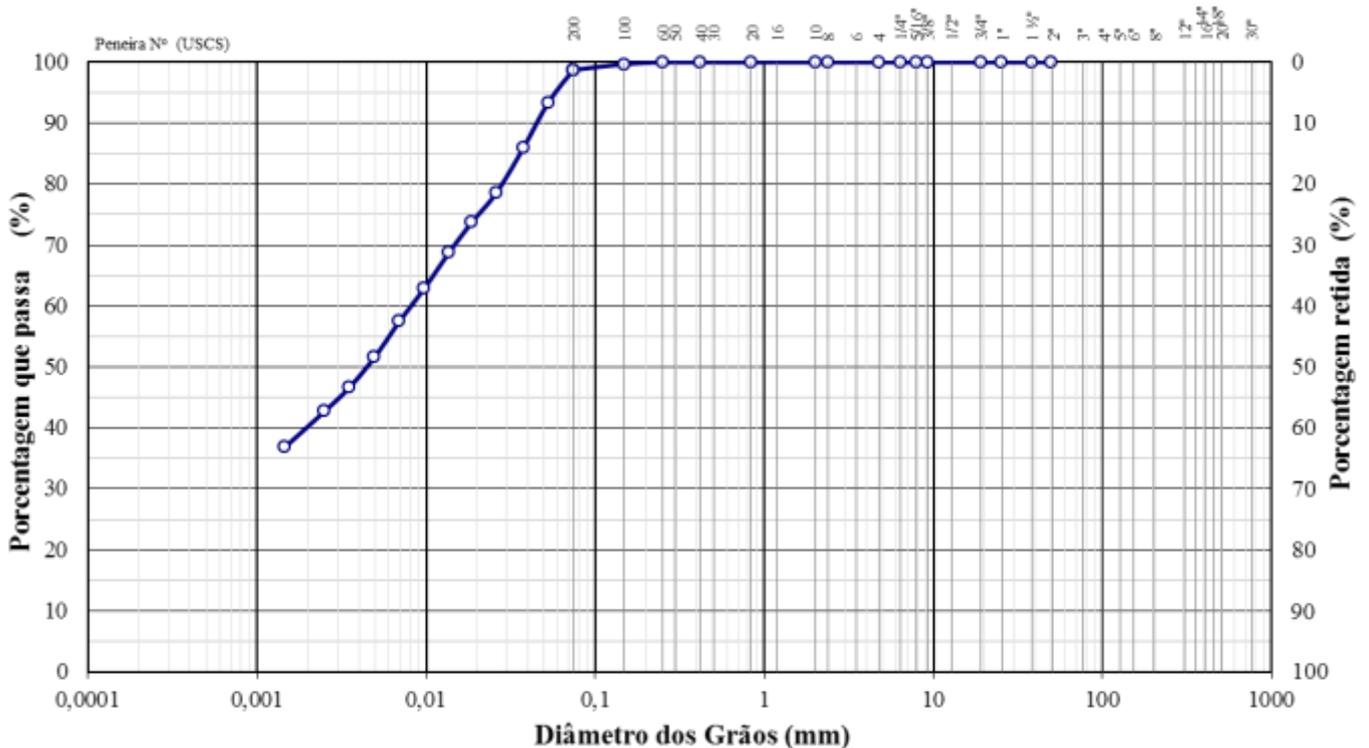


Figura 20: Curva granulométrica da mistura composta por 60% de metacaulim e 40% de caulim

Tabela 8: Resultados da caracterização da mistura composta por 60% de metacaulim e 40% de caulim

Material	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)	Densidade Real dos Grãos
Mistura (60% metacaulim - 40% caulim)	59,3	29	30,4	2,54

Para completar a caracterização mecânica da mistura foram realizados ensaios de adensamento e de compressão triaxial.

3.3.1.1 Ensaio de Adensamento

O ensaio de adensamento foi realizado para obtenção do índice de compressão (c_c), índice de recompressão (c_s), coeficiente de adensamento (c_v) e tensão de pré-adensamento. As propriedades de adensamento do solo são caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações quando um solo lateralmente confinado é unidimensionalmente carregado e drenado.

A amostra utilizada para realização do ensaio foi preparada em um cilindro CBR e adensada em etapas até a tensão final de 48 kPa. A amostra foi então

moldada, e o ensaio de adensamento oedométrico realizado. O resultado desse ensaio está apresentado na Figura 21.

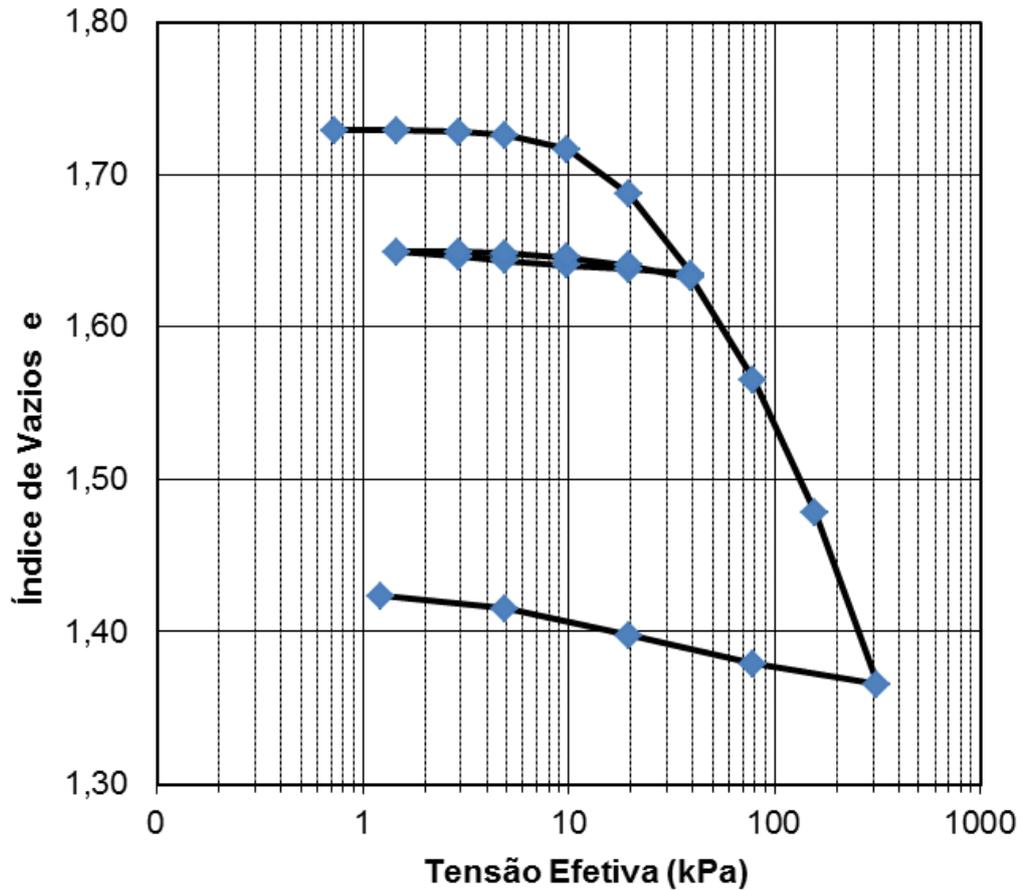


Figura 21: Resultado do ensaio de adensamento oedométrico

A Tabela 9 apresenta um resumo dos parâmetros obtidos, incluindo o valor da tensão de pré-adensamento σ'_{vm} utilizando-se o método de Casagrande. O valor obtido, $\sigma'_{vm} = 25$ kPa, inferior ao valor de tensão máxima aplicada de 48 kPa, pode ser ao menos parcialmente explicado pelo atrito lateral solo-cilindro CBR. O resultado completo do ensaio de adensamento oedométrico se encontra no Anexo I.

Tabela 9: Resultados do ensaio de adensamento oedométrico

Material	σ'_{vm}	Cc	Cs	Cs/Cc
Mistura (60% metacaulim - 40% caulim)	25	0,290	0,029	0,100

Onde:

C_c = o índice de compressão da linha de adensamento isotrópica no gráfico índice de vazios e x tensão vertical efetiva σ'_v na escala log;
 C_s = índice de compressão da linha de descarregamento isotrópica no gráfico índice de vazios e x tensão vertical efetiva σ'_v na escala log.

Os valores do coeficiente de adensamento c_v para cada estágio de carregamento, calculados pelo método de Taylor, são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Valores de c_v para o ensaio de adensamento oedométrico

σ'_v (kPa)	c_v (m ² /s)
40	1,20E-06
80	5,19E-07
160	4,30E-07
320,1	5,18E-07
Média	6,67E-07

3.3.1.2 Ensaio de Compressão Triaxial

O principal objetivo dos ensaios de compressão triaxial CIU (adensado hidrostáticamente e cisalhado não drenado) é a determinação dos parâmetros de resistência não drenada ao cisalhamento do solo (S_u).

Neste ensaio a pressão confinante σ_3 é aplicada e deixa-se dissipar a poropressão correspondente, adensando o corpo de prova com σ_3 . Na sequência, aplica-se o carregamento axial σ_1 , espera-se estabilizar e rompe sem drenagem. Se as poropressões forem medidas, ter-se-á a resistência em termos de tensões efetivas, sendo, por essa razão, um ensaio bastante empregado por permitir determinar a envoltória de resistência em termos de tensão efetiva em cerca de dois dias.

A amostra utilizada para realização do ensaio triaxial foi preparada de maneira semelhante à amostra utilizada para realização do ensaio de adensamento (Figura 22). Corpos de prova cilíndricos com altura de 73 mm e diâmetro de 37 mm foram confeccionados, dimensões essas que atendem à recomendação usual de razão altura/diâmetro em torno de 2, à fim de minimizar os efeitos do atrito nas extremidades (topo e base) e evitar a esbeltez excessiva (Bishop e Henkel, 1962).

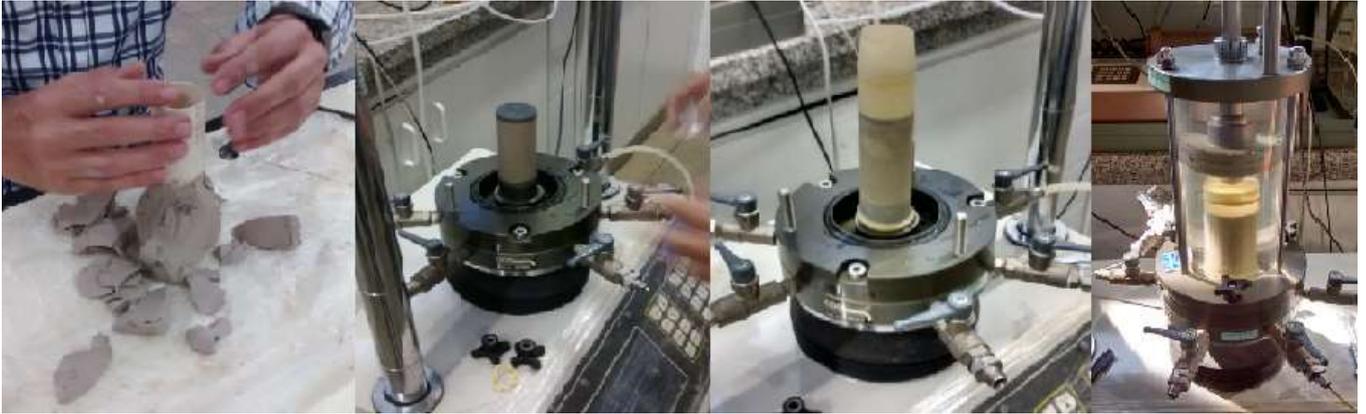


Figura 22: Moldagem da amostra e montagem do ensaio triaxial



Figura 23: Amostra ao final do ensaio

A seguir, na Figura 24, estão apresentados os resultados obtidos, e na Figura 25, as envoltórias para as condições de estado crítico. A Tabela 11 resume os parâmetros obtidos do ensaio triaxial CIU.

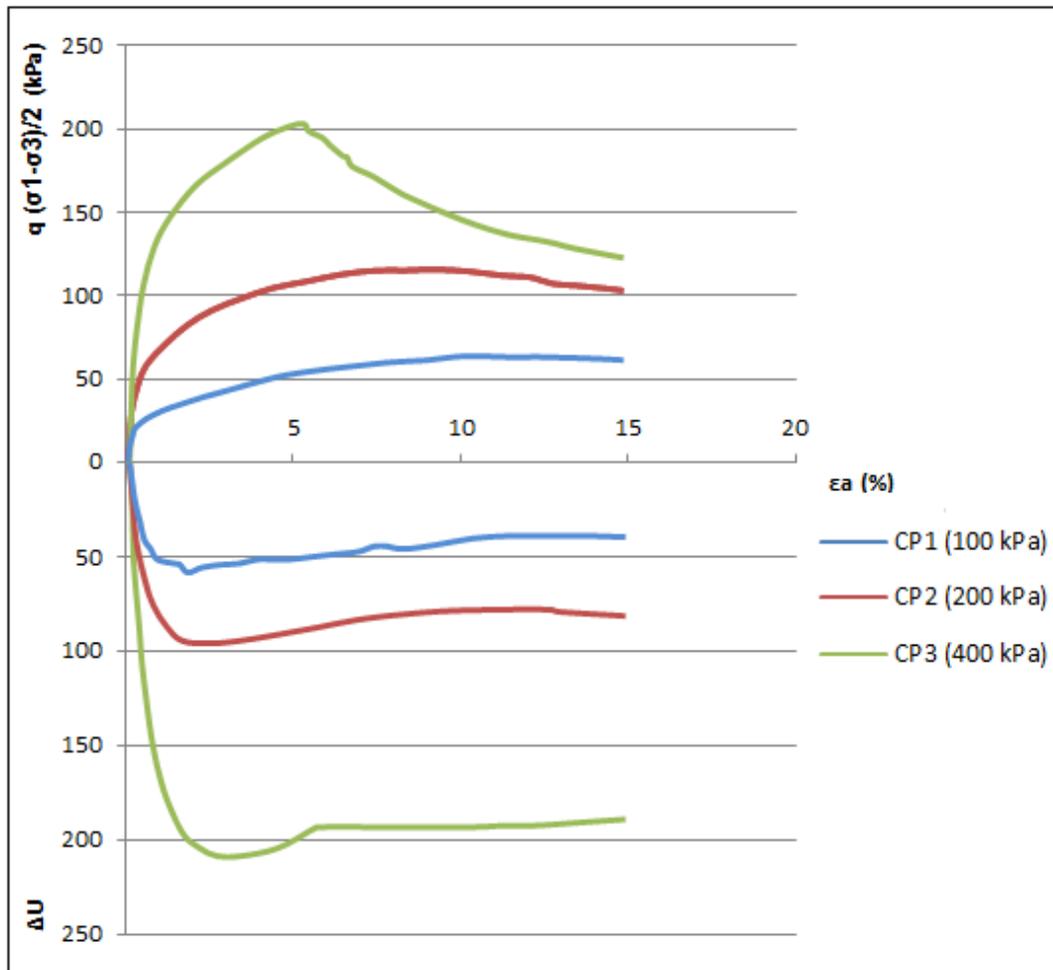


Figura 24: Curvas tensão x deformação e poropressão x deformação

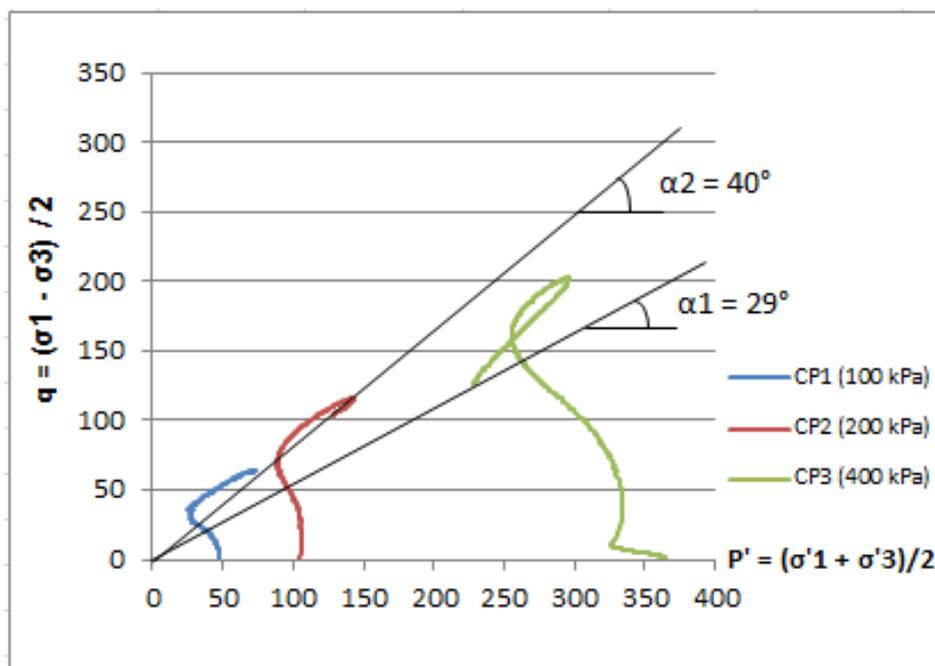


Figura 25: Trajetórias de tensão efetiva e envoltórias no estado crítico

Tabela 11: Parâmetros obtidos do ensaio de compressão triaxial

Condição	c	α	ϕ'
Estado crítico	0	29 - 40	33,66 - 57

3.3.1.3 Parâmetros do Modelo *Cam-Clay*

O modelo *Cam-Clay* fornece parâmetros usados em cálculos analíticos e numéricos, citando-se:

- λ : índice de compressão da linha de adensamento isotrópica no gráfico índice de vazios x tensão de adensamento isotrópica σ'_c na escala ln, usualmente calculado através de $Cc/2,3$.
- κ : índice de compressão da linha de descarregamento isotrópica no gráfico índice de vazios x tensão de adensamento isotrópica σ'_c na escala ln, usualmente calculado através de $Cs/2,3$.
- M: parâmetro que correlaciona tensão de desvio q com tensão efetiva média p' , usualmente calculado através da seguinte equação:

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen} \phi'_{cs}}{3 - \text{sen} \phi'_{cs}} \quad (3.1)$$

onde ϕ'_{cs} é o ângulo de atrito na condição de estado crítico.

A Tabela 12 apresenta os parâmetros do modelo *Cam-Clay*.

Tabela 12: Parâmetros *Cam-Clay*

Ensaio	λ	κ	$\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$	M
Oedométrico	0,126	0,013	0,90	
Triaxial				1,36 - 2,33

Segundo o modelo *Cam-clay* modificado, tem-se que:

$$\frac{Su}{\sigma'_c} = \frac{M}{2} \cdot 2^{-\Lambda} \quad (3.2)$$

Substituindo os valores de M e Λ , obtemos uma faixa de $\frac{Su}{\sigma'_c}$ entre 0,36 e 0,62.

$$0,36 < \frac{Su}{\sigma'_c} < 0,62$$

3.3.2 Caracterização do Solo das Colunas

O material granular das colunas de brita foi modelado com areia de pedra, cuja curva granulométrica está representada na Figura 26 e propriedades na Tabela 13.

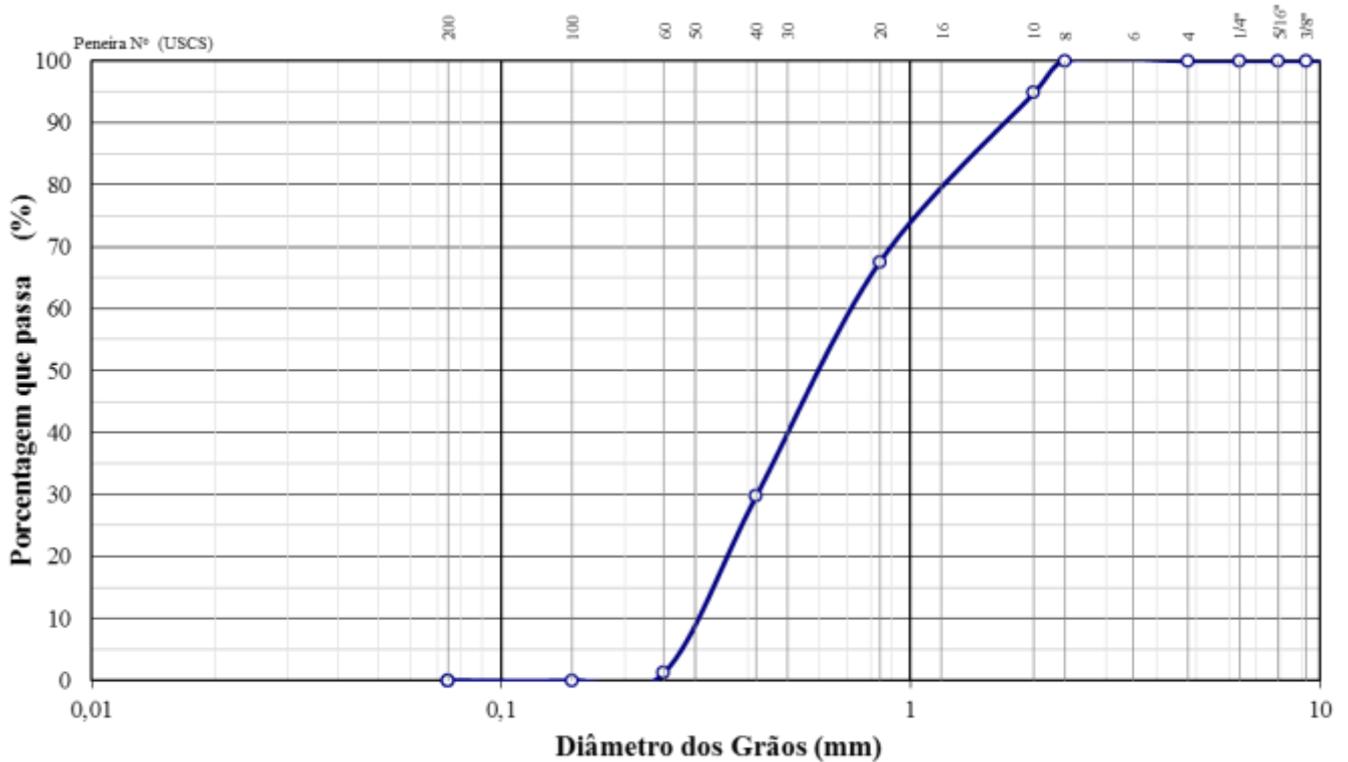


Figura 26: Curva granulométrica da areia utilizada na construção das colunas

Tabela 13: Propriedades da areia utilizada na construção das colunas

Densidade real dos grãos (g/cm^3)	$e_{\text{mín}}$	$e_{\text{máx}}$
2,64	1,42	1,66

Os resultados do ensaio de caracterização completa se encontram no Anexo I.

3.3.3 Caracterização do Solo dos Aterros

Para a construção dos aterros foi utilizada uma areia industrial normalizada, comercializada pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). O solo é uma areia média uniforme, classificada como SP (areia mal graduada) pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos. Esse solo foi caracterizado por Santiago (2010), e sua curva granulométrica e propriedades estão apresentadas na Figura 27 e Tabela 14, respectivamente.

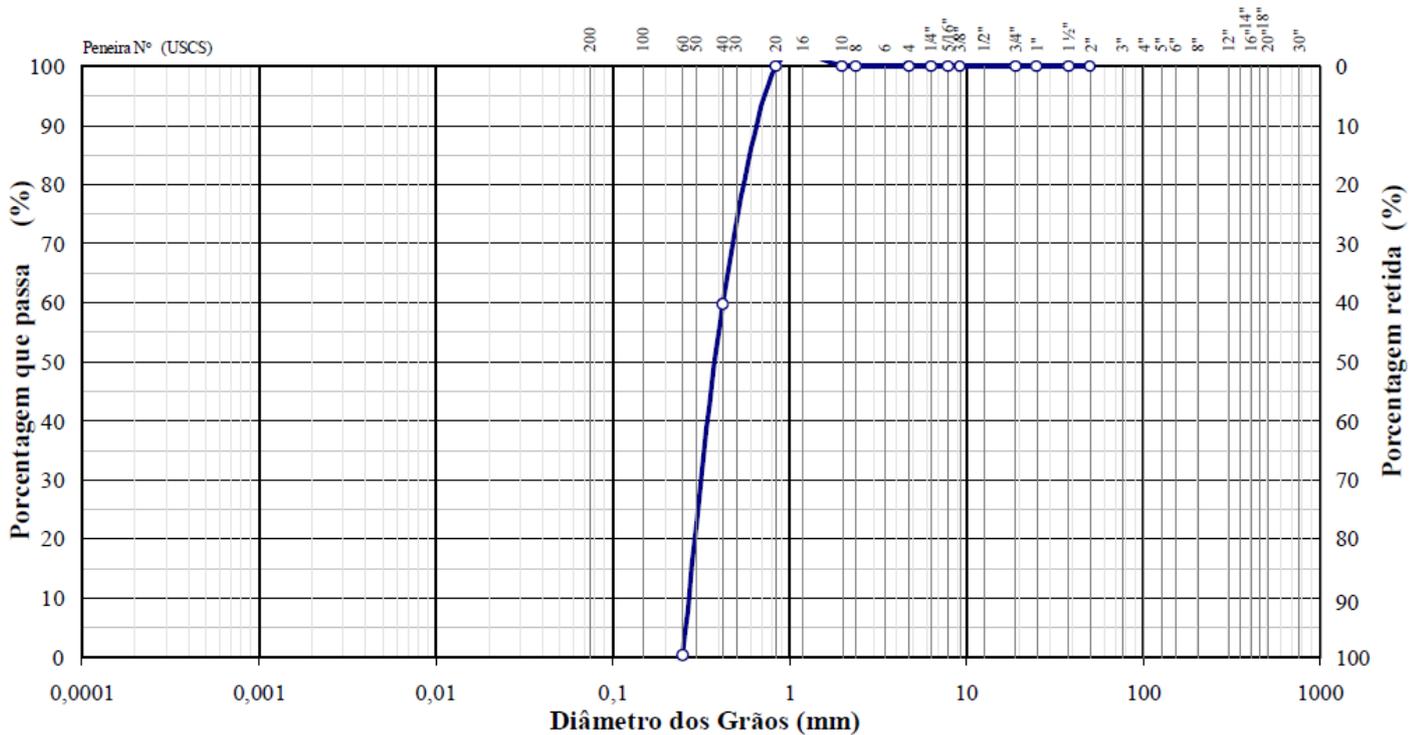


Figura 27: Curva granulométrica da areia utilizada na construção dos aterros (Santiago, 2010)

Tabela 14: Propriedades físicas da areia utilizada na construção dos aterros (Santiago, 2010)

Propriedade	Valor
Diâmetro efetivo D_{10}	0,27 mm
Peso específico dos grãos (G)	2,67
Índice de vazios mínimo (e_{\min})	0,72
Índice de vazios máximo (e_{\max})	1,06
Ângulo de atrito residual (φ'_{crit})	33°
Ângulo resistência ao cisalhamento (φ'_{denso})	38°
Ângulo de resistência ao cisalhamento ($\varphi'_{\text{fófo}}$)	36°
Ângulo de dilatação ($\psi_{\text{fófo}}$)	4,6°
Ângulo de dilatação (ψ_{denso})	25°

3.4 Instrumentação

Os ensaios foram instrumentados com:

- Transdutores de propressão: medição realizada com 3 transdutores de propressão em miniatura localizados na parede da célula da caixa de teste em que se montou o modelo com colunas, e 2 na parede da

célula em que foi montado o modelo sem colunas, totalizando 5 transdutores de poropressão;

- LVDTs para medição de deslocamentos verticais: medição realizada com 6 LVDTs no topo do solo mole e 2 no topo do aterro no modelo construído com as colunas, sendo que no topo do solo mole 4 foram posicionados sobre as colunas e 2 no espaço entre colunas; 1 LVDT no topo do solo mole no modelo sem colunas, totalizando 9 LVDTs;
- Células de tensão total: medição realizada com 2 células de tensão total no topo do solo mole no modelo construído com as colunas, uma localizada sobre a coluna central e outra sobre o solo mole, no espaço entre colunas.

A localização dos instrumentos utilizados será apresentada no item referente à construção dos modelos.

3.4.1 Transdutores de Poropressão

Para as medidas de poropressão nos modelos foram utilizados transdutores de poropressão em miniatura, com capacidade de 700 kPa, da marca *Druck – General Electric Company*, modelo PDCR 81. Os transdutores foram posicionados através dos orifícios existentes nas paredes transversais da caixa de teste (Figura 28), e serviram para monitorar a dissipação da poropressão durante o adensamento do solo mole em vôo, antes e depois da construção das colunas e aterros.

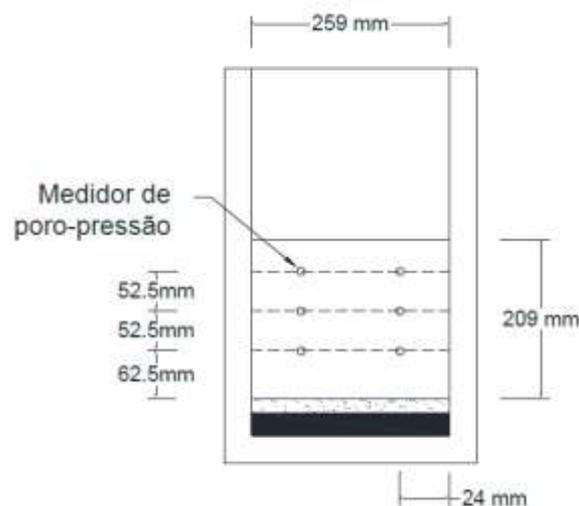


Figura 28: Localização dos orifícios para instalação dos transdutores de poropressão na parede da caixa de teste

Os transdutores de poropressão utilizados nos ensaios já se encontravam saturados, e a calibração foi realizada a 40g, onde os transdutores foram posicionados na caixa de teste com coluna d'água conhecida (Figura 29) e as pressões foram aquisitadas com a variação da gravidade no mesmo canal em que foram aquisitadas durante o ensaio. As curvas de calibração estão apresentadas no Anexo II.

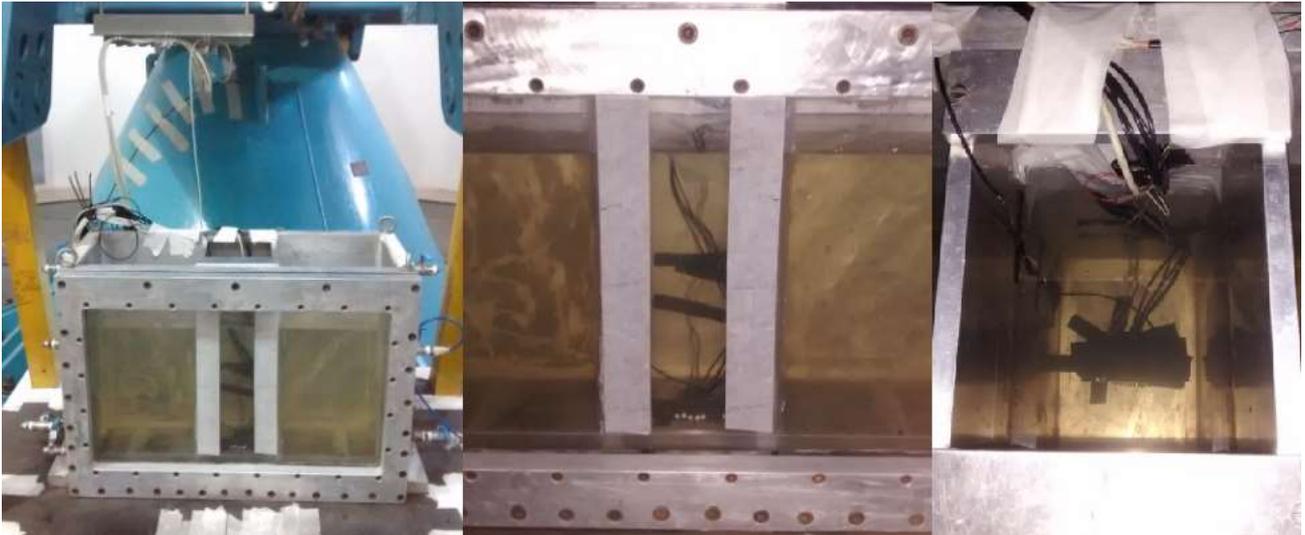


Figura 29: Calibração dos transdutores de poropressão e transdutores de tensão total

3.4.2 Linear Variable Differential Transformer (LVDT)

Os deslocamentos verticais nos modelos foram medidos por LVDTs com 250 mm de curso útil. A calibração dos LVDTs foi realizada a 1g através da criação de uma base de dados das leituras elétricas para as distâncias medidas por um micrómetro, cobrindo todo o alcance de funcionamento do LVDT em passos de 5 mm em ambas as direções. As curvas de calibração estão apresentadas no Anexo II.

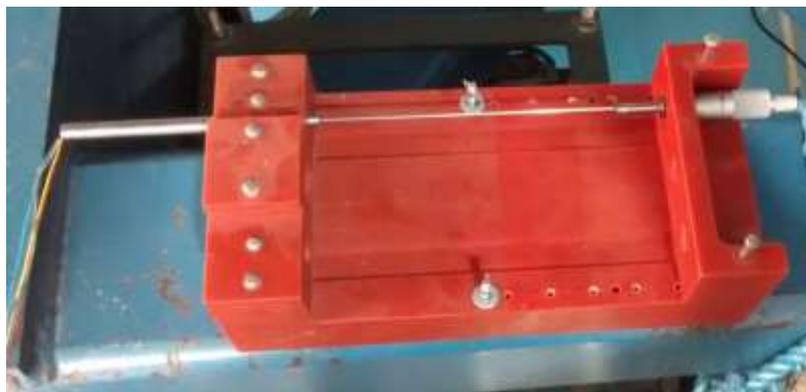


Figura 30: Aparato utilizado para a calibração dos LVDTs

3.4.3 Células de Tensão Total

Foram utilizadas duas células de tensão total no modelo com solo melhorado com colunas, sendo um localizado sobre uma coluna, e outro no espaço entre colunas, para que fosse possível medir as tensões devidas ao aterro transmitidas para cada um deles. A calibração foi realizada juntamente com a calibração dos transdutores de poropressão, a 40g (Figura 29), e as curvas de calibração estão apresentadas no Anexo II.

3.5 Construção dos Modelos e Ensaio Realizados

Para a montagem dos modelos foi utilizada uma caixa de teste existente na UENF (Figura 31), com adaptações. As adaptações foram feitas para dotar a caixa de dois compartimentos quadrados em planta, para permitir a realização de dois ensaios em simultâneo: em um compartimento foi construído o modelo com o solo melhorado com colunas de brita e, no outro compartimento, o modelo com o solo sem melhoramento. Tal caixa é feita de aço, e possui um visor frontal de acrílico que permite a visualização do modelo e do comportamento do solo. As dimensões interiores de cada um dos espaços quadrados são de 259 mm (Figura 32).

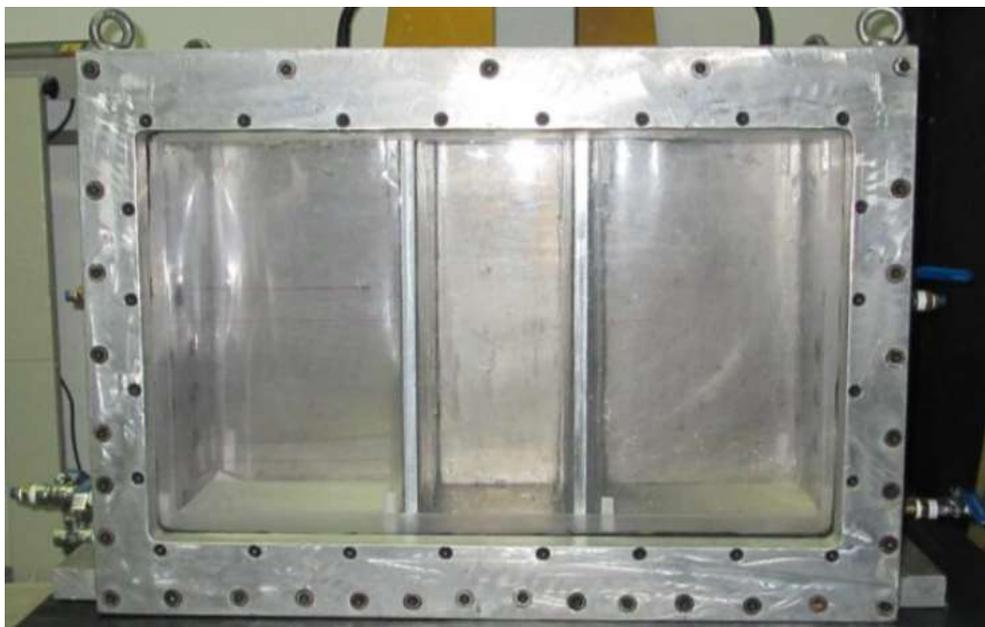


Figura 31: Caixa de teste adaptada utilizada na montagem dos modelos (Foto: Paola Manhães)

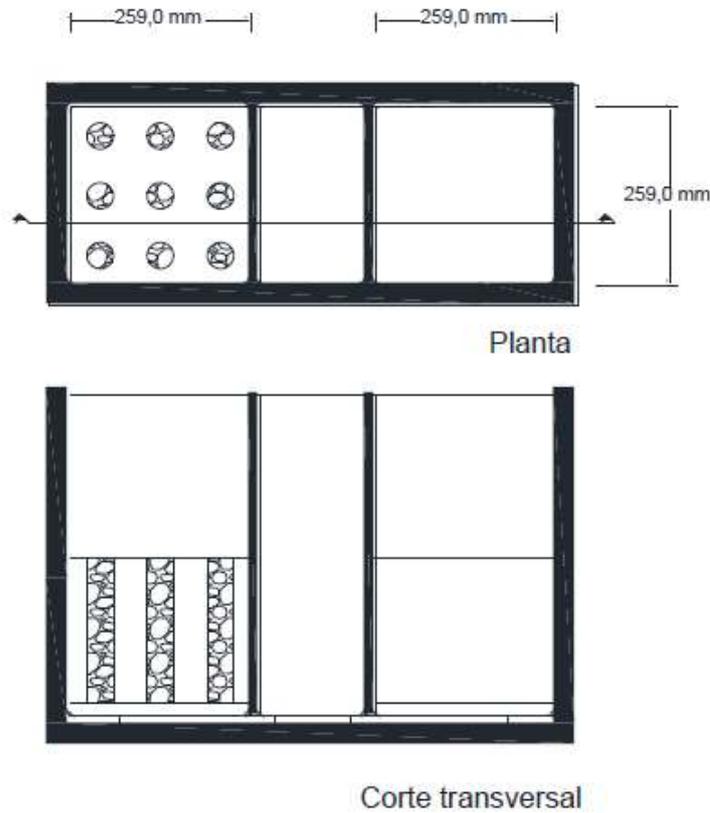


Figura 32: Configuração interior da caixa de teste com o modelo melhorado do lado esquerdo e o modelo sem melhoramento do solo do lado direito (Marques, 2015)

As faces interiores da caixa de teste foram revestidas com papel de acetato e vaselina líquida com a finalidade de minimizar o atrito entre o solo e as paredes da caixa, e os orifícios das torneiras do sistema de drenagem foram preenchidos com geotêxtil para evitar a obstrução durante a colocação do solo mole. Durante essa etapa, os transdutores de poropressão foram colocados dentro de bolsas com água (Figura 33) para garantir que a pedra porosa de medição permanecesse saturada, e só foram retirados dessas bolsas no momento da colocação do solo mole.



Figura 33: Transdutores de poropressão dentro de bolsas com água antes da montagem dos modelos

Na base de cada célula da caixa de teste foi colocada uma camada de areia com espessura de aproximadamente 2 cm, para facilitar a drenagem durante o adensamento do solo mole. Foram colocados papéis filtro na base e no topo da camada de areia, sendo o último com o objetivo de fazer a separação entre a areia e o solo mole. A camada de areia foi saturada dois dias antes de o solo mole ser vertido na caixa de teste, deixando-se uma lâmina de água de aproximadamente 3 cm.

Para obtenção das quantidades utilizadas de caulim, metacaulim e água para confecção da lama que representa o solo mole, foi realizado o seguinte passo a passo:

- i. Foi medida na caixa de teste a altura inicial de lama desejada, e o volume total necessário foi calculado:

$$V_t = A * h = 0,259^2 * 0,38 = 0,02549078 \text{ m}^3 \quad (3.3)$$

- ii. A partir do V_t , o peso de caulim, metacaulim e água foram calculados:

$$S * e = G * h \quad (3.4)$$

Onde:

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \text{grau de saturação no solo (neste caso, } S = 100\% = 1); \\ e = \text{índice de vazios;} \\ G = \text{densidade real dos grãos;} \\ h = \text{umidade.} \end{array} \right.$$

Temos então:

$$e_{inic} = G * h = 2,54 * 0,90 = 2,286 \quad (3.5)$$

$$\gamma_t = \frac{P_t}{V_t} = \frac{1+h}{1+e} * G * \gamma_w = \frac{1+0,90}{1+2,28} * 2,54 * 9,81 = 14,4075 \text{ kN/m}^3 \quad (3.6)$$

Onde:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_t = \text{peso específico total do solo;} \\ \gamma_w = \text{peso específico da água.} \end{array} \right.$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1+h} = \frac{14,4075}{1+0,90} = 7,58289 \text{ kN/m}^3 \quad (3.7)$$

Onde:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_d = \text{peso específico seco do solo.} \end{array} \right.$$

$$P_s = V_t * \gamma_d = 0,02549078 * 7,58289 = 0,1932 \text{ kN} = 19,72 \text{ Kg} \quad (3.8)$$

A partir do peso seco total, e sabendo-se que a mistura é composta por 60% de metacaulim, 40% de caulim e 90% de água, foram obtidas as quantidades utilizadas para a preparação do solo mole para os dois modelos (Tabela 15).

Tabela 15: Quantidades dos materiais utilizados para fabricar o solo mole dos dois modelos

Material	Quantidade (kg)
Metacaulim	23,66
Caulim	15,78
Água	35,50

Após a pesagem dos materiais de acordo com a Tabela 15, o solo mole foi preparado inicialmente misturando o metacaulim e caulim manualmente a seco (Figura 34) para evitar a formação de grumos de um material ou outro quando a água fosse introduzida à mistura, e posteriormente batida juntamente com a água na

batedeira industrial existente no laboratório (Figura 35), por cerca de 40 minutos, garantindo a homogeneidade da mistura.



Figura 34: Mistura manual do metacaulim e caulim



Figura 35: Mistura de metacaulim, caulim e água na batedeira industrial

A lama foi então vertida nas células da caixa de teste sob uma camada de água, para que a entrada de ar durante o processo fosse evitada, com o cuidado de minimizar os espaços vazios no solo. Foi colocado um papel filtro e uma pedra porosa acima do solo mole.



(a)

(b)

Figura 36: (a) Vista frontal da caixa de teste com o solo mole; (b) Vista de cima da caixa de teste com o solo mole

A caixa de teste é provida de duas torneiras que permitem a drenagem da água durante o processo de adensamento do solo mole. Uma das torneiras está localizada na camada drenante abaixo do solo mole, e outra acima, como mostra a Figura 37. Quando o modelo está com sobrecarga a 1g ou sendo adensado a 26,3g na centrífuga geotécnica, as torneiras são abertas para permitir a expulsão da água.



Figura 37: Sistema de drenagem da caixa de teste

O solo mole ficou adensando sob o peso próprio durante uma semana. Após esse período foi colocado um papel filtro e uma camada de areia drenante, juntamente com uma sobrecarga de 10 kg. Essa sobrecarga foi disposta sobre uma placa de chempoxy de 3,77 kg, cujas dimensões são praticamente iguais às das

células da caixa de teste, para que assim a sobrecarga fosse distribuída sobre toda a área de solo mole.

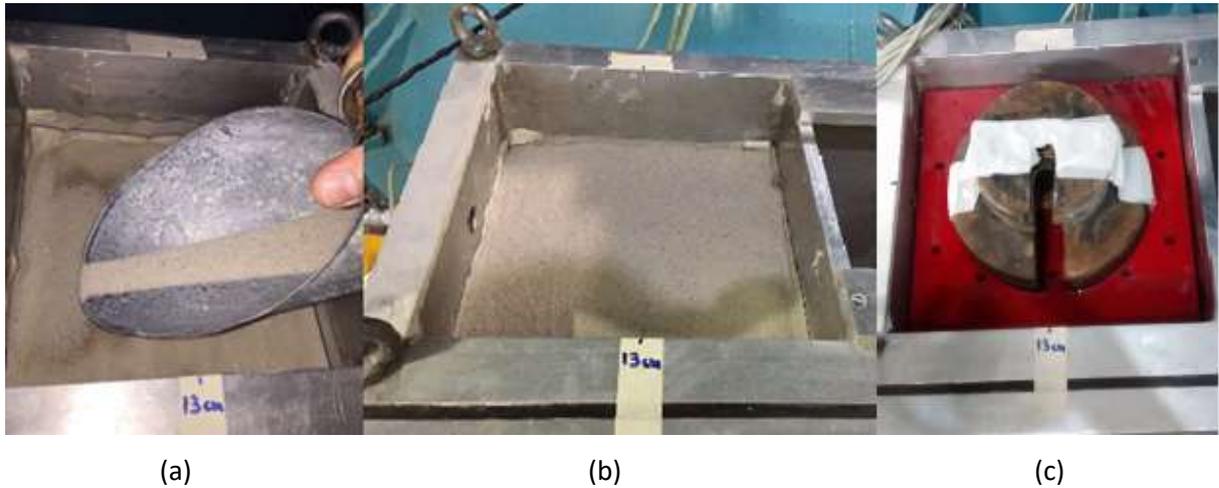


Figura 38: (a) e (b) Construção da camada de areia drenante no topo do solo mole; (c) Sobrecarga inicial

Ao longo dos dias a sobrecarga foi sendo incrementada, pré-adensando o solo, e ao final de uma semana o solo estava sendo carregado com aproximadamente 53 Kg (40 kg de pesos + 9,1 kg do cilindro CBR + 3,77 kg da placa de chempoxy), correspondendo a 7,73 kPa de tensão aplicada.



Figura 39: Vista da caixa de teste com a sobrecarga sobre o solo mole após uma semana

Como não é aconselhável utilizar colunas de brita como sistema de melhoramento de solos que possuam $S_u < 10$ kPa, pelo fato de o confinamento lateral induzido pelo solo às colunas de brita ser muito reduzido (Domingues, 2006), pretendeu-se obter um solo com resistência não drenada igual ou maior à 10 kPa antes da etapa de construção das colunas. Para tal, o solo foi adensado na centrífuga a 26,3g em quatro etapas para ajudar na obtenção desse valor quando o ensaio em si fosse realizado. Ao fim de cada etapa, era feita a análise do grau de adensamento, índice de vazios, umidade e peso específico do solo, para verificar quando os modelos estariam prontos para que fosse dada continuidade à construção. A Tabela 16 resume as principais características obtidas em cada vez que a centrífuga geotécnica foi colocada em funcionamento antes da construção das colunas:

Tabela 16: Características obtidas após cada etapa de adensamento antes da construção das colunas

Etapa	Duração	Sobrecarga	Solo que seria melhorado com as colunas / Solo que não seria melhorado com as colunas			
			e	h(%)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{sub} (kN/m ³)
1	1h	Peso próprio	1,5942 / 1,5337	62,76 / 60,38	15,63 / 15,77	5,63 / 5,77
2	1h	Peso próprio	1,5786 / 1,5337	62,15 / 60,38	15,67 / 15,77	5,67 / 5,77
3	2h 40min	Peso próprio	1,3910 / 1,3824	54,76 / 54,42	16,13 / 16,15	6,13 / 6,15
4	3h	Placa de chempoxy (3,77 kg)	1,3607 / 1,3499	53,57 / 53,15	16,21 / 16,24	6,21 / 6,24

Após a última etapa do adensamento, foi feita uma retro análise a partir dos dados de poropressão obtidos para determinação do coeficiente de adensamento do solo naquele momento, onde foi obtido $c_v = 2,12 \times 10^{-4}$ m²/s.

Para calcular o valor da sobrecarga que deveria ser colocada no solo para obtenção de uma resistência não drenada de aproximadamente 10 kPa no meio da camada de solo mole, foi utilizada a seguinte relação:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = a OCR^b \quad (3.9)$$

Onde:

- S_u = resistência não drenada;
- σ'_v = tensão vertical efetiva;
- a e b = constantes (Tabela 17);
- OCR = razão de sobreadensamento.

Tabela 17: Valor das constantes a e b

Pesquisador	Data	a	b	Comentário
Nunez	1989	0.22	0.62	Baseado no vane test
Phillipis	1987	0.19	0.67	-
Springman	1989	0.22	0.71	-

A σ'_v utilizada para o cálculo foi a obtida após a quarta etapa de adensamento em centrífuga, no meio da camada de solo mole, que foi de 22,30 kPa.

Substituindo os valores na Equação 3.9 temos:

$$\frac{10}{22,30} = 0,22 \text{ OCR}^{0,62} \rightarrow \text{OCR} = 3,15$$

Para obtenção de $\text{OCR} \approx 3$, foi calculada uma sobrecarga de ≈ 13 kg.



Figura 40: Vista do modelo com o solo mole e a sobrecarga na centrífuga geotécnica antes do início do adensamento

O passo seguinte foi adensar o solo mole na centrífuga geotécnica a 26,3g, a 88,8 rpm, com duas fronteiras drenantes, durante 6h e 35min, tendo-se atingido um

grau de adensamento médio de aproximadamente 66,50% no solo que receberia as colunas e 73% no solo que não receberia. Essa diferença no grau de adensamento nos dois modelos pode estar ligada a erros inerentes à montagem, como, por exemplo, ar incorporado no solo mole ao ser vertido na caixa de teste. A Figura 41 mostra os dois modelos ao final do adensamento do solo mole. As 6h e 35min de adensamento à escala do modelo correspondem à aproximadamente 6 meses e 4 dias à escala do protótipo, seguindo a relação dada pela equação 2.20, onde

$$t_m = \frac{1}{N^2} t_p.$$

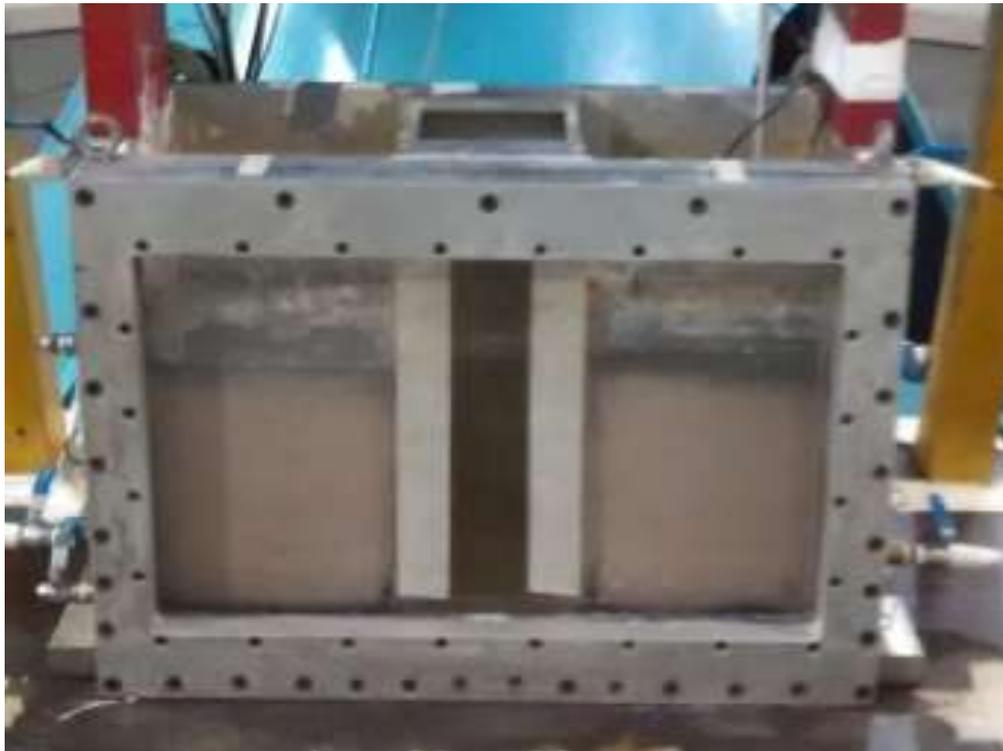


Figura 41: Modelos ao final da etapa de adensamento na centrífuga geotécnica

Durante o adensamento do solo mole foram monitorados os valores de poropressão. A localização dos instrumentos utilizados é apresentada nas Figuras 42 e 43 para o modelo com o solo melhorado, e nas Figuras 44 e 45 para o modelo com o solo sem colunas. Os valores de poropressão registrados são apresentados nas Figuras 46 e 47.

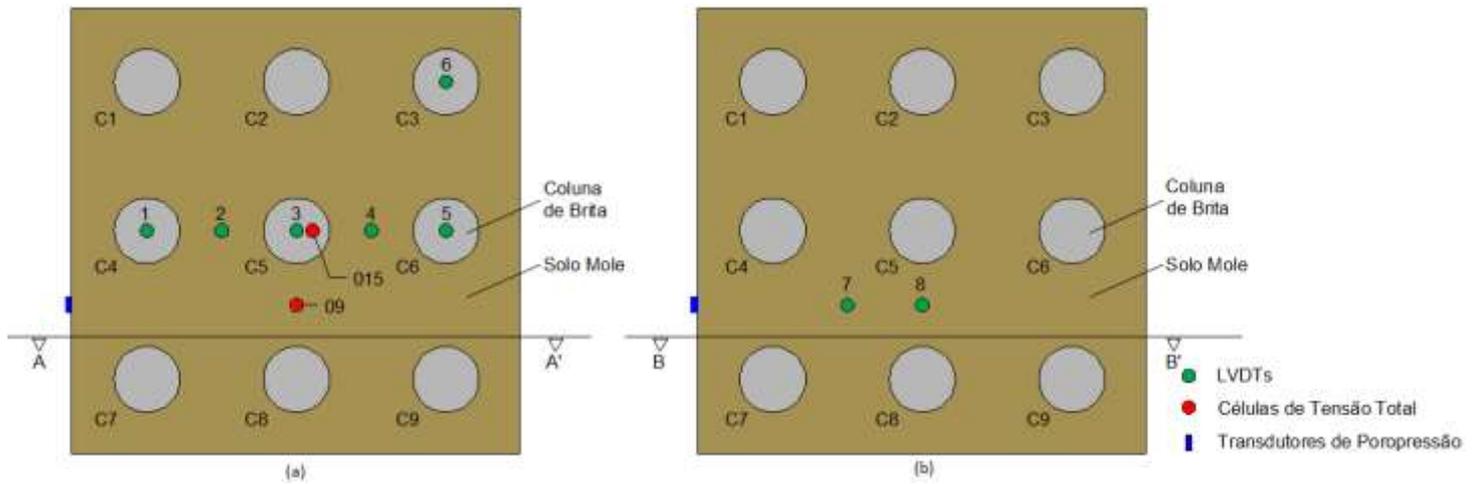


Figura 42: Localização em planta dos instrumentos no modelo com colunas: (a) Instrumentos localizados na base do aterro; (b) Instrumentos localizados no topo do aterro

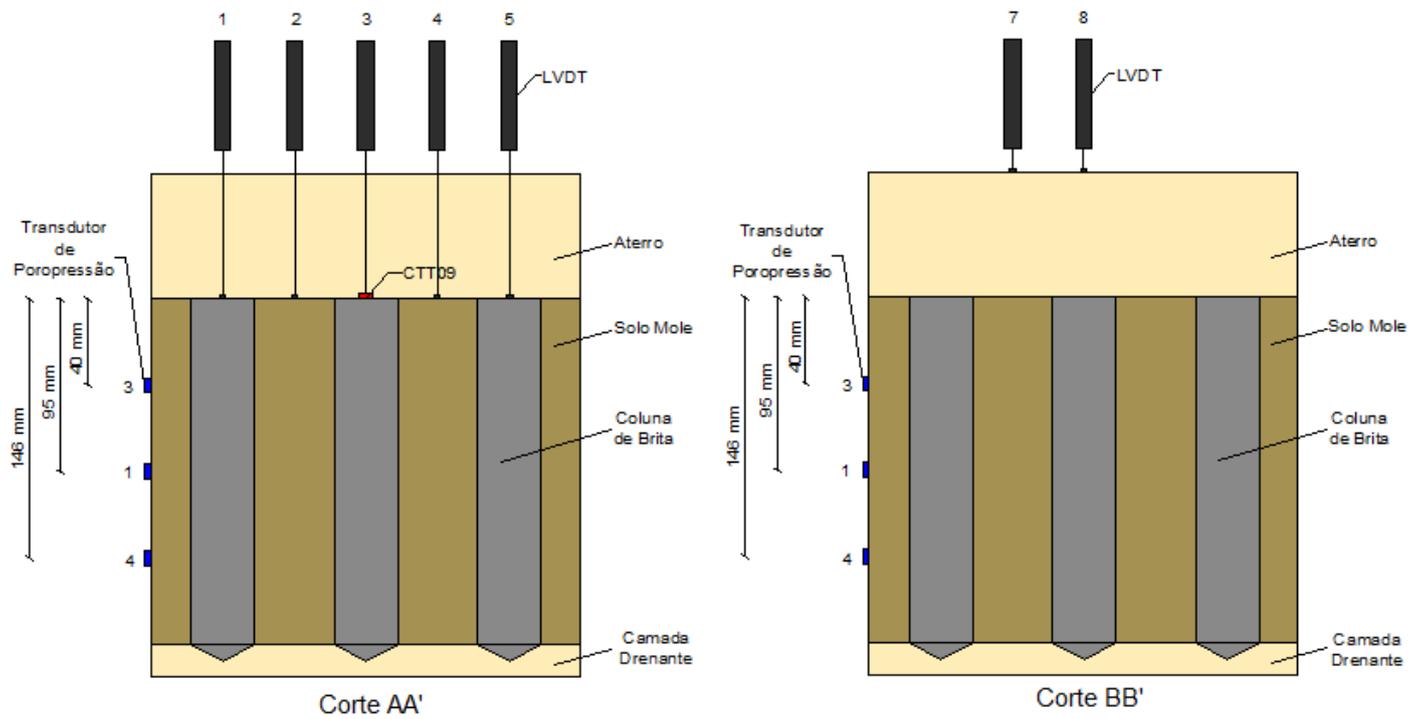


Figura 43: Localização em cortes esquemáticos dos instrumentos no modelo com colunas

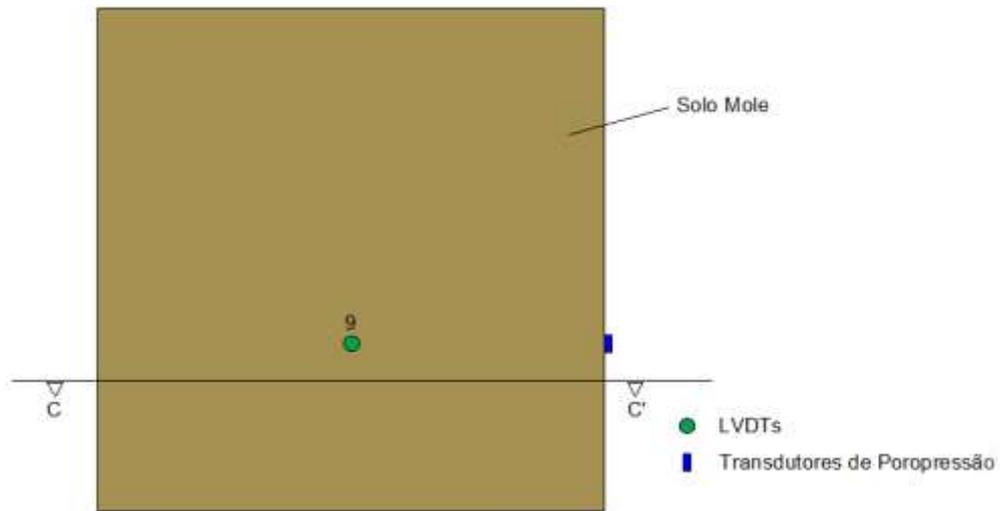


Figura 44: Localização em planta dos instrumentos no modelo sem colunas (base do aterro)

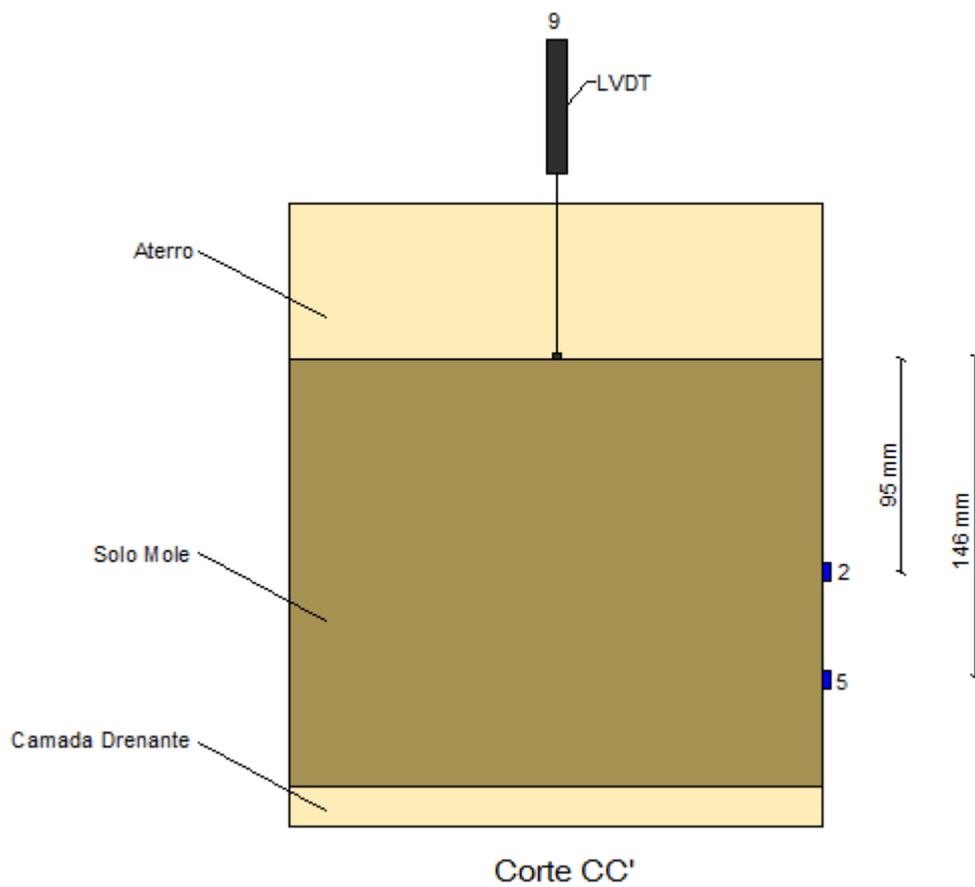


Figura 45: Localização em corte esquemático dos instrumentos no modelo sem colunas

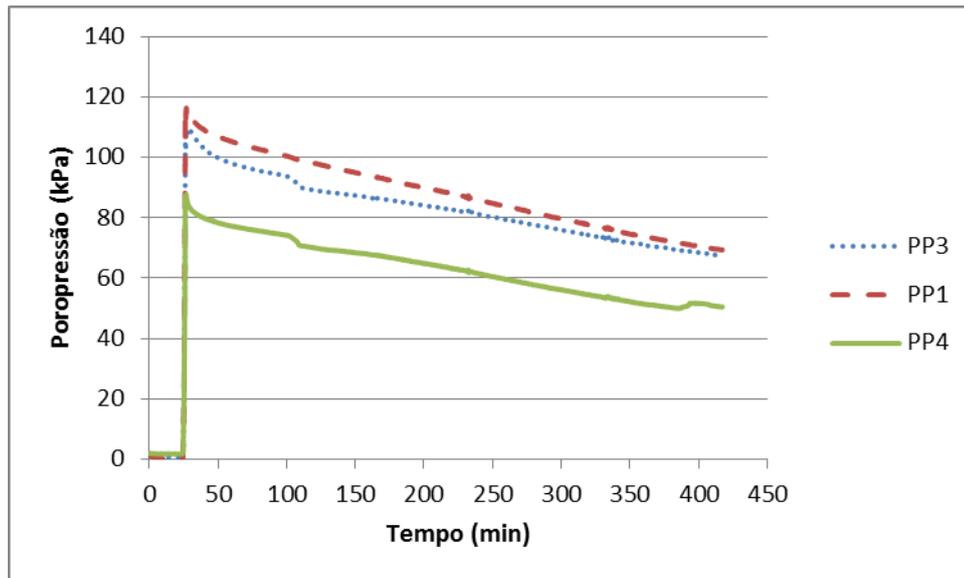


Figura 46: Dissipação da poropressão a diferentes profundidades durante o adensamento do modelo que receberia as colunas

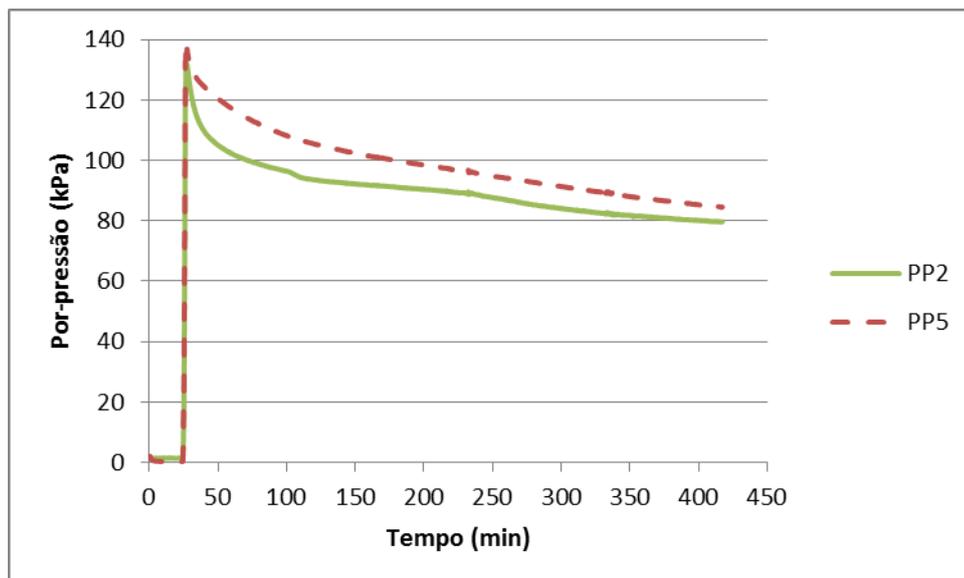


Figura 47: Dissipação da poropressão a diferentes profundidades durante o adensamento do modelo que não receberia as colunas

O fato de transdutores que se encontram em maiores profundidades terem registrado valores menores de poropressão do que os que estão em menores profundidades pode ser parcialmente explicado pelo fato da placa de chempoxy não ter distribuído igualmente a sobrecarga colocada sobre ela por toda a profundidade de solo mole, se comportando de maneira semelhante a uma sapata rígida no que diz respeito à distribuição de tensões com a profundidade. Foi constatado também um problema relacionado à calibração do transdutor número 4, conforme mostrado no Anexo II, o que pode ter afetado os valores registrados por esse transdutor.

Após a etapa de adensamento, o solo que receberia as colunas apresentou um valor de $\gamma_{\text{sat}} = 16,89 \text{ kN/m}^3$ e o que não receberia de $16,93 \text{ kN/m}^3$. Por retro análise, o primeiro apresentou $c_v = 1,47 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$, e o segundo, $c_v = 1,81 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ (Anexo III).

A Figura 48 apresenta as isócrinas de poropressão obtidas durante o processo de adensamento, à partir dos 3 transdutores do modelo com colunas, e a Figura 49 dos 2 transdutores do modelo sem colunas.

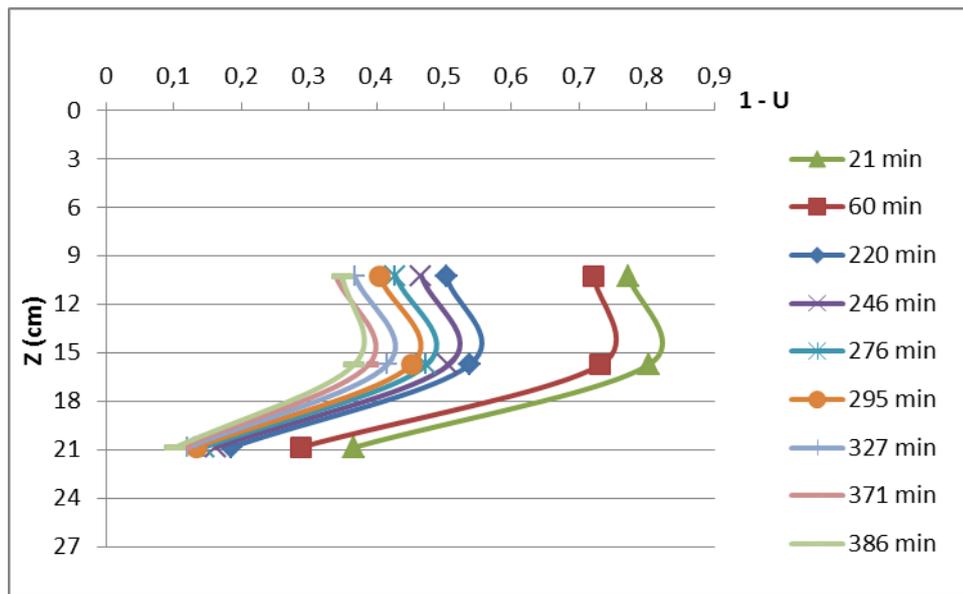


Figura 48: Isócrinas de poropressão no modelo que receberia as colunas

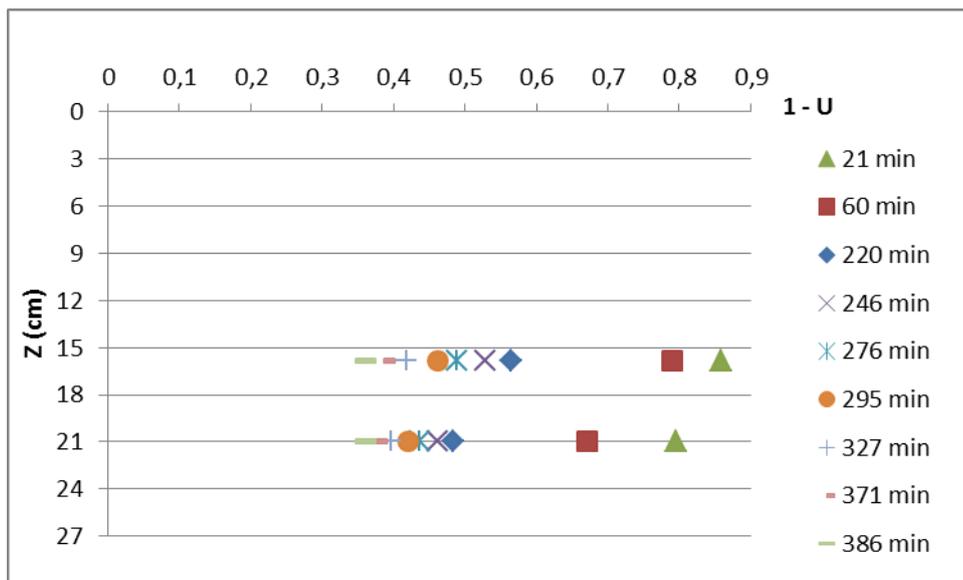


Figura 49: Isócrinas de poropressão no modelo que não receberia as colunas

Analisando a Figura 48, tendemos a achar que a drenagem ocorreu de forma mais rápida na base do solo mole quando comparado ao topo, sendo que o esperado era que a drenagem ocorresse da mesma maneira. Porém, nessa etapa da construção dos modelos, a camada de solo mole ainda não havia sido cortada com a intenção de chegar à espessura de solo mole final para a realização dos ensaios, fazendo com que o transdutor 4 estivesse mais próximo da camada drenante da base do que o transdutor 3 próximo ao topo da camada de solo mole.

As tabelas utilizadas para o controle da % de adensamento e plotagem das isócrinas de poropressão durante o ensaio, e cálculo de c_v e γ_{sat} após o ensaio se encontram no Anexo III.

Ao fim do adensamento, as torneiras do sistema de drenagem foram imediatamente fechadas, a sobrecarga retirada, e a centrífuga foi novamente acelerada a 26,3g para realização do ensaio de penetrômetro T-bar no modelo que não seria melhorado com a construção das colunas.

O ensaio de penetrômetro T-bar utilizado em centrífuga foi desenvolvido na Universidade do Oeste da Austrália (UWA) por Steward e Randolph, em 1991, tendo como finalidade a determinação de um perfil contínuo de resistência não drenada (S_u) em solos coesivos moles. Este ensaio consistiu na cravação com velocidade constante de 3 mm/s, de uma barra cilíndrica horizontal, tal como representado na Figura 50.

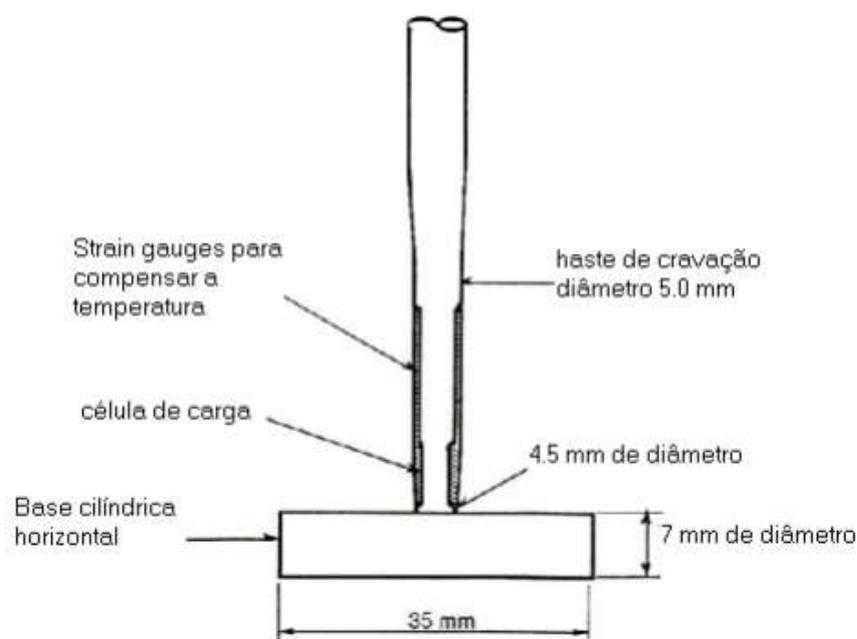


Figura 50: Esquema do penetrômetro cilíndrico T-bar (Steward e Randolph, 1991)

No presente estudo, a resistência não drenada do solo S_u foi medida utilizando o penetrômetro T-bar existente no Laboratório de Engenharia Civil da UENF. Trata-se de um penetrômetro T-bar com um cilindro de 6 mm de diâmetro e 27,5 mm de comprimento. A força vertical é medida com uma célula de carga de compressão situada atrás da barra. A calibração da célula de carga utilizada se encontra no Anexo II.

O sistema de cravação é composto por um atuador elétrico acoplado a uma caixa de redução com capacidade de movimentar o braço do atuador a uma velocidade mínima de 0,1 $\mu\text{m/s}$.

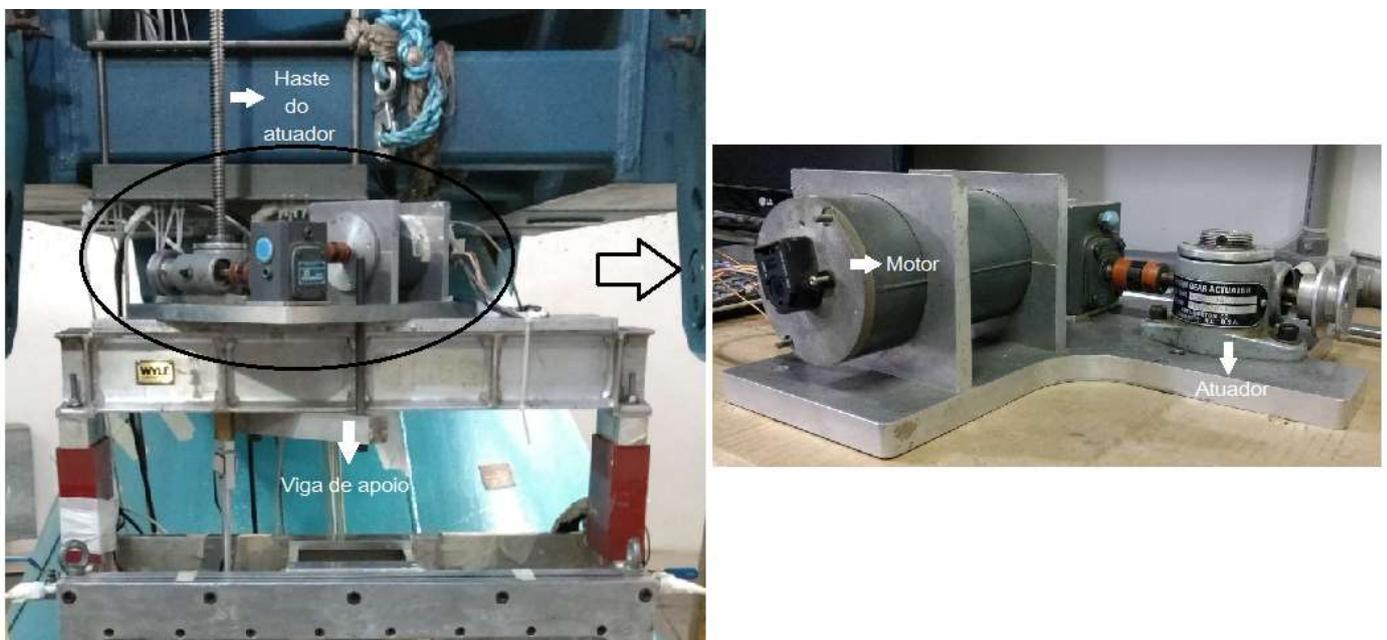


Figura 51: Atuador elétrico

À medida que o cilindro penetra no solo, os valores medidos pela célula de carga podem ser usados para estimar o perfil de resistência ao cisalhamento do solo em condições não drenadas. A resistência não drenada do solo pode ser estimada a partir da seguinte equação:

$$S_u = \frac{V}{N_b \cdot D \cdot L} \quad (3.10)$$

Onde:

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \text{força vertical medida durante a penetração (N);} \\ L = \text{comprimento da barra cilíndrica (m);} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D = \text{diâmetro da barra cilíndrica (m);} \\ N_b = \text{fator do penetrômetro T-bar.} \end{array} \right.$$

O fator N_b depende da rugosidade da barra cilíndrica, tipo de solo e história de tensões (Randolph e Houlsby, 1984; Randolph e Andersen, 2006; Lunne *et al.*, 2005), e é recomendado para ele o valor de 10,5 (Randolph e Houlsby, 1984).

A célula de carga foi “zerada” antes da realização do ensaio. Como a mesma se encontrava na parte superior da haste, fez-se necessária a cravação da haste sem a barra após a realização da cravação completa, para que os valores obtidos fossem subtraídos, fazendo com que o atrito lateral da haste fosse desconsiderado. A velocidade de cravação do penetrômetro foi de 16 mm/s. A Figura 52 apresenta o perfil de resistência não drenada do solo.

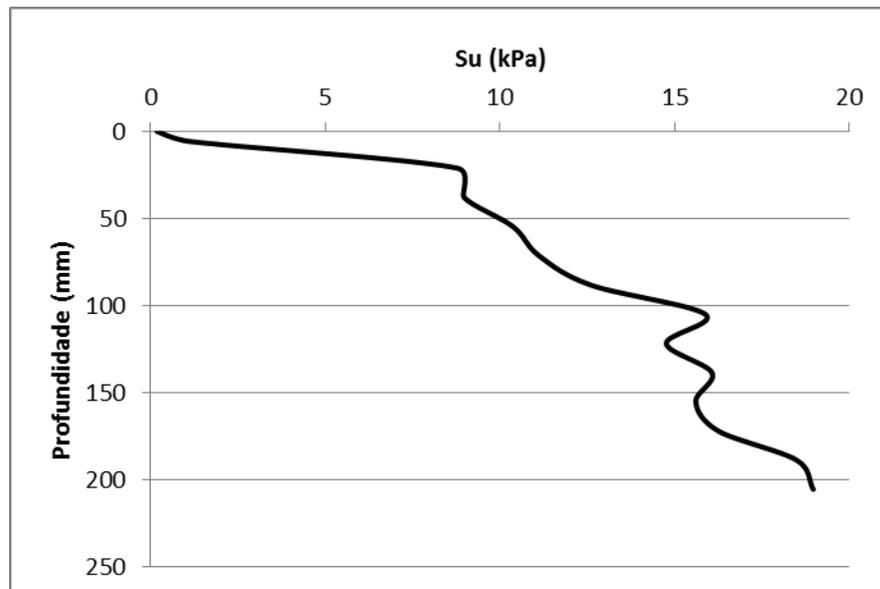


Figura 52: Perfil de resistência não drenada do solo que não receberia as colunas

Após o ensaio de T-bar, a água sobrenadante do solo foi retirada, e o mesmo foi cortado de forma a obter uma espessura final de solo mole de 20,9 cm (Figura 53). E então procedeu-se a instalação das colunas a 1g.



Figura 53: Vista da caixa de teste com o solo mole após corte da camada superficial

Para que a verticalidade das colunas instaladas no solo mole fosse garantida, foi utilizada uma plataforma que serve de guia para os tubos metálicos de instalação das colunas. A plataforma guia consiste de uma placa de poliuretano chempoxy, com altura de 50 mm, possui nove orifícios de 38 mm de diâmetro, e está apresentada na Figura 54(a).

Foram utilizados 9 tubos metálicos de diâmetro externo igual a 38 mm para instalação das colunas. Para simular o efeito de compactação decorrente do processo de instalação das colunas que ocorre no campo, foi utilizado um pilão metálico, cujas dimensões estão indicadas na Figura 55(b).

A plataforma guia é dotada de uma estrutura de suporte que permite a regulagem da profundidade da guia dentro da caixa de teste. A estrutura de suporte é fixada no topo da caixa de teste e está representada na Figura 54(b).

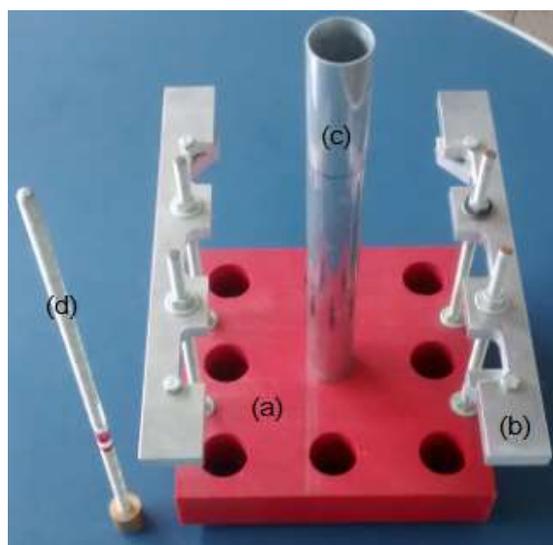


Figura 54: Ferramentas utilizadas na instalação das colunas: (a) Plataforma guia; (b) Suporte de encaixe na caixa de teste; (c) Tubo metálico; (d) Pilão para compactação

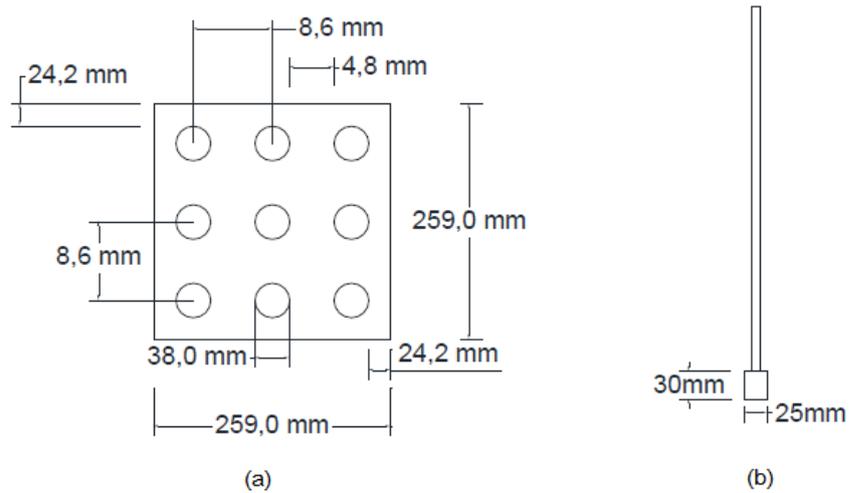


Figura 55: (a) Dimensões da plataforma guia em planta; (b) Dimensões do pilão

As paredes dos tubos metálicos foram revestidas com vaselina líquida a fim de minimizar a aderência e perturbação no solo mole, e ponteiros porosos foram utilizadas nas bases dos tubos.

Para fabricar as ponteiros drenantes foi utilizado um molde para 8 ponteiros (Figura 56), cada uma com 38 mm de diâmetro e 10 mm de altura no centro. Para isso, foi utilizada uma mistura de areia e cola epóxi, sendo utilizados 106,82 gramas de areia para 7,52 gramas de cola. A areia utilizada para fabricar as pedras porosas foi a mesma utilizada na camada de areia colocada na base do solo mole como função de camada drenante. Com a colocação da ponteira de pedra porosa pretende-se garantir que as colunas fiquem assentes no estrato rígido subjacente ao solo mole, como é recomendado para o caso de argilas moles e muito moles, e impedir a obstrução dos tubos com o solo mole durante a cravação. Foram utilizadas 9 ponteiros de pedra porosa, uma para cada coluna, fixadas nos tubos metálicos por meio de uma fina camada de silicone, para que fosse facilmente solta ao se extrair o tubo. A Figura 57 demonstra o teste de permeabilidade da ponteira porosa realizado antes da sua utilização na construção das colunas.



Figura 56: Molde utilizado para a fabricação das ponteiros drenantes



Figura 57: Teste de permeabilidade da ponteira porosa

A Figura 58 apresenta um esquema do processo utilizado para instalação das colunas de areia. O tubo com a ponteira foi cravado no solo mole, passando pela plataforma guia encaixada no topo da caixa de teste, até que a ponteira tocasse a camada drenante inferior, apresentando resistência para a continuação da cravação. Após isso, a plataforma guia foi retirada, a primeira camada de material granular foi lançada e a ponteira descolada do tubo com o auxílio do pilão (Figura 54-d) pressionando a primeira camada de areia, empurrando-a para baixo e puxando levemente o tubo para cima. Após a ponteira estar solta do tubo e a primeira camada apiloada, foi então lançada a camada seguinte, apiloando-a concomitante com a gradativa retirada do tubo. Foi então repetido o procedimento, até que toda coluna estivesse preenchida. A plataforma guia foi novamente encaixada na caixa de teste, e prosseguiu-se a instalação de uma nova coluna. Esse procedimento foi repetido até que todas as 9 colunas estivessem instaladas.

O volume de material granular utilizado para cada uma das colunas foi particionado em 4 e separado individualmente em saquinhos. A Figura 59 apresenta fotografias do processo construtivo das colunas granulares.

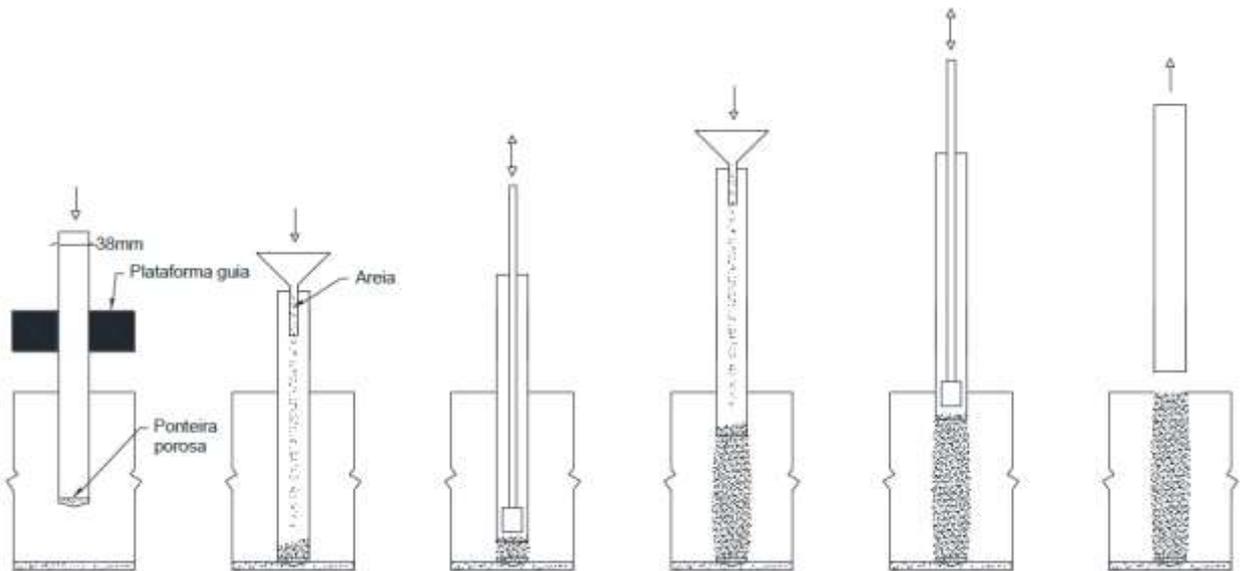


Figura 58: Processo utilizado para a instalação das colunas granulares

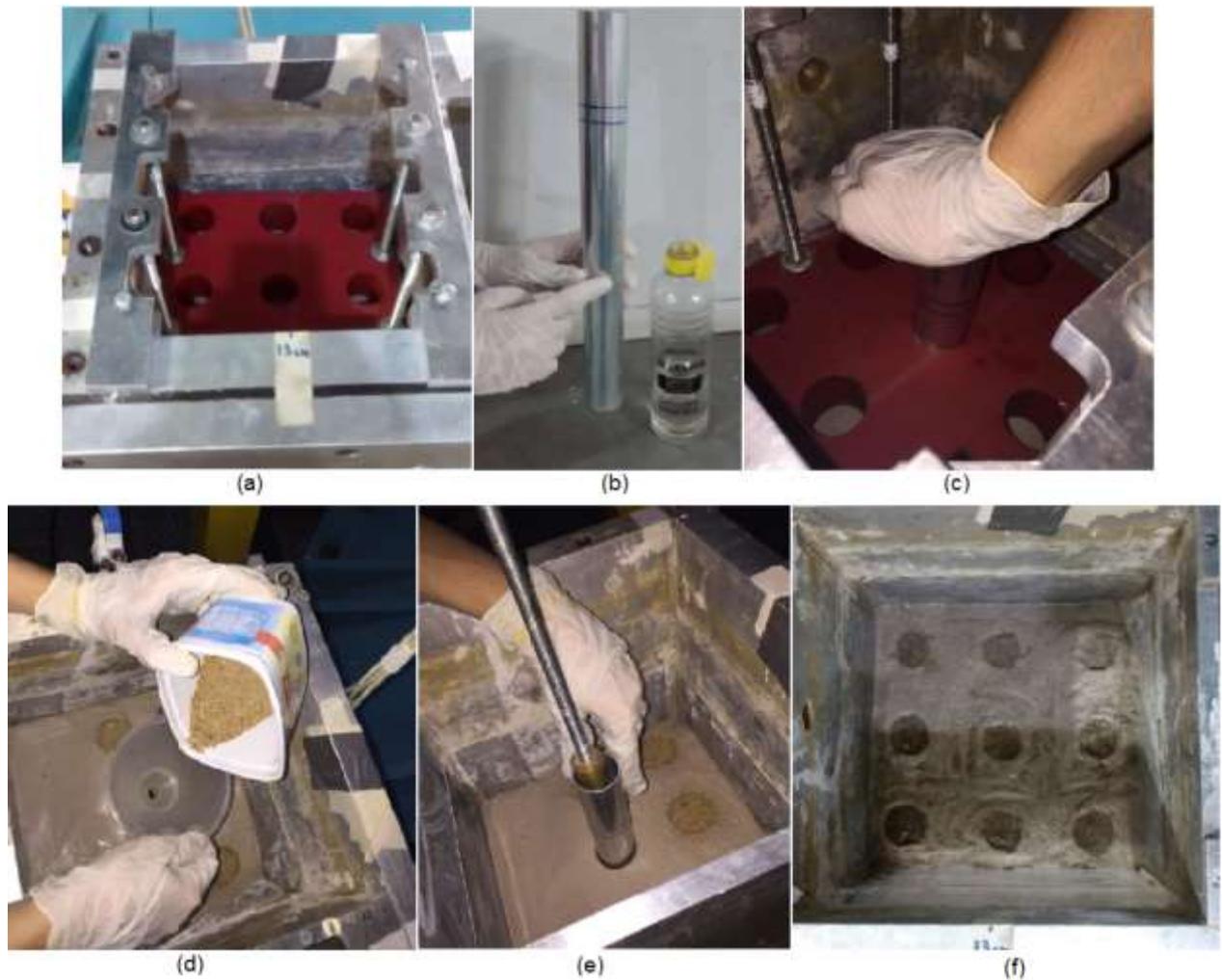


Figura 59: Processo construtivo das colunas granulares: (a) Plataforma guia encaixada no topo da caixa de teste; (b) Tubo metálico sendo revestido por vaselina; (c) Cravação do tubo metálico no solo mole; (d) Lançamento do material granular; (e) Apiloamento do material granular; (f) Disposição final das colunas granulares

No topo do solo mole foram posicionadas as duas células de tensão total, e, para servir de apoio para as hastes dos LVDTs nos pontos de medição dos deslocamentos verticais, foram posicionadas pequenas sapatas cilíndricas, que foram fabricadas na Oficina de Maquinaria que auxilia o funcionamento da centrífuga geotécnica da UENF. Também foi feito o posicionamento de um tubo para proteção da haste do LVDT, que foi utilizado para garantir que a mesma não ficasse “agarrada” devido ao confinamento que o solo do aterro causaria. Para essa finalidade, foi confeccionado um tubo oco, que permitiu que a haste deslocasse livremente por ele. Neste trabalho foi confeccionado somente um tubo, com o intuito de verificar a sua aplicabilidade para trabalhos futuros. Todos os itens citados são mostrados na Figura 60.

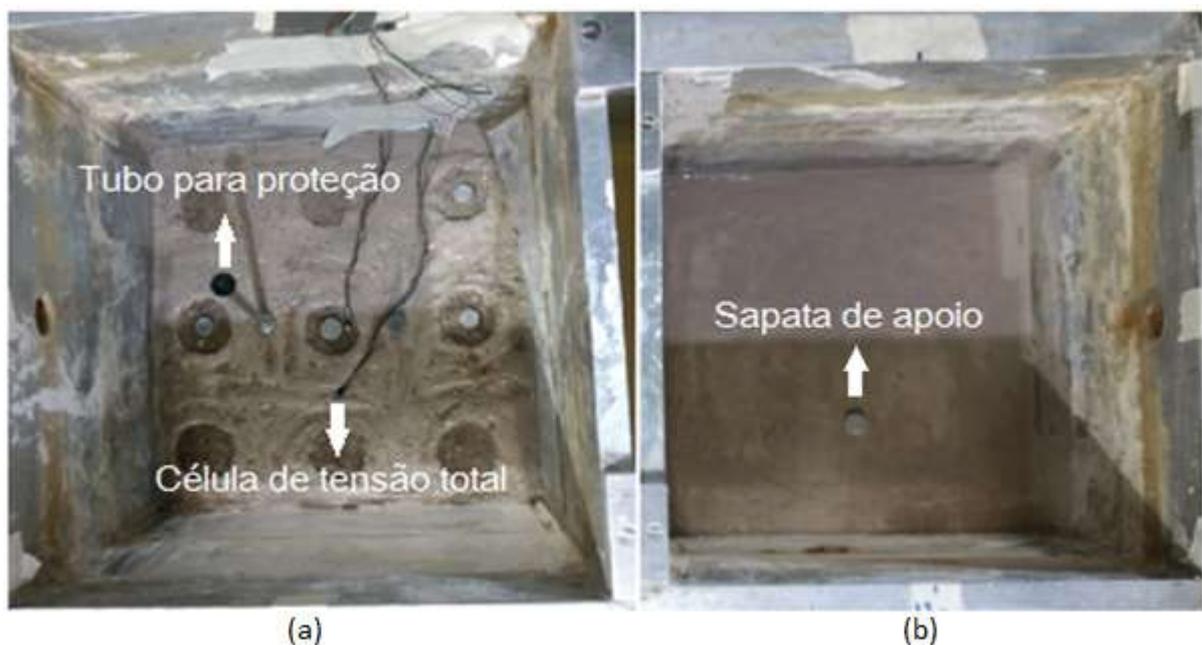


Figura 60: Posicionamento das células de tensão total, das pequenas sapatas utilizadas para apoio das hastes dos LVDTs, e do tubo para proteção da haste do LVDT: (a) Modelo com colunas; (b) Modelo sem colunas

Em seguida, procedeu-se a construção do primeiro aterro nos dois modelos. Para a construção do aterro é requerida a reconstituição de uma amostra de areia com uma determinada densidade. Para esse efeito, e atendendo à importância da repetibilidade das técnicas de preparação nos três ensaios, o aterro foi construído através de deposição de areia.

Para garantir que a areia estivesse na densidade desejada foi adotado o mesmo procedimento de pluviação utilizado por Santiago (2010). Tal procedimento

consistiu na produção de uma chuva de areia através de um pluviador, equipamento que direciona e controla a velocidade de deposição da areia. A densidade do solo depende da altura de queda e da velocidade de deposição, onde as maiores alturas de queda resultam em maiores energias de deposição e conseqüentemente em solos mais densos.

O pluviador é formado por um funil de alimentação acoplado a uma mangueira por onde o material escoar por gravidade e que possui, em sua ponta, um bocal com tampa perfurada que permite uma distribuição uniforme da chuva de areia. O pluviador utilizado está apresentado na Figura 61.



Figura 61: Pluviador confeccionado no Laboratório de Engenharia Civil da UENF

A Figura 62 apresenta a curva obtida a partir do ensaio de calibração do pluviador. Com base nesse ensaio, foi determinada a altura de queda para construção dos aterros nos modelos, que foi de ≈ 21 cm, correspondendo a uma densidade relativa de 60%.

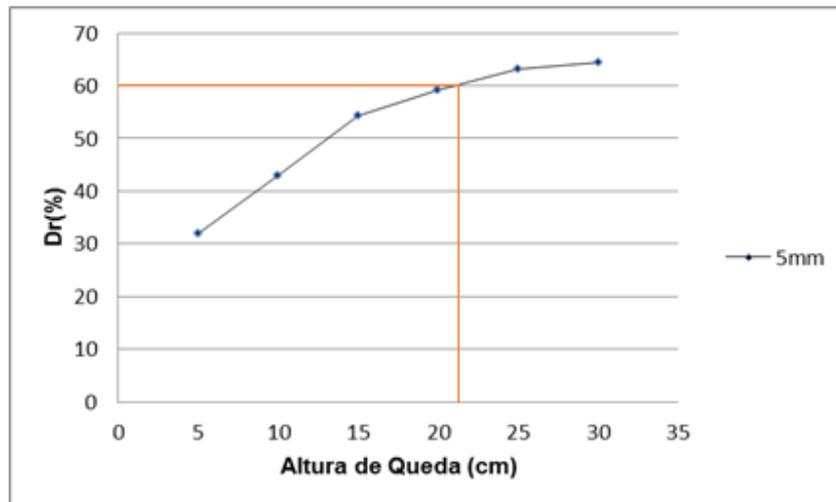


Figura 62: Ensaio de calibração do pluviador com a areia IPT

O aterro 1 foi construído no modelo com uma altura de 4,75 cm, correspondendo à 1,25 m no protótipo, representando uma sobrecarga de 17,63 kPa. A Figura 63 mostra o pluviador sobre a caixa de teste para a construção do aterro 1.



Figura 63: Vista do pluviador sobre a caixa de teste



Figura 64: Modelos após construção do aterro 1

Concluída a construção do aterro 1 nos dois modelos, o restante das pequenas sapatas que servem de apoio para as hastes dos LVDTs foram posicionadas no topo do aterro (Figura 65), e o tubo utilizado para proteção da haste foi destampado. Foi utilizada uma estrutura em acrílico de suporte para os LVDTs. Na Figura 66 é apresentado o suporte de fixação dos LVDTs juntamente com a estrutura utilizada para encaixe na caixa de teste. As hastes metálicas com os prolongamentos dos LVDTs foram posicionadas, e os LVDTs inseridos por cima das hastes. A Figura 67 mostra o processo da instrumentação dos modelos com os LVDTs.



Figura 65: Posicionamento das sapatas de apoio das hastes metálicas dos LVDTs no topo do aterro do modelo construído com as colunas

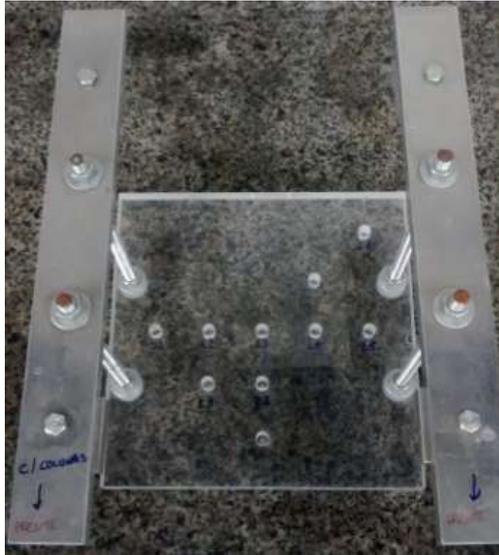


Figura 66: Suporte para os LVDTs com a estrutura de encaixe na caixa de teste

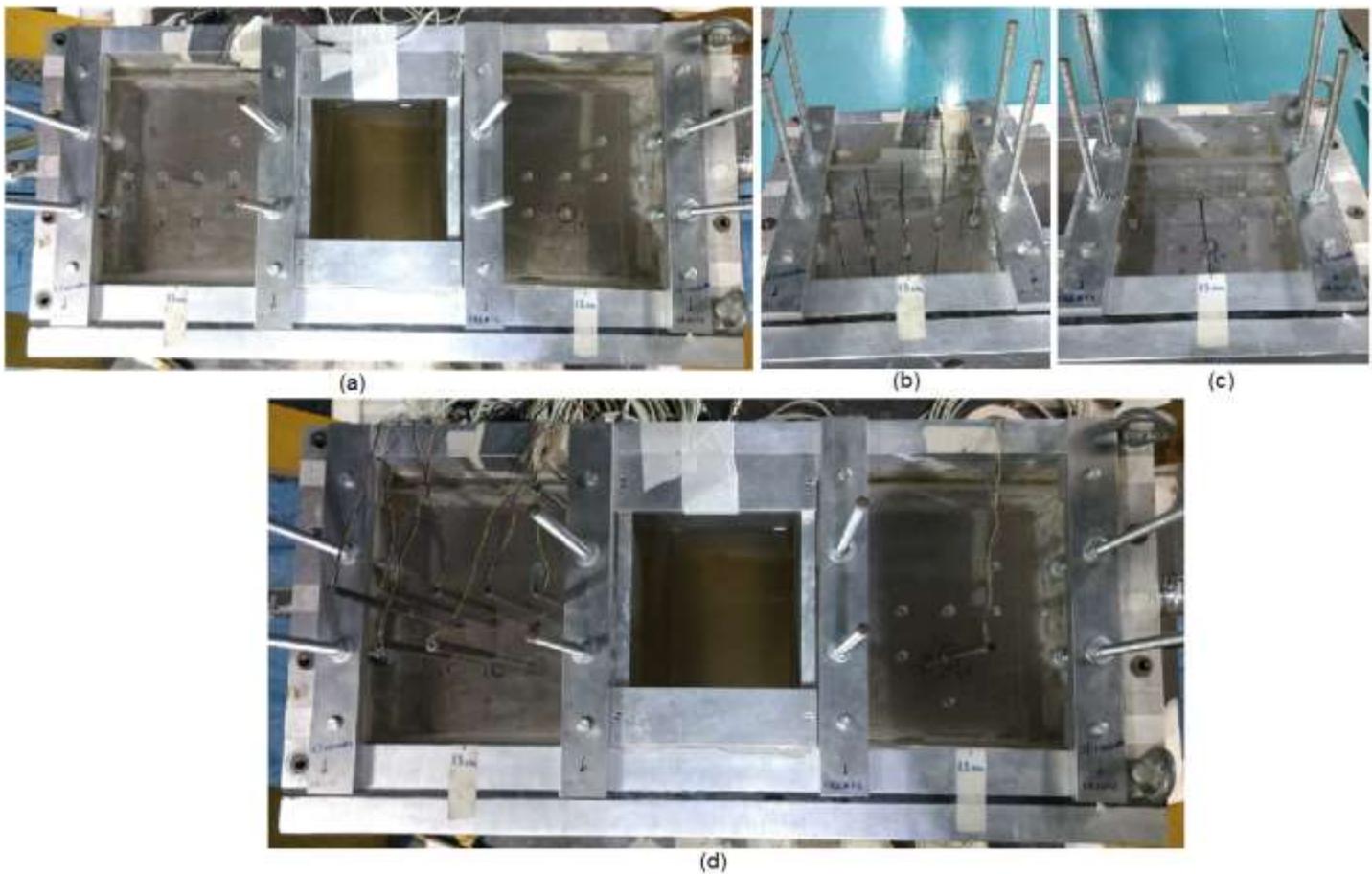


Figura 67: (a) Suportes dos LVDTs fixados no topo das células da caixa de teste; (b) Hastes metálicas com os prolongamentos dos LVDTs no modelo construído com as colunas; (c) Haste metálica com o prolongamento do LVDT no modelo construído sem as colunas; (d) Vista superior da caixa de teste com os dois modelos instrumentados

Em seguida foi dado início ao adensamento dos modelos na centrífuga geotécnica a 26,3g, durante aproximadamente 1h. O tempo de adensamento à escala do protótipo corresponde a 29 dias. A Figura 68 mostra os modelos ao final do primeiro ensaio realizado.

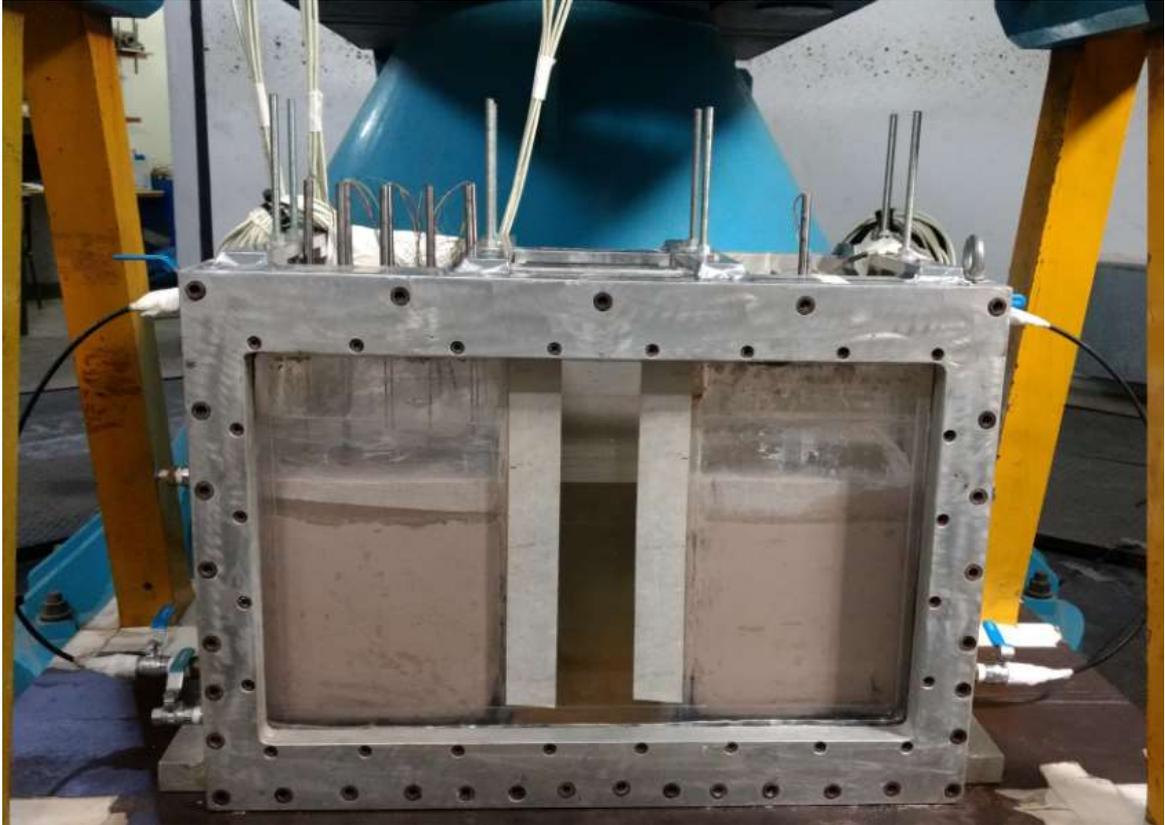


Figura 68: Vista dos modelos ao final do ensaio com aterro 1

Vale ressaltar que o outro cesto da centrífuga geotécnica foi equilibrado de acordo com o peso colocado no cesto em que os modelos foram montados, e lembrar que durante o funcionamento da centrífuga as torneiras do sistema de drenagem ficavam abertas, sendo fechadas imediatamente após o fim do ensaio.

Ao final do primeiro ensaio, as plataformas de suporte e os LVDTs foram retirados, dando prosseguimento à pluviação do aterro 2, que possuiu uma espessura total de 7,6 cm, correspondendo à 2,0 m no protótipo e representando uma sobrecarga de 28,20 kPa. Como o aterro 1 não foi retirado para dar seguimento à construção do aterro 2, a sobrecarga referente ao aterro 1 foi considerada para construção do aterro 2, sendo descontado o seu valor, caracterizando assim a construção de um aterro por etapas. Após a pluviação, os modelos foram novamente instrumentados com os LVDTs, e adensados a 26,3g por aproximadamente 1h. A Figura 69 mostra os modelos ao final do segundo ensaio. O procedimento foi

repetido para construção do aterro 3, que possui uma altura de 15,20 cm, correspondente à 4,0 m no protótipo e representando uma sobrecarga de 56,40 kPa. Novamente, como o aterro 2 não foi retirado, o valor de sua sobrecarga foi considerado ao se construir o aterro 3. Os modelos foram novamente adensados em centrífuga geotécnica a 26,3g por aproximadamente 1h. A Figura 70 mostra os modelos ao final do terceiro ensaio, e a Tabela 18 mostra um resumo das características referentes aos aterros em cada ensaio.



Figura 69: Vista dos modelos ao final do ensaio com aterro 2



Figura 70: Vista dos modelos ao final do ensaio com aterro 3

Tabela 18: Características dos aterros

Ensaio	Espessura total do aterro no modelo (cm)	Espessura total do aterro no protótipo (m)	Sobrecarga total (kPa)	Sobrecarga adicionada (kPa)
1	4,75	1,25	17,63	17,63
2	7,60	2,00	28,20	10,57
3	15,20	4,00	56,40	28,20

Após o fim do terceiro e último ensaio, o aterro foi retirado e ensaios de penetrômetro T-bar foram realizados nos dois modelos (Figura 71), tanto o que teve o solo mole melhorado com as colunas granulares, quanto o que não teve, para obtenção dos perfis de resistência não drenada do solo após a realização dos ensaios (Figura 72). Um resumo do procedimento seguido para montagem dos modelos e realização dos ensaios se encontra no Anexo IV.

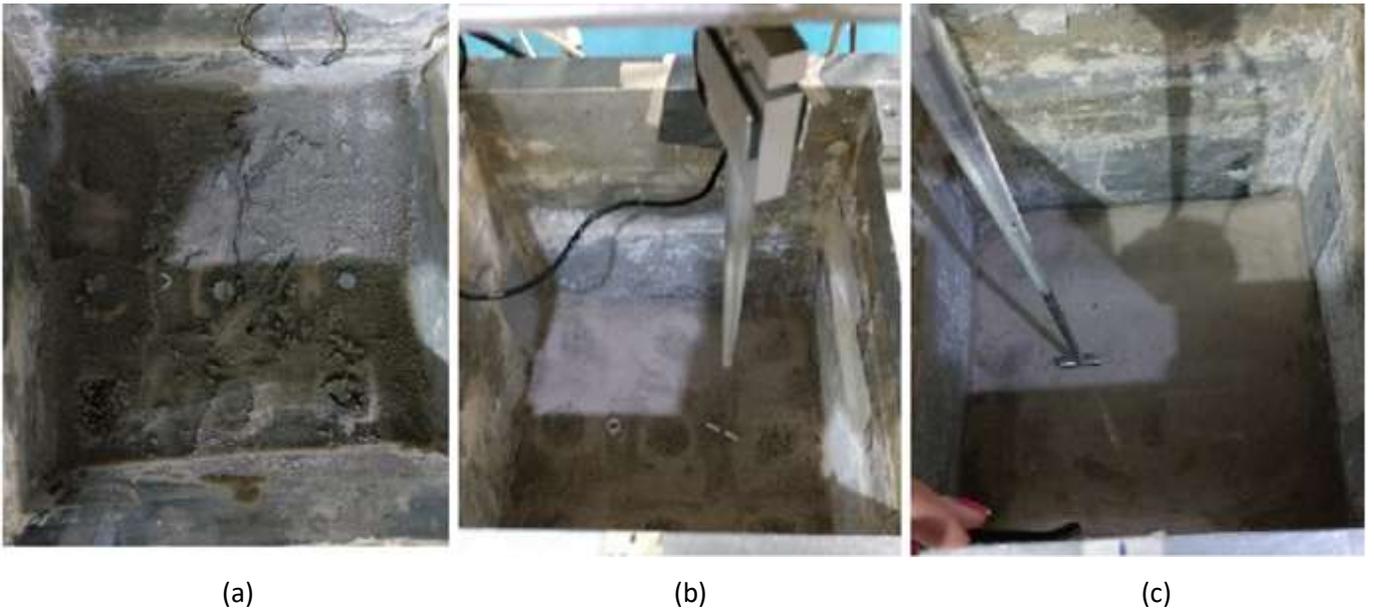


Figura 71: (a) Visualização das sapatas e das células de tensão total após retirada do aterro; (b) Ensaio de penetrômetro T-bar no modelo com as colunas; (c) Ensaio de penetrômetro T-bar no modelo sem as colunas

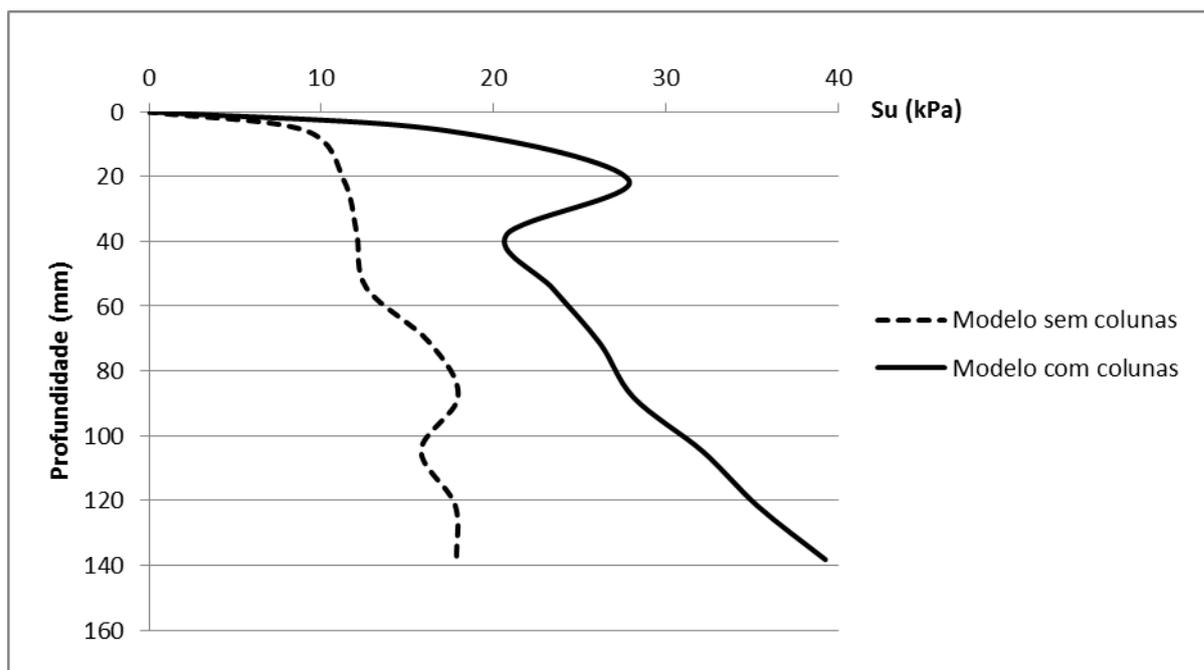


Figura 72: Perfis de resistência não drenada do solo mole dos dois modelos após a realização do terceiro ensaio

Analisando os dois perfis, percebe-se que o solo melhorado com as colunas de brita apresentou resistência não drenada na base da camada mais de duas vezes superior à resistência não drenada apresentada pelo solo sem colunas.

Após a realização dos ensaios T-bar, deu-se seguimento à exumação dos modelos, e amostras foram retiradas para determinação de perfis de umidade e índice de vazios, como mostra a Figura 73.



Figura 73: Retirada de amostra para determinação do perfil de umidade no modelo sem as colunas

Para que a exumação do modelo com as colunas fosse realizada, a caixa de teste foi retirada da centrífuga e sua parte frontal com o visor de acrílico retirada (Figura 74), permitindo que a exumação fosse feita parte a parte, e que a eficácia da montagem do modelo fosse analisada.



Figura 74: Retirada da parte frontal da caixa de teste para exumação do modelo com as colunas

A primeira fileira de colunas que foi possível de ser visualizada, composta pelas colunas 7, 8 e 9, nos mostrou que as ponteiros dessas colunas não ficaram assentes na camada de areia localizada abaixo do solo mole (Figura 75), como era objetivado.

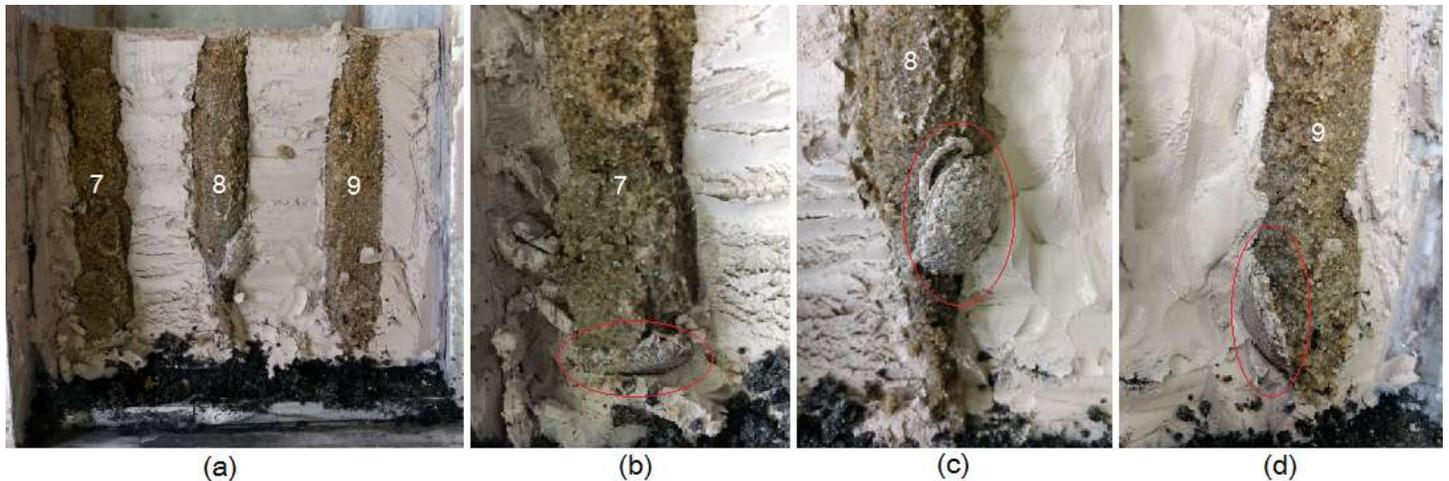


Figura 75: (a) Vista frontal das colunas 7, 8 e 9 após exumação; (b) Detalhe da ponteira da coluna 7; (c) Detalhe da ponteira da coluna 8; (d) Detalhe da ponteira da coluna 9

Conforme as Figuras 76 e 77 mostram a seguir, o mesmo ocorreu nas outras seis colunas.

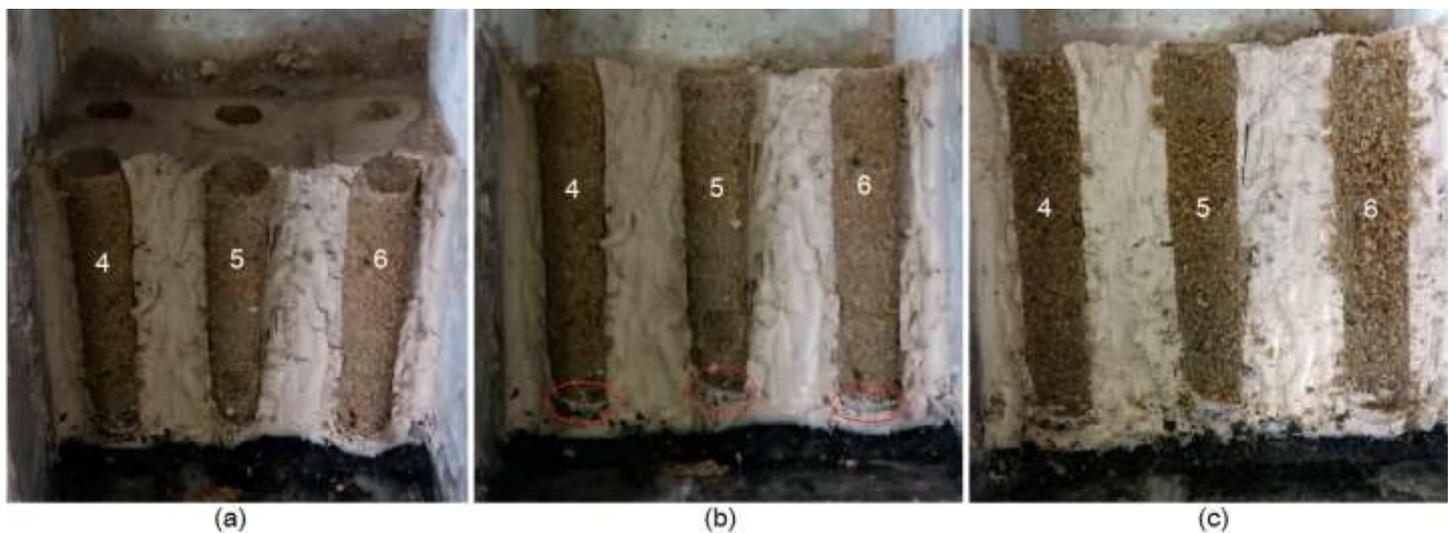


Figura 76: Colunas 4, 5 e 6: (a) Vista frontal; (b) Detalhe das ponteiros; (c) Vista frontal das colunas após cortadas diametralmente ao meio

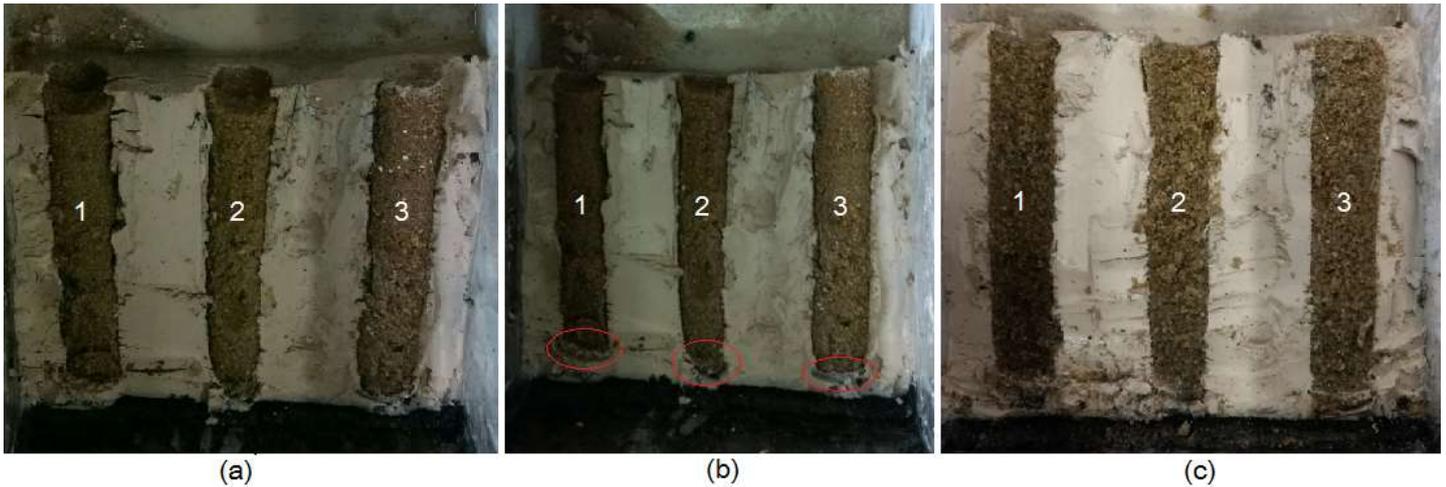


Figura 77: Colunas 1, 2 e 3: (a) Vista frontal; (b) Detalhe das ponteiros; (c) Vista frontal das colunas após cortadas diametralmente ao meio

Nas figuras 78, 79, 81 e 82 são mostrados os perfis de umidade e índice de vazios dos dois modelos, por meio dos quais se confirma o ganho de resistência do solo mole com a profundidade, sendo que no modelo em que o solo foi melhorado com as colunas foram retiradas amostras em duas posições diferentes, conforme mostra a Figura 80.

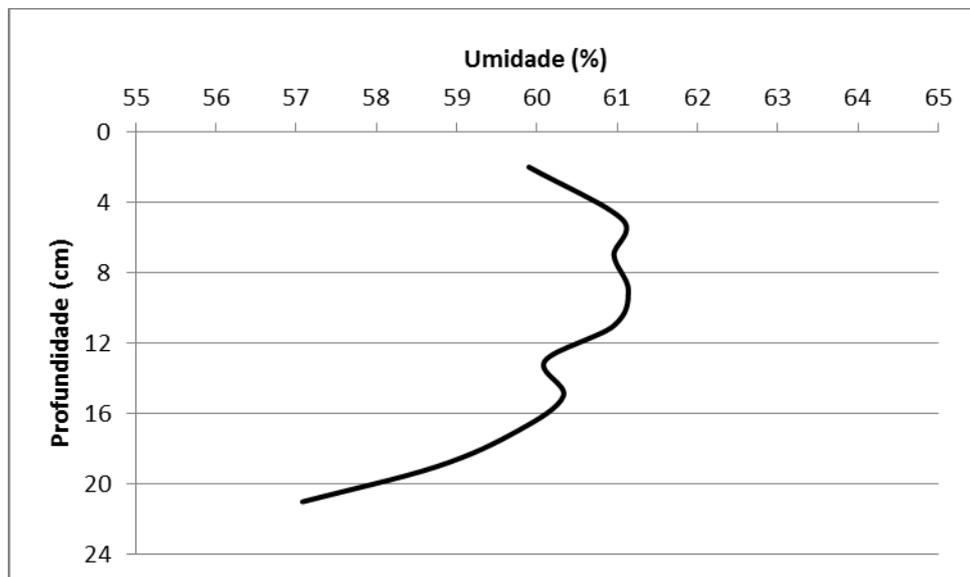


Figura 78: Perfil de umidade do modelo sem colunas

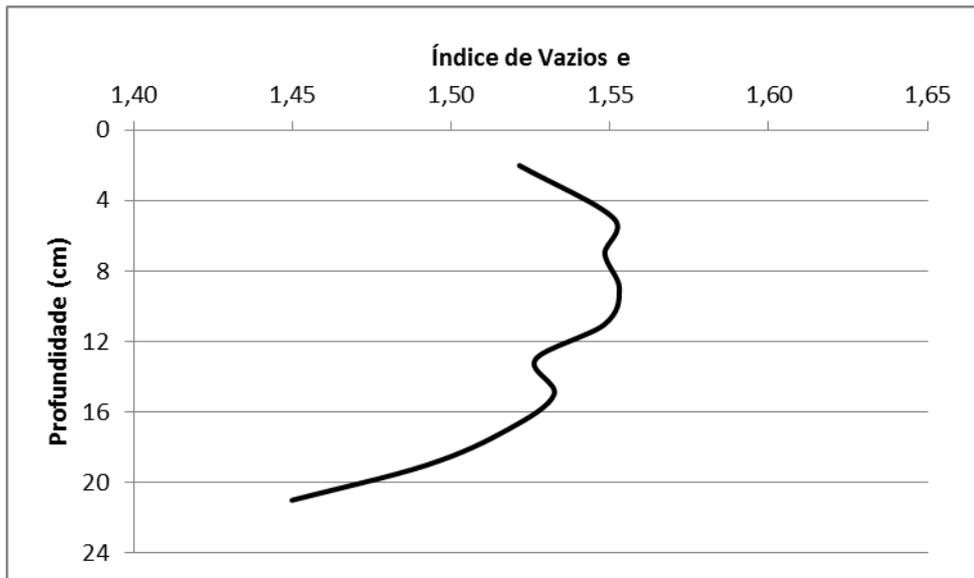


Figura 79: Perfil de índice de vazios do modelo sem colunas

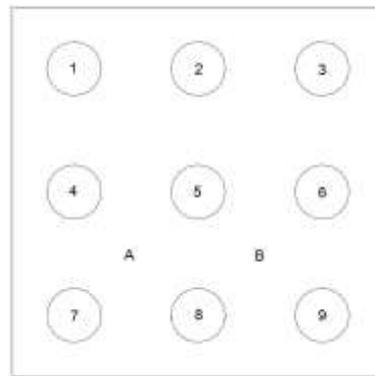


Figura 80: Localização da retirada das amostras para determinação dos perfis de umidade no modelo com colunas designadas pelas letras A e B

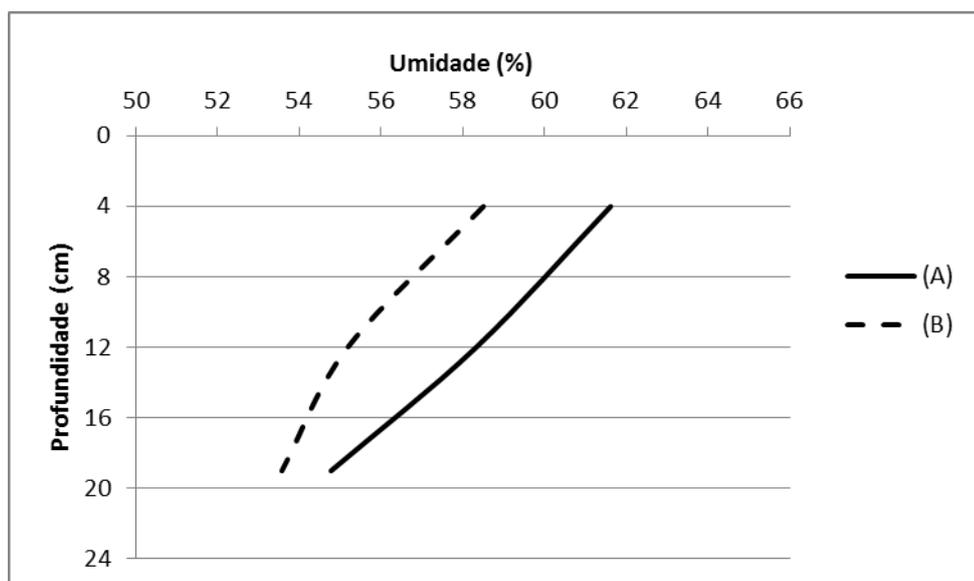


Figura 81: Perfil de umidade do modelo com colunas

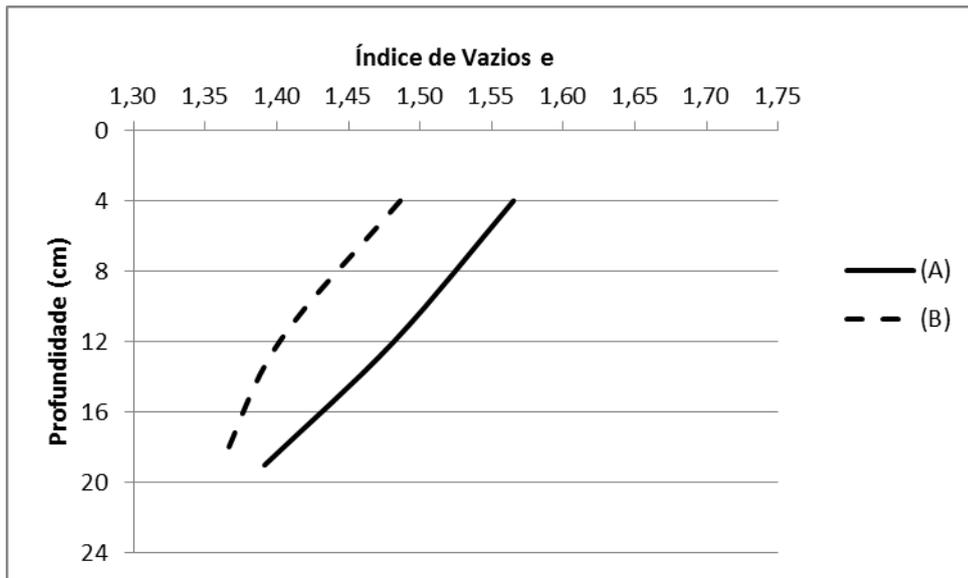


Figura 82: Perfil de índice de vazios do modelo com colunas

CAPÍTULO IV – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Os resultados que serão apresentados nesse capítulo foram obtidos com o uso da instrumentação especificada no Item 3.4, que consistiu de 5 transdutores de poropressão, 9 transdutores de deslocamento vertical e 2 células de tensão total.

Para melhor compreensão do comportamento da obra após a construção dos aterros, serão apresentados gráficos referentes à dissipação do excesso de poropressão, deslocamentos verticais e tensões verticais impostas pelos aterros e suportadas pelas colunas e pelo solo mole nos pontos instrumentados do modelo.

4.1 Processo de Dissipação da Poropressão após a Construção dos Aterros

As figuras de 83 a 91 mostram os gráficos de dissipação da poropressão após a construção do aterro 1.

Analisando a evolução da poropressão após a construção do aterro 1, é possível observar que a dissipação do excesso de poropressão no modelo onde as colunas de areia foram instaladas (Figura 83) ocorre de maneira mais acelerada quando comparada ao modelo sem as colunas (Figura 84), o que era de se esperar, já que a distância de drenagem em virtude da instalação das colunas é muito menor, o que aumenta o valor do gradiente hidráulico e, conseqüentemente, da velocidade de adensamento.

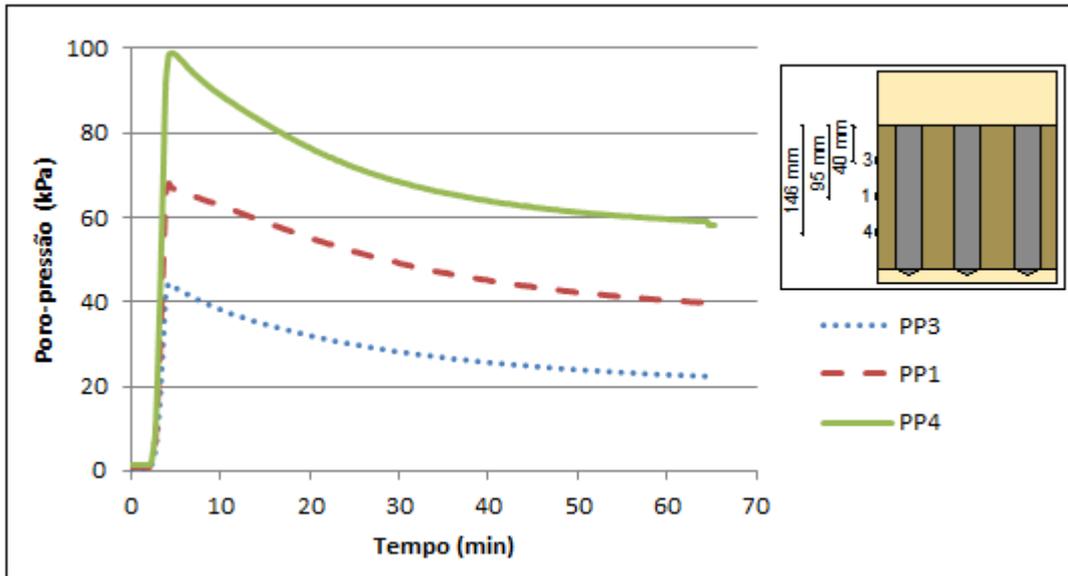


Figura 83: Dissipação da poropressão após construção do aterro 1 no solo mole do modelo com colunas

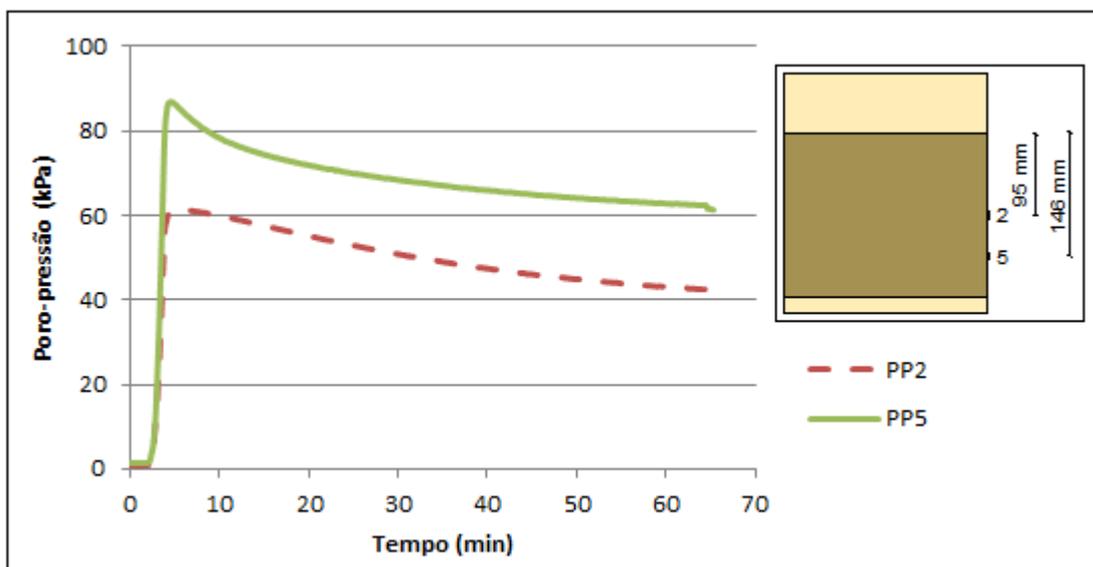


Figura 84: Dissipação da poropressão após construção do aterro 1 no solo mole do modelo sem colunas

Também foi possível observar que as poropressões medidas por transdutores que estavam localizados à mesma profundidade nos dois modelos (PP1 e PP2; PP4 e PP5) tiveram valores iniciais diferentes. Isso se deve ao fato dos dois modelos terem apresentado diferentes graus de adensamento ao final da etapa de adensamento do solo mole antes da construção das colunas no modelo que teve o solo melhorado pelas mesmas.

No gráfico da Figura 85 é feita uma comparação entre a dissipação de poropressão medida pelos transdutores localizados à mesma profundidade nos dois modelos. Nele, fica visível que, para um mesmo período de tempo, o excesso de poropressão dissipado no modelo com as colunas de areia (PP1 e PP4) é maior do que o dissipado no modelo sem as colunas (PP2 e PP5). Fato comprovado pelo grau de adensamento de cada modelo ao final de 60 minutos de adensamento na centrífuga geotécnica, onde, ao final desse tempo, o modelo com as colunas apresentou aproximadamente 81% de adensamento, e o modelo sem as colunas 65%.

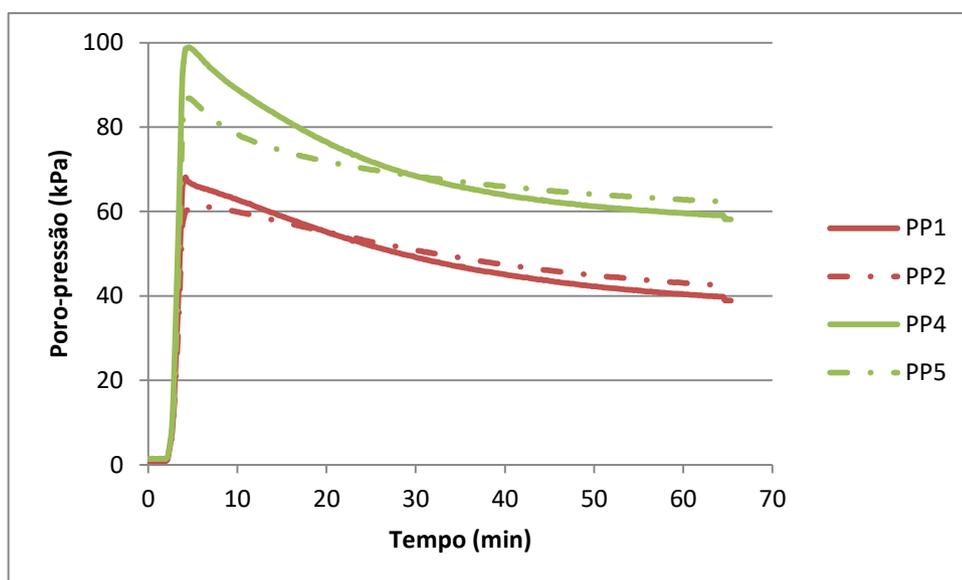


Figura 85: Dissipação da poropressão após construção do aterro 1 à mesma profundidade nos dois modelos (PP1 e PP4 – modelo com colunas; PP2 e PP5 – modelo sem colunas)

As figuras de 86 a 91 mostram os gráficos de dissipação da poropressão após a construção dos aterros 2 e 3, e a comparação entre transdutores localizados à mesma profundidade nos dois modelos. É importante ressaltar que, durante a realização do ensaio 2, ocorreu uma queda de energia após aproximadamente 30 minutos do início do ensaio, resultando na parada de emergência da centrífuga por questões de segurança e funcionamento da mesma, que voltou à funcionar dentro de poucos minutos, não comprometendo o andamento do ensaio.

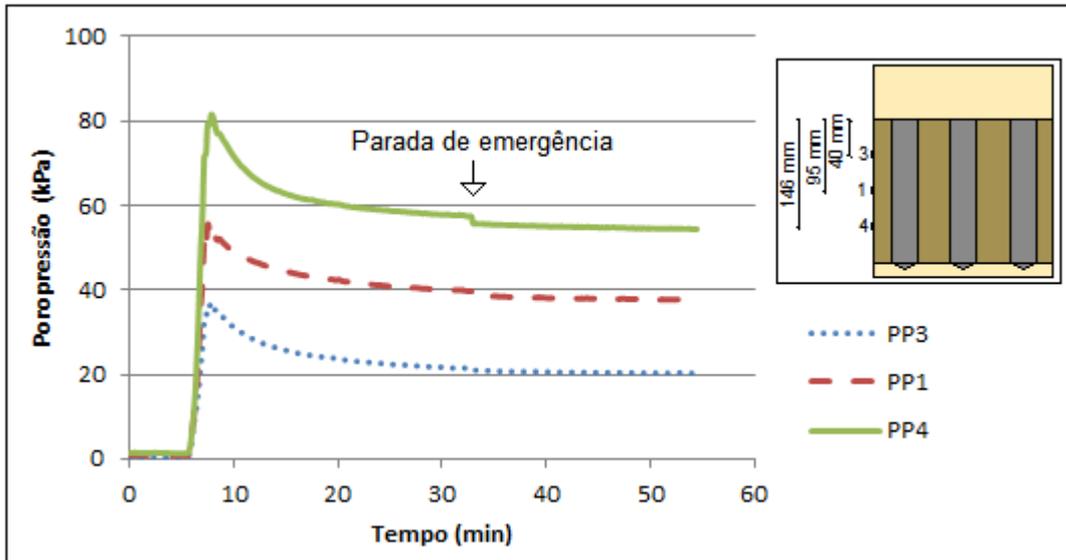


Figura 86: Dissipação da poropressão após construção do aterro 2 no solo mole do modelo com colunas

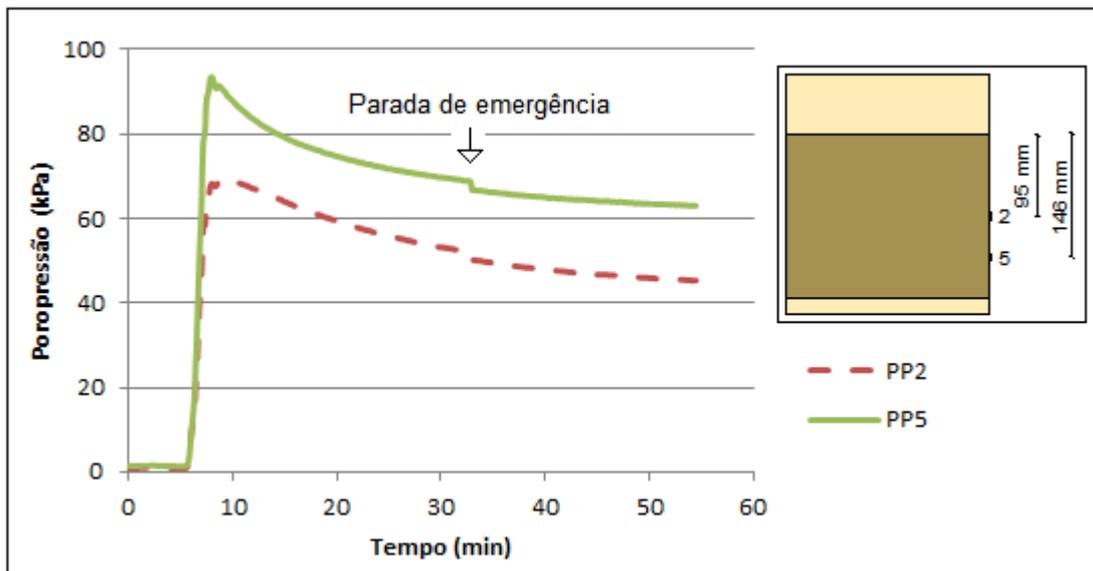


Figura 87: Dissipação da poropressão após construção do aterro 2 no solo mole do modelo sem colunas

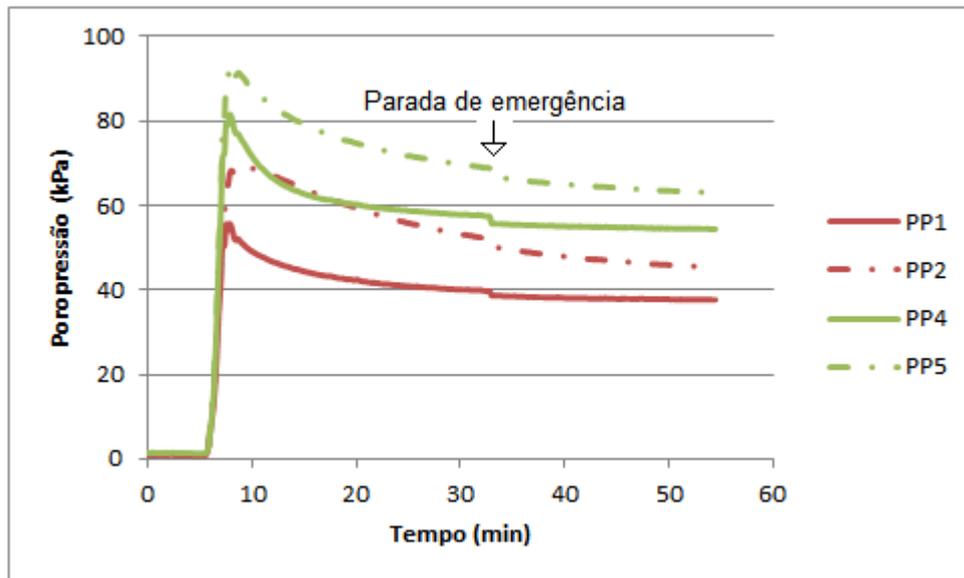


Figura 88: Dissipação da poropressão após construção do aterro 2 à mesma profundidade nos dois modelos (PP1 e PP4 – modelo com colunas; PP2 e PP5 – modelo sem colunas)

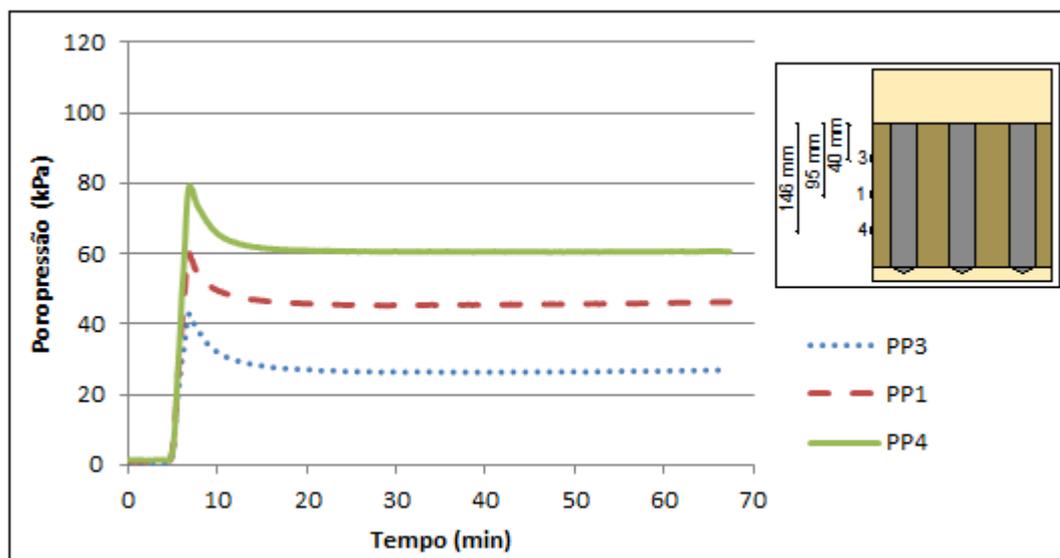


Figura 89: Dissipação da poropressão após construção do aterro 3 no solo mole do modelo com colunas

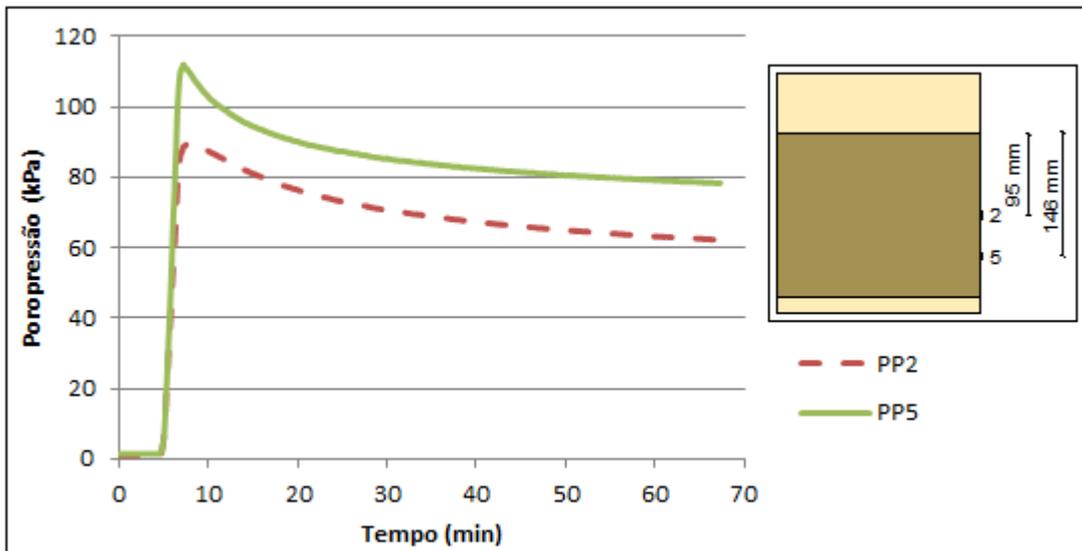


Figura 90: Dissipação da poropressão após construção do aterro 3 no solo mole do modelo sem colunas

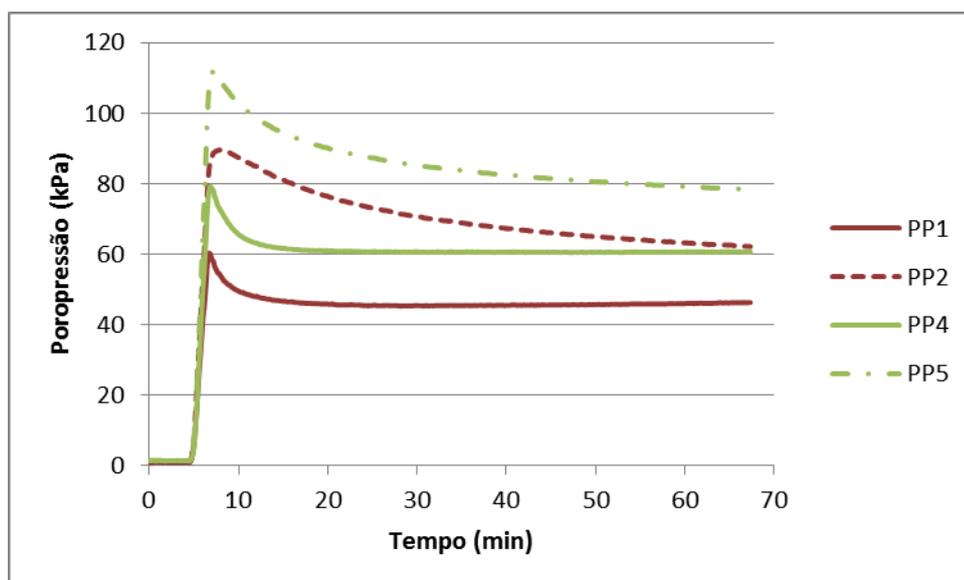


Figura 91: Dissipação da poropressão após construção do aterro 3 à mesma profundidade nos dois modelos (PP1 e PP4 – modelo com colunas; PP2 e PP5 – modelo sem colunas)

É possível perceber que os valores iniciais de poropressão medidos pelos transdutores à mesma profundidade não foram iguais, porém, diferentemente do ocorrido após a construção do aterro 1, os valores iniciais do modelo com as colunas foram inferiores aos do modelo sem colunas. Isso ocorre devido ao fato de já ter sido realizado um ensaio, onde o grau de adensamento do solo mole do modelo com colunas foi superior ao do modelo sem colunas, como mostrado nos resultados referentes à construção do aterro 1.

Para avaliar a eficiência do reforço como um sistema de drenagem, é importante fazer uma comparação direta da taxa de dissipação de poropressão para cada transdutor em cada etapa do aterro. Isso é mostrado na Figura 92, onde o papel das colunas como um elemento de drenagem é bem observado.

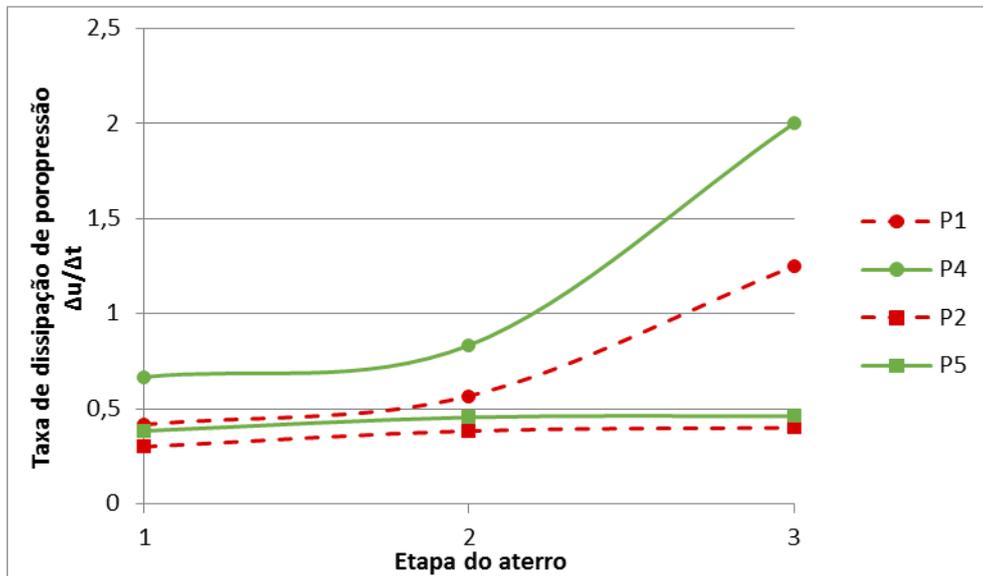


Figura 92: Velocidade de dissipação de poropressão com o tempo para cada etapa do aterro

4.2 Evolução dos Deslocamentos Verticais após a Construção dos Aterros

Os deslocamentos verticais foram medidos na base e no topo do aterro no modelo com colunas, e na base do aterro no modelo sem colunas, através do uso de LVDTs. O LVDT 9, localizado na base do aterro no modelo sem colunas, apresentou problemas no decorrer dos ensaios mostrando resultados incoerentes, motivo pelo qual os valores medidos por este LVDT não serão apresentados neste estudo. Para ilustrar a evolução dos recalques após a construção de cada aterro, serão apresentadas curvas tempo *versus* deslocamento vertical para cada ensaio. Vale lembrar que os valores de recalque aqui apresentados estão relacionados ao modelo, e não ao protótipo.

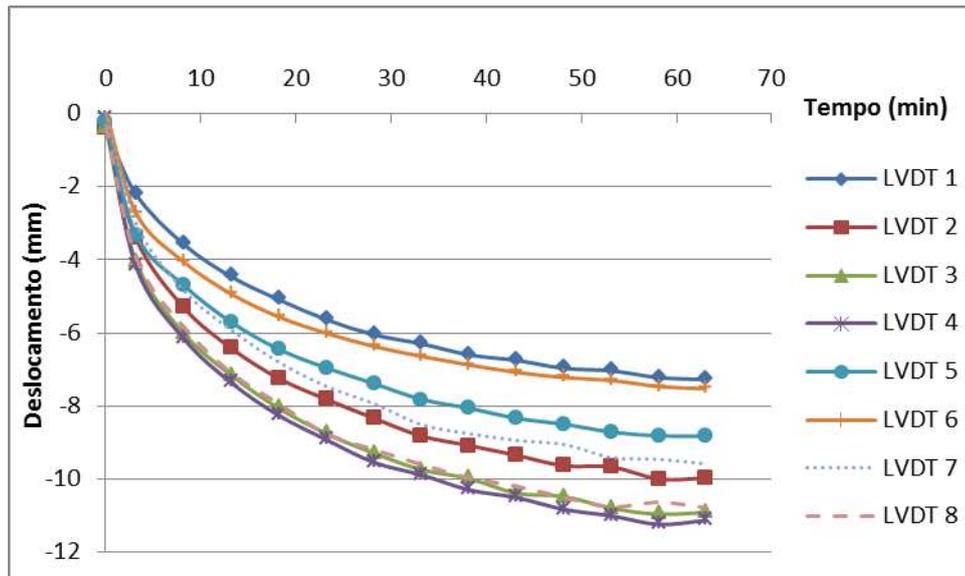


Figura 93: Deslocamentos verticais após a construção do aterro 1 ao longo do tempo no modelo com colunas

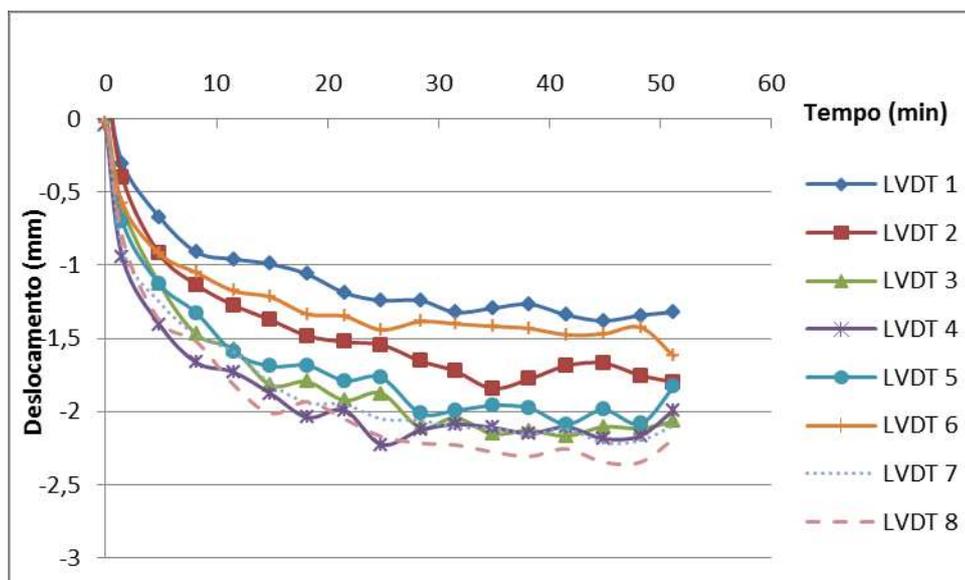


Figura 94: Deslocamentos verticais após a construção do aterro 2 ao longo do tempo no modelo com colunas

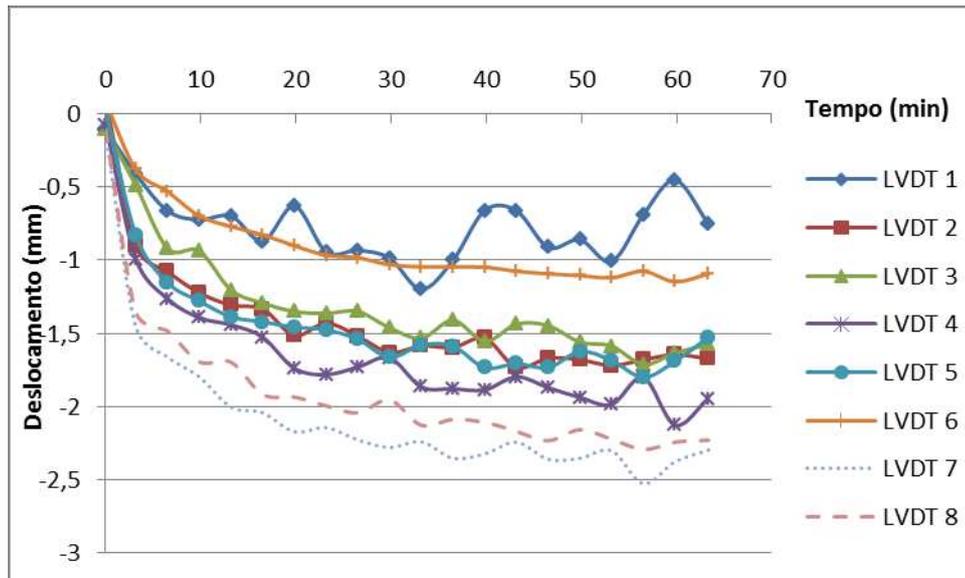


Figura 95: Deslocamentos verticais após a construção do aterro 3 ao longo do tempo no modelo com colunas

Para que fosse possível analisar melhor os recalques apresentados por cada ponto monitorado no modelo, foi realizada uma superposição dos resultados obtidos em cada ensaio, gerando o gráfico da Figura 96.

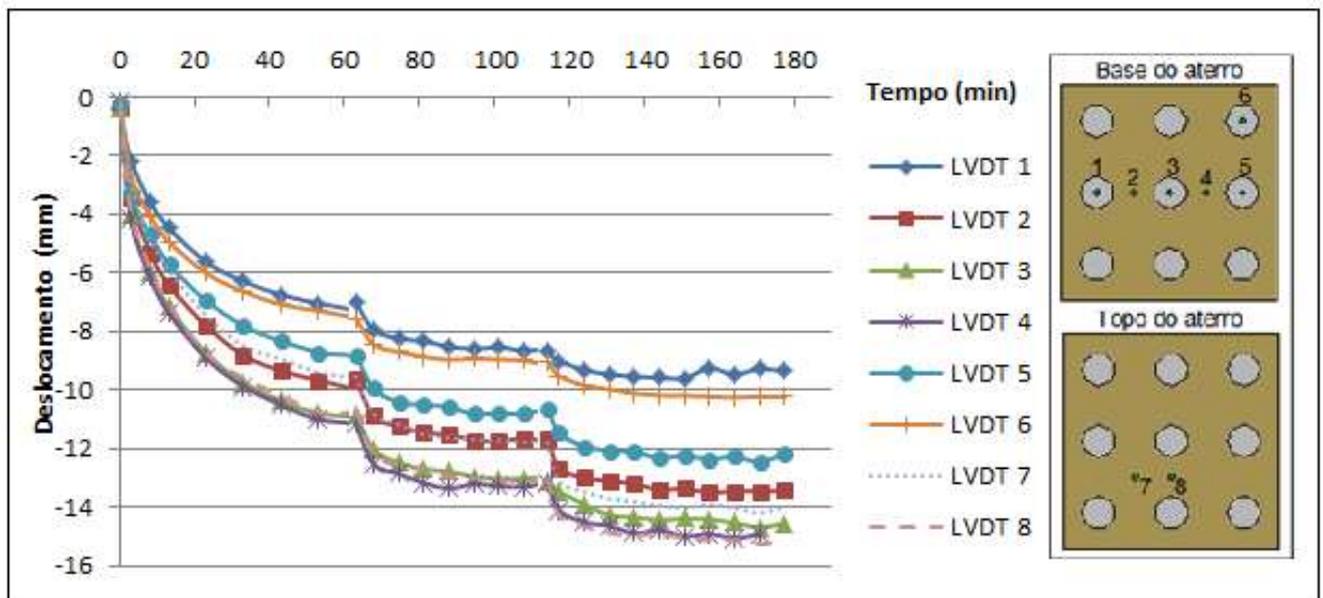


Figura 96: Deslocamentos verticais no modelo com colunas referentes aos três ensaios realizados

Considerando a parte final do gráfico, os menores valores de deslocamento registrados são os apresentados pelos LVDTs 1, 5 e 6, que estão localizados sobre colunas. Dentre eles, o LVDT 5 marcou um recalque superior aos outros, sendo que o esperado era que apresentasse o mesmo comportamento registrado pelo LVDT 1,

por estarem semelhantemente localizados. Esse comportamento atípico pode ser parcialmente explicado pelo fato dessas três colunas estarem sofrendo influência das condições de fronteira impostas pelas paredes da caixa de teste, e por não ter ocorrido o esperado em relação às ponteiras porosas, que deveriam ter ficado assentes na camada de areia localizada abaixo do solo mole, podendo ter resultado em diferenças nos valores de recalques registrados. No que diz respeito aos recalques registrados pelas colunas e pelo solo mole comparativamente, este resultado era de se esperar, já que, o comportamento mais comum para este tipo de obra, é a ocorrência de recalques superiores no solo mole. Esse comportamento esperado não ocorreu no ponto monitorado pelo LVDT 3, que está localizado sobre a coluna central. Isso se deve ao fato da transferência da sobrecarga imposta pelo aterro ser superior na parte mais central do modelo, fazendo com que a coluna central esteja sujeita à maior parte da carga do aterro, e também por esta coluna não sofrer a influência das condições de fronteira.

No que diz respeito aos pontos localizados sobre o solo mole, era de se esperar que o comportamento registrado pelo LVDT 2 fosse semelhante ao LVDT 4, ambos localizados no espaço entre colunas. Porém, como a coluna com o LVDT 5 sofreu um recalque maior do que o esperado, isso influenciou no recalque do ponto monitorado pelo LVDT 4, que, por consequência, recalcou mais do que o apresentado pelo LVDT 2. Fazendo uma relação entre os recalques finais registrados pelos LVDTs 1 e 2, e 4 e 5, encontram-se valores bem próximos, correspondentes à 1,44 e 1,24, respectivamente.

Em relação aos pontos monitorados no topo do aterro, houve discrepância no valor marcado entre o LVDT 7 e 8, o que pode ter ocorrido devido à diferença na localização, onde o LVDT 7 encontra-se no espaço entre 4 colunas, e o LVDT 8, que apresentou maior recalque, no espaço entre duas colunas, estando então mais próximo do que o LVDT 7 de uma coluna.

Como citado anteriormente, não foi possível monitorar os recalques ocorridos no modelo sem colunas, porém, vale ressaltar que o comportamento esperado para este tipo de obra é que os recalques nos pontos sobre o solo mole se processem de maneira mais rápida no modelo com colunas, até que se estabilize, e que apresentem valores menores quando comparados com os obtidos em uma obra sem a presença de colunas.

A Figura 97 mostra um resumo dos recalques ocorridos após a construção de cada etapa do aterro, onde é possível observar que, em média, aproximadamente 70% de todos os recalques ocorreram após a construção do aterro 1, apesar desse aterro representar apenas 30% da altura total do aterro final, que é de 4 m. Isso significa que o solo ganhou rigidez e resistência suficientes para apresentar um comportamento satisfatório sob o segundo e terceiro incrementos de sobrecarga, que juntos representaram 70% da carga total e apenas 30% do recalque total. É importante mencionar que a última camada representou 50% da carga total.

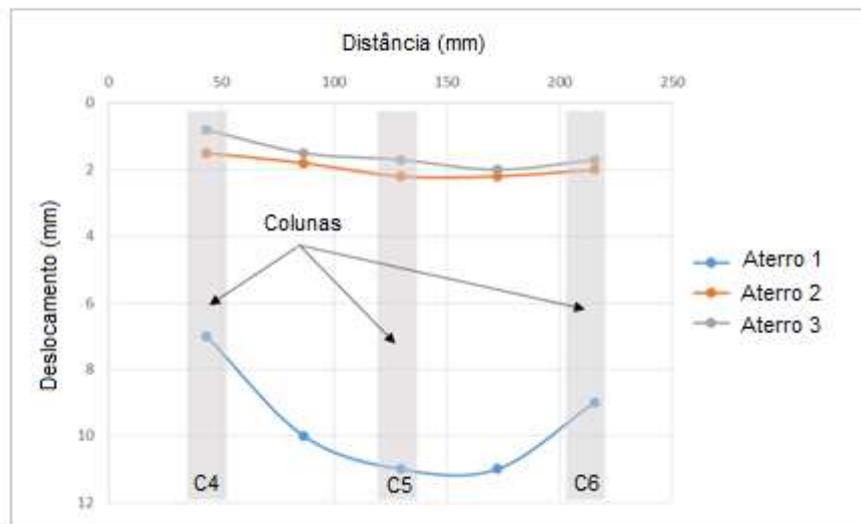


Figura 97: Recalques registrados em cada ensaio

4.3 Evolução das Tensões Totais após a Construção dos Aterros

O monitoramento no que diz respeito às tensões verticais foi feito utilizando duas células de tensão total localizadas em pontos estratégicos: uma sobre coluna e outra sobre o solo mole no espaço entre colunas, para que assim o fenômeno de transferência de cargas pudesse ser verificado.

Nas figuras 98, 99 e 100 serão apresentadas as curvas tempo *versus* tensão vertical obtidas em cada ensaio realizado.

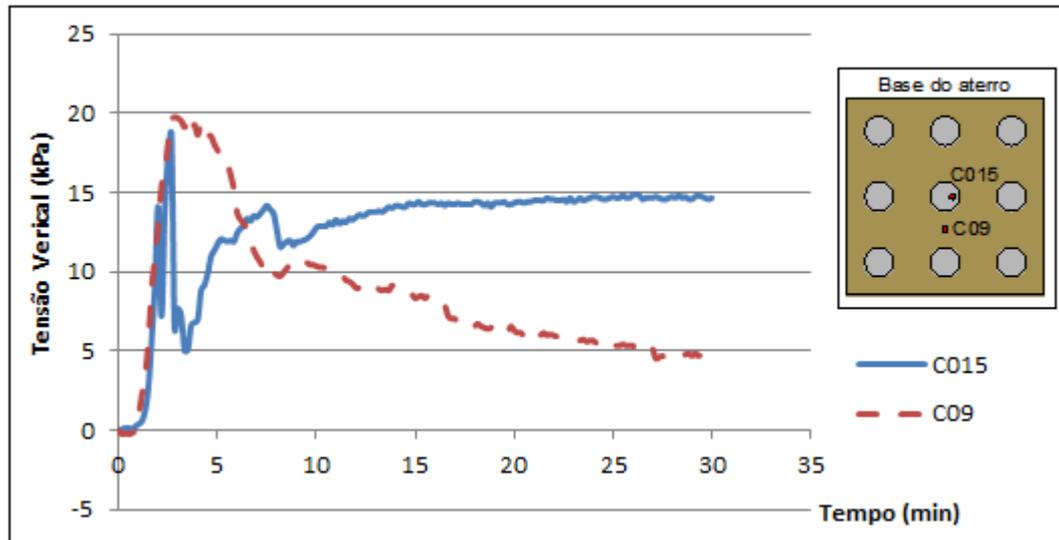


Figura 98: Evolução das tensões verticais ao longo do tempo após a construção do aterro 1

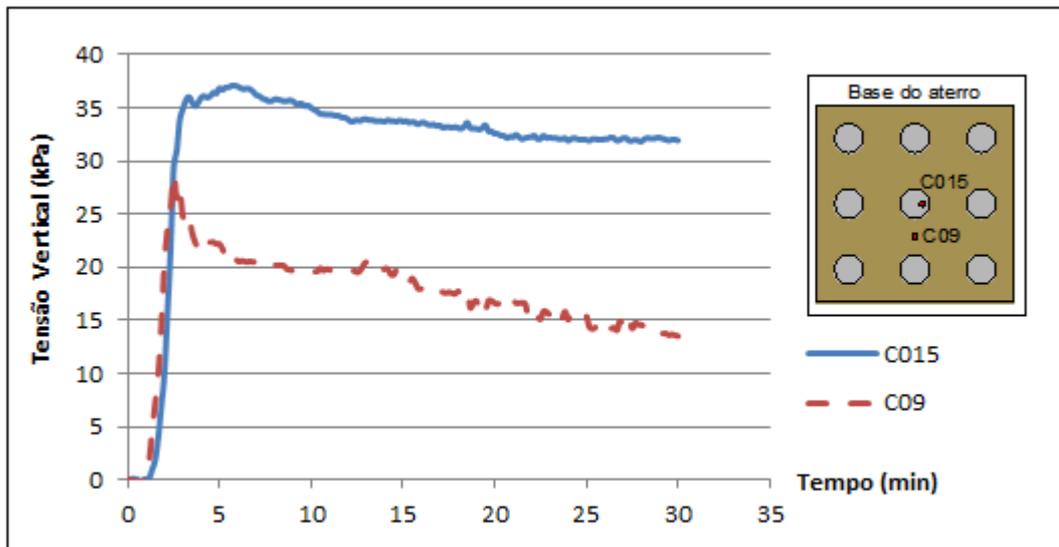


Figura 99: Evolução das tensões verticais ao longo do tempo após a construção do aterro 2

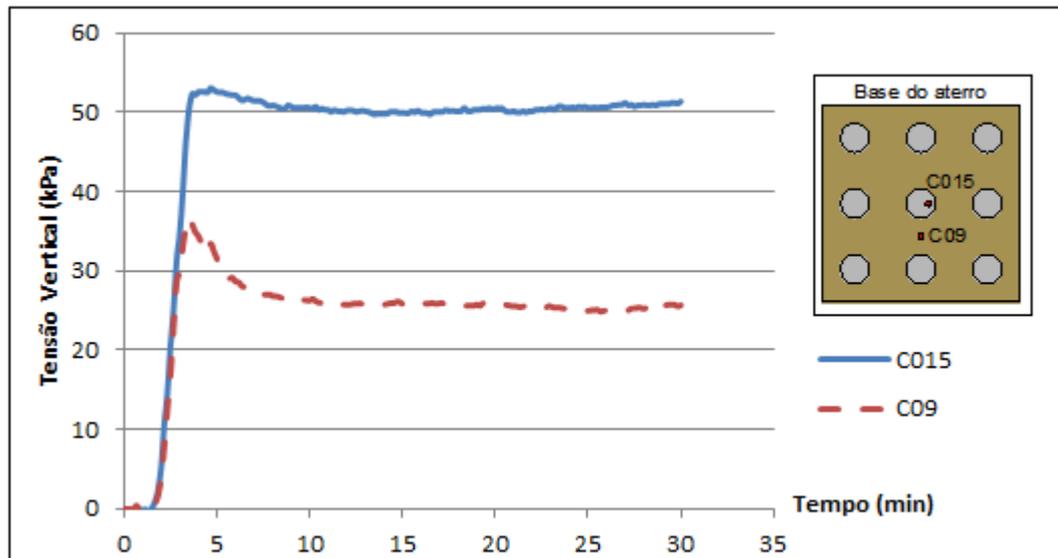


Figura 100: Evolução das tensões verticais ao longo do tempo após a construção do aterro

3

Analisando o gráfico da Figura 98, referente ao primeiro aterro construído, pode-se perceber que os valores iniciais medidos pelas células de tensão total foram muito próximos da sobrecarga imposta pelo aterro 1 (17,63 kPa), e que as tensões, tanto na coluna, quanto no solo mole, eram semelhantes. À medida que o excesso de poropressão ia sendo dissipado, verificou-se uma concentração de tensões verticais na coluna de areia, a qual absorveu a maior parte da sobrecarga imposta pelo aterro. A diferença da tensão vertical suportada pela coluna e pelo solo mole ao final de 30 minutos de ensaio chegou a 10 kPa.

Entretanto, analisando os gráficos das Figuras 99 e 100, pode-se perceber que o mesmo não ocorreu nos ensaios 2 e 3, onde os valores iniciais não eram semelhantes para coluna e solo mole, e eram diferentes dos valores de sobrecarga impostos pelos aterros 2 e 3. Isso ocorreu pelo fato do aterro ter sido construído por partes, fazendo com que já tivesse ocorrido uma redistribuição de tensões devido ao aterro 1, no caso do segundo ensaio, e ao aterro 2, no caso do terceiro ensaio. A cada ensaio realizado, a diferença entre valores iniciais da tensão vertical suportada pela coluna e pelo solo mole era maior. E ao final de 30 minutos de ensaio, a diferença chegou a 18,40 kPa para o ensaio 2, e 25,70 kPa para o ensaio 3.

A partir da Equação 2.3, que nos diz que o fator de concentração de tensões n é dado pela relação entre os acréscimos médios da tensão vertical efetiva na coluna e no solo mole, foi possível calcular os valores de n , que representa a

capacidade de concentração de tensões efetivas nas colunas de brita devido ao efeito de arqueamento. E, a partir dos valores, definir um gráfico de tempo *versus* concentração de tensões relativo a cada ensaio.

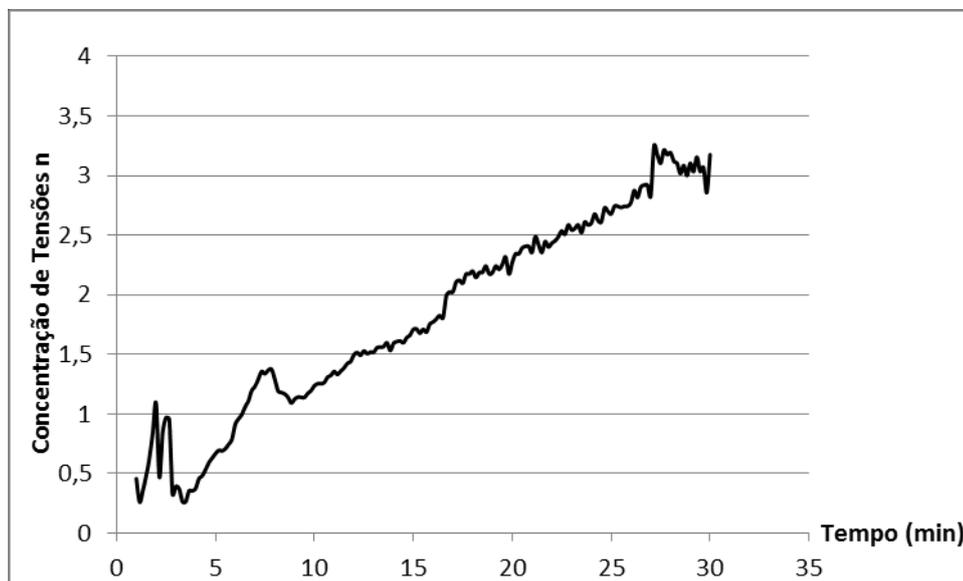


Figura 101: Fator de concentração de tensões n ao longo do tempo após construção do aterro 1

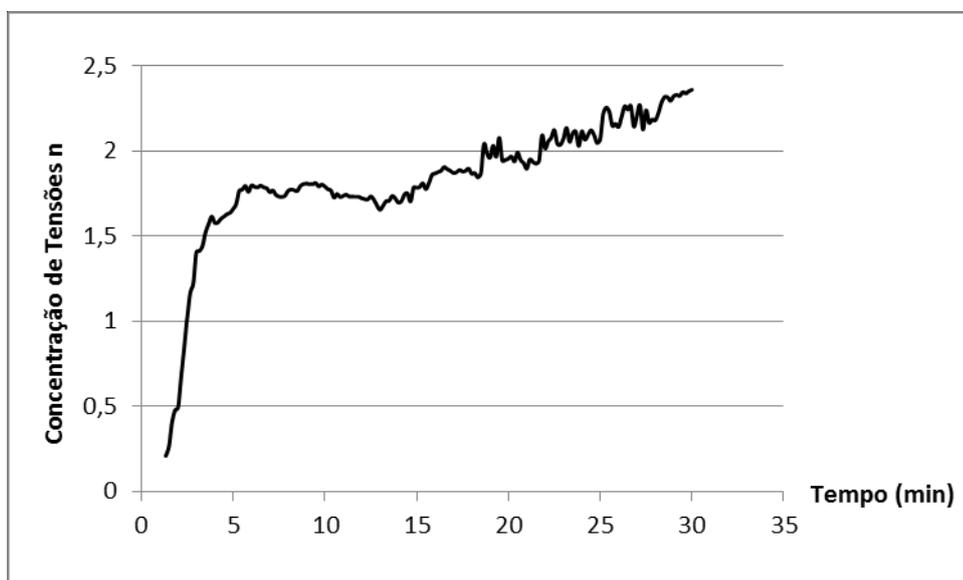


Figura 102: Fator de concentração de tensões n ao longo do tempo após construção do aterro 2



Figura 103: Fator de concentração de tensões n ao longo do tempo após construção do aterro 3

Pode-se perceber que o valor de n aumenta ao longo do tempo tendendo a estabilizar, justamente porque a diferença entre a tensão suportada pela coluna e pelo solo mole vai aumentando com a dissipação de poropressão até que se estabilize.

A partir dos valores de n obtidos ao final de 30 minutos em cada ensaio, foi possível plotar o gráfico relacionando o fator de concentração de tensões com a razão entre altura do aterro e espaçamento entre colunas. Os valores se encontram na Tabela 19, e o gráfico, na Figura 104.

Tabela 19: Valores do fator de concentração de tensões n para cada etapa do aterro

Altura do aterro correspondente ao protótipo (m)	Altura do aterro/espacamento entre colunas (m)	n
1,25	0,98	3,18
2,00	1,57	2,36
4,00	3,15	2,00

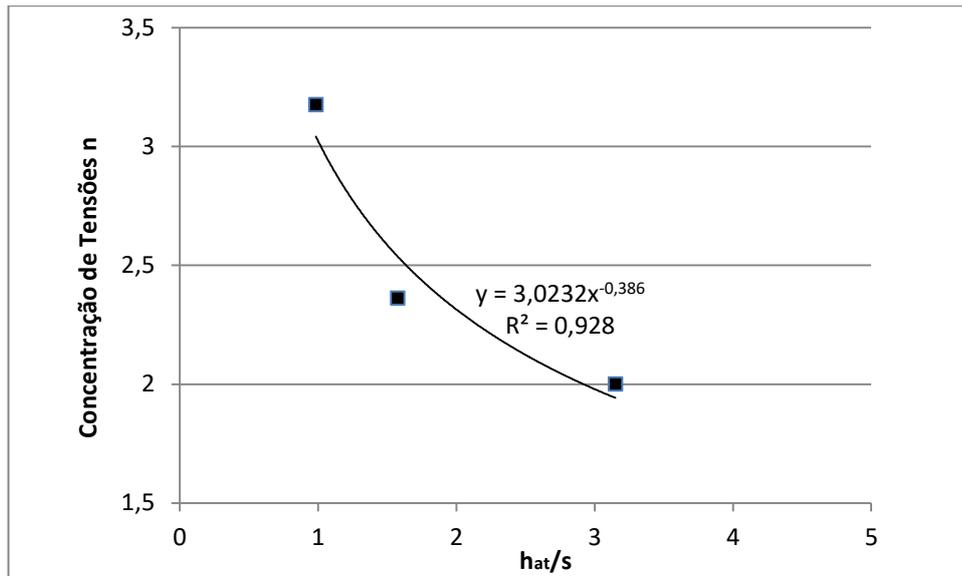


Figura 104: Relação entre o fator de concentração de tensões n e a razão entre altura do aterro e espaçamento entre colunas

Com o gráfico, é possível observar que o fator de concentração de tensões n diminui à medida que a altura do aterro aumenta, diminuindo assim o grau de arqueamento quando a construção dos aterros é feita por etapas, como é o caso deste estudo. A seguinte relação foi obtida: $n = 3,0232(h_{at}/s)^{-0,386}$.

Com os valores de n calculados, é possível obter o fator de redução de recalques β a partir da Equação 2.14: $\beta = 1 + (n - 1) \cdot CS$, sendo CS o coeficiente de substituição. Na Tabela 20 estão os valores calculados, e na Figura 105, a relação entre β e a razão entre a alturas dos aterro e o espaçamento entre colunas.

Tabela 20: Valores do fator de redução de recalques β para cada etapa do aterro

Altura do aterro correspondente ao protótipo (m)	Altura do aterro/espacamento entre colunas (m)	β
1,25	0,98	1,33
2,00	1,57	1,21
4,00	3,15	1,15

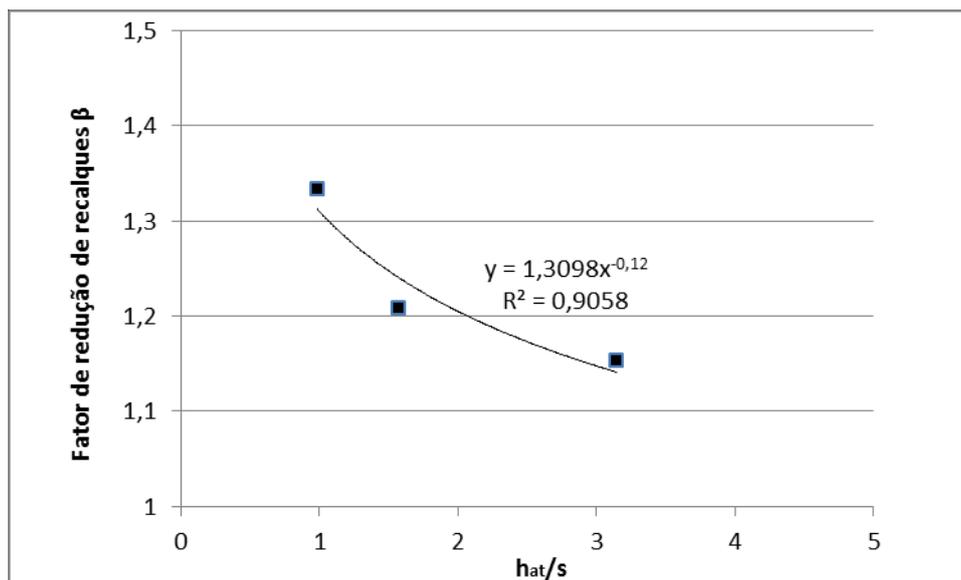


Figura 105: Relação entre o fator de redução de recalques β e a razão entre altura do aterro e espaçamento entre colunas

Da mesma maneira que ocorreu com a concentração de tensões, o fator de redução de recalques β diminuiu à medida que a altura do aterro aumentou. Foi obtida a seguinte relação: $\beta = 1,3098(h_{at}/s)^{-0,12}$.

CAPÍTULO V – CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo o estudo da transferência de cargas em aterros sobre solos moles melhorados com colunas de brita através da modelagem física, utilizando centrífuga geotécnica, para melhor compreender a interação dos elementos que constituem a estrutura desse tipo de obra, através da análise das variáveis que expressam seu comportamento: dissipação do excesso de poropressão, deslocamentos verticais e tensões verticais.

Com este intuito, e para permitir uma comparação da melhoria proporcionada por essa técnica de melhoramento de solos, no que diz respeito aos recalques verticais e a aceleração no processo de adensamento, foram montados e ensaiados simultaneamente dois modelos: um com o aterro sobre o solo mole melhorado com as colunas, e outro com aterro somente sobre o solo mole.

Para estudar o fenômeno de transferência de cargas para as colunas em função da altura do aterro, a mesma foi variada em três ensaios diferentes.

À cerca da montagem dos modelos e dos resultados obtidos nos ensaios, pode-se concluir que:

- Modelos físicos à escala reduzida da parte central de um aterro sobre solo mole melhorado com colunas de brita foram construídos com sucesso, ressaltando a construção das colunas, que precisa ter sua técnica aprimorada, já que as ponteiras porosas não tocaram a camada drenante abaixo do solo mole como previsto, e sua verificação só é possível após a exumação das colunas.
- A técnica utilizada para melhoria das características do solo mole reduziu claramente o tempo necessário para dissipação do excesso de poropressão gerado pelo carregamento externo, e, conseqüentemente, o tempo do processo de adensamento. Também resultou em um aumento da capacidade de carga do solo, onde a resistência não drenada na base da camada do solo com as colunas foi cerca de duas vezes superior à resistência não drenada apresentada pelo solo sem colunas.

- Sabe-se que, durante condições não drenadas de carregamento, aumentos da tensão vertical aplicada leva a um aumento no excesso de poropressão (Riccio *et al*, 2015). Tal comportamento foi observado no modelo sem a presença de colunas. Já no modelo em que as colunas granulares foram instaladas, isso não ocorreu, e o motivo, como analisado por Riccio *et al.* (2015) em seu trabalho e se aplica aqui também, pode ser relacionado a drenagem parcial causada pela presença das colunas.

- No que diz respeito à análise dos recalques, os maiores valores obtidos foram para os pontos localizados sobre o solo mole, salvo a coluna central, que obteve maior recalque quando comparada às demais colunas por estar submetida à maior parte do carregamento imposto pelo aterro e por não estar submetida às condições de fronteira impostas pelas paredes da caixa de teste. Esses recalques diferenciais ocorridos entre coluna e solo mole são devidos ao efeito de arqueamento do aterro. A comparação entre recalques sofridos nos dois modelos não foi possível pelo mau funcionamento apresentado pelo LVDT presente no modelo sem colunas, porém, sabe-se que o comportamento esperado é o de redução do tempo necessário para se processar os recalques por parte do modelo com colunas, assim como a redução na magnitude dos recalques sofridos pelo solo mole.

- Foram utilizadas duas células de tensão total, uma sobre coluna e outra no espaço entre colunas, para avaliar o efeito de arqueamento do solo e medir as tensões devidas ao aterro transmitidas para a coluna e para o solo circundante. Devido a esse efeito, as tensões verticais suportadas pelas colunas foram superiores às tensões transmitidas para o solo mole adjacente, e a concentração de cargas resultou em uma tensão vertical no topo da coluna cerca de 3.2, 2.3 e 2.0 vezes maior do que a sobre o solo mole, para as alturas de aterro de 1.25 m, 2.00 m e 4.00 m no protótipo, respectivamente. A variação da concentração de tensões com o tempo mostra que há um aumento na concentração de tensões ao longo que o excesso de poropressão vai se dissipando.

- A partir da geometria do problema e dos valores do fator de concentração de tensões n , foi possível calcular o fator de redução de recalques β , que, para a construção de aterros por etapa, diminui à medida que a altura do aterro aumenta, assim como o fator de concentração de tensões.

Dentre as sugestões para futuros ensaios, está a construção de aterros com alturas diferentes, porém sem utilizar o método de construção por partes, montando cada ensaio completo por vez, desde o adensamento do solo mole. Assim será possível compreender melhor como é o comportamento desse tipo de obra.

Outro ponto importante seria a melhoria da instrumentação no modelo construído sem as colunas, aumentando o número de LVDTs para monitorar os deslocamentos verticais na base do aterro, evitando problemas como o que ocorreu no presente trabalho, assim como acrescentar LVDTs no topo do aterro, para que seja possível sanar a dúvida em relação à justificativa do porque houve discrepância entre os valores marcados pelos LVDTs localizados no topo do aterro. Também seria válido aumentar o número de células de tensão total utilizadas no modelo com as colunas granulares, para que os resultados gerados pudessem, de alguma forma, ser confrontados e confirmados.

Como mostrado, faz-se necessário também o aprimoramento da técnica de construção das colunas, com o objetivo de garantir que as pedras porosas da base das colunas fiquem assentes na camada de areia localizada abaixo do solo mole.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, M.S.S., Davies, M.C.R., Parry, R.H.G. (1985) Centrifuge tests on embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations. *Geotechnique*, Vol. 35, No. 4, p. 425-441.
- Almeida, M.S.S., Hosseinpour, I., Riccio, M. (2013) Performance of a geosynthetic-encased column (GEC) in soft ground: numerical and analytical studies. *Geosynthetic International*, Vol. 20, No. 4, p. 252–262.
- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S. (2010) *Aterros sobre solos moles - projeto e desempenho*. 1 ed. São Paulo: Editora Oficina de texto, 254p.
- Al-Khafaji, Z.A., Craig, W.H. (2000) Drainage and reinforcement of soft clay tank foundation by sand columns. *Geotechnique*, Vol. 50, No. 6, p. 709-713.
- Ambily, A.P., Gandhi, S.R. (2007) Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No 4, p. 405-415.
- Asaoka, A. (1978) Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 4, p. 87-101.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986) Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização, NBR 6457-86. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988). Análise Granulométrica: NBR 7181. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). Determinação da massa específica dos grãos. NBR 6508. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984) Determinação do limite de liquidez: NBR 6459-84. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988). Determinação do limite de plasticidade: NBR 7180. Rio de Janeiro.

- Atkinson, J. (2007) *The mechanics of soils and foundations*. 2. ed. Londres: Taylor & Francis, 448p.
- Balaam, N.P., Poulos, H.G. (1983) The behavior of foundations supported by clay stabilized by stone columns. *Proceedings of Specialty Sessions, VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helinski, Vol. 2, p. 199-204.
- Barksdale, R.D., Bachus, R.C. (1983) *Design and construction of stone columns*. Vol.1. Washington: FHWA/RD-83/026, 210p.
- Bishop, A.W., Henkel, D.J. (1962) *The measurement of soil properties in the triaxial*. 2 ed. Londres: Edward Arnold, 228p.
- Borba, A.M. (2007) *Análise de desempenho de aterro experimental na vila Pan-Americana*. Dissertação (Mestrado) – Rio de Janeiro – RJ, COPPE-UFRJ, 145p.
- Buckingham, E. (1914) *On physically similar systems: illustrating the use of dimensional analysis*. *Phys. Rev.* 4, p. 345-376.
- Butterfield, R. (1999) Dimensional analysis for geotechnical engineers. *Géotechnique*, Vol. 49, No. 3, p. 357-366.
- Carneiro, F.L. (1993) *Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos*. 2 ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 258p.
- Daramalinggam, J. A/L (2004) *Bearing capacity of clay bed improved by sand compaction piles under caisson loading*. Dissertação (Mestrado) – Singapura, National University of Singapore – NUS, 186p.
- Domingues, T.S.S. (2006) *Reforço de fundações com colunas de brita em aterros sobre solos moles*. Dissertação (Mestrado) – Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – FEUP, 215p.
- Dominoni, C.M.B. (2011) *Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no porto de Suape, região metropolitana de Recife*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 103p.

- Echeverría, S.P. (2006) *Efeitos de arqueamento em aterros sobre solo estaqueado*. Dissertação (Mestrado) – Brasília – DF, Universidade de Brasília – UNB, 136p.
- Fagundes, D.F. (2010) *Modelagem física de estruturas offshore assentes em leito marinho*. Dissertação (Mestrado) – Rio de Janeiro – RJ, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós Graduação e Pesquisa de Engenharia – COPPE, 141p.
- Fattah, M.Y., Shlash, K.T., Al-Waily, M.J.M. (2011) Stress concentration ratio of model stone columns in soft clays. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 34, No. 1, 11p.
- Fernandes, M.M. (2006) *Mecânica dos solos – conceitos e princípios fundamentais*. Vol. 1, Edições FEUP, 442p.
- Ferreira, C.A.M. (1991) *Análise de dados piezométricos de um aterro sobre argila mole com drenos verticais*. Dissertação (Mestrado) – Rio de Janeiro – RJ, COPPE-UFRJ, 261p.
- Hu, W. (1995) *Physical modelling of group behaviour of stone column foundations*. Tese (Doutorado), Universidade de Glasgow, Escócia, 312p.
- Jiangtao, Y. (2009) *Centrifuge and numerical modelling of sand compaction pile installation*. Tese (Doutorado) – Singapura, National University of Singapore, 247p.
- Juneja, A. (2002) *Centrifuge model study of the effects of sand compaction pile installation on soft clay ground*. Ph.D. Thesis, National University of Singapore.
- Kimura T. (1983) Centrifuge tests on sand compaction piles. *Proceedings of the Seventh Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Haifa – Israel, p. 255-260.
- Kitazume, M., Miyajima, S., Nishida, Y. (1996) Stability of revestment on soft clay improved by SCP. *Proceedings of the Second International Conference on Soft Soil Engineering*, Nanjing - China, Vol. 2, p. 455-460.
- Kitazume, M. (2005) *The Sand Compaction Pile Method*. Londres: A.A. Balkema Publishers, 232p.

- Laue, J., Springman, S.M., Nater, P., Gramiger, E., Ducksch, A. (2005) Creating Seafloor Conditions in Geotechnical Centrifuges. In: *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment*, Osaka - Japan. Vol. 3, p. 1741-1744.
- Lee, F.H., Ng, Y.W., Yong, K.Y. (2001) Effects of installation method on sand compaction piles in clay in the centrifuge. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 24, No. 3, p. 314- 323.
- Lima, B.T. (2012) *Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles*. Tese (Doutorado) – Rio de Janeiro – RJ, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós Graduação e Pesquisa de Engenharia - COPPE, 314p.
- Lunne, T., Randolph, M.F., Chung, S.F., Andersen, K.H., Sjursen, M. (2005) Comparisson of cone and T-bar factors in two onshore and on offshore clay sediments. *Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, Perth – Austrália, Vol. n/a, p. 981-989.
- Magnan, J.P. (1994) Methods to reduce the settlemente of embankments on soft clay: a review. In vertical and horizontal displacements of foundations and embankments, *ASCE Geotechnical Special Publication*, Vol. 1, No. 40, p. 77-91.
- Manhães, P.M.B. (2015) *Uso de tomografia para avaliação de condicionantes em colunas de brita modeladas em centrífuga geotécnica*. Dissertação (Mestrado) – Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, 112p.
- Marques, D.A.O. (2015) *Modelação Física em Centrifugadora Geotécnica de Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Colunas de Brita*. Relatório de Atividades de Pesquisa - FAPERJ. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Portugal, 52p.
- McGuire, M.P., Sloan, J., Collin J., Filz, G.M. (2011) Critical height of column-supported embankments from bench-scale and filled scale tests. *International*

Symposium on Ground Improvement, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Brussels, Belgium.

- Melo, C.M.A.R. (2010) *Avaliação do Desempenho e Desenvolvimento de Metodologias para Estudos de Ancoragem de Estruturas Flutuantes com Estacas de Sucção*. Dissertação (Mestrado), Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, 162p.
- Melo, C.M.A.R. (2015) *Avaliação da Influência da Geometria do Fuste na Capacidade de Carga das Estacas de Sucção por Modelos Centrifugados*. Tese (Doutorado), Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 238p.
- Mitchell, J.K., Huber, T.R. (1985) Performance of a stone column foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 2, p. 205–223.
- Nakamura, T., Kitazume, M., Takahashi, H. (2006) Centrifugal model tests and numerical calculations on failure pattern of floating type SCP improved ground. *Proceedings of GeoShanghai International Conference*, Shanghai - China, p. 119-126.
- Neto, J.O.A., Bueno, B.S. (2010) Reforço de solos moles com geossintéticos. *Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*, 15, Gramado: Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento, Inovação e Sustentabilidade, 9p.
- Neves, D.P. (2012) *Estudo da capacidade de carga ao arrancamento de estacas tubulares vazadas*. Dissertação (Mestrado) – Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, 84p.
- Ng, Y.W. (2003) *Centrifuge modelling of the installation of sand compaction piles in soft clay*. PhD thesis, National University of Singapore.
- Ng, Y.W., Lee, F.H., Yong, K.Y. (1998) Development of an in-flight Sand Compaction Pile (SCP) installer. *Proceedings of the International Conference Centrifuge*, 98, Tokyo - Japan, p. 837-844.

- Noreña, P.C.T. (2015) *Interação cíclica solo-duto em argila mole: modelagem física em centrífuga*. Tese (Doutorado) – Rio de Janeiro – RJ, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós Graduação e Pesquisa de Engenharia – COPPE, 211p.
- Nunez, I. (1989) *Tension piles in clay*. PhD thesis, Cambridge University.
- Orleach, P. (1983) *Techniques to evaluate the field performance of vertical drains*. Dissertação (Mestrado) – Cambridge – Massachussets (USA), Massachussets Institute of Technology – MIT, 159p.
- Ortigão, J.A. (2007) *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. 2 ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora. 385p.
- Palmeira, E.M., Ortigão, J.A.R. (1981) *Construção e desempenho de um medidor contínuo de recalques (perfilômetro) para aterros*. In: Solos e Rochas, Vol. 4, p. 23-40.
- Penereiro, J.C. (2010) *Algumas considerações de Galileo a respeito das teorias da semelhança física, da resistência dos materiais e das flexões*. Caderno Brasileiro de Ensino de Física, Vol. 27, No. 2, p. 288-312.
- Phillips, R., Valsangkar, A. (1987) *An experimental investigation of factors affecting penetration resistance in granular soils in centrifuge modelling*. CUEDID TR210, 17p.
- Pokrovsky, G.Y., Fedorov, I.S. (1936) *Studies of soil pressures and soil deformations by means of a centrifuge*. *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Harvard, Vol. 1, p. 70.
- Priebe, H.J. (1995) *The design of vibro-replacement*. *Ground Engineering*, Vol. 28, No. 10, p. 31-37.
- Rahman, Z., Takemura, J., Kouda, M., Yasumoto, K. (2000) *Experimental study on deformation of soft clay improved by low replacement ratio SCP under backfilled caisson loading*. In: *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 5, p. 19-35.

- Raman, S. (2006) *Comparison of predicted settlement behaviour to the field measurement of stone column improved ground*. Dissertação (Mestrado) – University of Technology, Malaysia, 162p.
- Randolph, M.F., Andersen, K.H. (2006) Numerical analysis T-bar penetration in soft clay. *International Journal of Geomechanics*, Vol. 66, No. 6, p. 411-420.
- Randolph, M.F., Houlsby, G.T. (1984) The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil, *Geotechnique*, Vol. 34, No. 4, p. 613-623.
- Riccio, M., Almeida, M.S.S., Hosseinpour, I., Schmidt, C.F., (2015) Comportamento de colunas granulares encamisadas com geossintéticos (GEC) – Aterro experimental sobre solos moles. *VII Congresso Brasileiro de Geossintéticos*, Brasília, 11p.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. (1963) Mechanical behaviour of an idealized wet clay, In: *Proceedings 2nd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Vol. 1, pp. 47-54.
- Saboya, F., Tibana, S., Martins Reis, R., Ramires, S.R., Brum, S., Montero del Aguila, V., Domingos Vieira, J. (2010) The UENF geotechnical centrifuge facility. *Physical Modelling in Geotechnics*, London, No. 1, p. 273-278.
- Santiago, P.A.C. (2010) *Estudo Experimental do Arrancamento de Dutos Enterrados Ancorados com Geogrelhas utilizando Centrífuga Geotécnica*. Dissertação (Mestrado), Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 101p.
- Soares, J.D. (1997) *Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da grande Porto Alegre*. Tese (Doutorado) – Porto Alegre – RS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, 300p.
- Springman, S.M. (1989) *Lateral loading on piles due to simulated embankment construction*. PhD thesis, Cambridge University.
- Stewart, D.P. (1992) *Lateral Loading of Piled Bridge Abutments due to Embankment Construction*, Ph.D. Thesis, University of Western Australia.

- Stewart, D.P., Randolph, M.F. (1991) A new site investigation tool for the centrifuge. *Proceedings International Conference on Centrifuge Modelling – Centrifuge, 91*, Boulder - Colorado, p. 531-538.
- Takahashi H., Kitazume M., Ishibashi S. (2006) Effect of deep mixing wall spacing on liquefaction mitigation. *Proceedings of the International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, 1, p. 585-590.
- Taylor, R.N. (1995) *Geotechnical centrifuge technology*. 1.ed. Londres: R. N. Taylor, 296p.
- Terashi, M., Kitazume, M., Okada, H. (1991). Applicability of practical formula for bearing capacity of clay improved by SCP. *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development: Theory and Practice on Soft Ground*, Yokohama - Japan, Vol. 1, p. 405-410.
- Terzaghi, K. (1943) *Theoretical soil mechanics*. 1. ed. Nova York: Wiley and Sons, 528 p.
- Thorel, L., Rault, G., Garnier, J., Murillo, C., Gaudicheau, P., Neel, A., Favraud, C. (2008) *Macro-gravity measurements on reduced-scale models of geotechnical structures*. Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, 272-273, p. 93-131.
- Weber, T.M., Plotze, M., Laue, J., Peschke, G., Springman, S.M. (2010) Smear zone identification and soil properties around stone columns constructed in-flight in centrifuge model tests. *Geotechnique*, Vol. 60, No. 3, p. 197-206.

ANEXO I - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

- Caracterização da mistura 60% metacaulim – 40% caulim:

UENF

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

Laboratório de Engenharia Civil

LECIV/ CCT

Resultados de Ensaio de Caracterização Completa

Interessado: **Thamara**

Data: **20/4/16**

Obra: -

Ensaio: **01**

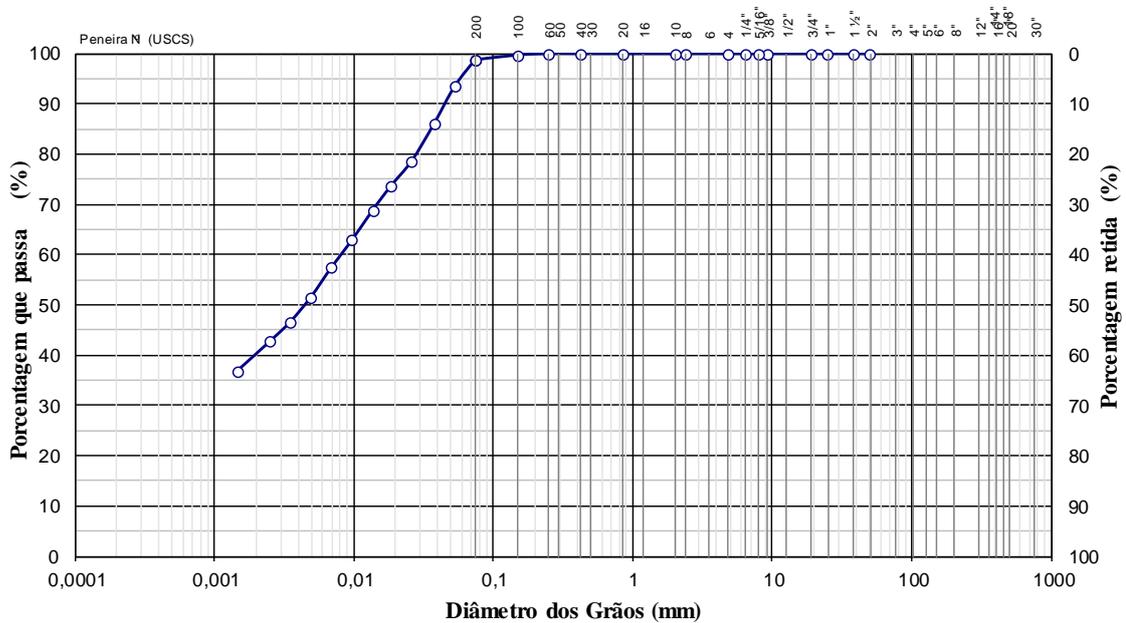
Furo: -

Amostra: **Mistura**

Características Granulométricas

Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	-	-	0,1	4,6	55,3	39,9	CH



ABNT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho			Pedra	Matacão
			fina	média	grossa	fino	médio	grosso		
USCS	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				
			fina	média	grossa	1	2	3	4	
MIT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				
			fina	média	grossa					

Propriedades Físicas

Densidade:

Densidade Real dos Grãos = 2,54 g/cm³

Umidades:

Umidade Natural = 8,8 %

Umidade higroscópica = 1,0 %

Índices de Atterberg:

Limite de Liquidez = 59,3 %

Limite de Plasticidade = 29,0 %

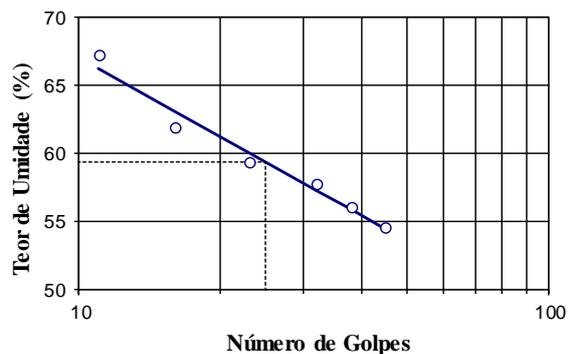
Índice de Plasticidade = 30,4 %

Índice de Consistência = - %

Atividade Skempton:

Atividade Coloidal = 0,76

Limite de Liquidez



- Ensaio oedométrico realizado antes dos ensaios centrífugos:

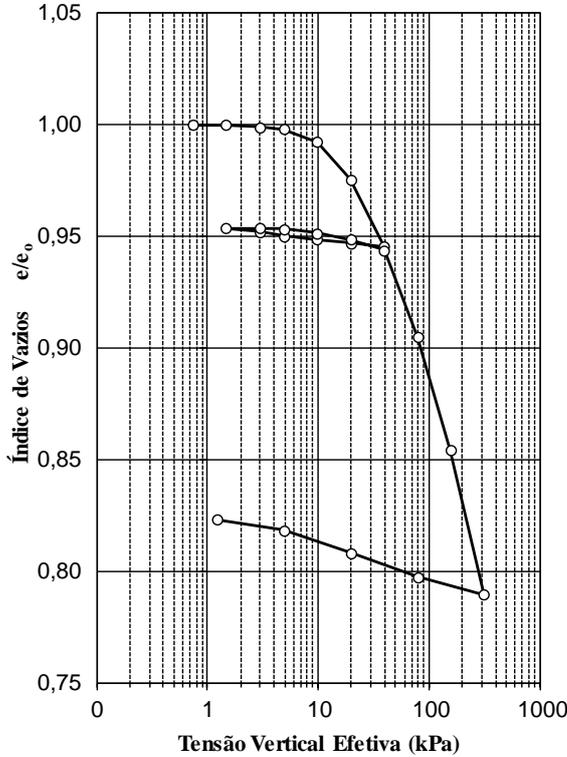
UENF

Universidade estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

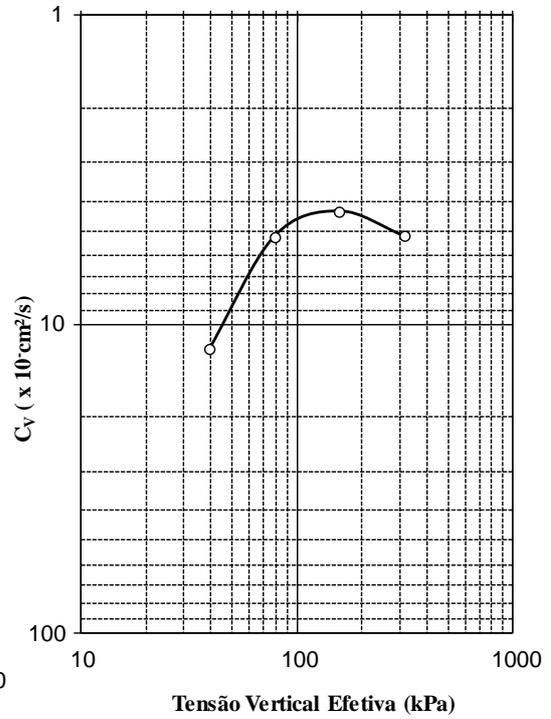
Laboratório de Engenharia Civil
LECIV/ CCT

Resultados de Ensaio de Adensamento Oedométrico

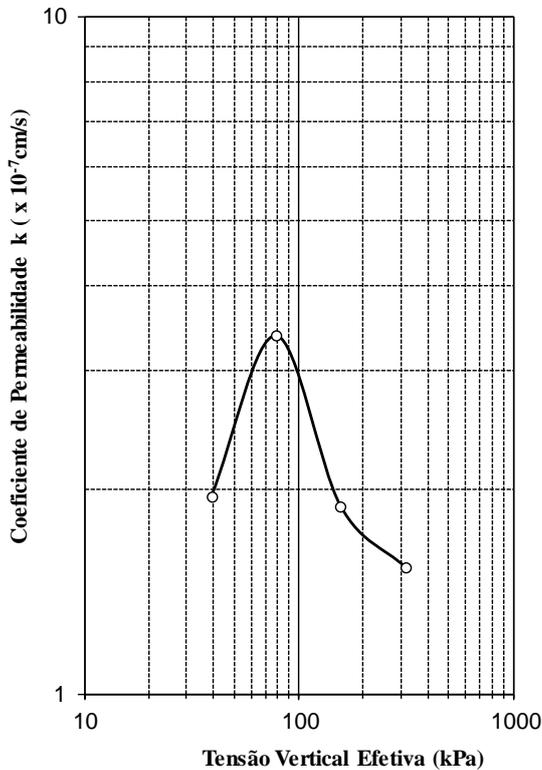
Variação de e/e_0 com a tensão vertical efetiva



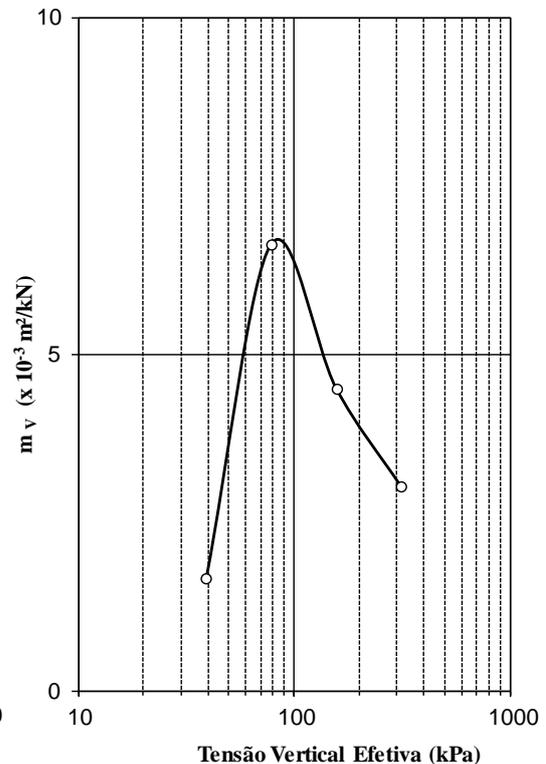
Variação de C_v com a tensão vertical efetiva



Variação de k com a tensão vertical efetiva



Variação de m_v com a tensão vertical efetiva



- Caracterização do solo das colunas:

UENF

Universidade estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

Laboratório de Engenharia Civil

LECIV/ CCT

Resultados de Ensaio de Caracterização Completa

Cliente: Thamara

Data: 4/11/16

Obra: -

Profundidade: -

Furo: -

Amostra: Areia Grossa (Coluna)

Características Granulométricas

Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	5,2	49,5	45,3	-	-	-	SP

Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade

D ₁₀	D ₁₅	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	Cc	Cu
0,3021	0,3318	0,4220	0,6450	0,7565	1,5837	2,5	0,8



ABNT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho			Pedra	Matacão
			fina	média	grossa	fino	médio	grosso		
USCS	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				
			fina	média	grossa	1	2	3	4	
MIT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				
			fina	média	grossa					

Propriedades Físicas

Densidade:

Densidade Real dos Grãos = 2,64 g/cm³

Umidades:

Umidade Natural = - %

Umidade Higroscópica = 0,0 %

Índices de Atterberg:

Limite de Liquidez = -

Limite de Plasticidade = NP

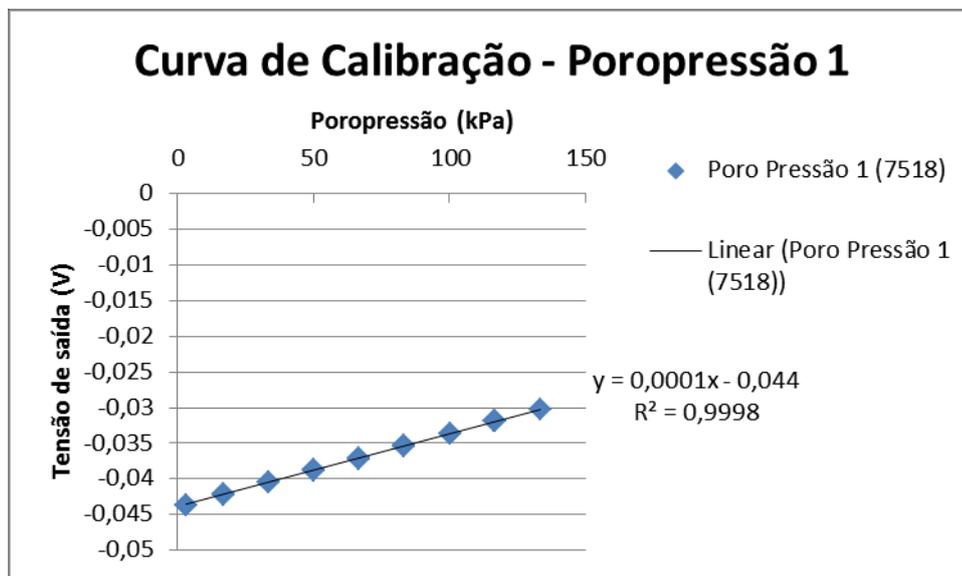
Índice de Plasticidade = NP

Índice de Consistência = -

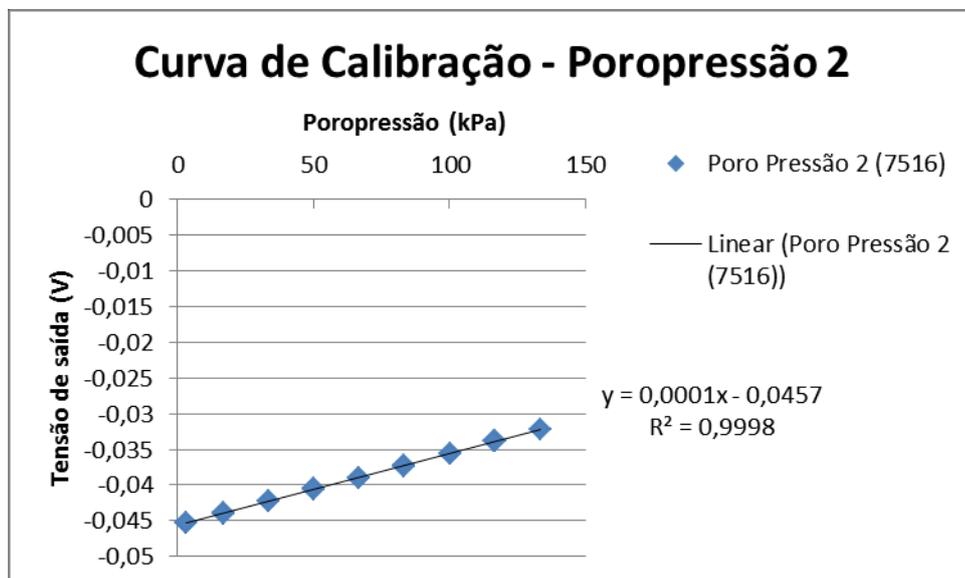
ANEXO II - CALIBRAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

- Transdutores de Poropressão:

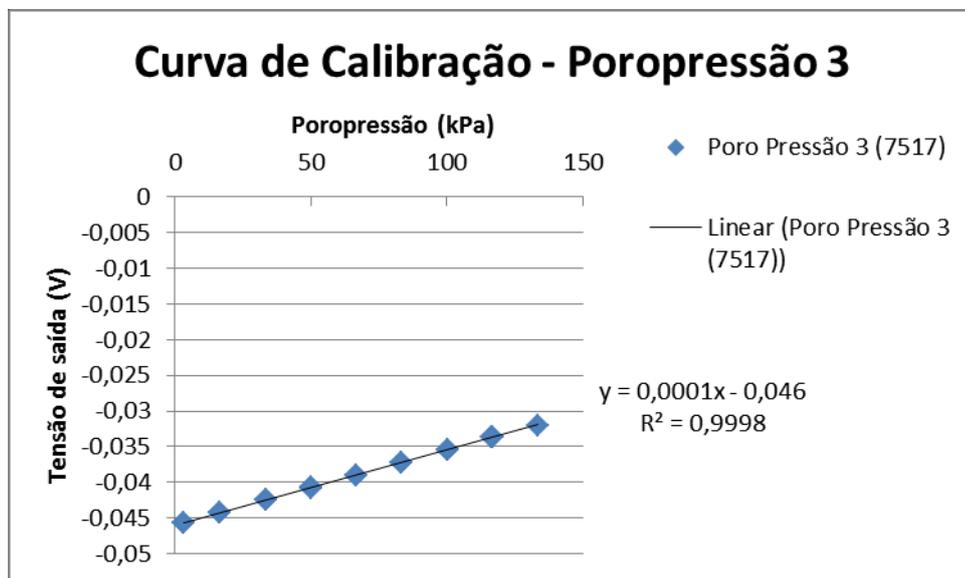
Poropressão 1 (7518)		
	Módulo: NI SCXI 1121 (slot 5; canal 1)	Alimentação: 3,3V
	Bloco de terminais: NI SCXI 1321	Range: 100, 200 e 500 psi
	Ganho: 100	Sensibilidade: 3,331E-04
Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V)
0g	3,3354	-0,043668
5g	16,677	-0,042251
10g	33,354	-0,04052
15g	50,031	-0,03887
20g	66,708	-0,037137
25g	83,385	-0,035497
30g	100,062	-0,033695
35g	116,739	-0,031933
40g	133,416	-0,030344
35g	116,173	-0,031887
30g	100,062	-0,033696
25g	83,385	-0,035374
20g	66,708	-0,037186
15g	50,031	-0,038726
10g	33,354	-0,040492
5g	16,677	-0,042196
0g	3,3354	-0,043666



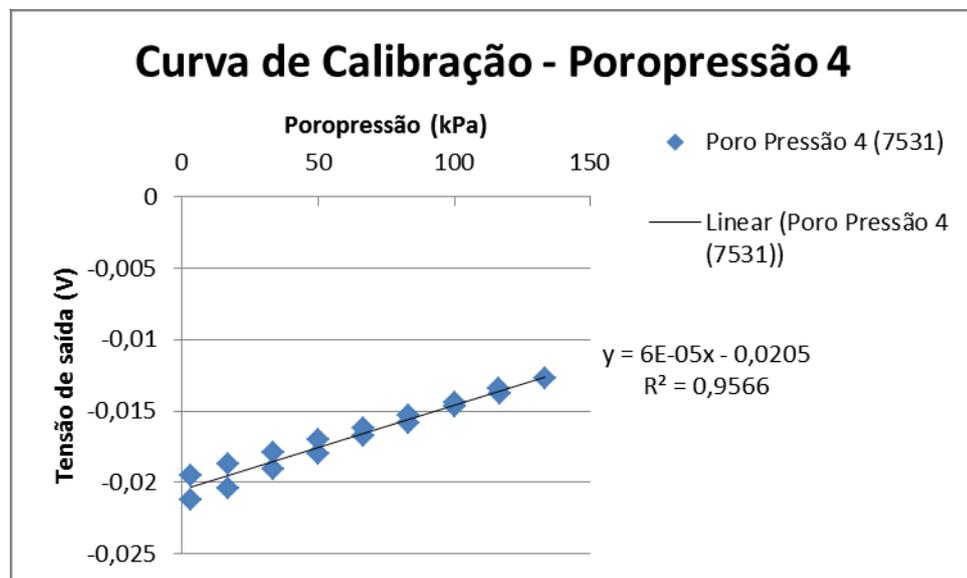
Poropressão 2 (7516)		
	Módulo: NI SCXI 1121 (slot 5; canal 2)	Alimentação: 3,3V
	Bloco de terminais: NI SCXI 1321	Range: 100, 200 e 500 psi
	Ganho: 100	Sensibilidade: 3,277E-04
Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V)
0g	3,3354	-0,04536
5g	16,677	-0,043967
10g	33,354	-0,042275
15g	50,031	-0,040651
20g	66,708	-0,038946
25g	83,385	-0,03733
30g	100,062	-0,035557
35g	116,739	-0,033816
40g	133,416	-0,032252
35g	116,173	-0,033774
30g	100,062	-0,035547
25g	83,385	-0,037202
20g	66,708	-0,038988
15g	50,031	-0,040502
10g	33,354	-0,042243
5g	16,677	-0,043918
0g	3,3354	-0,045358



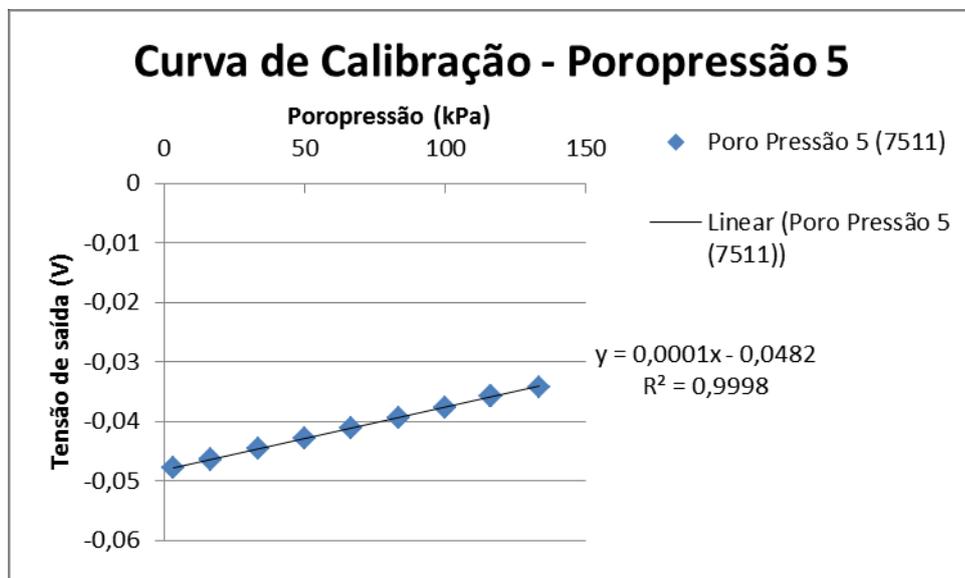
Poropressão 3 (7517)		
	Módulo: NI SCXI 1121 (slot 5; canal 3)	Alimentação: 3,3V
	Bloco de terminais: NI SCXI 1321	Range: 100, 200 e 500 psi
	Ganho: 100	Sensibilidade: 3,4192E-04
Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V)
0g	3,3354	-0,045701
5g	16,677	-0,044246
10g	33,354	-0,042466
15g	50,031	-0,040788
20g	66,708	-0,039001
25g	83,385	-0,037322
30g	100,062	-0,035466
35g	116,739	-0,033654
40g	133,416	-0,032024
35g	116,173	-0,033607
30g	100,062	-0,035463
25g	83,385	-0,037179
20g	66,708	-0,039048
15g	50,031	-0,040628
10g	33,354	-0,042445
5g	16,677	-0,044194
0g	3,3354	-0,045698



Poropressão 4 (7531)		
	Módulo: NI SCXI 1121 (slot 6; canal 0)	Alimentação: 3,3V
	Bloco de terminais: NI SCXI 1321	Range: 100, 200 e 500 psi
	Ganho: 100	Sensibilidade: 2,1352E-04
Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V)
0g	3,3354	-0,021265
5g	16,677	-0,020414
10g	33,354	-0,01904
15g	50,031	-0,017957
20g	66,708	-0,016699
25g	83,385	-0,015799
30g	100,062	-0,014657
35g	116,739	-0,013765
40g	133,416	-0,012724
35g	116,173	-0,013449
30g	100,062	-0,014382
25g	83,385	-0,015279
20g	66,708	-0,01623
15g	50,031	-0,017023
10g	33,354	-0,017905
5g	16,677	-0,018749
0g	3,3354	-0,019483

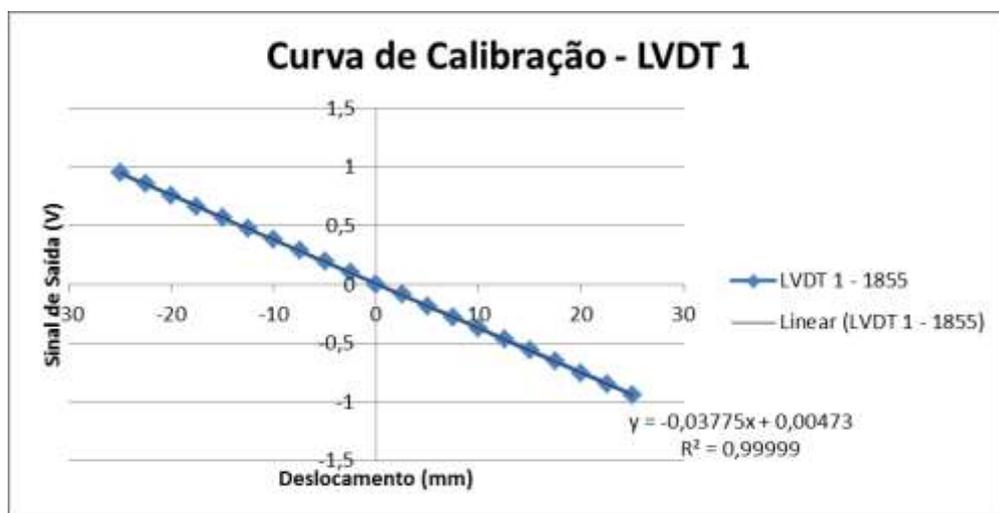


Poropressão 5 (7511)		
	Módulo: NI SCXI 1121 (slot 6; canal 1)	Alimentação: 3,3V
	Bloco de terminais: NI SCXI 1321	Range: 100, 200 e 500 psi
	Ganho: 100	Sensibilidade: 3,4352E-04
Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V)
0g	3,3354	-0,047889
5g	16,677	-0,046414
10g	33,354	-0,044636
15g	50,031	-0,042937
20g	66,708	-0,041154
25g	83,385	-0,039464
30g	100,062	-0,037599
35g	116,739	-0,035785
40g	133,416	-0,034148
35g	116,173	-0,035743
30g	100,062	-0,03761
25g	83,385	-0,039341
20g	66,708	-0,041213
15g	50,031	-0,042795
10g	33,354	-0,044616
5g	16,677	-0,04637
0g	3,3354	-0,047892

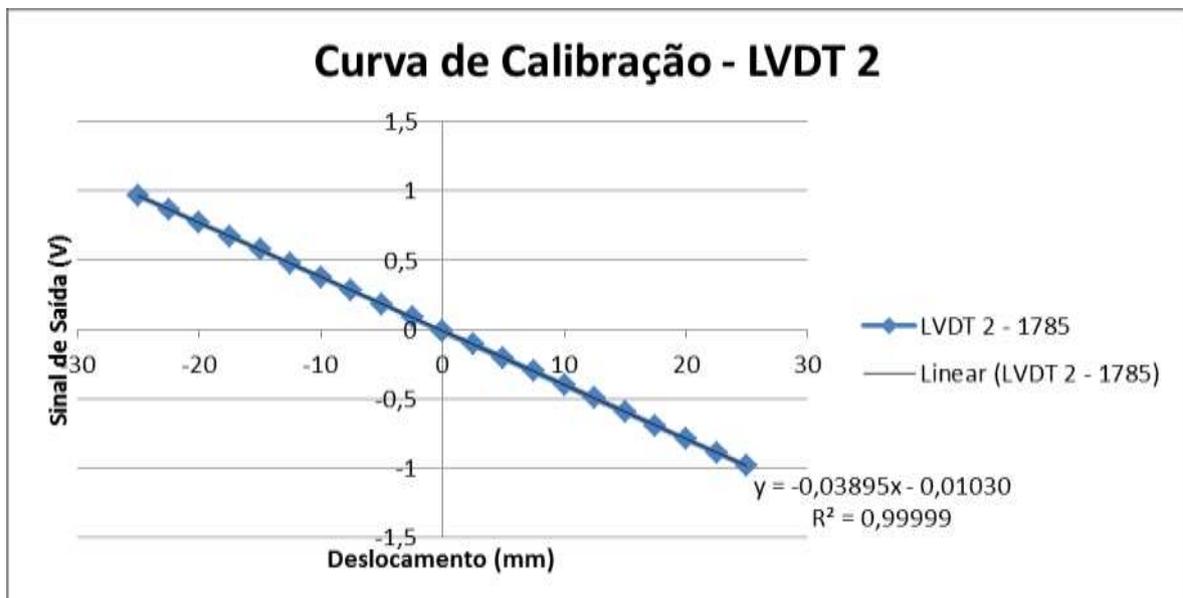


- LVDTs:

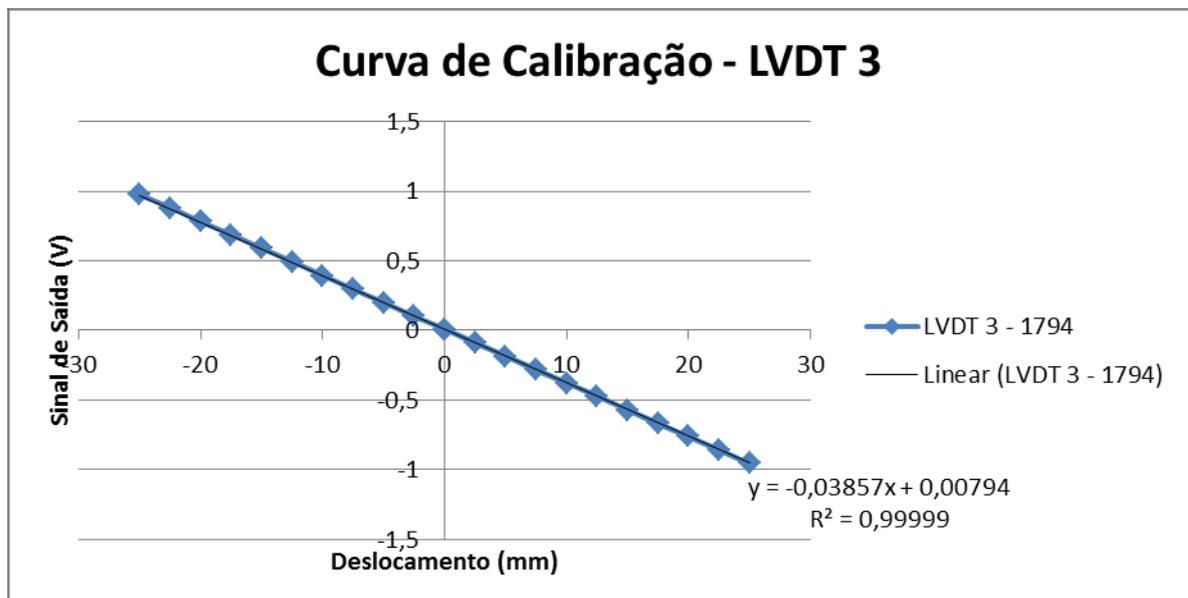
LVDT 1 (1855) - Borneira 1		
Módulo: NI SCXI 1540 (slot 8)	Sensibilidade: 0,713 mV/V/.001"	
Bloco de terminais: NI SCXI 1315 (canal 0)	Range: +2,805049 / -2,805049	
Computador: PXI 1052 (centrífuga)	Alimentação: 3V	
Haste com prolongador		
	Estímulo de entrada (mm)	Sinal de saída (V)
Haste a entrar no LVDT à partir do ponto 0	0	0,00467786
	2,5	-0,087927
	5	-0,181536
	7,5	-0,276543
	10	-0,371898
	12,5	-0,46656
	15	-0,561213
	17,5	-0,656313
	20	-0,75082
	22,5	-0,845455
	25	-0,939887
Haste a sair do LVDT à partir do ponto 0	0	0,00460736
	-2,5	0,098642
	-5	0,192523
	-7,5	0,286155
	-10	0,380454
	-12,5	0,474898
	-15	0,569164
	-17,5	0,66391
	-20	0,759378
	-22,5	0,856386
	-25	0,95145



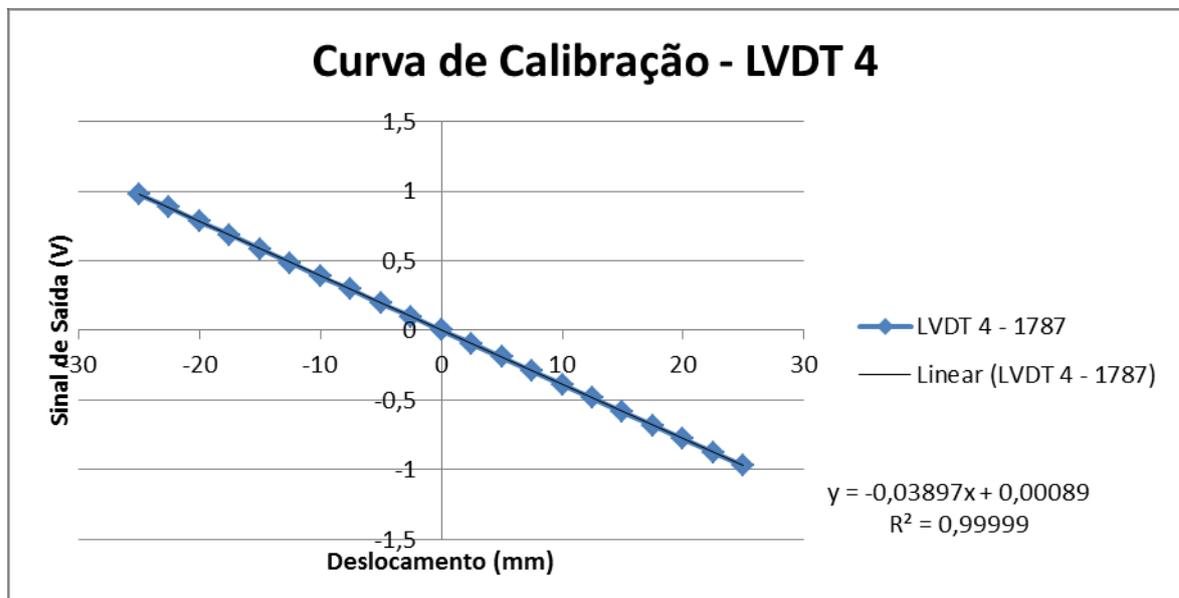
LVDT 2 (1785) - Borneira 2		
Módulo: NI SCXI 1540 (slot 8)	Sensibilidade: 0,707 mV/V/.001"	
Bloco de terminais: NI SCXI 1315 (canal 1)	Range: +2,805049 / -2,805049	
Computador: PXI 1052 (centrífuga)	Alimentação: 3V	
Haste com prolongador		
Estímulo de entrada (mm)	Sinal de saída (V)	
Haste a entrar no LVDT à partir do ponto 0	0	-0,014253
	2,5	-0,100689
	5	-0,203864
	7,5	-0,302643
	10	-0,398896
	12,5	-0,496183
	15	-0,593914
	17,5	-0,693194
	20	-0,789111
	22,5	-0,887575
	25	-0,984066
	Haste a sair do LVDT à partir do ponto 0	0
-2,5		0,084558
-5		0,1841
-7,5		0,282105
-10		0,379208
-12,5		0,476105
-15		0,574268
-17,5		0,671997
-20		0,768626
-22,5		0,866644
-25		0,963463



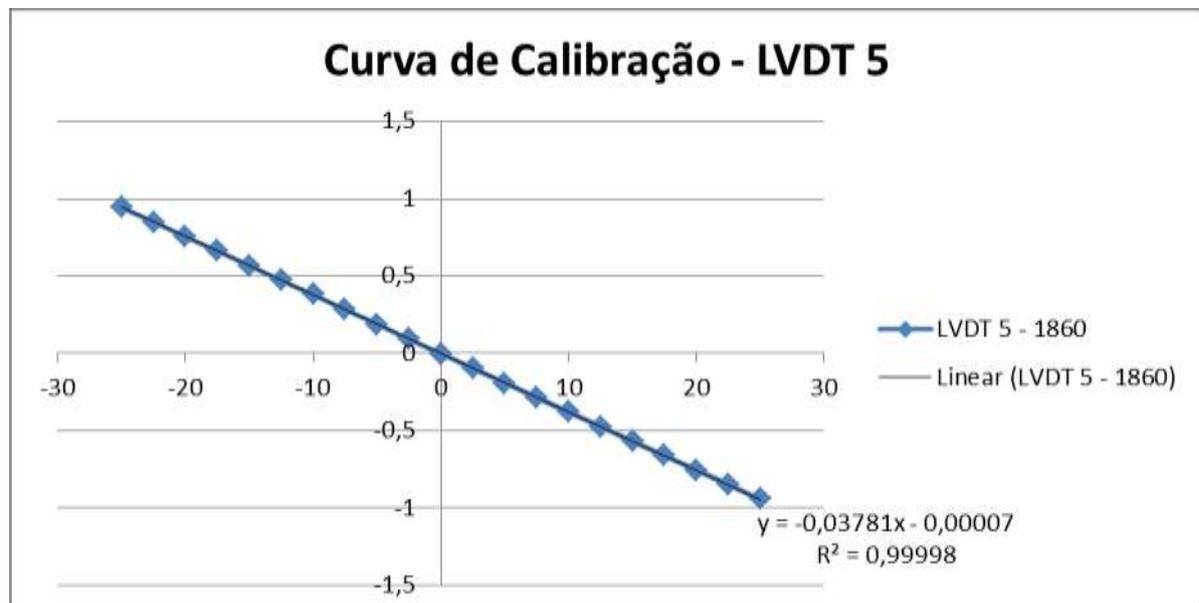
LVDT 3 (1794) - Borneira 3		
Módulo: NI SCXI 1540 (slot 8)	Sensibilidade: 0,711 mV/V/.001"	
Bloco de terminais: NI SCXI 1315 (canal 2)	Range: +2,805049 / -2,805049	
Computador: PXI 1052 (centrífuga)	Alimentação: 3V	
Haste com prolongador		
	Estímulo de entrada (mm)	Sinal de saída (V)
Haste a entrar no LVDT à partir do ponto 0	0	0,00501293
	2,5	-0,0903753
	5	-0,186031
	7,5	-0,281574
	10	-0,377728
	12,5	-0,472483
	15	-0,571219
	17,5	-0,667276
	20	-0,762742
	22,5	-0,858355
	25	-0,952892
	Haste a sair do LVDT à partir do ponto 0	0
-2,5		0,101412
-5		0,198698
-7,5		0,296119
-10		0,393386
-12,5		0,491122
-15		0,587786
-17,5		0,684527
-20		0,780619
-22,5		0,877065
-25		0,974353



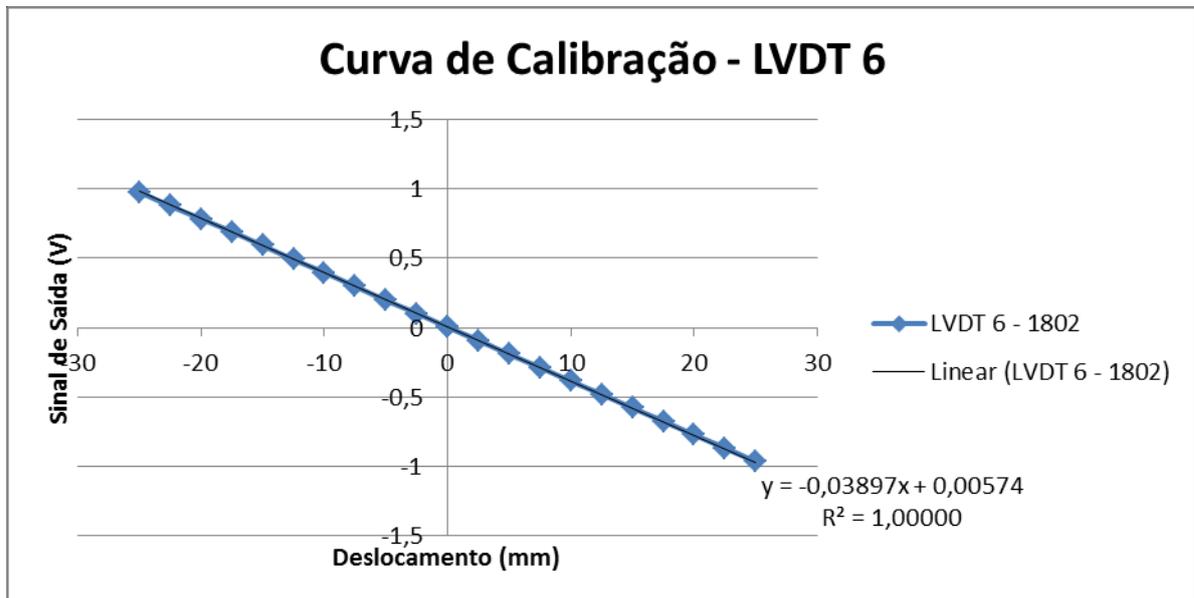
LVDT 4 (1787) - Borneira 4		
	Módulo: NI SCXI 1540 (slot 8)	Sensibilidade: 0,708 mV/V/.001"
	Bloco de terminais: NI SCXI 1315 (canal 3)	Range: +2,805049 / -2,805049
	Computador: PXI 1052 (centrífuga)	Alimentação: 3V
Haste com prolongador		
	Estímulo de entrada (mm)	Sinal de saída (V)
Haste a entrar no LVDT à partir do ponto 0	0	-0,00016997
	2,5	-0,0968876
	5	-0,192768
	7,5	-0,290634
	10	-0,388376
	12,5	-0,486639
	15	-0,584689
	17,5	-0,682589
	20	-0,778287
	22,5	-0,875028
	25	-0,971422
	Haste a sair do LVDT à partir do ponto 0	0
-2,5		0,0981826
-5		0,195811
-7,5		0,293373
-10		0,389665
-12,5		0,484379
-15		0,582991
-17,5		0,683874
-20		0,782231
-22,5		0,881594
-25		0,975541



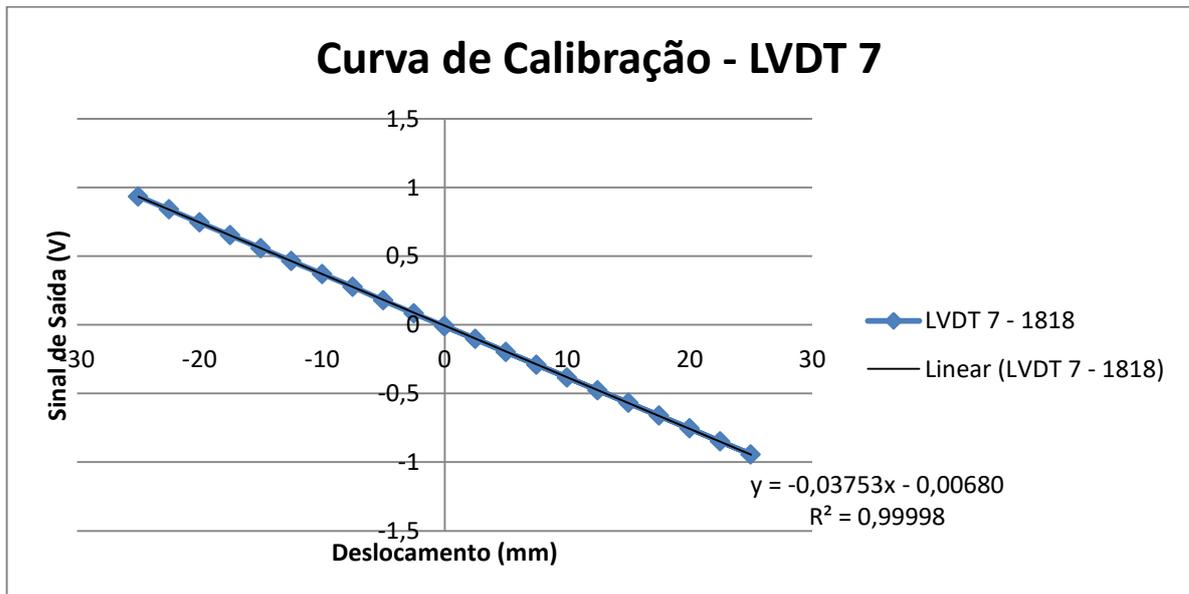
LVDT 5 (1860) - Borneira 5		
Módulo: NI SCXI 1540 (slot 8)	Sensibilidade: 0,732 mV/V/.001"	
Bloco de terminais: NI SCXI 1315 (canal 4)	Range: +2,732240 / -2,732240	
Computador: PXI 1052 (centrifuga)	Alimentação: 3V	
Haste com prolongador		
Estímulo de entrada (mm)	Sinal de saída (V)	
Haste a entrar no LVDT à partir do ponto 0	0	-0,00413844
	2,5	-0,0983297
	5	-0,192562
	7,5	-0,286511
	10	-0,380577
	12,5	-0,475366
	15	-0,567228
	17,5	-0,659751
	20	-0,753515
	22,5	-0,847454
	25	-0,941636
	Haste a sair do LVDT à partir do ponto 0	0
-2,5		0,0927386
-5		0,189368
-7,5		0,285117
-10		0,380492
-12,5		0,475198
-15		0,569939
-17,5		0,663025
-20		0,756571
-22,5		0,850649
-25		0,945148



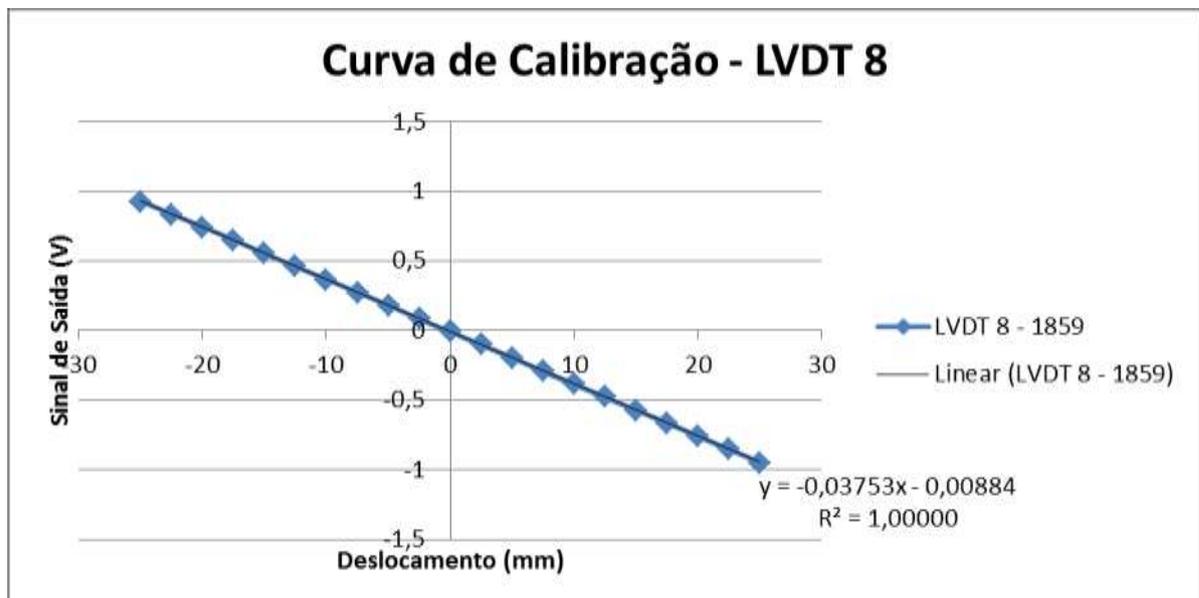
LVDT 6 (1802) - Borneira 6		
Módulo: NI SCXI 1540 (slot 8)	Sensibilidade: 0,707 mV/V/.001"	
Bloco de terminais: NI SCXI 1315 (canal 5)	Range: +2,732240 / -2,732240	
Computador: PXI 1052 (centrífuga)	Alimentação: 3V	
Haste com prolongador		
Estímulo de entrada (mm)	Sinal de saída (V)	
Haste a entrar no LVDT à partir do ponto 0	0	0,0044874
	2,5	-0,0923683
	5	-0,189065
	7,5	-0,286022
	10	-0,384012
	12,5	-0,481415
	15	-0,578771
	17,5	-0,676553
	20	-0,772933
	22,5	-0,870224
	25	-0,967926
	Haste a sair do LVDT à partir do ponto 0	0
-2,5		0,101102
-5		0,198899
-7,5		0,297933
-10		0,396261
-12,5		0,494391
-15		0,592204
-17,5		0,689579
-20		0,785861
-22,5		0,882413
-25		0,97877



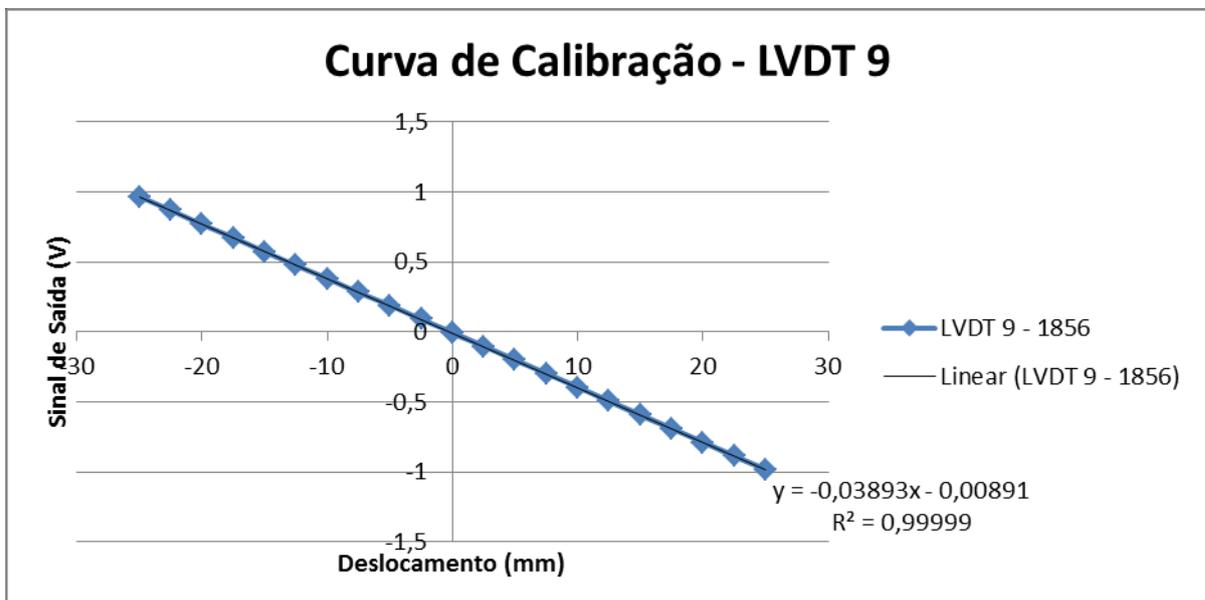
LVDT 7 (1818) - Borneira 7		
Módulo: NI SCXI 1540 (slot 8)	Sensibilidade: 0,710 mV/V/.001"	
Bloco de terminais: NI SCXI 1315 (canal 6)	Range: +2,732240 / -2,732240	
Computador: PXI 1052 (centrífuga)	Alimentação: 3V	
Haste com prolongador		
Estímulo de entrada (mm)	Sinal de saída (V)	
Haste a entrar no LVDT à partir do ponto 0	0	-0,00942922
	2,5	-0,102748
	5	-0,197252
	7,5	-0,290574
	10	-0,383875
	12,5	-0,476294
	15	-0,56744
	17,5	-0,660004
	20	-0,75414
	22,5	-0,849173
	25	-0,943385
Haste a sair do LVDT à partir do ponto 0	0	-0,0104683
	-2,5	0,0825603
	-5	0,177302
	-7,5	0,275765
	-10	0,36901
	-12,5	0,463071
	-15	0,557448
	-17,5	0,651971
	-20	0,744717
	-22,5	0,839267
	-25	0,934024



LVDT 8 (1859) - Borneira 8		
	Módulo: NI SCXI 1540 (slot 8)	Sensibilidade: 0,729 mV/V/.001"
	Bloco de terminais: NI SCXI 1315 (canal 7)	Range: +2,732240 / -2,732240
	Computador: PXI 1052 (centrífuga)	Alimentação: 3V
Haste com prolongador		
	Estímulo de entrada (mm)	Sinal de saída (V)
Haste a entrar no LVDT à partir do ponto 0	0	-0,00707311
	2,5	-0,101103
	5	-0,195772
	7,5	-0,290388
	10	-0,384079
	12,5	-0,476887
	15	-0,571327
	17,5	-0,665928
	20	-0,759599
	22,5	-0,855177
	25	-0,949111
Haste a sair do LVDT à partir do ponto 0	0	-0,00851586
	-2,5	0,0853896
	-5	0,179224
	-7,5	0,273151
	-10	0,366466
	-12,5	0,460058
	-15	0,554599
	-17,5	0,649073
	-20	0,74107
	-22,5	0,834206
	-25	0,927195

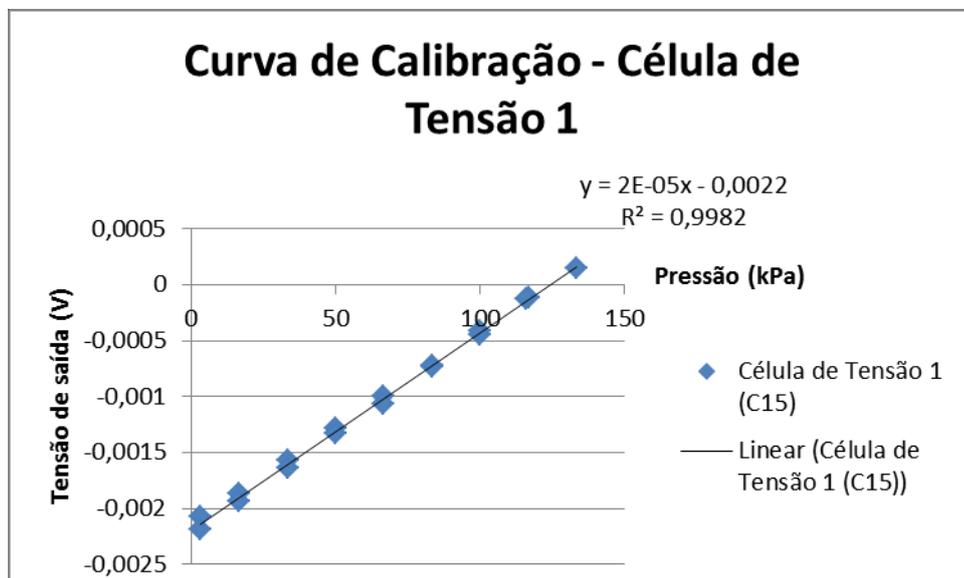


LVDT 9 (1856) - Borneira 9		
Módulo: NI SCXI 1540 (slot 7)	Sensibilidade: 0,713 mV/V/.001"	
Bloco de terminais: NI SCXI 1315 (canal 0)	Range: +2,732240 / -2,732240	
Computador: PXI 1052 (centrífuga)	Alimentação: 3V	
Haste com prolongador		
Estímulo de entrada (mm)	Sinal de saída (V)	
Haste a entrar no LVDT à partir do ponto 0	0	-0,00819999
	2,5	-0,104729
	5	-0,20173
	7,5	-0,298743
	10	-0,396369
	12,5	-0,495503
	15	-0,594646
	17,5	-0,69301
	20	-0,790222
	22,5	-0,886212
	25	-0,982594
Haste a sair do LVDT à partir do ponto 0	0	-0,00614049
	-2,5	0,0912638
	-5	0,188255
	-7,5	0,284288
	-10	0,380374
	-12,5	0,477037
	-15	0,572742
	-17,5	0,669341
	-20	0,767447
	-22,5	0,866498
	-25	0,964939

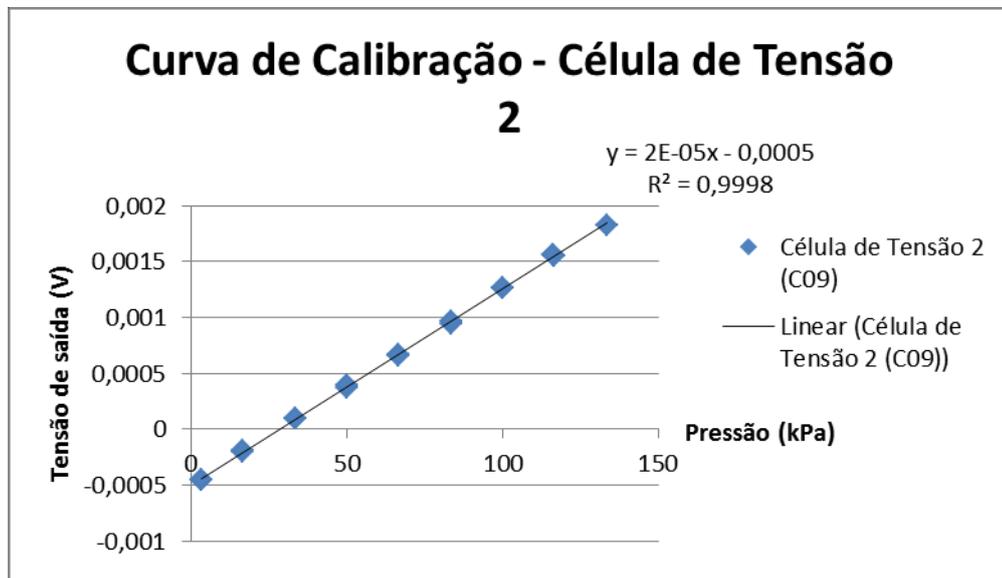


- Célula de Tensão Total:

Célula de Tensão Total 1 (C15)		
	Módulo: NI SCXI 1121 (slot 6; canal 2)	Alimentação: 3,3V
	Bloco de terminais: NI SCXI 1321	Range: 500 psi
	Ganho: 100	Sensibilidade: .211mV/Psis
Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V)
0g	3,3354	-0,002071
5g	16,677	-0,001867
10g	33,354	-0,001571
15g	50,031	-0,001287
20g	66,708	-0,000999
25g	83,385	-0,000724
30g	100,062	-0,000411
35g	116,739	-0,000118
40g	133,416	0,000149
35g	116,173	-0,000123
30g	100,062	-0,00044
25g	83,385	-0,000732
20g	66,708	-0,001061
15g	50,031	-0,001326
10g	33,354	-0,001637
5g	16,677	-0,00193
0g	3,3354	-0,002191

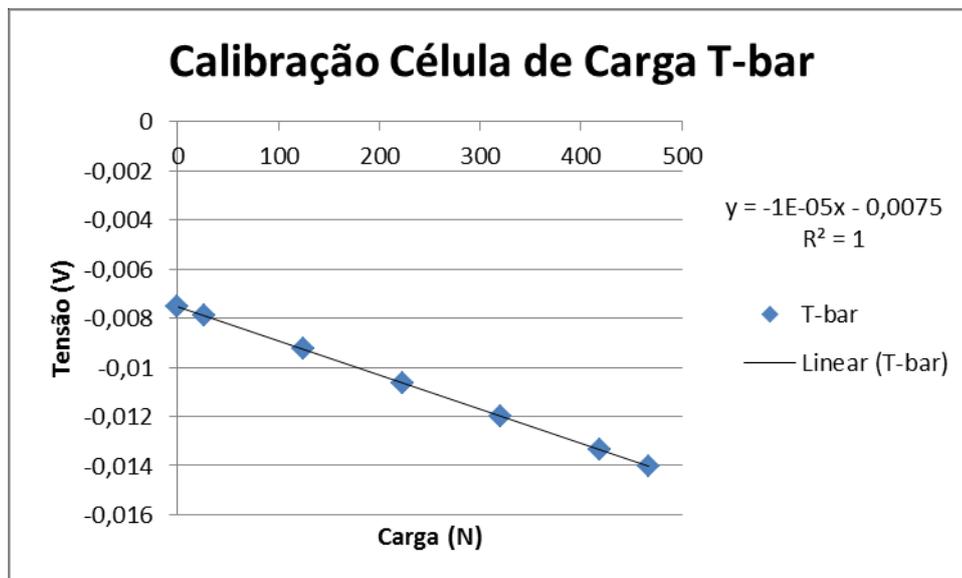


Célula de Tensão Total 2 (C09)		
	Módulo: NI SCXI 1121 (slot 6; canal 3)	Alimentação: 3,3V
	Bloco de terminais: NI SCXI 1321	Range: 500 psi
	Ganho: 100	Sensibilidade: .210mV/Psis
Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V)
0g	3,3354	-0,00045
5g	16,677	-0,000207
10g	33,354	0,000091
15g	50,031	0,000374
20g	66,708	0,00067
25g	83,385	0,000947
30g	100,062	0,001263
35g	116,739	0,001556
40g	133,416	0,001825
35g	116,173	0,001559
30g	100,062	0,001263
25g	83,385	0,000965
20g	66,708	0,000656
15g	50,031	0,000395
10g	33,354	0,000094
5g	16,677	-0,000193
0g	3,3354	-0,000449



- Célula de Carga do T-bar:

Célula de Carga (T-bar) - Borneira SG1		
Módulo: NI SCXI 1121 (slot 5)		Ganho: 100
Bloco de terminais: NI SCXI 1321 (canal 0)		Alimentação: 3,33v
Célula de carga: 1167094 (SV 50)		Sentido de calibração: compressão
Tensão (V)	Massa (Kg)	Carga (N)
-0,00753963	0	0
-0,00790789	2,70871	26,56337092
-0,00926812	12,70871	124,6298709
-0,0106281	22,70871	222,6963709
-0,0119867	32,70871	320,7628709
-0,0133477	42,70871	418,8293709
-0,0140282	47,70871	467,8626209
-0,0133485	42,70871	418,8293709
-0,0119873	32,70871	320,7628709
-0,0106273	22,70871	222,6963709
-0,0092691	12,70871	124,6298709
-0,00790895	2,70871	26,56337092
-0,0075391	0	0



ANEXO III - TÁBELAS DE CONTROLE DE ADENSAMENTO E CÁLCULOS

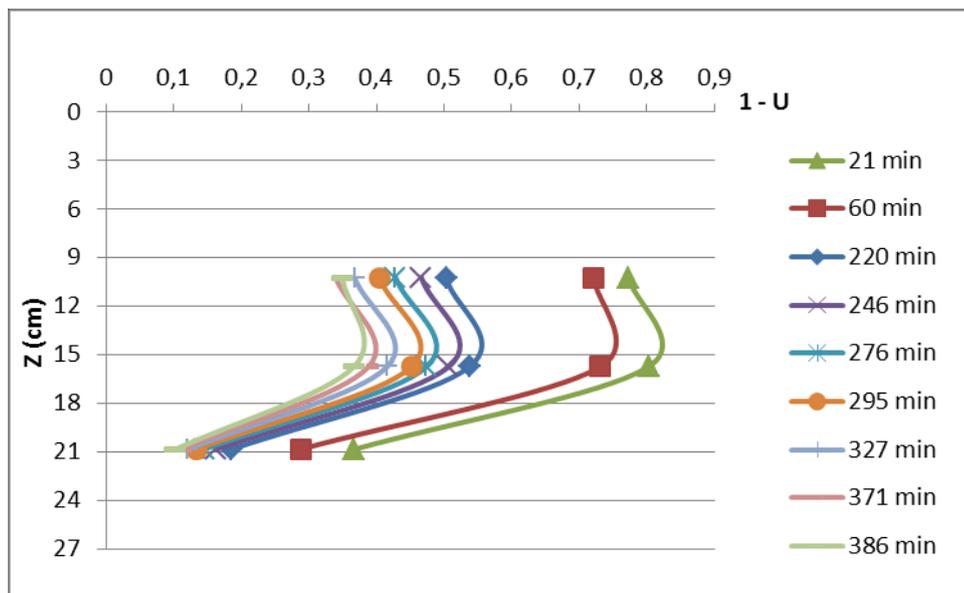
- Controle da % de adensamento durante adensamento do solo mole:

Dados	
Leitura da cota (m) esquerdo	0,1935
Quanto desceu (m) esquerdo	0,1085
Altura do solo mole (m) esquerdo	0,2715
Transdutor 3 até topo do solo mole (m)	0,1025
Transdutor 1 até topo do solo mole (m)	0,1575
Transdutor 4 até topo do solo mole (m)	0,2085
Leitura da cota (m) direito	0,19225
Quanto desceu (m) direito	0,10725
Altura do solo mole (m) direito	0,27275
Transdutor 2 até topo do solo mole (m)	0,15875
Transdutor 5 até topo do solo mole (m)	0,20975
γ_{sub} (Kn/m ³) esquerdo	6,24
γ_{sub} (Kn/m ³) direito	6,22
γ_w (kN/m ³)	9,81
G	26,3
Área (m ²)	0,0671
Sobrecarga (Kg)	12,77
Para passar Kg para kN	0,00981

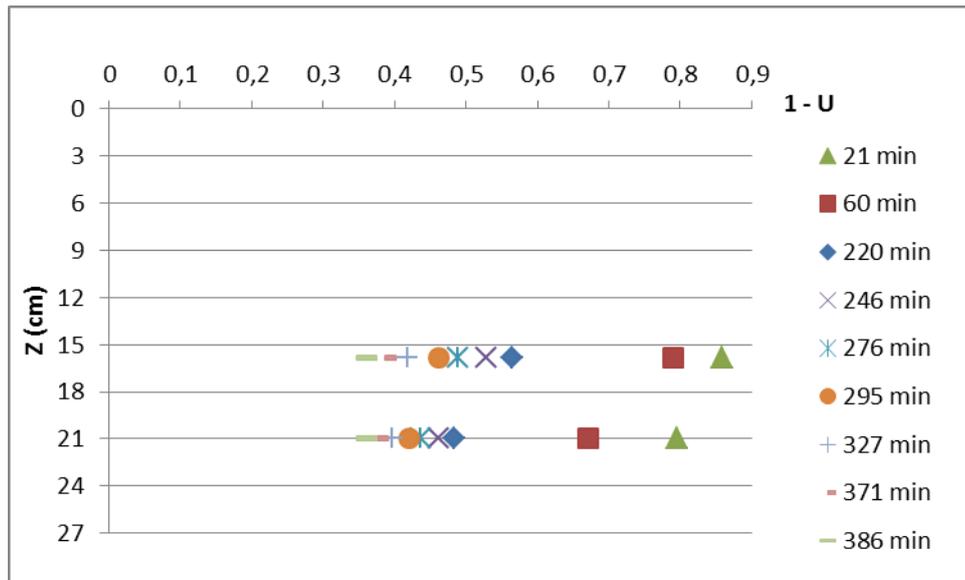
Transdutor	u na condição hidrostática (kPa)	u à ser dissipada devido à sobrecarga (kPa)	u total (kPa)	Leituras								
				21 min	60 min	220 min	246 min	276 min	295 min	327 min	371 min	386 min
3	26,45	65,94	92,38	77,41	74,0075	59,60	57,20	54,70	53,10	50,69	48,86	49,5
1	40,64	74,96	115,60	100,76	95,4116	80,90	78,60	76,17	74,50	71,80	69,73	68,1
4	53,79	97,76	151,55	89,69	81,8885	71,90	69,70	67,96	66,80	65,66	64,62	63,8
2	40,96	75,08	116,04	105,449	100,2670	83,36	80,6	77,72	75,70	72,40	70,02	68
5	54,12	83,43	137,54	120,426	110,0630	94,5	92,6	90,6	89,20	87,20	85,56	84,2
				% de adensamento								
Transdutor	21 min	60 min	220 min	246 min	276 min	295 min	327 min	371 min	386 min			
3	22,71	27,87	49,72	53,36	57,15	59,58	63,23	66,01	65,04			
1	19,80	26,93	46,29	49,36	52,60	54,82	58,43	61,19	63,36			
4	63,28	71,26	81,48	83,73	85,51	86,70	87,86	88,93	89,76			
2	14,11	21,01	43,53	47,20	51,04	53,73	58,12	61,29	63,98			
5	20,52	32,94	51,59	53,87	56,27	57,95	60,34	62,31	63,94			

- Isócrinas de poropressão:

Modelo que receberia as colunas								
Transd.	1 - U	Z (cm)	Transd.	1 - U	Z (cm)	Transd.	1 - U	Z (cm)
21 min			246 min			327 min		
3	0,7732	10,25	3	0,4666	10,25	3	0,3677	10,25
1	0,8024	15,75	1	0,5067	15,75	1	0,4157	15,75
4	0,3674	20,85	4	0,1628	20,85	4	0,1214	20,85
60 min			276 min			371 min		
3	0,7216	10,25	3	0,4285	10,25	3	0,3399	10,25
1	0,7311	15,75	1	0,474	15,75	1	0,3881	15,75
4	0,2875	20,85	4	0,1449	20,85	4	0,1107	20,85
220 min			295 min			386 min		
3	0,503	10,25	3	0,4042	10,25	3	0,3496	10,25
1	0,5374	15,75	1	0,4518	15,75	1	0,3664	15,75
4	0,1853	20,85	4	0,133	20,85	4	0,1024	20,85



Modelo que não receberia as colunas								
Transd.	1 - U	Z (cm)	Transd.	1 - U	Z (cm)	Transd.	1 - U	Z (cm)
21 min			246 min			327 min		
2	0,8589	15,875	2	0,528	15,875	2	0,4188	15,875
5	0,7948	20,975	5	0,4613	20,975	5	0,3966	20,975
60 min			276 min			371 min		
2	0,7899	15,875	2	0,4896	15,875	2	0,3871	15,875
5	0,6706	20,975	5	0,4373	20,975	5	0,3769	20,975
220 min			295 min			386 min		
2	0,5647	15,875	2	0,4627	15,875	2	0,3602	15,875
5	0,4841	20,975	5	0,4205	20,975	5	0,3606	20,975



- Cálculo de γ_{sat} após etapa de adensamento do solo mole:

Dados necessários	Esquerdo	Direito
Leitura da cota (cm)	21,82	21,95
Quanto o solo desceu (cm)	13,32	13,45
Área (cm ²)	670,81	670,81
Volume inicial (cm ³)	25490,78	25490,78
e ₀	2,286	2,286
G	2,54	2,54
γ_w (kN/m ³)	9,81	9,81

Dados calculados	Esquerdo	Direito
Δv (cm ³)	8935,1892	9022,3945
ϵ_v	0,3505	0,3539
Δe	1,1518	1,1631
e _f	1,1342	1,1229
h _f	0,4465	0,4421
γ_{sat} (kN/m ³)	16,89	16,93

- Cálculo de c_v e U após etapa de adensamento do solo mole:

Dados	
Leitura da cota (m) esquerdo	0,2182
Quanto desceu (m) esquerdo	0,1332
Altura do solo mole (m) esquerdo	0,2468
Transdutor 3 até topo do solo mole (m)	0,0778
Transdutor 1 até topo do solo mole (m)	0,1328
Transdutor 4 até topo do solo mole (m)	0,1838
Leitura da cota (m) direito	0,2195
Quanto desceu (m) direito	0,1345
Altura do solo mole (m) direito	0,2455
Transdutor 2 até topo do solo mole (m)	0,1315
Transdutor 5 até topo do solo mole (m)	0,1825
γ_{sub} (Kn/m ³) esquerdo	6,89
γ_{sub} (Kn/m ³) direito	6,93
G	26,3
Altura de drenagem (m) esquerdo	3,25
Altura de drenagem (m) direito	3,23
t (s)	25035,08

Transdutor	Sobrecarga u_0 (kPa)	Z	(Tabela)		U_z	(Gráfico)		
			1ª leitura u (kPa)	Últ. leit. u (kPa)		Fator T	C_v (m ² /s)	
3	65,94	0,6305	86,313787	49,411134	0,5596	0,36	0,0001515	
1	74,96	1,0762	110,227641	67,949225	0,5640	0,43	0,0001809	
4	97,76	1,4895	116,378003	63,834155	0,5375	0,26	0,0001094	
						Cv médio	0,0001473	
						T	0,3500	
						U	66,5%	(Gráfico)
2	75,08	1,0713	114,662335	67,769024	0,6246	0,48	0,0001998	
5	83,43	1,4868	138,431711	84,057471	0,6517	0,39	0,0001624	
						Cv médio	0,0001811	
						T	0,435	
						U	73%	(Gráfico)

ANEXO IV – PROCEDIMENTO UTILIZADO PARA MONTAGEM DOS MODELOS E REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

- 1º. Abrir torneiras de drenagem;
- 2º. Acelerar centrífuga a 26,3g para adensamento do solo mole com sobrecarga de ≈ 13 Kg;
- 3º. Desacelerar centrífuga após o tempo necessário, fechar torneiras de drenagem e retirar a sobrecarga;
- 4º. Realizar ensaio de penetrômetro T-bar no modelo que não seria melhorado com as colunas;
- 5º. Retirar água sobrenadante no topo do solo mole;
- 6º. Cortar o solo mole até chegar a altura final desejada para prosseguimento dos ensaios;
- 7º. Instalação das colunas:
 - a) Colocar plataforma guia na caixa de teste;
 - b) Revestir paredes dos tubos metálicos com vaselina;
 - c) Inserir o tubo com a ponteira drenante até atingir a camada de areia na base do solo mole;
 - d) Retirar plataforma guia da caixa de teste;
 - e) Lançar primeira camada de material granular e soltar ponteira porosa com auxílio do pilão;
 - f) Lançar as outras camadas de areia até que toda a coluna esteja construída;
 - g) Repetir item até que todas as 9 colunas estejam instaladas.
- 8º. Posicionar as células de tensão total e as pequenas sapatas cilíndricas para apoio dos LVDTs no topo do solo mole;
- 9º. Posicionar o tubo para proteção da haste do LVDT;

- 10º. Construir aterro 1 através de pluviação de areia nos dois compartimentos da caixa de teste;
- 11º. Colocar o restante das sapatas no topo do aterro;
- 12º. Colocar os suportes dos LVDTs nos compartimentos da caixa de teste;
- 13º. Posicionar as hastes metálicas com os prolongamentos e inserir os LVDTs por cima;
- 14º. Zerar os valores medidos pelos LVDTs no programa antes do início do ensaio;
- 15º. Balancear a centrífuga utilizando peso morto;
- 16º. Abrir torneiras de drenagem;
- 17º. Acelerar a centrífuga a 26,3g para adensamento do solo mole dos modelos;
- 18º. Desacelerar centrífuga após o tempo necessário e fechar torneiras de drenagem;
- 19º. Pluviar nova camada de aterro até chegar à altura do aterro 2;
- 20º. Abrir torneiras de drenagem e fazer ensaio 2;
- 21º. Fechar torneiras de drenagem e pluviar nova camada do aterro 3;
- 22º. Abrir torneiras de drenagem e fazer ensaio 3;
- 23º. Realizar ensaio de penetrômetro T-bar nos dois modelos;
- 24º. Exumar modelos e retirar amostras para realização de ensaio de adensamento e determinação dos perfis de umidade.