



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

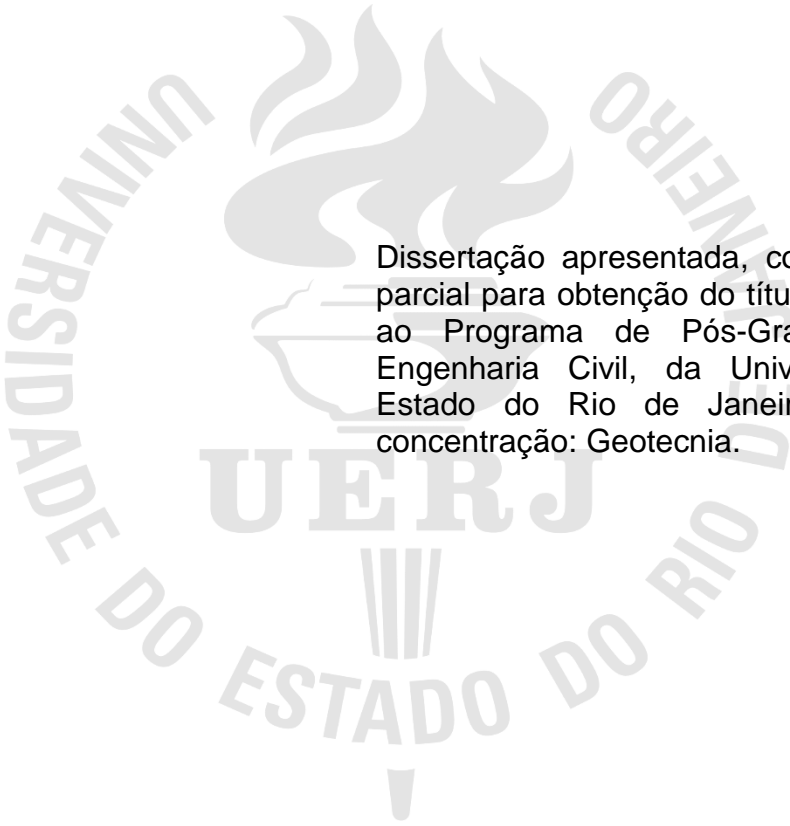
Pedro Henrique Rocha Santana

**Comportamento de solos compressíveis com a técnica *Deep Soil*
*Mixing***

Rio de Janeiro
2023

Pedro Henrique Rocha Santana

Comportamento de solos compressíveis com a técnica *Deep Soil Mixing*



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima

Rio de Janeiro

2023

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S232 Santana, Pedro Henrique Rocha.
Comportamento de solos compressíveis com a técnica deep soil
mixing / Pedro Henrique Rocha Santana. – 2023.
135 f.

Orientador: Bruno Teixeira Lima.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Mecânica do solo - Teses. 3.
Estrutura do solo - Teses. 4. Solos - Análise - Teses. 5. Análise
numérica - Teses. I. Lima, Bruno Teixeira. II. Universidade do Estado
do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.131

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial
desta tese, desde que citada a fonte.

Pedro Henrique Rocha Santana
Assinatura

09/10/2023

Data

Pedro Henrique Rocha Santana

Comportamento de solos compressíveis com a técnica *Deep Soil Mixing*

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 29 de setembro de 2023.

Banca Examinadora:



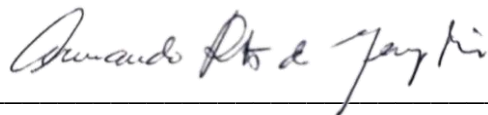
Prof. D.Sc. Bruno Teixeira Lima (Orientador)

Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. D.Sc. Mario Vicente Riccio Filho

Universidade Federal de Juiz de Fora – UFJF



Prof. D.Sc. Armando Prestes de Menezes Filho

Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2023

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. Ao meu Pai, onde quer que ele esteja, a minha família, pela paciência e carinho em todos esses anos, a minha querida namorada, por compartilhar os melhores e piores momentos da minha vida e a todo o povo nordestino.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Doutor Bruno Teixeira Lima por toda a paciência e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos e tirando todas as dúvidas no meio do percurso.

Aos professores da Universidade Federal do Oeste da Bahia, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, que serviram de base para alcançar os meus objetivos até aqui. Aproveito para agradecer os meus professores Vinicius de Oliveira Khun e Luís Gustavo Amaral por toda a confiança depositada.

Aos professores do PGECIV-UERJ, por todo os ensinamentos passados em sala de aula, foi fundamental todo o aprendizado adquirido ao longo do programa. Até mesmo em um semestre atípico devido aos problemas relacionados a pandemia, fizeram o melhor para passar todo o conhecimento aos discentes.

Em especial quero agradecer a minha namorada Patrícia Rodrigues Azevedo primeiramente por toda a colaboração no processo de seleção do mestrado, em seguida por toda ajuda durante a fase de créditos e dissertação, não foi nada fácil o caminho, mas sempre foi uma pessoa fundamental nos melhores e piores momentos. Tenho certeza de que jamais conseguiria chegar nesse momento sem a sua ajuda, não há palavras para agradecer o quanto foi fundamental todo o seu incentivo. Na vida pessoal, gostaria de agradecer por ser minha companheira de jornada, toda nossa luta diária foi sempre em prol da construção de nosso futuro juntos, e tenho certeza de que tudo caminhará bem.

Aos meus colegas de mestrado e graduação, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

Aos meus pais e minhas irmãs, por todo o incentivo dado ao longo dos anos de estudo, sempre me incentivando a alcançar os maiores desafios.

A todo povo nordestino, em especial ao povo baiano, sinônimo de força de vontade e perseverança.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

À FAPERJ pelo apoio financeiro, no qual foi fundamental para me manter no programa durante esse período.

Faça o teu melhor, na condição que você tem, enquanto não tem condições melhores, para fazer melhor ainda.

Mário Sérgio Cortella

RESUMO

SANTANA, Pedro Henrique Rocha. *Comportamento de solos compressíveis com a técnica Deep Soil Mixing*. 2023. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Solos compressíveis é uma temática bastante discutida em projetos geotécnicos. Nesse contexto, o avanço em pesquisas relacionadas a solos moles contribuiu de forma significativa para o desenvolvimento da mecânica dos solos. No território nacional, o estudo de solos moles se desenvolveu através da necessidade de expandir a malha urbana para solos de característica de baixa resistência. Diversos tipos de técnicas para melhoramento desses solos foram sendo desenvolvidas a fim de fornecer reforço para os diversos tipos de construções. Nesse cenário, a presente dissertação foi elaborada com o intuito de fornecer maior conhecimento a respeito da técnica *Deep Soil Mixing*-DSM. O método foi criado nos anos 50 nos Estados Unidos, contudo a técnica foi sendo aperfeiçoada através da contribuição de diversos países ao longo dos anos. No Brasil, ainda é um campo pouco explorado quando comparado com as técnicas convencionais. O presente trabalho teve por objetivo avaliar o comportamento geotécnico através de método analítico e numéricos na construção de um aterro sobre solos moles, localizado no Aeroporto Salgado Filho em Porto Alegre-RS. Para a metodologia analítica foi aplicado o manual elaborado pela órgão que administra as rodovias nos EUA, a FHWA, para a análise numérica foi aplicado os programas SETTLE 3D e RS2, afim de comparar com a instrumentação de campo e o resultados gerados no trabalho de Assis (2016) no programa Plaxis 2D. Os resultados analíticos apresentaram-se dentro da faixa do monitoramento de campo, ratificando o seu bom desempenho em projetos de DSM em projetos geotécnicos. Nas análises numéricas, o RS2 apresentou valores mais próximos do monitoramento real e do Plaxis 2D, em contrapartida apesar de algumas limitações do programa, o SETTLE 3D se mostrou uma boa ferramenta de fácil aplicação e com geração de boas estimativas. A principal divergência no estudo consiste na real influência da geogrelha na análise do estudo em decorrência de divergência geradas na análise das tensões. No geral, os softwares apresentaram resultados satisfatório, no entanto sua aplicação carece de um estudo cuidadoso dos parâmetros geotécnicos estimados.

Palavras-chave: Solos Moles. *Deep Soil Mixing*. Método analítico. Análise numérica.

ABSTRACT

SANTANA, Pedro Henrique Rocha. Behavior of compressible soils with the *Deep Soil Mixing* technique. 2023. 135 f. Dissertation (master's in civil engineering) – Faculty of Engineering, State University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Compressible soils can be understood as a topic widely discussed in geotechnical projects. Thus, advances in research related to soft soils contributed significantly to the development of soil mechanics. In the national territory, the study of soft soils was developed through the need to expand the urban network for soils with low resistance characteristics. Several types of techniques for improving these soils have been developed to provide reinforcement for the different types of constructions. In this scenario, the present dissertation was elaborated with the intention of providing greater knowledge about the *Deep Soil Mixing*-DSM technique. The method was created in the 50's in the USA, however it has been perfected through the contribution of several countries. In Brazil, it is still a little explored field when compared to other techniques. This work aimed to evaluate the geotechnical behavior through analytical and numerical methods in the construction of an embankment on soft soils, located at Salgado Filho Airport in Porto Alegre-RS. For the analytical methodology, the manual prepared by the agency that administers the highways in the USA, the FHWA, was applied, as for the numerical analyzes, the geotechnical programs SETTLE 3D and RS2 were applied, to compare with the field instrumentation and the results generated in the work de Assis (2016) in the Plaxis 2D program. The analytical results were within the range of field monitoring, confirming its good performance in geotechnical projects with the use of DSM. In the numerical analyses, the RS2 presented values closer to the real monitoring and the results provided in Plaxis 2D. On the other hand, despite some limitations found in the SETTLE 3D program, the results obtained were quite consistent with those in the field, proving to be a tool that is easy to apply and generates good estimates. The main divergence consisted of the real influence of the geogrid in the case under study, because of divergences presented in the stress analyses. In general, the software presented satisfactory results, however their applications lack a careful study of the estimated geotechnical parameters.

Keywords: Soft Soil. *Deep Soil Mixing*. Analytical Methodology. Numerical Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Métodos construtivos de aterro sobre solos moles (Almeida; Marques,2010).	27
Figura 2– Destruição de parte da cidade de Kobe em 1995. (Kikushi, 2020).	29
Figura 3– Exemplo de arranjos de colunas de DSM mais comumente utilizados (Moseley e Kirsch , 2004).....	31
Figura 4- Diferentes tipos de arranjos de colunas de DSM pela profundidade.	32
Figura 5 – Campo de aplicação da técnica DSM. (Modificado de Bruce,2000).....	33
Figura 6 – Exemplo de aplicações do uso de DSM em reforço de fundações.	35
Figura 7 – Equipamento para execução das colunas pelo método seco – DJM.	38
Figura 8 – Procedimento de instalação das colunas de DSM (<i>Dry mixing</i>). (Cruz, 2012).	38
Figura 9 – Ferramentas adotada no método seco nos países nórdicos.	40
Figura 10 – Sequência lógica para a formação das colunas de DSM pelo método úmido. (Modificado da EM 14679:2005).....	41
Figura 11 – Conjuntos de equipamentos de apoio para DSM (Machado, 2016).	42
Figura 12 – Ferramenta de mistura com eixo simples para DSM-úmido.....	44
Figura 13– Ferramentas de mistura com múltiplos eixos para DSM-úmido.	44
Figura 14 – Etapas para a execução das colunas pelo método úmido com haste dupla (Assis, 2016).....	45
Figura 15 – Embarcações utilizadas para execução de colunas de DSM (método úmido) em obras marítimas. (Cruz, 2012).	46
Figura 16 – Comparação do desenvolvimento médio da resistência do solo estabilizado , com cal, cimento ou cimento e cal (Modificado de Ahnberg et al. ,1995).	49
Figura 17 – Análise da variação do E50 com qu para as argilas de Honmoku e Kawasaki (Bruce <i>et al.</i> , 2013).....	54
Figura 18 – Relação entre tensão de adensamento e resistência não drenada para diferentes tipos e teores de ligante. (Kitazume e Terashi, 2013).....	56
Figura 19 – Mecanismos presentes no fenômeno de arqueamento presente em aterro estruturado. (Assis, 2016).....	59

Figura 20 – Perfil geotécnico da região de implantação do Novo Terminal de Cargas no Aeroporto Salgado Filho/ Porto Alegre (Machado, 2016)	61
Figura 21 – Localização do Terminal de Cargas (TECA) e Área Teste. (Modificado do Google Earth, 2022).	63
Figura 22 – Croqui das 3 áreas de teste com colunas de DSM. (modificado de Assis,2016).....	64
Figura 23 – Execução das colunas na Pista de Pouso e Decolagem – PPD a) Equipamento utilizado na execução das colunas ;b) Colunas de DSM finalizadas; c) malha das colunas. (Ávila, 2021).	65
Figura 24 - Execução das camadas para a Pista de Pouso e Decolagem – PPD Execução das camadas do aterro. a) camada de rachão; b) vista superior da camada de rachão; c) camada de BGS executada. (Ávila, 2021).....	66
Figura 25 – Posicionamento das placas de recalque em seção transversal (Assis,2016).	67
Figura 26 – Disposição das células de tensão total na seção transversal do aterro teste. (Modificado de Assis, 2016).	68
Figura 27 – Geometria final do aterro sobre as colunas.....	72
Figura 28 – Geometria final do aterro teste 2.....	73
Figura 29 – Manual desenvolvido pela FHWA utilizado na metodologia analítica do caso em estudo. (Bruce <i>et al.</i> ,2013).....	76
Figura 30 – Escolha do método de tensões aplicado e configurações de unidades. 84	
Figura 31 – Divisão das etapas construtivas com o respectivo tempo.	85
Figura 32- Aplicação dos parâmetros geotécnicos estabelecidos nos ensaios de laboratório na análise numérica pelo SETTLE 3D.....	86
Figura 33 – Aplicação dos parâmetros geotécnicos nas camadas sobrejacente e subjacente ao solo mole.....	86
Figura 34 – Perfil geotécnico aplicado ao SETTLE 3D.	87
Figura 35 – Propriedade e disposição das colunas de DSM na análise numérica. ...	88
Figura 36 – Perspectiva em planta e 3D do aterro final após a inserção de todas as propriedades.	88
Figura 37 – Configurações iniciais no programa RS2.	90
Figura 38 – Propriedades da camada de aterro compactado inseridas no RS2.	91
Figura 39 – Parâmetros geotécnicos das colunas de DSM inseridas no RS2.	91

Figura 40 – Sequencia construtiva para formação do aterro: a) execução das colunas + geogrelha; b) camada de aterro compactado; c) camada de bica + rachão ; d) camada de BGS; e) camada de BGTC; f) colocação da sobrecarga temporária.	92
Figura 41 – Módulo de Elasticidade das camadas de solo em relação a profundidade de assentamento das colunas de DSM.....	97
Figura 42 – Resultado dos recalques totais no topo das colunas para as PR 01, 03 e 11 e as análises numéricas no Plaxis 2D e SETTLE 3D.....	103
Figura 43 – Comparação entre os recalques médio (PR 01, PR 03, PR 11) e as análises numéricas no Plaxis 2D e SETTLE 3D.....	104
Figura 44 – Deformações vista em Planta e em 3D.....	105
Figura 45 – curva recalque versus tempo para ponto localizado no vão entre as colunas.....	106
Figura 46 – Curva do recalque versus tempo para pontos localizados no topo da coluna e no vão comparados com os recalques médios pela instrumentação de campo (PR 01 , 03 e 11).	107
Figura 47 – Evolução dos recalques: a) 0 dias; b) 5 dias; c) 10 dias; d) 15 dias; e) 20 dias; f) 30 dias; g) 45 dias; h) 60 dias i) 90 dias	108
Figura 48 – Perfil do excesso de poropressão para os estágios em análise.....	110
Figura 49 – Excesso de poropressão versus número do estágio para análise do aterro.....	110
Figura 50 – Evolução do excesso de poropressão: a) 0 dias; b) 5 dias; c) 10 dias; d) 15 dias; e) 20 dias; f) 30 dias; g) 45 dias; h) 60 dias ; i) 90 dias.....	111
Figura 51 – Relação entre Tensão efetiva versus Profundidade para os estágios em análise.....	112
Figura 52 – Análise das tensões totais para instrumentação de campo e SETTLE 3D.	114
Figura 53 – Evolução dos recalques com o tempo; a) execução das colunas + geogrelha; b) camada de aterro compactado; c) camada de bica + rachão; d) camada de BGS ; e) camada de BGTC; f) colocação da sobrecarga; g) análise para 45 dias ; h) análise para 60 dias; i) análise para 90 dias.....	115
Figura 54- Comparação entre os recalques gerados no topo da coluna , no vão para o RS2 e os recalques médios obtidos pelas PR 01, 03, 11.....	117
Figura 55 – Análise dos recalques para o topo das colunas no monitoramento de campo (PR 01 , 03, 11) e nas análises numéricas (Plaxis 2D, SETTLE 3D, RS2)..	118

Figura 56 – Comparação entre as análises numéricas com o recalque médio (PR 01, 03 , 11) obtido no topo das colunas.	119
Figura 57 – Evolução do excesso de poropressão no aterro. a) execução das colunas + geogrelha; b) camada de aterro compactado; c) camada de bica + rachão; d) camada de BGS; e) camada de BGTC; f) colocação da sobrecarga; g) análise para 45 dias; h) análise para 60 dias; i) análise para 90 dias.	120
Figura 58 - Excesso de poropressão versus Estágio de carregamento.	121
Figura 59 – Tensão total versus tempo para CP 02 e análise numérica RS2 localizado nas colunas.	122
Figura 60 – Tensão total versus tempo em pontos no vão entre colunas e abaixo da geogrelha para CP 03 , CP 05, RS2 e SETTLE3D.	123
Figura 61 – Tensões totais aplicadas em pontos no vão e no topo das colunas para análises numéricas aplicadas.....	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 1– Siglas e terminologias relacionadas a técnica de <i>Soil Mixing</i>	30
Tabela 2 – Comparação entre o método seco nórdico e japonês.	40
Tabela 3 – Comparação do equipamento usado na execução das colunas de DSM- úmido para os métodos Europeu e Japonês. (Modificado da EM 14679, 2005).	46
Tabela 4 – Classificação DSM em relação ao tipo de ligante.(Modificado de Cruz, 2012).	48
Tabela 5- Relação ligante e tipo de solo .(Modificado da EN 14679:2005).....	50
Tabela 6 – Escala de eficácia de ligantes para diferentes tipos de solo	51
Tabela 7 – Fatores que afetam o aumento da resistência do solo estabilizado.	52
Tabela 8 – Camadas que compõe o pavimento final.	69
Tabela 9 – Parâmetros adotados nas camadas do pavimento.....	70
Tabela 10 – Valores utilizados para as colunas de DSM.	71
Tabela 11 – Característica da coluna de DSM.	71
Tabela 12 – Parâmetros adotados na argila mole.....	74
Tabela 13 – Parâmetros empregados para aterro existente e solo residual.	75
Tabela 14 – Parâmetros adotados na sobrecarga temporária e aterro compactado.	75
Tabela 15 – Carregamento aplicado sobre as colunas.	94
Tabela 16 - Avaliação da qualidade das amostras por LUNNE et al. (1997) e OLIVEIRA (2002). (Modificado de Assis, 2016).	95
Tabela 17 – Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento.....	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

BGS	Brita Graduada Simples
BGTC	Brita Graduada Tratada com Cimento
CDIT	<i>Coastal Development Institute of Technology Technical</i>
CDM	<i>Cement Deep Mixing</i>
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
DJM	<i>Dry Jet Mixing</i>
DLM	<i>Deep Lime Mixing</i>
DMM	<i>Deep Mixing Method</i>
DSM	<i>Deep Soil Mixing</i>
FHWA	<i>Federation Highway Administration</i>
OCR	<i>Overconsolidation Ratio</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SMM	<i>Shallow Mixing Method</i>
SMW	<i>Soil Mixing Wall</i>
SGI	<i>Swedish Geotechnical Institute</i>
TECA	Terminal de Cargas
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ	ângulo de atrito interno
C_h	coeficiente de adensamento horizontal
C_v	coeficiente de adensamento vertical
C_c	índice de compressão virgem
C_r	índice de recompressão
C_α	coeficiente de recalque secundário
c'	coesão efetiva
d	diâmetro da coluna de DSM
E	módulo de elasticidade
E_{dm}	módulo de elasticidade da coluna
$E_{d\text{mínimo}}$	módulo de elasticidade mínimo da coluna
$E_{d\text{máximo}}$	módulo de elasticidade máximo da coluna
E_{50}	módulo de elasticidade secante
e_0	índice de vazios inicial
H_{dm}	espessura inicial da camada compressível
ΔH_{dm}	estimativa de recalque
L_w	vão livre entre as colunas
M_{argila}	módulo de elasticidade da argila
M_{comp}	módulo de elasticidade do compósito
M_{soil}	módulo de elasticidade do solo
$m_{vargila}$	coeficiente de variação volumétrica da argila
m_v	coeficiente de variação volumétrica
q	carregamento total sobre as colunas
q_u	resistência a compressão simples
S_u	resistência ao cisalhamento não drenado
S	espaçamento entre colunas
S_x	espaçamento entre as colunas na direção x
S_y	espaçamento entre as colunas na direção y
t	Tempo
u_0	poropressão inicial

σ'_{vm}	tensão de pré-adensamento
σ'_{vo}	tensão efetiva vertical inicial
γ	peso específico da argila
γ_w	peso específico da água
z	distância vertical entre topo da coluna e nível da geogrelha

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
1.1 Solos moles	24
1.2 Aterro sobre solos moles	27
1.3 Deep Soil Mixing – DSM.....	28
1.3.1 Histórico da técnica <i>Deep Soil Mixing</i> – DSM	28
1.3.2 Arranjo das colunas de DSM.....	31
1.3.3 Aplicações do DSM	32
1.3.3.1 Sistemas de contenção	34
1.3.3.2 Reforço de fundações	34
1.3.4 Vantagens e Desvantagens do uso do <i>Deep Soil Mixing</i>	35
1.3.4.1 Aspectos positivos.....	35
1.3.4.2 Aspectos negativos	36
1.3.5 Classificação dos métodos de <i>Soil Mixing</i>	36
1.3.6 DSM – <i>Dry Mixing</i>	37
1.3.7 DSM – <i>Wet Mixing</i>	41
1.3.8 Mistura solo - ligante	47
1.3.8.1 Ligantes.....	47
1.3.9 Fatores que influenciam a resistência do solo a ser tratado.....	51
1.3.10 Propriedades mecânicas do <i>Deep Soil Mixing</i>	53
1.3.11 Peso específico	53
1.3.12 Coeficiente de Poisson.....	53
1.3.13 Módulo de deformação.....	53
1.3.14 Coeficiente de permeabilidade	55
1.3.15 Parâmetros de resistência.....	55
1.3.15.1 Resistência não drenada.....	56
1.3.15.2 Ângulo de atrito interno	56
1.4 Efeito de arqueamento nos solos	57
2 ESTUDO DE CASO: AEROPORTO INTERNACIONAL SALGADO FILHO/RS... 60	
2.1 Introdução.....	60
2.2 Descrição do local.....	61

2.3 Instrumentação geotécnica na área teste	66
2.4 Projeto geotécnico	68
2.4.1 Parâmetros empregados nas análises numéricas.....	70
2.4.1.1 Característica das camadas de pavimentação.....	70
2.4.1.2 Dimensionamento adotado para as colunas de DSM	71
2.4.1.3 Característica do depósito argiloso	74
2.5 Método analítico para análise dos recalques totais.....	76
2.5.1 Introdução	76
2.5.2 Avaliação da estimativa de recalque	77
2.6 Programas utilizados nas análises numéricas	79
2.6.1 SETTLE 3D	79
2.6.1.1 Considerações gerais.....	79
2.6.1.2 Distribuição de tensões	80
2.6.1.3 Cálculo dos recalques	81
2.6.1.4 Inserção dos parâmetros no <i>software</i>	83
2.6.2 Rock and Soil 2D – RS2.....	89
2.6.2.1 Inserção dos parâmetros no software	90
3 RESULTADOS.....	93
3.1 Análise das estimativas de recalque pelo método analítico	93
3.1.1 Análise 1 – Estimativa dos recalques aplicando o <i>Mcomp</i> do manual	93
3.1.2 Análise 2 – Estimativa dos recalques aplicando o <i>Mcomp</i> do Plaxis 2D.	98
3.1.3 Análise 3 – Estimativa do <i>Edm</i> a partir dos recalques limites obtidos no monitoramento de campo	99
3.1.4 Considerações Finais sobre o método analítico.....	101
3.2 Análises dos resultados pelo <i>software</i> SETTLE 3D.....	102
3.2.1 Análise 1– Recalques totais	102
3.2.2 Análise 2 – Excesso de poropressão	109
3.2.3 Análise 3 – Tensões Efetivas.	112
3.2.4 Análise 4 – Tensões Totais.	113
3.3 Análises dos resultados pelo <i>software</i> RS2	115
3.3.1 Análise 1 – Recalques Totais.....	115
3.3.2 Análise 2 – Excesso de poropressão.	119
3.3.3 Análise 3 – Tensões totais	121
4 CONCLUSÕES	125

4.1 Sugestões para pesquisas futuras	128
REFERÊNCIAS.....	129

INTRODUÇÃO

Ao longo do processo histórico da civilização, o homem sempre buscou o desenvolvimento de novas técnicas para a ocupação de ambientes de maneira segura. Dentro desse contexto, a associação de fatores como crescimento populacional e o avanço da industrialização, principalmente em regiões costeiras, favoreceram a ocupação de terrenos com características desfavoráveis, como é o caso dos solos moles (FARIAS, 2018).

Na maioria das vezes, as regiões litorâneas tendem a apresentar índices de densidade demográfica mais elevados do que no interior, essa tendência tende a ser reforçada em países com formação colonial, como é o caso do Brasil, onde a sua ocupação ocorreu no sentido da costa para o sertão (MOURA, 2009).

Alguns eventos históricos contribuíram de forma significativa para a formação das primeiras aglomerações brasileira, como no período colonial, onde a ocupação estrangeira teve o seu início principalmente em zonas costeiras, resultando na concentração das principais atividades extrativistas e de produção agrícola do território. Nessas regiões, também eram encontrados os principais portos para o transporte dos produtos aos grandes centros comerciais, além de serem considerados pontos estratégicos para a defesa do território. Consequentemente, foram sendo formados as primeiras aglomerações urbanas, que se expandiram ao longo de toda a costa (CIGOLINI, 2012).

Outro aspecto relevante no processo ocupacional da zona costeira, se refere ao processo de êxodo rural, ocorrido principalmente em meados do século XX, onde possibilitou a migração em massa da população do campo para grandes centros urbanos. Favorecendo assim, ao surgimento de uma urbanização de forma desordenada nos principais centros litorâneos brasileiros (FRANCISCON, 2019).

Cerca da metade da população brasileira se concentra em uma faixa de 100 km ao longo da costa, onde também são encontrados boa parte dos portos e das indústrias. Em virtude do grande crescimento populacional dessas regiões, áreas onde se encontram formação de depósitos de solos moles com até 40 metros de espessura, estão sendo cada vez mais ocupadas (ALMEIDA; MARQUES, 2011).

Dentro desse contexto, depósitos de solos moles são corriqueiramente encontrados em projetos geotécnicos. Consequentemente, diversos tipos de técnicas

para melhoramento desses solos foram sendo desenvolvidas a fim de fornecer reforço para os diversos tipos de construções (KITAZUME; MARUYAMA, 2006).

A determinação da técnica mais adequada para um projeto depende de diversos parâmetros, como por exemplo, as condições do terreno, sua localização, dimensões da área a tratar, além das cargas que serão transmitidas e dos custos envolvidos no projeto (MACHADO, 2016).

Técnicas ditas como convencionais e sobre drenos verticais, a depender das características do depósito de solos moles, podem necessitar de longos prazos para estabilização dos recalques por adensamento quanto para atingir às cotas desejadas com segurança aceitável. Em outras situações, a área do terreno pode vir a ser um empecilho para utilização de técnicas que necessitam de grandes espaços, como é o caso do uso das bermas de equilíbrio. Além disso, a falta de locais adequados para destinação do solo mole retirado, pode inviabilizar por exemplo a substituição de solo mole. Assim sendo, certas condições e necessidades podem favorecer a utilização de técnicas dos chamados aterros estruturados e sobre colunas (ASSIS, 2016).

O aterro estruturado caracteriza-se por ser construído sobre estacas ou colunas de diversos tipos de materiais e diferentes métodos construtivos. Esse tipo de técnica está associado a minimizar ou até mesmo eliminar os recalques. Resultando assim, em recalques reduzidos quando comparados com aterros convencionais (CARDOSO, 2018).

A presente dissertação aborda a técnica *Deep Soil Mixing*-DSM, método utilizado na execução de colunas por mistura de solo-ligante em profundidade. A técnica utiliza sistema mecânico na construção dos elementos, formando colunas de diversos arranjos. O método surgiu na década de 50 nos Estados Unidos, porém ao longo dos anos foram surgindo contribuições de diversos países para o seu aperfeiçoamento, como Japão e os países nórdicos da Europa. A versatilidade no uso para diversos tipos de solo, contribuiu de forma significativa para o desenvolvimento da técnica pelo mundo. No Brasil o uso de colunas de DSM, ainda é um campo pouco explorado quando comparado com técnicas mais usuais. Com isso, o presente trabalho tem o intuito de aumentar o conhecimento da técnica em estudo, com utilização de métodos analíticos e numéricos, de modo a avaliar a sua aplicação em projetos nacionais.

Motivação

Entender e estimar o comportamento mecânico do solo, veem a ser um fator preponderante no que diz respeito a segurança e estabilidade de uma obra. Para isso, a geotecnia dispõe de ferramentas que auxiliam os engenheiros de solo a prever o comportamento de um determinado local de estudo. Apesar de todo aparato tecnológico atual, é importante frisar que o estudo do solo carece de grande atenção em virtude da variabilidade das propriedades no interior do maciço.

Para um melhor entendimento da expectativa do comportamento do solo, é importante confrontar valores obtidos por métodos analíticos com os métodos numéricos, como forma de orientar a correta utilização das premissas de projeto. Além disso, os resultados obtidos por meio analítico e numérico devem ser comparados com os valores obtidos pela instrumentação de campo, com o intuito de constatar ou corrigir o rumo da construção.

Ampliar os conhecimentos acerca de técnicas de melhoramento de solo, pode acarretar a obtenção de projetos mais seguros e eficientes. Dessa forma, o presente trabalho busca difundir informações da técnica de melhoramento de solos, *Deep Soil Mixing*-DSM, que veem ganhando cada vez mais espaço no cenário nacional. Adicionalmente, o uso de software geotécnicos em estudos de caso serve para melhorar a correta utilização dessas ferramentas nos diversos tipos de obras. Associado a isso, o trabalho também consta com aplicações de metodologia analítica frequentemente adotado em projeto de solos compressíveis. Buscando assim, comparar os diversos resultados obtidos, a fim de constatar sua real eficiência no trabalho.

Objetivos

Analisar o comportamento de um aterro sobre solo mole, localizado na região sul do país, executado através da técnica *Deep Soil Mixing* – DSM, utilizando como ferramentas: métodos analíticos e numéricos.

Os objetivos específicos são elencados abaixo:

- Avaliar o uso da metodologia analítica presente no manual do FHWA, na estimativa dos recalques totais;
- Estimar o módulo de elasticidade das colunas de DSM através dos recalques obtidos na instrumentação de campo;
- Prever os recalques máximos gerados com o uso do método analítico e parâmetros geotécnicos fornecidos no programa Plaxis 2D.
- Comparar os resultados obtidos pelos programas SETTLE 3D e RS2 com o monitoramento de campo.
- Discutir os valores obtidos de recalque total, tensão e excesso de poropressão, nas análises numéricas, afim avaliar o seu uso em projetos de DSM.

Estrutura da dissertação

No **Capítulo 1**, são abordadas inicialmente as principais características sobre solos moles, desde os conceitos basilares até os principais locais de deposição argilosa do Brasil. Nessa seção ainda são apresentados os principais conceitos associados aos aterros sobre solos compressíveis.

De forma detalhada, a técnica *Deep Soil Mixing* é apresentada, elencando suas principais características, desde os aspectos históricos até as principais aplicações utilizadas mundialmente. Neste capítulo, também são relatadas as classificações e propriedades geotécnicas associadas ao DSM. Ao final do capítulo é abordado o mecanismo de funcionamento do efeito de arqueamento em aterros sobre colunas, peça chave no presente estudo.

No **Capítulo 2**, é apresentado a descrição do estudo de caso, enfatizando, as propriedades geotécnicas encontradas no terreno natural, a espessura do pavimento final, além das dimensões das colunas de DSM e os valores encontrados no monitoramento de campo. Adicionalmente, são apresentadas de forma detalhada a descrição do método analítico utilizado e os programas geotécnicos presentes nas análises numéricas (SETTLE 3D e RS2).

No **Capítulo 3** são apresentadas as análises dos resultados obtidos tanto no método analítico descrito no manual do FWHA, como também nas análises numéricas do SETTLE 3D e RS2. Além disso, são confrontados os valores encontrados nas análises numéricas do presente trabalho, com a análise numérica obtida no trabalho de Assis (2016) pelo programa Plaxis 2D.

No **Capítulo 4** ressalta-se as principais conclusões geradas a partir da metodologia analítica e dos métodos numéricos aplicados no trabalho. Além disso, são elencadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Solos moles

Solos moles é um tema discutido desde os primeiros estudos da geotecnia. Dentro desse contexto, o avanço em pesquisas relacionadas as argilas moles saturadas tiveram grande influência no desenvolvimento da mecânica dos solos. Temas antigos ainda hoje são relevantes e constituem a base para o desenvolvimento de projetos em solos moles, como é o caso do princípio das tensões efetivas e a teoria do adensamento (FUTAI, 2010).

Solos moles ou argilas moles possui como principais características a combinação de elevada compressibilidade e baixa permeabilidade do solo. Além disso, os depósitos argilosos são caracterizados por possuírem resistência não drenada inferior a 25 kPa, índice de consistência menor que 0,5 ou ainda N_{SPT} menor que 2. É comum que depósitos de argilas moles apresentem N_{SPT} igual a zero, representando assim, que o amostrador desceu apenas com o peso próprio da composição (FUTAI, 2010).

As argilas moles podem ainda ser designadas como orgânicas, ao apresentarem certo teor de matéria orgânica, ou turfás, ao apresentarem boa porcentagem de matéria orgânica e fibra (CARNEIRO, 2014). De acordo com o autor, os minerais que constituem predominantemente esses solos estão relacionados a forma e ao meio de deposição. No Brasil, o mineral argílico mais encontrado é a caulinita, podendo ainda apresentar illita, haloisia, clorita e montmorilonita. A fração argilosa possui papel importante no comportamento dos solos quanto a plasticidade, expansibilidade e compressibilidade do material.

Segundo Massad (2010), os solos moles podem ainda serem conceituados como materiais sedimentares e de baixa resistência a penetração (valores de N_{SPT} não superiores a 4 golpes). Em geral, esses solos são característicos de deposição recente, formados no período quaternário, sendo que seu processo de deposição pode ser classificado em fluvial ou lacustre.

Os solos moles de origem fluvial, ou também chamados de aluviões, são caracterizados pela deposição de sedimentos em áreas alagáveis pelas cheias dos rios, como é o caso das planícies de inundação. Nessas situações, as regiões mais

baixas da planície onde geralmente são pouco drenadas, verifica-se a decantação de sedimentos de solos finos (silte e argila). Já entre as camadas de material fino ainda pode ocorrer a formação de estratos de material arenoso, resultando em depósitos de alta heterogeneidade tanto vertical quanto horizontal (MASSAD, 2010).

Os solos moles de origem marinha são estudados no Brasil desde o final da década de 30 e início da década de 40. Sua formação é devido ao processo de ingresso e regresso do mar ao longo do tempo, onde também pode ocorrer a intercalação de material arenoso entre camadas de material fino. Enquanto a espessura dos solos moles de origem fluvial pode variar de 1 a 7 metros, as argilas moles de origem marinha podem chegar até 70 metros (MASSAD, 2010).

Destaca-se que o avanço do estudo de solos moles nos últimos 50 anos, contribuiu na formação de um extenso banco de dados relacionados a caracterização geotécnica desses depósitos, afim de auxiliar na previsão do comportamentos de obras assentes sobre solos compressíveis (PÓVOA, 2016).

Vale ressaltar as importantes localidades de depósitos de solos moles espalhados pelo Brasil, como na baixada Fluminense ,baixada Santista , Recife e na região sul do país (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Dentro desse aspecto, as argilas do Rio de Janeiro e da baixada Santista são bastantes estudadas , em virtude da sua ocupação mais antiga e extensa no território brasileiro (FUTAI, 2010). No entanto, estudos em diversas regiões foram fundamentais para a execução de obras sobre esses solos em todo o território nacional.

Destaca-se ainda que os depósitos de argilas moles são sedimentos relativamente recentes, e além da sua grande ocupação na costa brasileira, também são encontrados em várzeas ribeirinhas. No interior do Brasil, as vias rodoviárias e ferroviárias não tem como evitar a transposição das várzeas de sedimentos moles dos rios e córregos a serem transpostos, oferecendo assim um amplo campo de aplicação da engenharia de projetos e construção sobre solos moles (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Em termos gerais, obras assentes sobre solos moles devem apresentar fator de segurança adequado quanto a possibilidade de ruptura do solo de fundação, durante e pós a construção, além de apresentar deslocamentos absolutos e diferenciais compatíveis com o tipo de obra, evitando assim danos as estruturas adjacentes ou enterradas (BELLO, 2004).

Cuidados devem ser tomados antes mesmo da execução da obra sobre o solo da fundação. A falta de investigação geotécnica ou a inadequada interpretação dos resultados das amostras, podem acarretar aumento significativo do custo final da obra, além de atraso na entrega, problemas ambientais e até mesmo ruptura da construção. Uma investigação geotécnica adequada no terreno em estudo, possibilita além de redução dos riscos e custos finais, demonstra respeito com a sociedade e o meio ambiente local (FREIRE, 2016).

Alerta-se que mesmo que o solo superficial aparente boa consistência, esse não deve ser usado como material de apoio de fundações caso não tenha sido feito nenhum tipo de investigação mais detalhada do material. Já que em camadas mais profundas pode apresentar materiais “imprevistos”, que podem resultar em grandes deformações quando submetidos a carregamentos (BELLO, 2004).

A necessidade de ampliação da infraestrutura urbana associado ao desenvolvimento de estudos dos solos saturados, possibilitaram o surgimento de novas tecnologias e materiais que viabilizassem técnicas construtivas para o controle da estabilidade e dos recalques em aterros construídos sobre depósitos argilosos (SANTOS et al., 2018).

Para assegurar a utilização de solo mole como fundação de obras de terra é necessário que importantes características desses materiais sejam corrigidas, dentre elas a baixa capacidade de resistência e alta deformabilidade. Com isso, diversas técnicas para tratamento e melhoria desses solos foram surgindo ao longo dos anos (SANTOS et al., 2018) .

Diversos requisitos devem ser levados em conta na hora da escolha do método construtivo mais adequado para construção sobre solos moles, como é o caso das características geotécnicas dos depósitos, os prazos construtivos, além da utilização da área, incluindo a vizinhança. É importante ressaltar que esses métodos têm o intuito de eliminar ou mitigar os problemas relacionados ao recalque e a estabilidade. Sendo que algum dos métodos contemplam o controle dos recalques, outros contemplam o controle de estabilidade e grande parte deles contemplam as duas questões (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

O presente trabalho visa a ampliação do conhecimento a respeito de uma dessas técnicas construtivas que vem ganhando cada vez mais espaço no cenário nacional, o *Deep Soil Mixing*.

1.2 Aterro sobre solos moles

A escolha do método construtivo adotado em determinado projeto, depende de vários fatores, entre eles temos: as características do depósito argiloso, o tamanho do terreno, a vizinhança, além dos prazos e custos envolvidos.

Dentre as formas de viabilizar a construção de aterros sobre os solos compressíveis destacam-se o tratamento do solo mole natural, ou medidas para aumentar a estabilidade no aterro. Existem várias técnicas e entre as mais conhecidas estão: a construção do aterro em etapas, aplicação de sobrecargas temporárias (com ou sem vácuo), o uso de bermas laterais, aplicação de drenos verticais, uso de aterro estaqueado, além de aplicação de geossintético para aumentar o fator de segurança e etc (MASSOCO, 2013).

Na Figura 1, são apresentados os principais métodos mencionados nas diversas literaturas relacionados a construção de aterros sobre solos moles (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

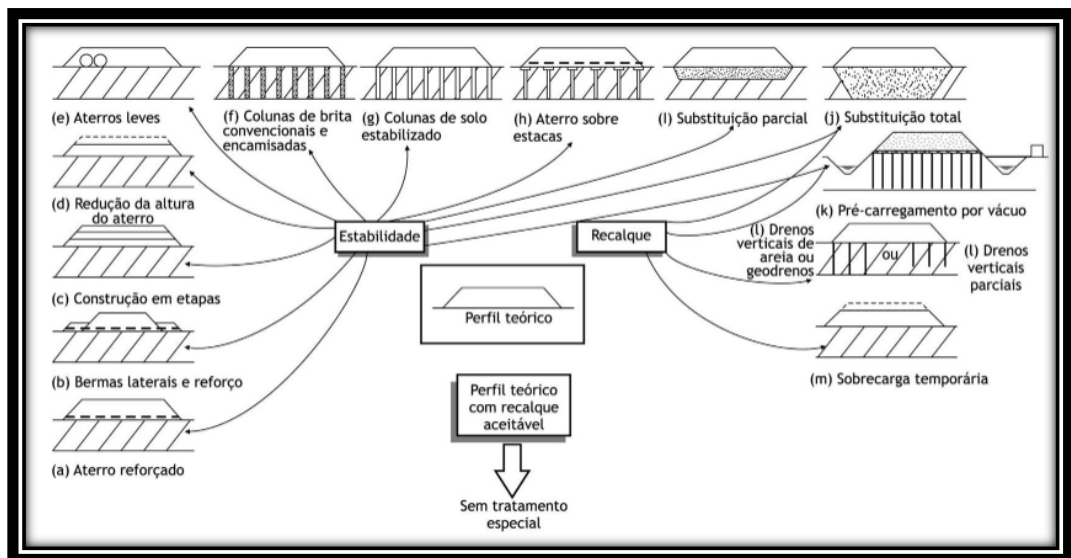


Figura 1 – Métodos construtivos de aterro sobre solos moles (Almeida; Marques, 2010).

A utilização simultânea de alguns desses métodos é algo corriqueiro na prática geotécnica, tendo em vista que, em diversas situações, esta interação promove uma maior resistência e uma menor deformabilidade do solo (FREITAS, 2019).

1.3 *Deep Soil Mixing* – DSM

1.3.1 Histórico da técnica *Deep Soil Mixing* – DSM

A técnica do *Deep Soil Mixing* – DSM (também chamado de DMM – “Deep Mixing Method”), é uma tecnologia de tratamento de solo in situ, que ocorre através da mistura do solo local com material de propriedades aglutinantes, como por exemplo o cimento, cal entre outros. O compósito formado, geralmente, possui algumas de suas propriedades melhoradas quando comparados ao solo natural, como é o caso do aumento de resistência e redução da compressibilidade e permeabilidade (BRUCE, 2000).

Embora a técnica do DSM tenha como país de origem os Estados Unidos em 1954, as tecnologias utilizadas atualmente refletem empenhos realizados por japoneses e escandinavos na década de 70 (BRUCE *et al.*, 2013).

De acordo com Bruce (2000), apesar dos japoneses já utilizarem a técnica com o intuito de reduzir os riscos a liquefação, o grande avanço do DSM no país teve maior notoriedade após o sismo na cidade de Kobe (Figura 2), ocorrido em 1995, para o processo de reconstrução das regiões afetadas. Já para os países nórdicos da Europa, como é o caso da Suécia, a técnica teve ampla aplicação no tratamento de solos com alta porcentagem de matéria orgânica, principalmente na construção de aterros rodoviários e ferroviários.



Figura 2– Destruição de parte da cidade de Kobe em 1995. (Kikushi, 2020).

Conforme Moseley e Kirsch (2004), o desenvolvimento do DSM em forma de colunas teve seu início em 1967 na Suécia, tendo a cal viva utilizada como ligante na mistura com solo natural. Ressalta-se que nesse experimento, os agentes ligantes foram analisados no laboratório do *Swedish Geotechnical Institute* (SGI), sendo em seguida instalado de forma experimental algumas colunas do material misturado. De forma simultânea a Suécia, estudos relacionados ao *deep mixing* foram realizados no Japão em 1967. Coube aos pesquisadores japoneses o desenvolvimento do que veio a ser chamado de método úmido (*wet mixing*) das colunas de DSM.

Larsson (2005), destaca os países citados anteriormente, tanto como pioneiros na aplicação da técnica como também os principais responsáveis pela realização do maior número de pesquisas associados ao tema, principalmente no final do século XX, corroborando assim para a difusão do DSM mundialmente.

Desde o começo da década de 90, muitas aplicações utilizando a técnica de DMM foram implantadas nos Estados Unidos. Entretanto, o uso do método tem sido classificado como limitada no país, em virtude de uma série de fatores, principalmente em decorrência de poucas referências consideradas amigáveis, e práticas amplamente aceitas e eficazes. Situação essa, totalmente diferente do que é encontrado no Japão e países nórdicos (BRUCE *et al.*, 2013).

Além dos países já citados, a aplicação do DSM teve bastante aceitação em países do sudeste asiático, bem como na China, Reino Unido, França, Alemanha e

Polônia, evidenciando assim o grande interesse internacional nessa relativa nova tecnologia (TOPOLNICKI, 2004).

De acordo com Assis (2016), o uso do DSM no Brasil ainda se encontra em estágio inicial, tendo poucos estudos de caso aplicados em território nacional.

Nos últimos anos, o reforço de fundações utilizando colunas de DSM foram amplamente difundidas pelo mundo, em virtude de fatores como: maior rapidez na execução, custos reduzidos, aumento de estabilidade e redução dos recalques de forma simultânea (OLIVEIRA; PINHEIRO; CORREIA, 2011).

Além disso, diversos artigos científicos sobre o tema foram publicados nas últimas décadas, principalmente estudos de laboratório relacionados a influência do tipo de ligante e quantidade sobre: a resistência, rigidez, tempo de consolidação e permeabilidade da mistura solo-ligante (OLIVEIRA; PINHEIRO; CORREIA, 2011).

O método DSM teve uma grande evolução ao longo dos anos, sendo aderido ao número expressivo de empresas, nas quais desenvolveram os seus próprios processos de mistura, resultando numa vasta gama de técnicas de aplicação (CRUZ, 2012).

Conforme Rutheford (2004), a tecnologia do *Deep Mixing* está relacionada a uma série de terminologias e siglas pelo mundo, como apresentado na Tabela 1.

Tabela 1– Siglas e terminologias relacionadas a técnica de *Soil Mixing*.

(Modificado de Rutheford, 2004).

SOIL MIXING	
SIGLA	TERMINOLOGIA
DSM	DEEP SOIL MIXING
CDM	CEMENT DEEP MIXING
DMM	DEEP MIXING METHOD
DJM	DRY JET MIXING
DLM	DEEP LIME MIXING
SMW	SOIL MIXING WALL

1.3.2 Arranjo das colunas de DSM

A depender dos objetivos definidos em projeto, das condições locais, dos cálculos de estabilidade e dos custos envolvidos para o tratamento do solo, as colunas de DSM podem obter diferentes arranjos (MOSELEY E KIRSCH, 2004). A Figura 3 apresenta alguns dos principais arranjos utilizados para execução das colunas de DSM.

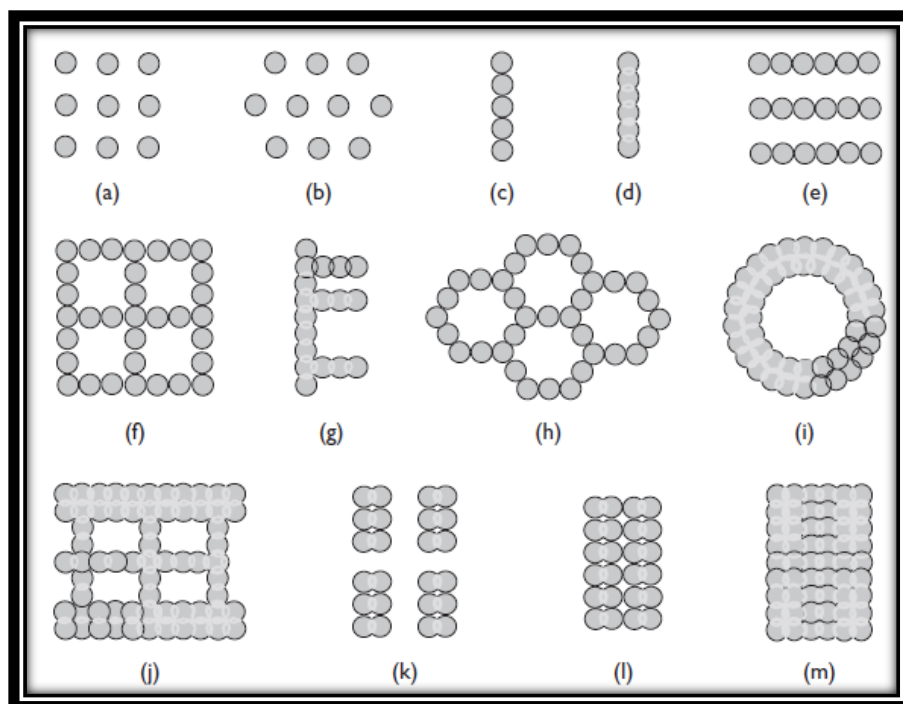


Figura 3– Exemplo de arranjos de colunas de DSM mais comumente utilizados (Moseley e Kirsch , 2004).

A instalação das colunas pode variar não somente no plano, mas também com relação a profundidade de tratamento. Como forma de reduzir os custos, o arranjo resultante pode ser feito com colunas curtas e longas de forma alternada (Figura 4a). As colunas mais longas transferem as cargas provindas da superestrutura e cargas externas ao solo competente, enquanto as colunas curtas têm o objetivo de conectar as colunas longas, aumentando a rigidez da massa total de solo tratado. Outras variações de arranjo em profundidade, podem ser obtidas com a variação do tamanho

de forma gradual ou em zonas específicas (Figura 4 b-c-d), ou até mesmo com uma combinação do método úmido e seco (Figura 4e). (MOSELEY E KIRSCH , 2004).

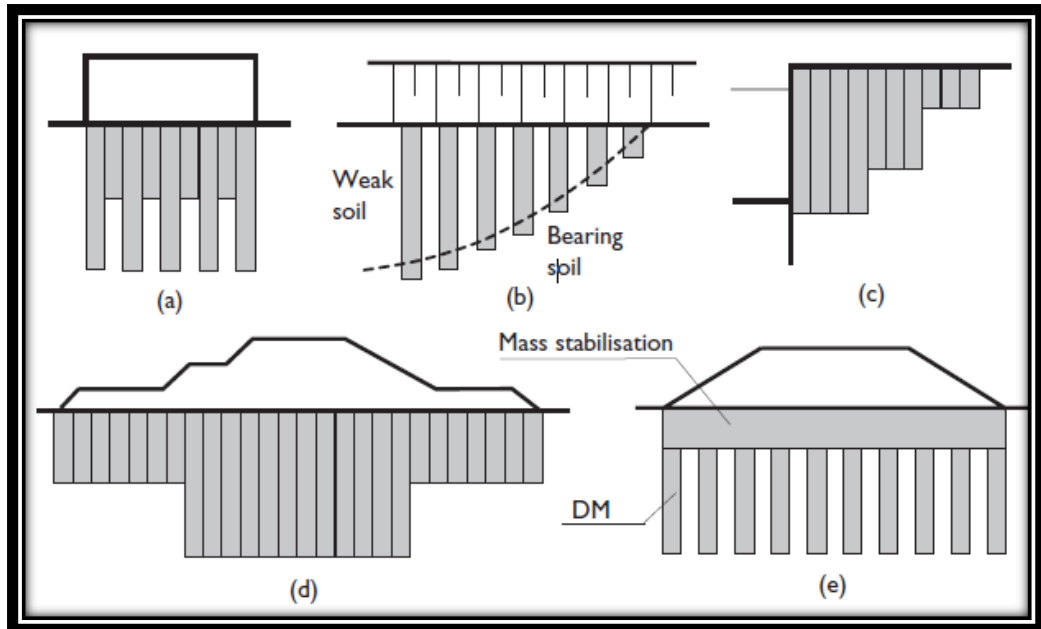


Figura 4- Diferentes tipos de arranjos de colunas de DSM pela profundidade.

(Moseley e Kirsch , 2004).

1.3.3 Aplicações do DSM

Conforme Bruce *et al.* (2013), os solos mais adequados para o uso do DMM são os solos argilosos com alto teor de umidade e os solos granulares finos. Essa técnica também tem sido utilizada com sucesso em solos menos coesivos, apesar de não serem recomendados em solos muito compactos ou com obstruções, a exemplo de matações. O solo tratado possui características resultantes em função do material *in situ*, do tipo de ligante utilizado, das variáveis construtivas e das condições de carregamento.

Corroborando com o exposto acima, Sanches (2012) acrescenta que a técnica referida se apresenta como uma solução atrativa e competitiva do ponto de vista econômico e de funcionamento quando comparado com as técnicas mais usualmente utilizadas, como é o caso do uso de pré-carregamento ou geodrenos. Além disso, tem como outro aspecto positivo o reduzido impacto ambiental gerado

Bruce (2000), exemplifica algumas das principais áreas de aplicação do DSM, são elas: mitigação da liquefação, estabilização de taludes, reforço de fundações, estruturas de contenção, estabilização e contenção de escavações. Ainda de acordo com o autor, os principais objetivos para aplicação da técnica consistem na redução dos recalques, aumento da estabilidade, aumento da resistência do solo entre outros. De forma mais detalhada, a Figura 5 ilustra o vasto campo de aplicação do método.

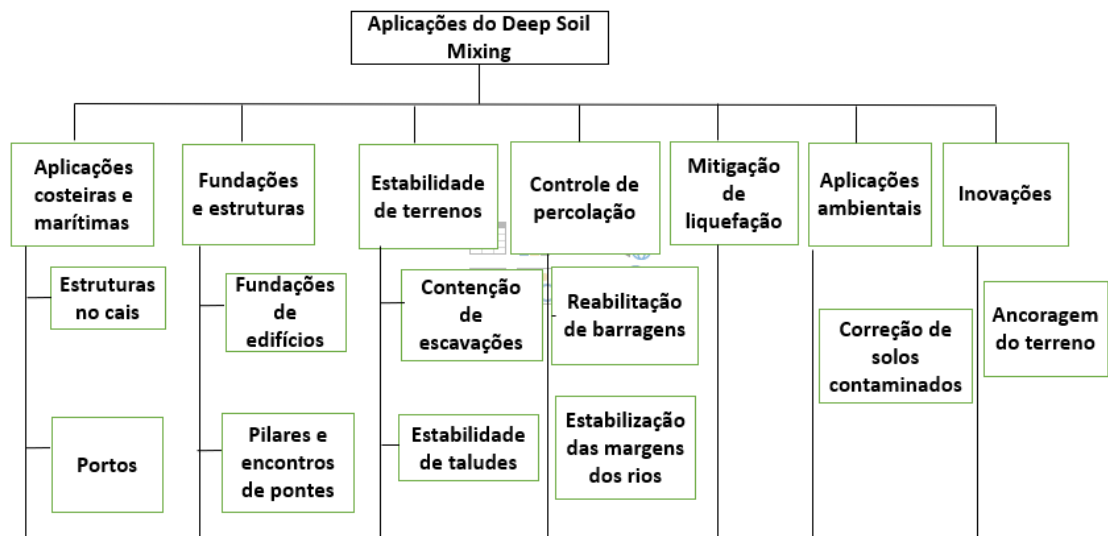


Figura 5 – Campo de aplicação da técnica DSM. (Modificado de Bruce,2000).

Corroborando com o exposto acima, Moseley e Kirsch (2004), enfatizam algumas das principais aplicações do uso de DSM, destacando-se:

1.3.3.1 Sistemas de contenção

Os sistemas de contenção compreendem aplicações relacionadas as: contenções de empuxo de terra mobilizadas durante escavações profundas e cortes verticais em terrenos moles, estabilidade de taludes, medidas para prevenção de deslizamentos de terra, dentre outras (MOSELEY E KIRSCH, 2004). Conforme o autor, para essas aplicações os arranjos mais comumente utilizados são os painéis e do tipo rede. Outra característica importante diz respeito ao tipo de mistura solo-ligante resultante das colunas, que devem ser projetadas de forma a obterem alta resistência e rigidez, de forma a superar as tensões laterais do solo e da água. Além disso, as colunas devem possuir resistência ao cisalhamento interno adequada.

1.3.3.2 Reforço de fundações

O principal objetivo para o uso do DSM nesse tipo de aplicação, consiste em reduzir os recalques, aumentar a capacidade de suporte do solo de fundação fraco, bem como prevenir contra a ruptura por cisalhamento. Para projetos terrestres, o uso de DSM é bastante diversificado, sendo as principais aplicações: aterros rodoviários e ferroviários, fundações de edifícios, galpões industriais, pilares de pontes e instalações subterrâneas. Já para o ambiente marítimo e beira-mar, o uso de DSM ocorre principalmente para quebra-mar e em revestimentos de cais (MOSELEY E KIRSCH, 2004).

Conforme Cruz (2012), para situações onde as cargas verticais ou forças horizontais são consideráveis, utilizam-se combinações de colunas em forma de painéis, redes e blocos. A autora enfatiza, que o uso de tais arranjos necessita de um estudo rigoroso a respeito da interação entre o solo tratado e o natural. A Figura 6 ilustram as principais aplicações do uso de DSM em projetos de fundações.

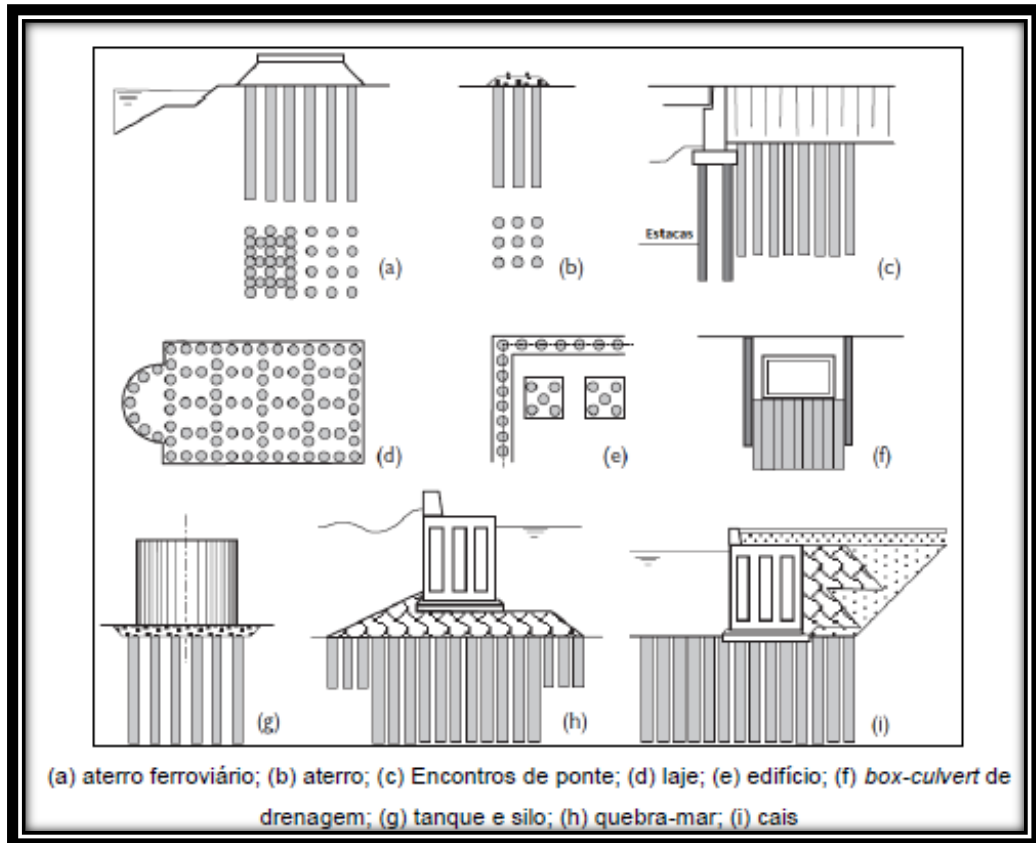


Figura 6 – Exemplo de aplicações do uso de DSM em reforço de fundações.

(Cruz, 2012).

1.3.4 Vantagens e Desvantagens do uso do *Deep Soil Mixing*

Bruce (2000), traz em seu trabalho seis tipos mais comuns de aplicações do uso do DSM, com suas respectivas vantagens e desvantagens em relação a outras técnicas convencionalmente utilizadas. Para o caso de tratamento de solos, que pode servir como reforço para construção de aterro, seus estudos relatam os seguintes pontos positivos e negativos:

1.3.4.1 Aspectos positivos

- Alta capacidade de produção dependendo das condições;
- Alguns métodos fornecem volume de bota-fora muito pequenos;
- A resistência do solo tratado varia em torno de 0,5 a 4,0 Mpa;
- Baixo custo relativo por unidade de volume para profundidades até 40 metros;
- Pouca vibração, ruído medianamente baixo (o equipamento pode ser abafado);
- Pode ser usado em projetos marinhos;

- O leiaut pode ser variado quanto ao diâmetro e o espaçamento das colunas;
- Pode ser usado em variados tipos de solo e aterros (sem obstruções);e
- Desempenho in situ rapidamente verificável.

1.3.4.2 Aspectos negativos

- Limitação de profundidade (na prática de 40 metros);
- Só pode ser instalado verticalmente;
- Não são aplicados a solos muito compactos, alta rigidez ou com presença de matacões;
- Não pode ser instalado próximo a estruturas existentes;
- Precisam de grande área de trabalho para equipamentos de grande porte;
- Alto custo de mobilização;
- O peso de equipamentos pode ser um empecilho para solos poucos resistentes; e
- Variações significativas podem ocorrer em relação a resistência do solo tratado, podendo ser altamente significativo em certas aplicações.

1.3.5 Classificação dos métodos de *Soil Mixing*.

Conforme Machado (2016), as técnicas relacionadas a mistura de um ligante com o solo natural, podem ser divididas em duas categorias:

- Método de mistura superficial do solo (SMM – *Shallow Mixing Method*): adequado para misturar solos moles superficiais entre 2 e 5 metros.
- Método de mistura profunda do solo DMM (DMM – *Deep Mixing Method* ou DSM – *Deep Soil Mixing Method*): conforme o *European Standard on Deep Mixing*, EM14679, é adequado para profundidade entre 3 até 25 metros.

O *Soil Mixing* pode ser classificado não somente quanto a profundidade, mas também pode receber diferentes nomes em relação a forma da mistura com o aglutinante, podendo ser seco (*Dry mixing*) ou em calda (*Wet mixing*) (MACHADO, 2016).

1.3.6 DSM – *Dry Mixing*

De acordo com Moseley e Kirsch (2004), as duas principais técnicas utilizadas para o método seco (*dry mixing*), são a japonesa e método nórdico europeu.

No Japão, a técnica de *dry mixing*, que também pode ser chamada de *Dry Jet Mixing – DJM*, foi colocada em prática no começo da década de 80, e tem sido frequentemente utilizada em obras de terra no país (KITAZUME e TERASHI, 2013).

A seguir são descritos os principais equipamentos normalmente utilizados no método seco:

- Plataforma fixa ou móvel usada para armazenamento do ligante;
- unidade de fornecimento e pré-mistura;
- silos;
- tanques pressurizados;
- compressor de ar;
- filtro;
- mangueiras de ligação; e
- equipamento de mistura e injeção do ligante ao solo.

Na Figura 7 é apresentado o equipamento para perfuração e mistura do método seco, no local da execução das colunas. Ressalta-se que o transporte dos ligantes é garantido por meio de caminhões que trafegam desde o local da estação de pré-mistura até o local da obra.



Figura 7 – Equipamento para execução das colunas pelo método seco – DJM.

(Kitazume e Terashi, 2013).

Na Figura 8 é ilustrado a sequência para a formação das colunas no local da obra pelo método seco.

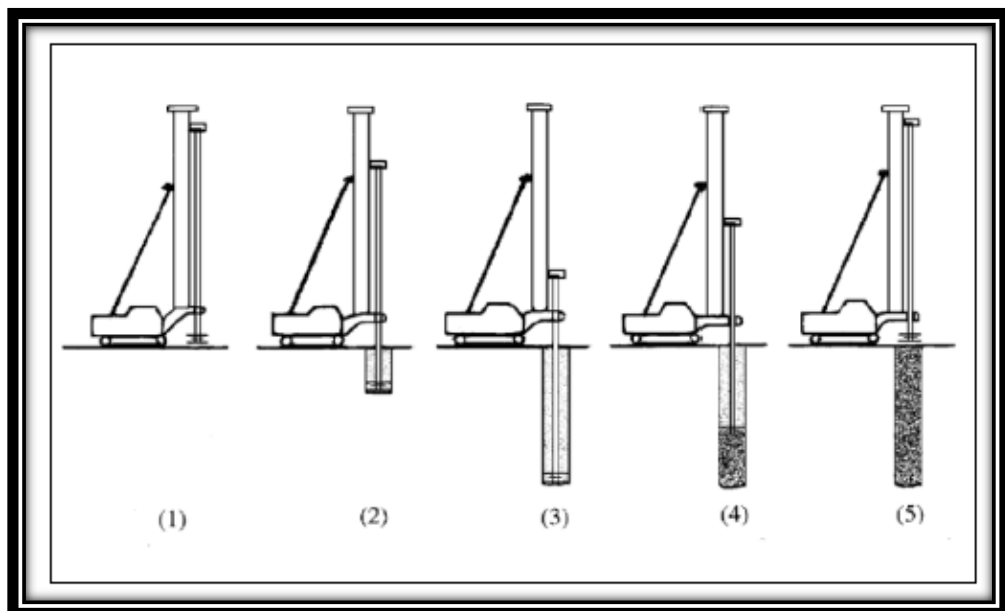


Figura 8 – Procedimento de instalação das colunas de DSM (*Dry mixing*).

(Cruz, 2012).

De acordo com a Figura 8, tem-se a seguinte sequencia construtiva:

1. O equipamento é corretamente posicionado para a abertura do furo;
2. O eixo do equipamento penetra até a profundidade desejada, ao mesmo tempo que ocorre a desagregação do solo natural;
3. Ao atingir a cota desejada, o eixo é retirado de forma simultânea a injeção do ligante seco;
4. O equipamento gira em um plano horizontal, de forma a misturar o solo natural com o ligante;
5. Conclusão da coluna solo-ligante.

Os equipamentos adotados em países como Suécia e Finlândia são normalmente mais leves do que as plataformas japonesas, formados apenas por um eixo de mistura (Figura 9). Os equipamentos de *dry mixing* adotados nesses países, são usualmente utilizados em solos moles à muito moles de resistência não drenada (S_u) abaixo de 25 kPa (KITAZUME e TERASHI, 2013).

De forma complementar, ressalta-se que a técnica aplicada nos países nórdicos, permitiu a execução de colunas com profundidade de até 25 metros, com diâmetros entre 0,6 m a 1,0 m e inclinações na ordem de 70° com a vertical (ESSLER, KITAZUME, 2009, apud CRUZ, 2012, p.20).

Ao se executar o furo até a cota definida em projeto, o ligante com quantidade previamente definida é injetado no solo através de um tubo localizado dentro do eixo com abertura nas pás. O processo de homogeneização da mistura solo-ligante ocorre através de movimentos circulares e contínuos do equipamento, mudando-se várias vezes de direção (CRUZ, 2012).

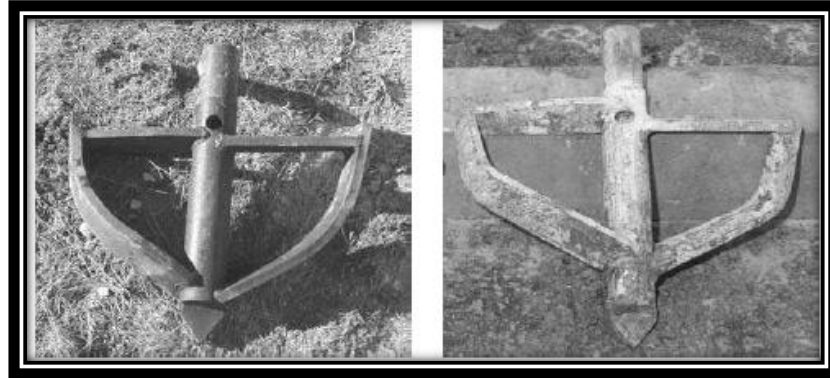


Figura 9 – Ferramenta adotada no método seco nos países nórdicos.

(Modificado de Moseley e Kirsch, 2004).

Como melhor forma de visualizar as diferenças entre a técnica japonesa e o método nórdico, é apresentado na Tabela 2 os principais aspectos distintos.

Tabela 2 – Comparação entre o método seco nórdico e japonês.

(Modificado da EM 14679,2005).

Equipamento	Característica	Método Nórdico	Método Japonês
Mistura	Profundidade de tratamento máxima do solo (m)	25	33
	Diâmetro (m)	0,6 a 1,0	0,8 a 1,3
	Pressão de injeção do ligante (kPa)	400 a 800	Máximo de 300
	Localização da saída do ligante	Final do eixo	Final do eixo e/ou pás misturadoras

Com base nas características apresentadas na Tabela 2, verifica-se que o método japonês, alcançam normalmente profundidades maiores, além de apresentarem colunas de solo-cimento com diâmetros ligeiramente superiores quando comparados ao método nórdico. Todavia, as pressões de injeção do ligante tendem a ter maiores valores no método europeu quando comparado ao país asiático.

1.3.7 DSM – *Wet Mixing*

Na Figura 10 são apresentadas as etapas para a formação das colunas de DSM pelo método úmido (*Wet Mixing*), desde a formação da calda da mistura até a execução das colunas.

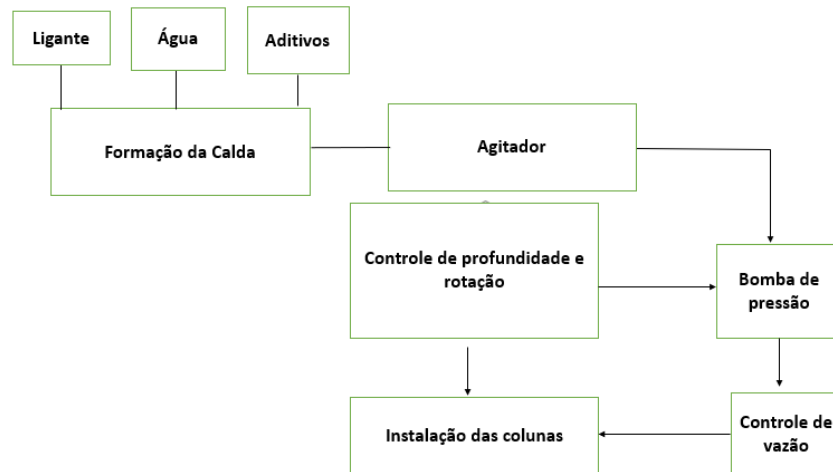


Figura 10 – Sequência lógica para a formação das colunas de DSM pelo método úmido.
(Modificado da EM 14679:2005).

O fluxograma apresentado na figura acima, expõe de forma sucinta os procedimentos para execução das colunas de DSM pelo método úmido. Diferentemente do *dry mixing*, o ligante utilizado é previamente misturado com água e aditivos formando normalmente uma calda de cimento.

Os métodos aplicados para tratamento do solo em profundidade via *wet mixing*, foram desenvolvidos com o objetivo de produzir colunas com qualidade semelhante as colunas de *dry mixing*. As colunas de DSM-úmido possuem resistência a compressão simples na ordem de 0,5 a 5 Mpa, podendo obter resistência ainda maior para solos granulares (MOSELEY E KIRSCH, 2004).

Apesar das colunas resultantes serem semelhantes em termos de qualidade, os equipamentos de mistura, os procedimentos adotados e a produtividade são bastante distintas entre as duas técnicas (método úmido e seco) (MOSELEY E KIRSCH, 2004).

Para a obtenção de colunas via método úmido, são utilizados diversos equipamentos. Para melhor entendimento, os equipamentos podem ser divididos entre equipamentos de apoio (Figura 11), que atuam no armazenamento e fabricação da calda, e os equipamentos de mistura, que atuam na mistura da calda com o solo local (Figura 12) (CRUZ, 2012).

1. Equipamentos de apoio

- silos;
- tanque de água;
- sistema de dosagem;
- tanque de armazenamento temporário para calda com pás giratórias em constante movimento;
- bombas acopladas a fluxímetros ;
- gerador; e
- unidade de abastecimento.



Figura 11 – Conjuntos de equipamentos de apoio para DSM (Machado, 2016).

Conforme Machado (2016), o sistema de dosagem pode ser controlado tanto na forma manual quanto automático, sendo o último frequentemente usado para abastecer rápidos sistemas de injeção. Para os tanques de armazenamento temporário, estes devem ser providos de pás agitadoras, com o intuito de assegurar que os componentes da calda estejam sempre em suspensão, evitando assim a sua

deposição no fundo. As bombas usadas para levar a calda do tanque até o equipamento de injeção, possuem dispositivos para ajuste de velocidade de bombeamento da calda, sendo a taxa de bombeamento entre 0,08 a 0,25 metros cúbicos por minuto, podendo atingir até 1,0 metro cúbico por minuto quando se utilizam ferramentas para mistura de alta capacidade. Destaca-se que quaisquer alterações na calda verificada pelo fluxímetro, são corrigidas de imediato através de ajustes no peso de cada componente da calda.

2. Equipamentos de mistura

- trado único ou múltiplo;
 - ✓ eixos equipados com pás misturadoras
 - ✓ eixos ligados entre si por uma estrutura metálica transversal ou suspensos
 - ✓ possibilidade de vários eixos rodarem em sentidos diferentes
- ferramentas de mistura disposta em paralelo;
- espaçamento entre trados/eixos pode ser ajustado para a produção de colunas sobrepostas.

Os equipamentos de mistura utilizados na execução das colunas de DSM-úmido, de forma geral, possuem entre 1 a 4 eixos e são projetadas considerando aspectos como: finalidade do tratamento do solo, tipo de solo a ser tratado e a disponibilidade de adaptação ao equipamento. Existem diversos tipos de ferramentas de misturas (Figura 12 e 13), com variadas geometrias para cabeças de corte, além de diversas aletas de corte/mistura, podendo variar quanto ao seu tamanho e quantidade acopladas a ferramenta (MACHADO, 2016).

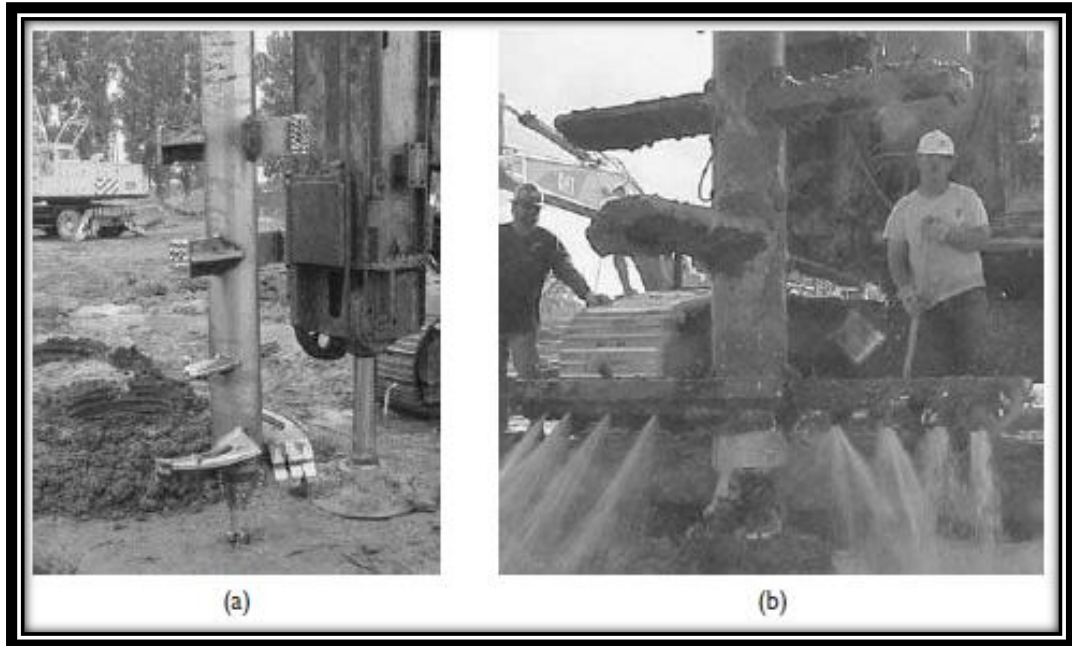


Figura 12 – Ferramenta de mistura com eixo simples para DSM-úmido.

(Moseley e Kirsch , 2004).

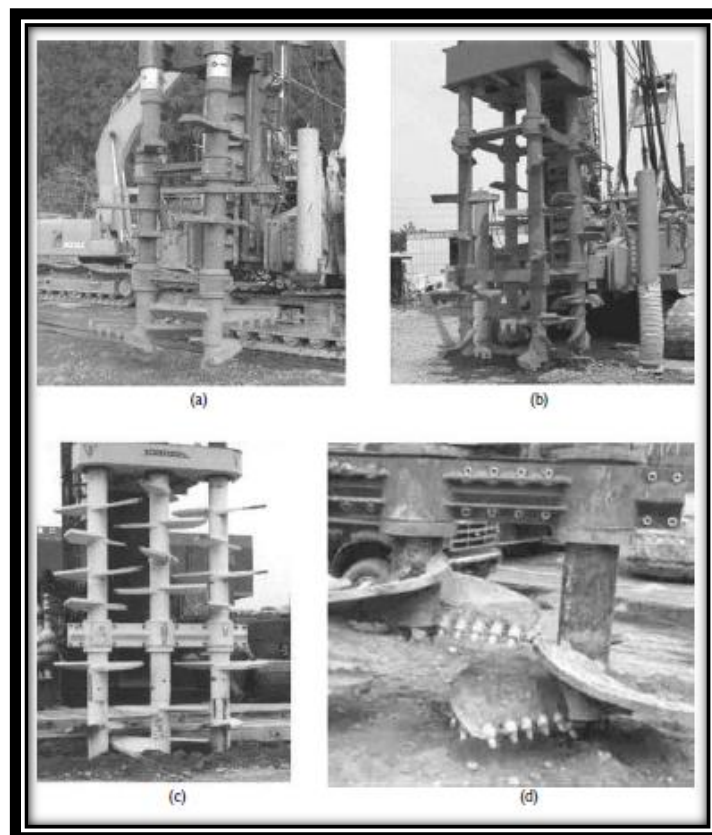


Figura 13 – Ferramentas de mistura com múltiplos eixos para DSM-úmido.

(Moseley e Kirsch, 2004).

O procedimento de execução das colunas de DSM-úmido é muito semelhante ao método seco. No primeiro momento, deve-se posicionar corretamente o equipamento de mistura, e em seguida lançar-se a ferramenta de mistura ao solo, perfurando-o através de rotações até a profundidade desejada (ASSIS, 2016). A injeção da calda cimento pode ser feita de duas formas distintas: na primeira, a calda é injetada no solo durante a fase de penetração da ferramenta de mistura, já na segunda o material é aplicado ao solo na fase de retirada do equipamento (KITAZUME e TERASHI, 2013). Assim como no método seco, a rotação no plano horizontal é necessária para que promova a correta mistura entre o ligante e o solo natural.

Na Figura 14, é ilustrado a sequência para a formação das colunas de DSM pelo método úmido.

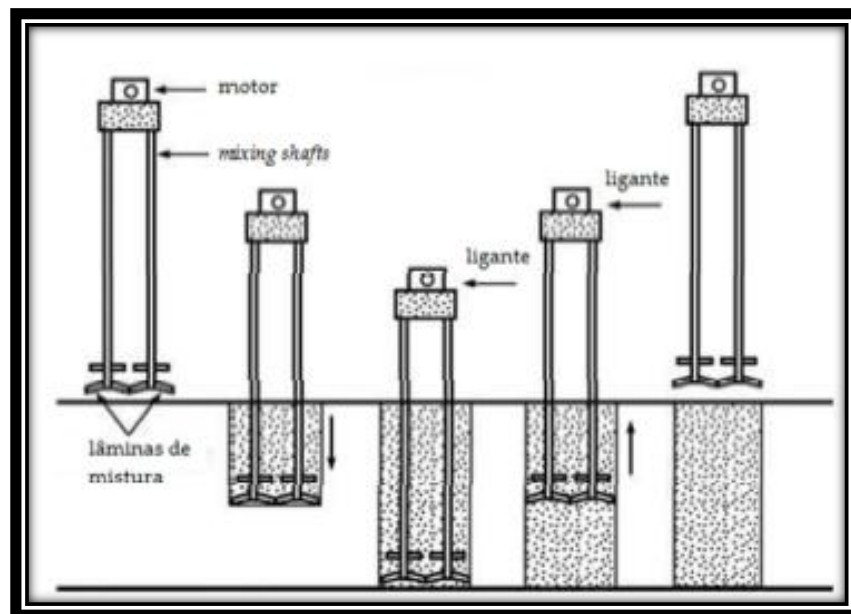


Figura 14 – Etapas para a execução das colunas pelo método úmido com haste dupla (Assis, 2016).

Para a execução de colunas de DSM em ambiente marítimo (técnica bastante utilizada no Japão), são necessárias grandes embarcações, onde são montados: equipamento de mistura, conjunto de equipamentos para a armazenagem e preparação da calda e sala de controle. De forma geral, a produtividade nesses ambientes atinge taxas elevadas, podendo alcançar 1000 m³ de volume de solo tratado por dia (MACHADO, 2016). A Figura 15, ilustra essa forma de aplicação.

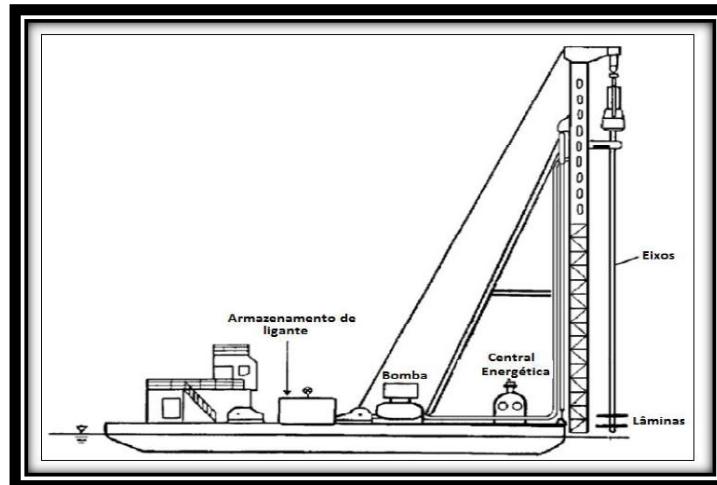


Figura 15 – Embarcações utilizadas para execução de colunas de DSM (método úmido) em obras marítimas. (Cruz, 2012).

A Tabela 3, apresenta de forma sucinta uma comparação das colunas de DSM -úmido, pelas técnicas Europeia e Japonesa (terrestre e marítima), conforme a *EM 14679:2005*. Verifica-se que assim como apresentado nas colunas de DSM via método seco, a metodologia aplicada no Japão alcança maiores profundidades quando comparado ao método europeu. Além disso, a faixa de valores dos diâmetros obtidos das colunas são ligeiramente maiores no país asiático. Todavia, as maiores faixas de pressão dos ligantes são atingidas na metodologia europeia.

Tabela 3 – Comparação do equipamento usado na execução das colunas de DSM-úmido para os métodos Europeu e Japonês. (Modificado da EM 14679, 2005).

Equipamento	Característica	Método Europeu (terrestre)	Método Japonês (terrestre)	Método Japonês (marítimo)
Mistura	Profundidade de tratamento máxima do solo (m)	25	48	70 abaixo do nível do mar
	Diâmetro (m)	0,4 a 0,9	1,0 a 1,3	1,0 a 1,6
	Número de eixos	1 a 3	1 a 4	2 a 8
	Pressão de injeção do ligante (kPa)	500 a 1000	300 a 600	300 a 800
Tanque de armazenamento	Localização da saída do ligante	Eixo	Eixo e aletas	Eixo e aletas
	Capacidade máxima (kN)		300	500 a 16000

Para a presente dissertação as colunas de DSM localizadas no Aeroporto Salgado Filho – RS, foram executadas via método úmido. Tendo o cimento como ligante na formação da calda.

1.3.8 Mistura solo - ligante

Para a execução das colunas de DSM, são necessários os seguintes materiais para mistura com o solo natural (*EM 14679:2005*):

- ligantes
- agregados;
- água;
- reforço de aço.

Conforme Cruz (2012), o papel dos agregados consiste em preencher os espaços vazios do solo, sendo geralmente utilizados em solos granulares. Os agregados utilizados nas colunas de DSM, em regra, possuem granulometria passante na peneira 0,075 mm.

Já a água tem como função promover a mistura do ligante (geralmente o cimento), com o solo natural, resultando assim na formação da calda nas colunas de DSM via método úmido.

As colunas assim formadas, podem ainda ser reforçadas com perfis metálicos, como forma adicional de promoverem colunas mais resistentes e rígidas.

1.3.8.1 Ligantes

De acordo com Correia (2011), para a escolha de um determinado ligante para tratamento do solo natural, deve-se levar em consideração as características encontradas no solo além das especificações presentes no ligante, as quais determinam o tipo de interações físico-químicas que irão se estabelecer entre as partículas do solo, do ligante e a água. Outros aspectos relevantes devem ser levados em conta no processo de escolha do material, como é o caso dos impactos ambientais relacionados ao tipo de ligante escolhido, além de critérios técnico-econômicos.

Destaca-se ainda que levantamentos sobre experiências passadas com cada tipo de ligante são igualmente importantes na hora da escolha do produto.

Dentre as diversas características encontradas em um solo, a presença de matéria orgânica é elencada como uma das que mais interfere no processo de escolha do ligante a ser utilizado no tratamento do solo. Tendo em vista, que os ligantes que melhor se estabilizam solos inorgânicos não são necessariamente os mesmos dos solos orgânicos (CORREIA, 2011).

Os ligantes adicionados ao solo podem ser divididos em dois grandes grupos: os ligantes hidráulicos (cimento e cal hidráulica) e os ligantes aéreos (gesso e cal), podendo ser aplicados de forma isolada ou até mesmo combinados com aditivos, como é o caso das cinzas volantes e escória de alto forno, quando objetivam acelerar o ganho de resistência do solo tratado (MACHADO, 2016).

Conforme apresentado em tópicos anteriores, a técnica de DSM pode ser classificada em dois grandes grupos: método seco e método úmido. A Tabela 4 apresenta os tipos de ligante mais comumente utilizados em cada um desses grupos.

Tabela 4 – Classificação DSM em relação ao tipo de ligante.(Modificado de Cruz, 2012).

Forma	Injeção do ligante no solo	Método	Ligante
Método seco (dry mixing)	Mecânica (trado)	DLM- Deep Lime Mixing	Cal
	Pneumática (ar comprimido)	Técnica nórdica	Cal
		DJM-Dry jet mixing (tec.japonesa)	Cal/cimento Cimento
Método úmido (wet mixing)	Bombeamento (Pasta fluida)	CDM- Cement Deep Mixing	Cimento
		Técnica européia - trado contínuo oco	Cimento

De acordo com Correia (2011), a escolha do melhor ligante a ser utilizado, deve ser sempre precedido de um estudo laboratorial, na qual deve ser verificado o desempenho técnico da mistura solo-ligante-água, sob o ponto de vista mecânico e ambiental.

A Figura 16, apresenta um estudo relacionado ao desenvolvimento médio do ganho de resistência com tempo, para diferentes tipos de solo, exceto turfas. Para o caso do uso isolado de cal como agente estabilizador, observou-se um ganho de resistência pouco significativo nas primeiras semanas, sendo que somente após algum tempo pode-se observar um ganho com taxa constante. Diferentemente da situação anterior, verificou-se que com o uso combinado de cimento + cal, ou o uso isolado do cimento, houveram um aumento expressivo nos tempos iniciais de resistência, sendo a partir de então o ganho de resistência se deu de maneira gradual.

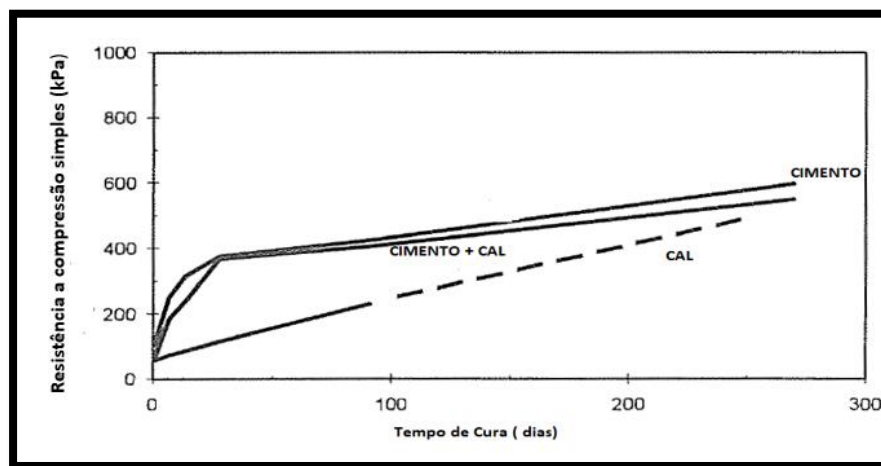


Figura 16 – Comparação do desenvolvimento médio da resistência do solo estabilizado , com cal, cimento ou cimento e cal (Modificado de Ahnberg et al. ,1995).

A *EM 14679 (2005)*, traz a relação dos ligante mais adequados para cada tipo de solo conforme apresentando na Tabela 5.

Tabela 5- Relação ligante e tipo de solo .(Modificado da EN 14679:2005).

Tipo de solo	Ligante adequado
	Cal + cimento
Argila orgânica	Cal + gesso Cimento + escória de alto forno
	Cal
Argila	Cal + cimento
	Cimento
Silte	Cal+ cimento
	Cal + gesso
Turfa	Cimento + escória de alto forno Cimento

De forma adicional, Correia (2011) traz em seu trabalho uma escala de eficácia dos principais ligantes em relação ao tipo de solo a ser tratado, conforme apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 – Escala de eficácia de ligantes para diferentes tipos de solo
(Correia, 2011).

Ligante	Solo									
	Silte argiloso	Argila siltosa	Argila	Argila sensível	Argila salina	Argila sulfatosa	Argila lodosa	Lodo argiloso	Lodo	turfa
Cal viva (100%)	•	+	•	+	+	-	•	•	-	-
Cimento Portland (75%) – cal viva (25%)	+	+	+	+	+	+	+	•	•	•
Cimento Portland (100%)	++	++	+	++	+	+	+	+	+	+
	- sem ou com pouca eficácia		• eficácia normal			+ boa eficácia		++ muito boa eficácia		

Pela Tabela 6 verificou-se que o Cimento Portland apresentou os melhores resultados em termos de eficácia. Em contrapartida, a eficácia da cal nesse estudo variou de normal para pouco eficaz. Salienta-se, portanto, que a adição simultânea de cimento e cal possa ser considerada uma solução atrativa, para os casos onde solo a ser tratado apresente quantidade expressiva de matéria orgânica, embora a aplicação do cimento de forma isolada possua melhores resultados (SANCHES, 2012).

1.3.9 Fatores que influenciam a resistência do solo a ser tratado

Conforme Terashi (1997), existem uma série de fatores que afetam o aumento de resistência dos solos estabilizados, tais fatores estão intrinsecamente relacionados as reações químicas presentes na mistura solo-ligante. A Tabela 7 apresenta 4 grupos básicos que influenciam no aumento da resistência da mistura.

Tabela 7 – Fatores que afetam o aumento da resistência do solo estabilizado.

(Modificado de Terashi, 1997).

Característica do ligante	Tipo de ligante
	Qualidade
Água e aditivos	
Característica e condições do solo	Propriedades físicas ,químicas e mineralógicas do solo
	PH da água
	Teor de umidade
Condições da mistura	Grau de mistura
	Tempo de mistura e remistura
Quantidade de ligante	
Condições de cura	Temperatura
	Tempo de cura
	Umidade
	Umidade e secagem/congelamento e descongelamento

As características do ligante estão relacionadas intrinsecamente com a resistência do solo estabilizado, portanto, o ligante deve ser selecionado de forma criteriosa. Para as características e condições do solo, de forma geral, não se consegue alterá-las, trabalhando-se assim com as condições encontradas no local. Em contrapartida, as condições de mistura são plenamente controladas e alteradas, inclusive durante a execução das colunas (ASSIS, 2016). Já as condições de cura, normalmente, não se conseguem controlá-las no campo.

Na análise do presente trabalho, para a execução das colunas de DSM, foi empregado como ligante o cimento Portland.

1.3.10 Propriedades mecânicas do *Deep Soil Mixing*

As propriedades básicas comumente utilizadas nos projetos de *Deep Soil Mixing* realizadas para análises de estabilidade e recalques totais, aplicando métodos analíticos ou numéricos, consistem em: Peso específico, coeficiente de Poisson, módulo de deformação, coeficiente de permeabilidade, além dos parâmetros de resistência como: ângulo de atrito e coesão (ASSIS, 2016).

1.3.11 Peso específico

Conforme Broms (2003), para o método seco o peso específico de solo orgânico estabilizado contendo alta teor de umidade, excede o valor do solo não estabilizado, sendo essa discrepância mais evidente à medida que aumenta a quantidade de ligante (cimento e cal). Em contrapartida, os solos inorgânicos possuem comportamento diferente, sendo o peso específico reduzido pela estabilização.

Como forma adicional, o *Coastal Development Institute of Technology Technical* - CDIT (2010), informa que os solos tratados pelo método seco, possuem peso específico entre 3 a 15% acima dos solos não tratados. Já para o método úmido, o manual do *Cement Deep Mixing-CDM* (1986) aborda que a diferença entre o peso específico do solo tratado e natural, são insignificantes.

1.3.12 Coeficiente de Poisson

De acordo com Bruce et al. (2013), esse parâmetro é geralmente aplicado para análise numérica, os valores obtidos para solos estabilizados pelo método de DSM variam entre 0,25 a 0,50, independentemente da resistência a compressão simples (q_u) atingida.

1.3.13 Módulo de deformação

Na Figura 17 são apresentadas, para diversos tipos de solos estabilizados, a relação entre os módulos de elasticidade e as respectivas resistência a compressão

simples de duas argilas em território japonês (Honmoku e Kawasaki). Os solos foram tratados com diferentes teores de cal em laboratório, e em seguida submetidos a ensaio de compressão simples. Sendo o módulo de elasticidade secante (E_{50}), definido graficamente como metade da resistência a compressão simples (q_u), verificou-se que para as argilas tratadas de Honmoku a magnitude do E_{50} , aumentou-se exponencialmente com o q_u , variando na faixa de 75 a 200 vezes q_u . Para os estudos relacionados as argilas da região de Kawasaki, foram ensaiadas 16 argilas e 1 silte-arenoso, utilizando-se como ligante o cimento Portland, os resultados aumentaram de forma quase linear com o q_u , promovendo um módulo que variava entre 350 a 1000 vezes a resistência a compressão simples (KITAZUME e TERASHI, 2013).

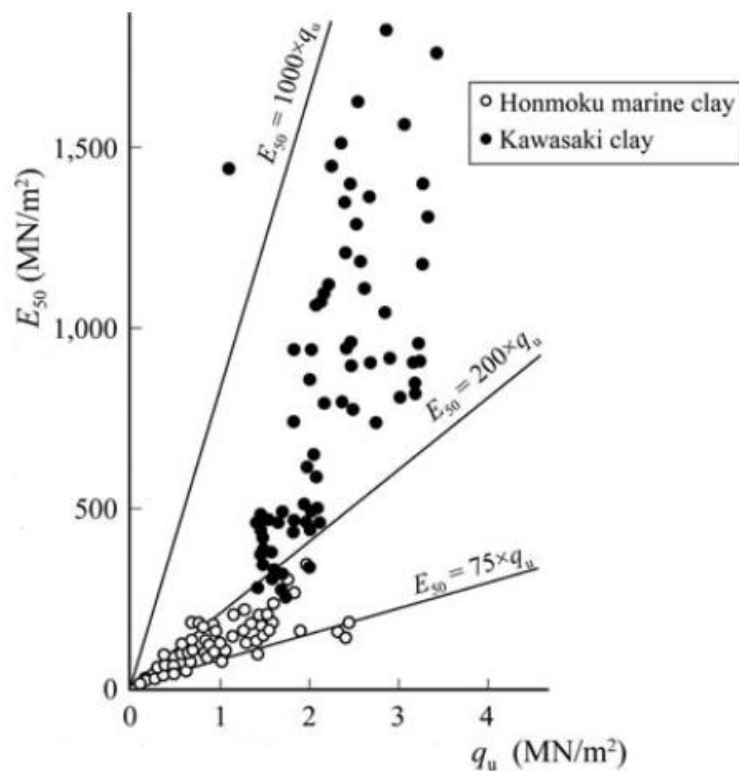


Figura 17 – Análise da variação do E_{50} com q_u para as argilas de Honmoku e Kawasaki (Bruce *et al.*, 2013).

Conforme Bruce *et al.* (2013), os solos tratados pela técnica DSM, apresentaram uma resposta tensão-deformação não linear, com alta rigidez e pequenas deformações. Para projeto, estima-se um valor de módulo secante (E_{50})

150 vezes a resistência a compressão (q_u), via método seco. Já para as colunas de DSM pelo método úmido, estima-se um E_{50} de $300 \times q_u$.

1.3.14 Coeficiente de permeabilidade

Para mistura seca, a permeabilidade de um solo argiloso estabilizado com cal e cimento pode ser considerado 200 a 600 vezes maior a permeabilidade dos solos não tratados (EUROSOILSTAB, 2002).

Corroborando com o exposto anteriormente, Bruce *et al.*(2013) enfatiza que devido essa alta permeabilidade resultante via método seco, as colunas de DSM podem adicionalmente exercer o papel de drenos verticais.

Todavia, essa mesma conclusão não foi obtida para as colunas de DSM via método úmido, não exercendo o papel drenante.

1.3.15 Parâmetros de resistência

Na Figura 18, são apresentados ensaios do tipo CIU para argilas na região de Kawasaki, sendo aplicados ligantes a base de cal (caso 1, 2 e 3) ou cimento (caso 6) com diferentes teores, variando de 5 a 10% para os solos a base de cal e de 10% para o solo estabilizado com cimento.

Na figura os solos não estabilizados são apresentados em forma de círculo branco.

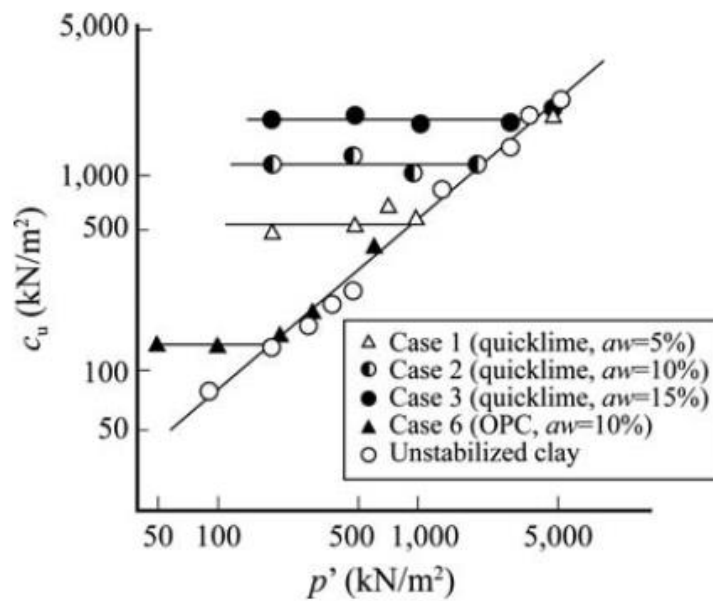


Figura 18 – Relação entre tensão de adensamento e resistência não drenada para diferentes tipos e teores de ligante. (Kitazume e Terashi, 2013).

1.3.15.1 Resistência não drenada

Pela Figura 18, verifica-se que a resistência não drenada obtidas nas amostras é superior nos solos estabilizados do que no solo não tratado (sendo quase constante), enquanto a tensão confinante de adensamento é pequena. Em contrapartida, quando a tensão de adensamento excede a tensão de escoamento (pseudo tensão de pré-adensamento) a resistência cresce juntamente com a tensão de adensamento. Destaca-se ainda que esse fenômeno se repete, independentemente do tipo ou teor de ligante utilizado.

1.3.15.2 Ângulo de atrito interno

Os resultados dos ensaios das amostras da região de Kawasaki, demonstraram que o ângulo de atrito interno dos solos estabilizados é quase zero quando a tensão confinante é mais baixa que a tensão de escoamento e a mesma do solo não estabilizado quando a tensão confinante é superior a tensão de escoamento.

1.4 Efeito de arqueamento nos solos

Dentro do contexto de aterros estruturados, o efeito de arqueamento é um componente extremamente importante no mecanismo de transferência de carga do aterro estruturado, sendo o seu total desenvolvimento fundamental para um desempenho adequado do sistema (ASSIS, 2016).

De acordo com Tien (1996), como esse efeito está presente em diversas situações geotécnicas, muitos pesquisadores se debruçaram em estudos durante várias décadas para entender o seu mecanismo. Muitas pesquisas desde então foram feitas, onde foram aplicadas derivações, método analíticos, análises numéricas e investigações laboratoriais. Ainda de acordo o autor, apesar do efeito de arqueamento ser notavelmente reconhecido em problemas geotécnicos, o seu efeito foi reconhecido inicialmente em um contexto não geotécnico. No começo dos anos 1800, engenheiros militares franceses, em um projeto sobre silos de armazenamento, verificaram que a base do silo suportava somente uma parte do peso do material sobre ele. No entanto, as paredes laterais suportavam uma carga muito maior do que eles imaginavam. Experimentos mostravam que se uma pequena seção da base fosse removida e rebaixada, o carregamento resultante que havia sobre essa seção era independente da altura do material no silo. Logo, eles concluíram que um arco era formado acima desta seção deslocada.

Dentro dos estudos mais relevantes para fins geotécnicos, Ávila (2021) enaltece as pesquisas desenvolvidas por Terzaghi (1936;1943). No estudo datado de 1936, Terzaghi conduziu um experimento que consistia em uma caixa com alçapão no nível da sua base, preenchida com areia. No momento em que o alçapão era puxado na vertical para baixo, media-se a carga atuante na sua superfície, bem como o seu deslocamento. Ainda dentro do estudo, Terzaghi verificou que, logo no início do movimento do alçapão, as tensões atuantes sobre ele equivaliam a uma parcela bastante pequena da tensão relativa ao peso próprio da areia, atingindo assim valores inferiores a 10%. Além disso, as forças horizontais aumentavam na região que correspondia a 1/3 da altura da areia na caixa. Concluindo assim, que o arqueamento é um fenômeno estável e o arco formado não é sensível à percolação de fluidos. Os resultados retirados desse experimento foram fundamentais para que em 1943, Terzaghi propusesse uma abordagem teórica a cerca sobre o fenômeno que ocorria na areia, definindo o arqueamento como sendo a transferência de tensões em um solo

granular, oriundo do movimento relativo entre massas de solo adjacentes. Sendo a resistência ao cisalhamento fundamental nesse processo, tendo em vista que atua no sentido de restringir o deslocamento do solo.

Em sentido amplo, Assis (2016) destaca que o fenômeno de redistribuição das tensões, como é o caso do arqueamento, ocorrerá quando uma massa de solo estiver sendo suportada por materiais com diferentes rigidezes em geometrias bem definidas (seja o próprio solo ou uma estrutura inserida).

Dentro desse contexto, destaca-se que o estudo do efeito do arqueamento dentro dos aterros estruturados, foram preliminarmente analisados sem a utilização de reforço de geossintético. Todavia a sua incorporação possibilitou, a princípio, a aplicação de colunas mais espaçadas (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Conforme exposto por VAN EEKELEN *et al.* (2013), diversas metodologias analíticas foram surgindo ao longo do tempo para projetos que incluem o efeito de arqueamento, sendo que sua maioria pode-se resumir em dois passos principais:

- O primeiro passo consiste em calcular o comportamento do arqueamento no aterro. A partir de uma geometria já definida, obtém-se a parcela transmitida diretamente as colunas, bem como as tensões residuais, que são aquelas não suportadas pelo arqueamento e incidem sobre o geossintético (quando eventualmente aplicado) e sobre o solo mole.
- De acordo com Assis (2016) o segundo passo descreve o comportamento de carga e deflexão do reforço geossintético. Sendo que nesse passo, considera-se a tensão vertical aplicada, na maioria dos métodos, sobre uma faixa do reforço entre cada par de estacas adjacentes e calcula-se a deformação no geossintético. Um resultado implícito deste segundo passo é que a “carga residual” é dividida em duas partes; uma que passa do reforço para as estacas e outra que repousa sobre o subsolo.

Tendo em vista os principais passos na metodologia de cálculo para o efeito de arqueamento em aterros estruturados, a Figura 19 simplifica os mecanismos presentes nesse fenômeno.

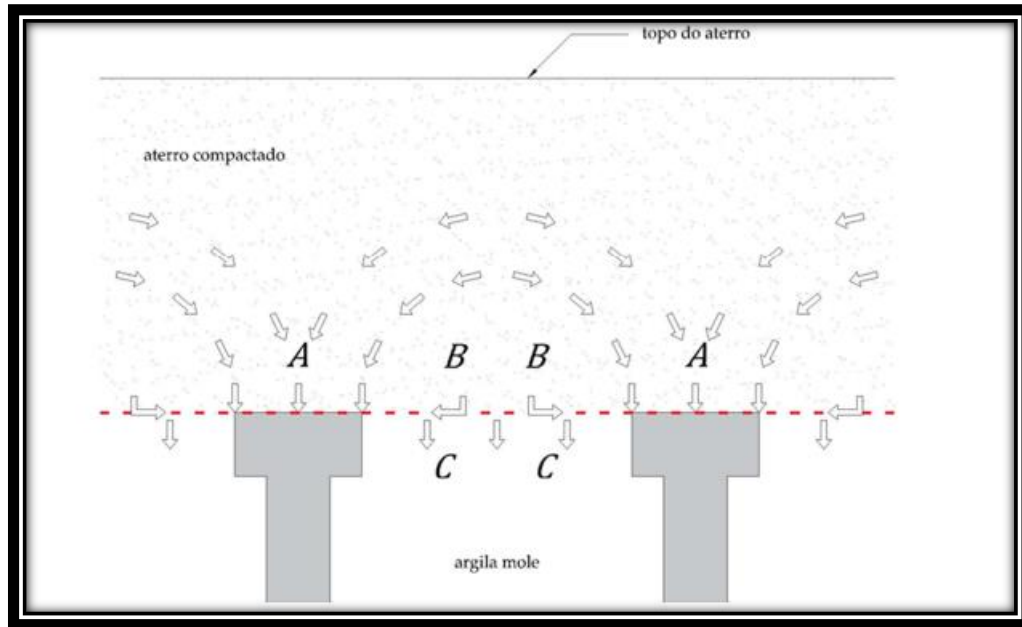


Figura 19 – Mecanismos presentes no fenômeno de arqueamento presente em aterro estruturado. (Assis, 2016).

Pela Figura 19, verifica-se que o mecanismo A corresponde ao efeito de arqueamento do solo, onde é calculado a carga do aterro e eventual sobrecarga transferida diretamente para as colunas. Para o mecanismo B, quando o geossintético é aplicado, à medida que o solo mole se deforma, a geogrelha é submetida a esforço de tração, e assim transfere parte da carga residual, para as estacas. E o mecanismo C, corresponde a parcela de carga residual, suportada pela camada de solo mole (ASSIS, 2016). De acordo com o autor, os dois passos de cálculo podem ser resumidos da seguinte maneira: no primeiro momento determinam os valores de carga das parcelas de “A” e “(B+C)”, ou seja, calcula-se qual a tensão devida ao arqueamento que chega diretamente às colunas e qual a tensão incide sobre o vão entre elas. Feito isto, desmembra-se esta segunda parcela “(B+C)” para que se obtenha o valor total da carga vertical sobre a estaca “(A+B)” adicionando à parcela anterior, a força devido a mobilização do reforço basal. Por conseguinte, o restante do carregamento total sobre o solo mole “C” é obtido. Nestes passos, são calculados os esforços de tração no reforço geossintético. Sem o reforço apenas a primeira etapa de cálculo é utilizada. Calculando-se a carga na estaca, a diferença entre esta e a carga total é aquela que incide sobre o solo mole.

2 ESTUDO DE CASO: AEROPORTO INTERNACIONAL SALGADO FILHO/RS

2.1 Introdução

A construção sobre solos compressíveis constitui atualmente um grande obstáculo em obras geotécnicas, dada a necessidade de construir novos empreendimentos em virtude do grande crescimento dos centros urbanos nas últimas décadas. A escolha da melhor estratégia a ser adotada para o melhoramento do solo dessas localidades, depende de alguns fatores como: o tipo de solo, o grau de melhoramento a ser alcançado, o nível de tolerância dos recalques, o custo previsto, prazo de execução, além do espaço e equipamentos disponíveis para a execução do serviço (SANTOS *et al.*, 2018).

O projeto de melhoramento de solos compressíveis tem por objetivo transferir as cargas atuantes da estrutura, adicionalmente as cargas oriundas do peso das camadas de pavimentação, para as camadas com maior resistência em profundidade (MACHADO, 2016).

Diante da necessidade de aceleração da economia brasileira no começo da década passada, foram projetadas diversas obras de grande porte, dentre elas a ampliação do Aeroporto Salgado Filho, localizado na zona norte de Porto Alegre -RS, com área de aproximadamente 3.600.000 m², sendo considerado o principal aeroporto da região sul do país (ALMEIDA, 2015).

O projeto do Novo Terminal de Cargas (TECA) do aeroporto Internacional Salgado Filho consistiu em um local com *taxiway* e pátio de aeronaves ocupando uma área de aproximadamente 53.000m², estando inserida em um local com espesso depósito de solo mole. Para o projeto, foi adotado a técnica de *Deep Soil Mixing* com o objetivo de estabilização do depósito compressível existente (ALMEIDA, 2015).

Dentro do projeto de estabilização do depósito argiloso, envolveu-se ainda um extenso programa de investigação do solo, onde foi possível através de campanhas experimentais da mistura de solo-ligante em laboratório, verificar qual a dosagem mais econômica, além de definir qual o arranjo mais viável para a instalação das colunas de DSM (ALMEIDA, 2015).

O desafio em questão foi considerado o primeiro projeto significativo com implantação de colunas de *Deep Soil Mixing* no cenário nacional, sendo, portanto, realizado de forma cuidadosa por todos os envolvidos no projeto. Diante da relevância desse projeto em território nacional, a presente dissertação teve o intuito de colaborar com maiores estudos acerca da metodologia DSM.

2.2 Descrição do local

A área onde se localiza o Aeroporto Internacional Salgado Filho é caracterizada por apresentar um subsolo composto por zonas de sedimentos recentes (aluviões fluviais) constituídos por fração de areia, argila e cascalho presentes as margens do Lago Guaíba (SCHNAID et al.2001).

A Figura 20 apresenta o resultado do perfil geotécnico da região de implantação do Novo Terminal de Cargas do Aeroporto Salgado Filho, estabelecido através de ensaios de sondagem no local.

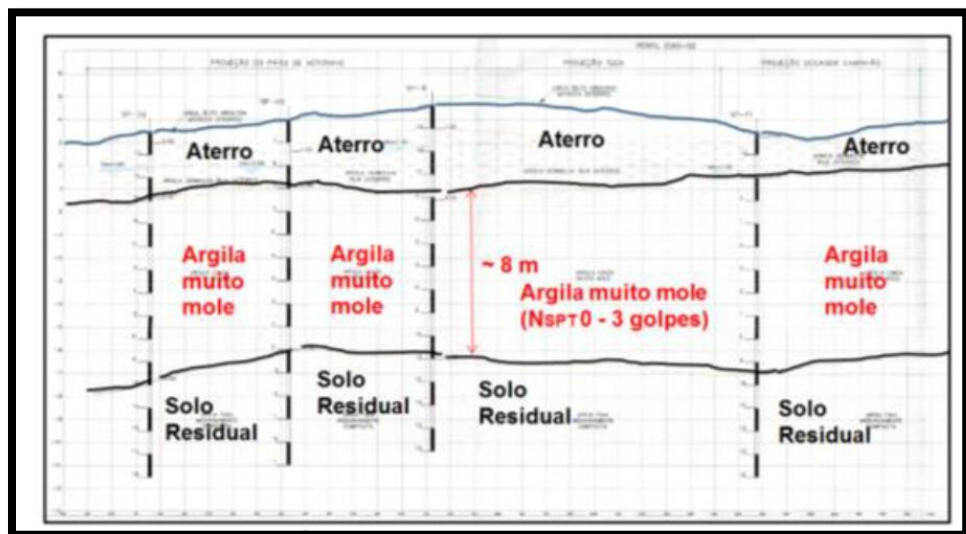


Figura 20 – Perfil geotécnico da região de implantação do Novo Terminal de Cargas no Aeroporto Salgado Filho/ Porto Alegre (Machado, 2016) .

Uma ampla investigação geotécnica foi realizada antes da construção do novo TECA, para isso foi necessário a implantação de Áreas Testes com o intuito de averiguar as premissas de projeto. Logo, foram realizados Testes de Penetração Standard (SPT), Piezocone (CPTU), Ensaios de palheta, entre outros. O

monitoramento das áreas testes, ficaram a cargo dos piezômetros, células de pressão, placas de recalque, perfilômetros e testes de carga (ALMEIDA, 2015).

Através do ensaio de sondagem (SPT) foi possível detectar uma primeira camada de 3 metros de espessura média, constituída por aterros de material argiloso/siltoso com areia, possuindo razoável resistência, sendo originado de serviços anteriores de terraplanagem executados naquele local (MACHADO,2016). Para as análises analíticas e numéricas dispostas no presente trabalho, essa camada foi denominada de aterro existente.

Logo abaixo da camada superficial, verificou-se uma camada com espessura média em torno de 8 metros, sendo constituída por aluviões quaternários, caracterizados por apresentarem solos saturados de origem argilosa, com consistência variando de mole a muito mole e registrando poropressões elevadas, características essas que evidencia tratar se de um depósito normalmente adensado a ligeiramente pré-adensado (MACHADO,2016).

Para regiões mais profundas, verificou-se que a camada de solo compressível está assente sobre material do Terciário de Porto Alegre, nesse local apresentou-se camadas intercaladas de argila arenosa e areia argilosa, apresentando consistência e espessura variada, além de maiores resistências do que o solo compressível subjacente (MACHADO,2016). Essa camada foi denominada de solo residual.

Em laboratório foram realizados ensaios de caracterização do solo, compressão triaxial, além de adensamento edométrico em amostras de argilas moles, os resultados detalhados dos ensaios laboratoriais estão dispostos na dissertação defendida por Assis (2016) pela Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Destaca-se que após o início da execução das áreas testes, foram selecionadas algumas colunas para “exumação” e inspeção visual, além de coletadas amostras para ensaio de resistência a compressão simples e para realização de provas de carga (ASSIS, 2016).

A Figura 21 apresenta de forma ampliada a área relativa ao Aeroporto Internacional Salgado Filho, sendo apresentado em detalhe a área onde foram executados os testes e a área onde foi construída o novo TECA.



Figura 21 – Localização do Terminal de Cargas (TECA) e Área Teste. (Modificado do Google Earth, 2022).

O campo de teste conta com uma área total de aproximadamente 2.700m², sendo dividido em 3 áreas distintas. Para o presente estudo trabalharemos com a chamada “Área Teste 2”, onde foram retiradas todas as premissas necessárias para a aplicação nos programas geotécnicos. A área em estudo consta com aproximadamente 540m² onde foram dispostas 100 colunas de DSM. Na Figura 22, são apresentadas as três áreas teste separadas, dando destaque para a área teste 2, fruto das análises deste trabalho.

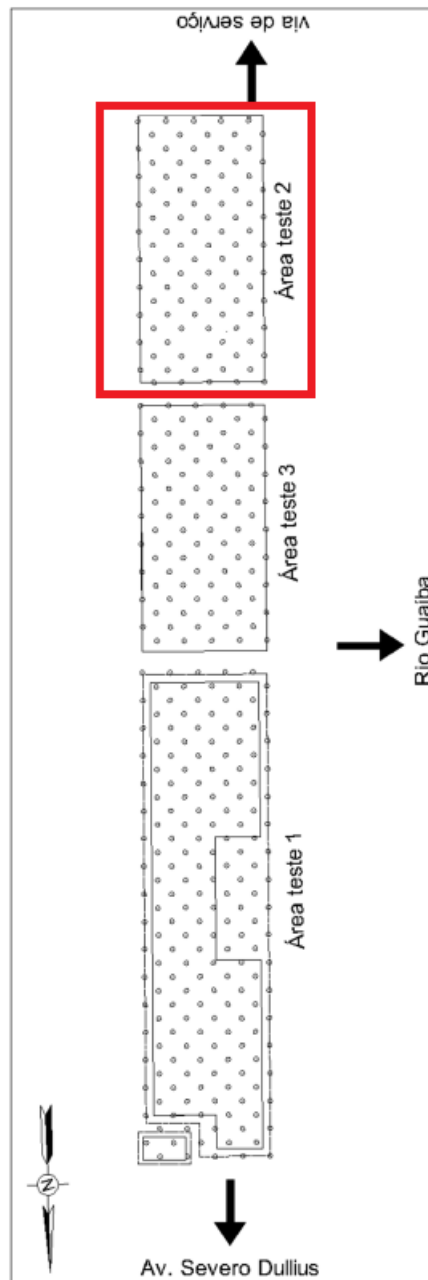


Figura 22 – Croqui das 3 áreas de teste com colunas de DSM. (modificado de Assis,2016).

Os ensaios em amostras indeformadas foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, nos quais serviram de estudo para a definição dos parâmetros utilizados nas análises numéricas e analíticas. Os procedimentos adotados nos ensaios de adensamento, compressão triaxial, além do ensaio de caracterização podem ser vistos em detalhe na dissertação de mestrado defendida por Assis (2016) pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Além dos

ensaios de laboratório, Assis (2016) apresenta os resultados obtidos através dos ensaios de campo realizados preliminarmente (SPT, CPTu e Vane Test).

A respeito da proporção dos componentes que constituem a calda na confecção das colunas de DSM e os resultados de laboratório obtidos no ensaio de compressão simples para diversas idades, podem ser vistos em maiores detalhes na dissertação de mestrado defendida por Machado (2016) pela UFRJ.

A Figura 23, são apresentados alguns passos na execução das colunas na Pista de Pouso e Decolagem – PPD no Aeroporto Internacional Salgado Filho no Rio Grande do Sul.

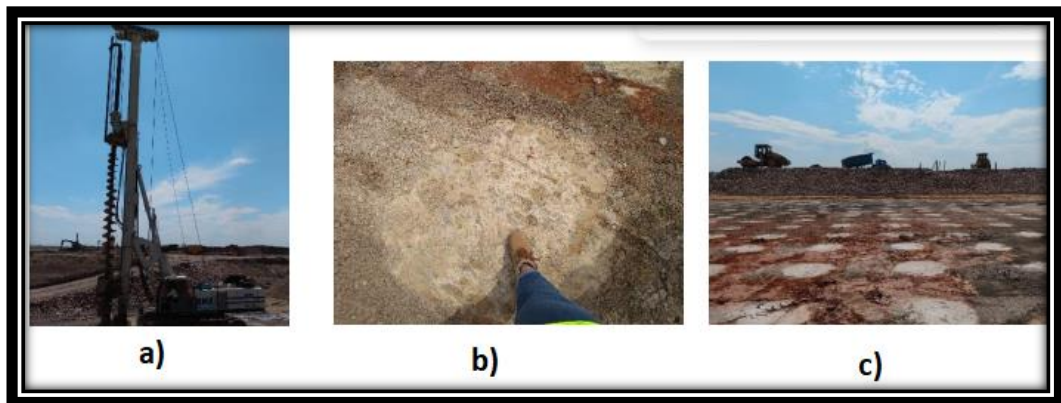


Figura 23 – Execução das colunas na Pista de Pouso e Decolagem – PPD a) Equipamento utilizado na execução das colunas ;b) Colunas de DSM finalizadas; c) malha das colunas.

(Ávila, 2021).

Na Figura 24, são apresentadas a execução de camadas do aterro presentes na execução da Pista de Pouso e Decolagem – PPD do Aeroporto Internacional Salgado Filho.



Figura 24 - Execução das camadas para a Pista de Pouso e Decolagem – PPD
 Execução das camadas do aterro. a) camada de rachão; b) vista superior da camada de rachão; c) camada de BGS executada. (Ávila, 2021).

Ávila (2021) apresenta o resultado de ensaios de campo e laboratório, além da instrumentação em campo de outra área do Aeroporto Internacional Salgado Filho. A autora conclui que as colunas de DSM foram eficientes em reduzir a magnitude do recalque esperado e os recalques pós construtivos. Também foram observados efeitos de arqueamento das tensões do aterro, com base nas leituras das instrumentações.

2.3 Instrumentação geotécnica na área teste

Para verificação do comportamento do aterro a respeito da evolução dos recalques e do desenvolvimento das tensões atuantes ao longo tempo, foi executado um extenso programa de instrumentação de campo, através da instalação de 12 placas de recalque (PR01 à PR12), 6 células de tensão total (CP01 à CP06) além de 3 piezômetros (PZ01 à PZ03).

As placas de recalque foram confeccionadas em chapas de aço, em formato quadrangular, com 10mm de espessura e 60 cm de lado, com haste em tubo galvanizado de 19,1mm de diâmetro. A Figura 25, ilustra uma seção transversal do aterro com a respectiva distribuição das 12 placas de recalque.

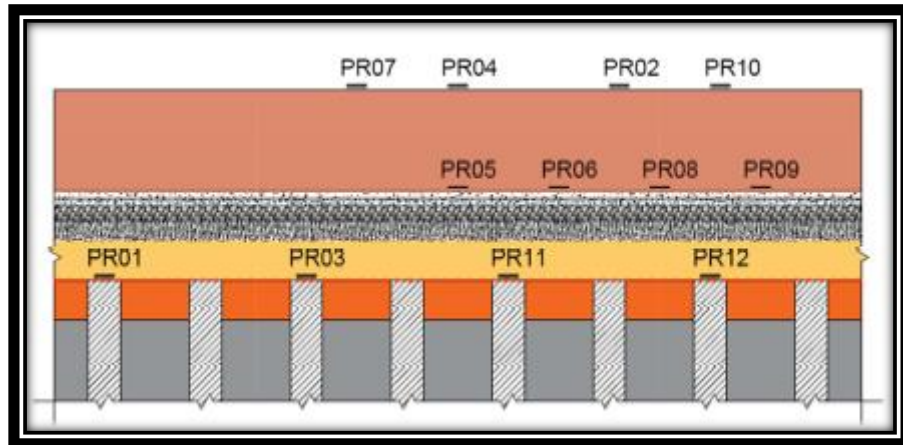


Figura 25 – Posicionamento das placas de recalque em seção transversal (Assis,2016).

Conforme apresentado por Assis (2016), a distribuição das placas de recalque foi executada da seguinte maneira:

- As placas PR01, PR03, PR11 e PR12 foram instaladas na cota das colunas e sobre elas;
- As placas PR05, PR06, PR08 e PR09, foram instaladas na cota do topo do pavimento granular e com projeção sobre o vão entre as colunas de DSM.
- As placas PR04 e PR07 foram instaladas no topo do aterro de sobrecarga e projeção sobre o vão entre as colunas;
- PR 02 e PR10 foram aplicadas no topo do aterro de sobrecarga e projeção sobre as colunas.

Alerta-se que durante a fase de execução das primeiras camadas do aterro, a placa PR 12 teve sua haste danificada pelo rolo compactador, impossibilitando assim a continuidade do seu monitoramento.

Com relação a instalação das células de tensão total, as colunas foram escavadas até a cota de arrasamento previamente estabelecida. Com a superfície de instalação regularizada, as células, CP02, CP03 e CP05 foram dispostas abaixo da geogrelha. Já as células CP01, CP04 e CP06 foram instaladas sobre a geogrelha. Para melhor entendimento a respeito da disposição das células de tensão total em relação a seção transversal do aterro, observa-se a Figura 26.

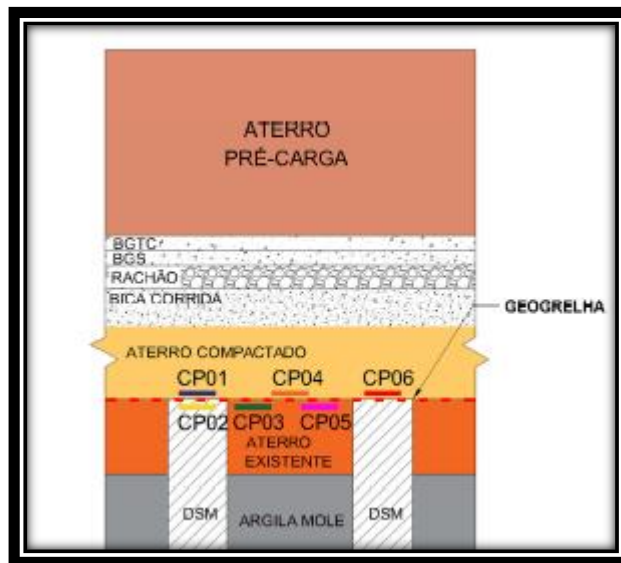


Figura 26 – Disposição das células de tensão total na seção transversal do aterro teste.
(Modificado de Assis, 2016).

2.4 Projeto geotécnico

A seguir são apresentados os dados de projeto das colunas de DSM, além dos dados geotécnicos das camadas de solo.

No projeto foi aplicado um reforço de geogrelha sobrejacente as colunas de DSM, com o intuito de aumentar a transmissão de carga para as colunas, tendo como consequência a redução de cargas na argila mole, além de diminuição dos recalques. A geogrelha biaxial aplicada de *modelo Fortract® 140/140-25MT(SE)*, possui tração nominal máxima de 140 kN/m e módulo de rigidez de, aproximadamente, 3.000 kN/m a 5% de deformação, nas duas direções, conforme apresentado no catálogo do fabricante.

Dentro do projeto, havia uma cota fixa do pavimento final, sendo necessário a escavação do aterro pré-existente, que como citado anteriormente tinha uma espessura média de 3 metros.

A Tabela 8 apresenta as camadas obrigatórias na execução do pavimento com suas respectivas espessuras.

Tabela 8 – Camadas que compõe o pavimento final.

(Modificado de Assis,2016).

CAMADA	ESPESSURA (m)
Revestimento	0,4
Brita graduada tratada com cimento (BGTC)	0,2
Brita graduada simples (BGS)	0,3
Rachão	0,2
Bica corrida	0,5

Com base na Tabela 8, verifica-se que o pavimento final possui espessura total de 1,6 metros.

De acordo com o trabalho de Assis (2016), com base nas metodologias de KEMPFERT *et al.* (2004) e BS8006 (2010), foi selecionado a malha de colunas quadrada com espaçamento de 2,5 m, com diâmetro das colunas equivalente a 0,8 m. Já para a obtenção da altura crítica foi aplicado a equação proposta por McGUIRE (2011), resultando no valor de 2,77m de altura, valor este maior que o soma das camadas do pavimento final. Logo, foi necessário a aplicação de uma camada de aterro compactado de 1,0 m sobrejacente as colunas de DSM, afim de se evitar recalques diferenciais no topo do aterro.

2.4.1 Parâmetros empregados nas análises numéricas

2.4.1.1 Característica das camadas de pavimentação

Os parâmetros adotados relacionados as camadas da pavimentação estão expostos na Tabela 9. Vale reforçar que os parâmetros apresentados tanto em relação as camadas de solo quanto das camadas do pavimento foram retiradas do trabalho de Assis (2016).

Tabela 9 – Parâmetros adotados nas camadas do pavimento.

(Modificado de Assis, 2016).

Camada	Peso específico (kN/m³)	E (kPa)	Coeficiente de Poisson (ν)	Coesão (c) (kPa)	Ângulo de atrito (φ)
BGTC	22,00	5,00E+04	0,2	0,0	50
BGS	20,00	5,00E+05	0,20	0,0	40
RACHÃO	22,00	2,00E+05	0,20	0,0	45
BICA CORRIDA	20,00	1,90E+05	0,30	0,0	40

2.4.1.2 Dimensionamento adotado para as colunas de DSM

Os dados das colunas de DSM são detalhados no trabalho de Assis (2016), a Tabela 10 apresenta um resumo dos valores utilizados na análise da “Área teste 2”.

Tabela 10 – Valores utilizados para as colunas de DSM.
(Modificado de Assis, 2016).

Diâmetro das colunas (d)	0,80 m
Espaçamento entre as colunas na direção x (s_x)	2,50 m
Espaçamento entre as colunas na direção y (s_y)	2,50 m
Distância vertical entre o topo da coluna e o nível da geogrelha (z)	0,00 m
Vão livre entre as estacas (L_w)	2,74 m

Na Tabela 11, são apresentados os principais parâmetros utilizados nas análises numéricas associados as colunas de *Deep Soil Mixing*.

Tabela 11 – Característica da coluna de DSM.
(Modificado de Assis, 2016).

ELEMENTO	Peso específico (kN/m^3)	Coesão (c) (kPa)	E (kPa)	Ângulo de atrito (ϕ)	Coefficiente de Poisson (ν)
COLUNA	14,00	700,00	1,65E+05	31	0,2

Para o projeto foi concebido uma escavação de 2,0 m (em média) da camada de aterro existente para posteriormente serem executadas as colunas de DSM e instalada a geogrelha. Com isso, as colunas ficaram embutidas 1,0 m dentro do aterro existente. Sobrejacente a essa camada, foi feito um reaterro com espessura de 1,0 m sendo posteriormente aplicado as camadas de pavimentação. A Figura 27 esboça o perfil geométrico do aterro sobre as colunas.

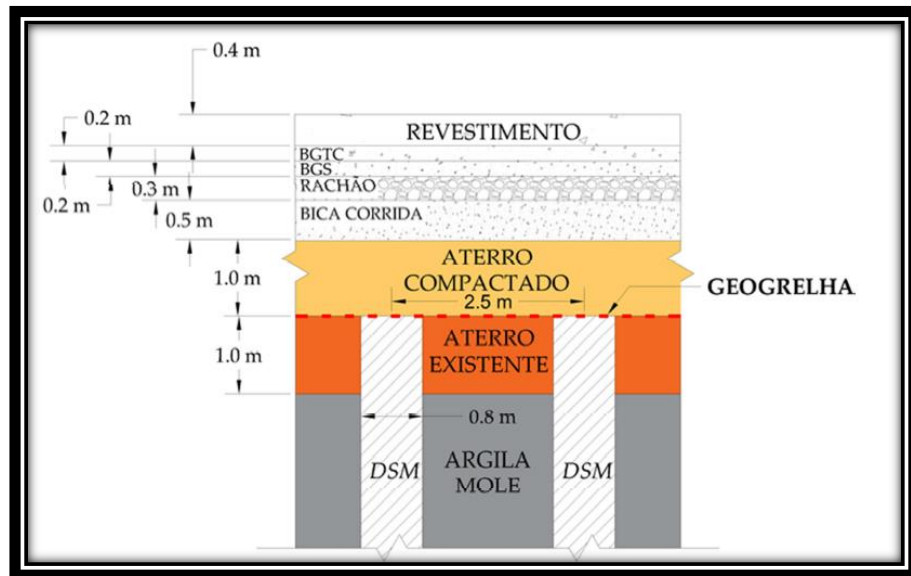


Figura 27 – Geometria final do aterro sobre as colunas.

(Assis, 2016).

A Área de Teste 2 foi executada com base na geometria definida e verificada em projeto, aplicando-se ainda uma sobrecarga temporária de 2,5 m de altura, conforme ilustrado na Figura 28. Ressalta-se que essa geometria foi utilizada para a aplicação das ferramentas analíticas e numéricas no presente trabalho.

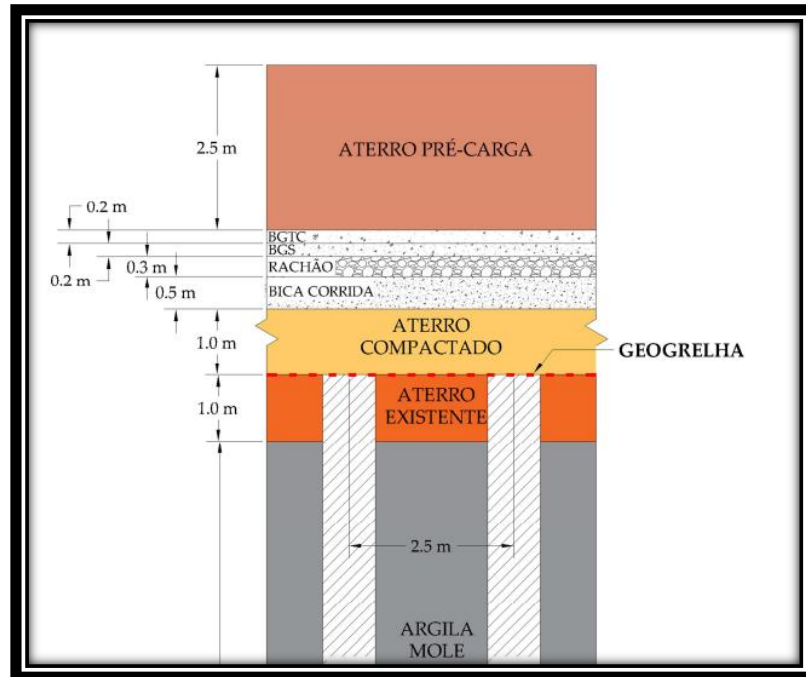


Figura 28 – Geometria final do aterro teste 2.

(Modificado de Assis, 2016).

2.4.1.3 Característica do depósito argiloso

Para o depósito argiloso, foram aplicados os parâmetros geotécnicos adotados no trabalho de Assis (2016), conforme apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 – Parâmetros adotados na argila mole.
(Modificado de Assis, 2016).

Parâmetro	Valor
Peso específico natural (γ_{nat})	12,80 kN/m ³
Peso específico saturado (γ_{sat})	13,80 kN/m ³
Coeficiente de compressão (C_c)	1,33
Coeficiente de recompressão (C_s)	0,19
Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ')	25
Coesão efetiva (c')	3,0 kPa
Coeficiente de permeabilidade horizontal (K_h)	0,000079 m/s
Coeficiente de permeabilidade vertical (K_v)	0,000032 m/s
índice de vazios inicial (e_0)	2,19

O valor do coeficiente de adensamento vertical (c_v) da argila mole, aplicado nas análises numéricas, foi de $1,18 \times 10^{-8}$ m²/s, extraído do trabalho de Formigheri (2003) pela PUC-Rio. Ressalta-se que o valor aplicado para o coeficiente de adensamento consta-se dentro da faixa fornecido no relatório PEC-17472-RT-2 (COPPETEC)

apresentado no trabalho de Machado (2016) para o mesmo depósito argiloso do estudo de caso.

Para as camadas de aterro existente e solo residual foram empregados os parâmetros geotécnicos adotados no trabalho de Ortigão *et al.*, (2015), também retirados de amostras de solo do local da obra, conforme apresentado na Tabela 13.

Tabela 13 – Parâmetros empregados para aterro existente e solo residual.

(Modificado de Ortigão *et al.*, 2015).

Camada	Peso específico (kN/m³)	Coesão efetiva (c') (kPa)	E₅₀ (mPa)	Ângulo de atrito (φ)
Aterro Existente	18,00	0,00	10,00	30°
Solo Residual	19,00	0,00	40,00	30°

Sobrejacente ao aterro existente, foi necessária aplicação do aterro compactado, com as propriedades geotécnicas apresentadas na Tabela 14. Adicionalmente, são apresentadas as propriedades referentes a sobrecarga temporária, aplicada com o intuito de promover a aceleração dos recalques gerados.

Tabela 14 – Parâmetros adotados na sobrecarga temporária e aterro compactado.

(Modificado Assis, 2016).

Camada	Peso específico (kN/m³)	Coesão (c) (kPa)	E (kPa)	Ângulo de atrito (φ)	Coefficiente de Poisson (ν)
Sobrecarga Temporária	19,00	0,00	25000,00	28°	0,3
Aterro Compactado	20,00	3,00	80000,00	30°	0,3

2.5 Método analítico para análise dos recalques totais

2.5.1 Introdução

Para estimativa dos recalques totais, foi adotado no presente trabalho, um dos métodos mais aplicados em projetos de DSM no mundo, encontrado no manual de projeto da *Federal Highway Administration – FHWA*.

A princípio, o método escolhido foi inicialmente desenvolvido para aplicação em projetos de rodovias nos Estados Unidos. Todavia, em virtude da sua larga utilização em vários lugares no mundo, mostrou-se uma alternativa confiável na implantação da estimativa de recalques em diversos trabalhos associados a depósitos argilosos.

No período entre 2000-2001, a agência do Departamento de Transportes dos Estados Unidos, responsável pela administração das rodovias federais americanas, além de prestar auxílio aos governos estaduais e locais em projetos de construção e manutenção do sistema rodoviário do país, produziu um manual de 3 volumes (Figura 29), na qual descreve de forma detalhada o estudo relacionado a técnica de *Soil Mixing*. Apresentando aplicações, equipamentos, condições de mercado e propriedades dos solos tratados com essa técnica. A FHWA contou com outras contribuições para o desenvolvimento desse material, de diversas pesquisas, revisões literárias, além de manuais de projeto espalhados pelo mundo.

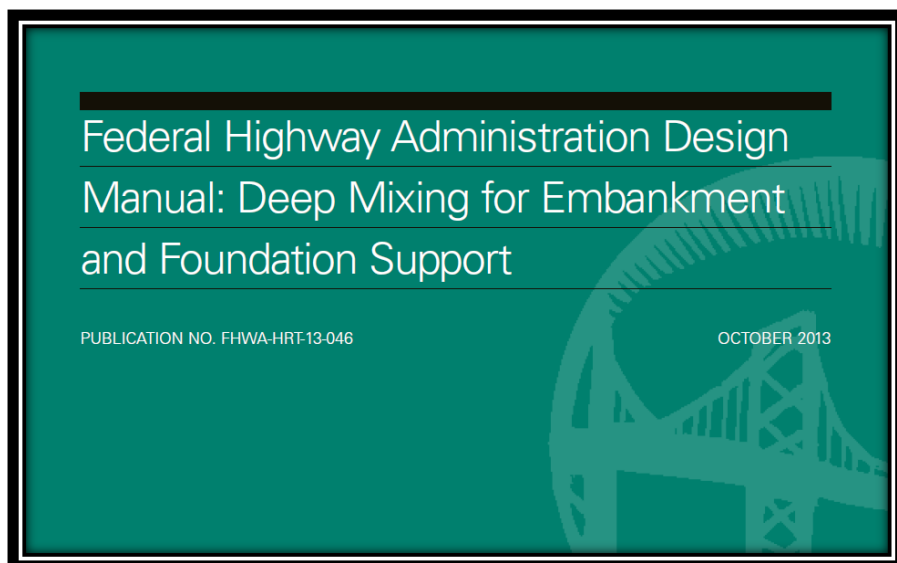


Figura 29 – Manual desenvolvido pela FHWA utilizado na metodologia analítica do caso em estudo. (Bruce *et al.*,2013).

O objetivo principal do manual de projetos apresentado pela FHWA, consiste em fornecer diretrizes de projeto e construção com colunas de *soil mixing*, em projetos de reforço de fundações e construção de aterros típicos para rodovias. Além disso, também são fornecidas informações e detalhes construtivos para mitigação de liquefação e reforço de escavações, uma vez que essas aplicações são frequentemente associadas a projetos de DSM para aterros e fundações.

2.5.2 Avaliação da estimativa de recalque

De acordo com o manual de projeto da FHWA, a estimativa de recalques em solo tratado com DSM, pode ser obtido de acordo com a seguinte expressão:

$$\Delta H_{dm} = H_{dm} \times \frac{q}{M_{comp}} \quad (1)$$

Onde ΔH_{dm} corresponde a estimativa do recalque, H_{dm} é espessura do depósito argiloso, q corresponde a sobrecarga aplicada sobre as colunas e M_{comp} representa a módulo de elasticidade formado pela composição do solo tratado e natural.

Para o M_{comp} , o manual de projeto fornece a seguinte equação:

$$M_{comp} = a_{s,center} \times E_{dm} + (1 - a_{s,center}) \times M_{soil} \quad (2)$$

Onde M_{soil} representa o módulo oedométrico do solo não tratado (natural), o E_{dm} corresponde ao módulo de elasticidade das colunas de DSM, e $a_{s,center}$ taxa de substituição de área na porção central de um aterro.

De acordo com a FHWA, a obtenção do módulo de elasticidade das colunas (E_{dm}), está estritamente relacionado com o método de mistura aplicado:

Para a mistura seca (*dry mixing*) é fornecido a equação:

$$E_{dm} = 150 \times q_{dm,spec} \quad (3)$$

Para a mistura úmida (*wet mixing*) é fornecido a equação:

$$E_{dm} = 300 \times q_{dm,spec} \quad (4)$$

Onde $q_{dm,spec}$ representa a resistência a compressão simples obtida em ensaio de laboratório.

Alerta-se que a execução das colunas de DSM do novo Teca foram obtidas por meio da mistura úmida (*wet mixing*), sendo aplicado, portanto, a equação (4).

A $a_{s,center}$ pode ser obtida pela equação (47):

$$a_{s,center} = \frac{\pi d^2}{4(s_{center})^2} \quad (5)$$

Onde d representa no diâmetro da coluna e s espaçamento entre colunas de eixo a eixo.

O M_{soil} pode ser obtido pelo inverso do coeficiente de variação volumétrico (m_v), por meio do ensaio de adensamento no solo não tratado ao longo da faixa de interesse.

$$M_{soil} = \frac{1}{m_v} \quad (6)$$

2.6 Programas utilizados nas análises numéricas

2.6.1 SETTLE 3D

2.6.1.1 Considerações gerais

Para o presente trabalho foi utilizado em uma das análises geotécnicas o *software SETTLE 3D – versão 5.017 da Rocscience*. O pacote em questão, utiliza o método dos elementos finitos, na qual foi desenvolvido para análise tridimensional de adensamento e recalque sob fundações, aterros e carregamentos superficiais. Uma das grandes vantagens da utilização do programa consiste na combinação entre a simplicidade da análise unidimensional com a capacidade de visualização em três dimensões de programas mais sofisticados.

Dentro do *software*, é permissível a personalização de perfis de solo que variam desde o mais simples até os mais complexos, além das condições de carregamento e visualização dos resultados de maneira bastante ágil. A simulação do solo em estudo pode envolver diversos estágios e a análise de recalque em função do tempo, pode ser executada incluindo os recalques imediatos, primários e secundários, para intervalos de tempos pré-definidos pelo usuário. Além disso, uma variedade de materiais, lineares e não lineares, podem ser modelados para compor o perfil do terreno. O nível da água pode variar em relação aos estágios e as condições de drenagem horizontal e vertical podem ser especificadas (FREITAS,2019).

Para os carregamentos, o programa disponibiliza uma série de formatos, podendo ser tanto circular, retangular ou até mesmo poligonal, a ser definido pelo usuário. Ressalta-se, que o carregamento pode ser aplicado ao longo dos estágios pré-determinados e em qualquer profundidade. As escavações também podem ser aplicadas no programa, onde carregamentos podem ser impostos dentro da área escavada. Para aplicação do *software* em aterros, existe uma ferramenta específica que permite a instalação de camadas compactadas em etapas, de acordo com os estágios definidos pelo usuário.

Recalques, tensões e poropressões são calculadas em relação ao volume tridimensional, e os resultados gerados podem ser obtidos em isolinhas no plano vertical ou horizontal, ou podem ser plotados ao longo de qualquer linha definida pelo

usuário. Outra versatilidade do programa, diz respeito a interpretação das análises, quem podem ser exportadas para planilhas do programa *Microsoft Excel* (YANEZ,2016).

Conforme Marques (2014), a precisão do programa foi testada pela empresa *Rocscience Inc.* com base em comparações de tensões, diferentes tipos de recalques, dissipação de poropressão com o tempo e profundidade para diversos casos conhecidos. Ainda conforme o autor, apesar das limitações do *software* em não poderem ser utilizadas camadas não horizontais, a divisão do problema em diversas zonas permite contornar esta limitação, produzindo resultados que vão de encontro com os objetivos das análises.

2.6.1.2 Distribuição de tensões

De acordo com Marques (2014), para as sobrecargas de origem externa, como por exemplo nos aterros, o programa permite que sejam aplicadas em qualquer altura. A aplicação das sobrecargas, tem como consequência direta, alteração nas distribuições das tensões, na qual é dependente da sua geometria e magnitude.

Conforme Yanez (2016), a influência do carregamento externo no solo, pode ser calculada por meio de um dos quatro métodos à disposição do usuário:

- Boussineq – Metodologia baseada na teoria da elasticidade em um meio homogêneo, isotrópico e semi-infinito.
- Westergaard – Metodologia similiar ao Boussineq, mas com restrição as deformações horizontais no desenvolvimento das equações, mantendo apenas deformações verticais.
- 2:1 – Método no qual a distribuição de carga varia com a profundidade na razão 2H:1V
- Solução de múltiplas camadas – Por meio da integração de carregamento pontual (funções de Green) para um carregamento de formato arbitrário em um meio elástico composto de camadas.

2.6.1.3 Cálculo dos recalques

Para o SETTLED 3D, o cálculo dos recalques é efetuado com base nas deformações calculadas para camada de solo, e adicionados a camada seguinte, e assim sucessivamente até a obtenção do recalque total. Todavia, o cálculo dessas deformações depende do modelo constitutivo que é aplicado para cada material. Em contrapartida, a evolução dos recalques em função do tempo é calculada conforme a teoria do adensamento (ANJOS, 2018).

O programa permite a obtenção dos recalques imediatos, por adensamento primário e compressão secundária, tendo neste último caso como parâmetro de entrada C_α . Sendo que os recalques são calculados em função da tensão efetiva calculada. O cálculo das tensões no solo é baseado no princípio das tensões efetivas de Terzaghi (FREITAS, 2019).

Os recalques imediatos são calculados de forma linear e elástica, a partir dos seguintes fatores: módulo de elasticidade do solo e do coeficiente de Poisson. Ressalta-se que é possível a aplicação de um valor de módulo unidimensional para as deformações de carregamento e outro para a situação de descarregamento. O programa utiliza a tensão vertical para os recalques imediatos, excetuando-se os casos quando especificado de outra forma, como por exemplo a médias das tensões volumétricas (FREITAS, 2019).

Os recalques devido ao adensamento avançam gradualmente à medida que as poropressões se dissipam e as tensões efetivas aumentam. O SETTLE 3D, disponibiliza umas séries de modelos constitutivos que permitem, em concordância com os tipos de solos e os tipos de dados disponíveis, calcular os recalques por adensamento primário. Estão disponíveis os modelos *Linear*, *Non-linear*, *Jambu* e *Koppejan* (ROCSCIENCE, 2007).

Conforme Marques (2014), os modelos mais empregados nesse tipo de análise são o *Linear* e *Non-Linear*.

Quando se opta pelo modelo linear assume-se que o material tem um comportamento linear elástico. Portanto, qualquer aumento na tensão instalada no solo provoca uma deformação que pode ser calculada pela seguinte expressão (ROCSCIENCE, 2007):

$$\Delta\varepsilon = m_v \times \Delta\delta' \quad (7)$$

Onde $\Delta\varepsilon$ corresponde a variação das deformações, m_v representa o coeficiente de variação volumétrica unidimensional e $\Delta\delta'$ corresponde à variação das tensões efetivas.

O modelo não linear, assume que as deformações estão em função das tensões. Essa função é corriqueiramente empregada no gráfico do índice de vazios versus logaritmo das tensões efetivas, no qual a compressibilidade é diferente abaixo e acima da tensão de pré-adensamento (YANEZ,2016).

Para a utilização do modelo não linear, é primordial o conhecimento de alguns parâmetros, tais como: os índices C_c e C_r da curva $\log \sigma'v - e$, o índice de vazios inicial (e_0) e a tensão de pré-adensamento do solo (σ'_{vm}), além do valor de OCR, e o coeficiente de adensamento vertical (C_v) e horizontal (C_h). No modelo não linear, os recalques por adensamento e as poropressões são obtidas por meio da teoria de Terzaghi, descrita anteriormente (FREITAS,2019).

Para os modelos de Janbu (1963 ,1965) e Kopejan (1948), as respectivas metodologias apresentam parâmetros apresentados por esses pesquisadores (YANEZ,2016).

Para os recalques secundários, os resultados podem ser obtidos por meio de dois modelos distintos: método padrão e o método de Mesri. Para o primeiro método a magnitude do recalque secundário varia linearmente com o logaritmo do tempo, de acordo com o coeficiente de recalque secundário (C_α). Dentro do programa, deve-se especificar, a partir de qual porcentagem do grau de adensamento é iniciado o recalque secundário, sendo que por padrão o valor adotado é de 95%. Já para a segunda metodologia, utiliza-se a relação entre o coeficiente de recalque secundário e o índice de compressão do solo (C_c). Para os casos em que o solo é sobreadensado, o índice de recompressão (C_r) é aplicado (YANEZ,2016).

Com relação as poropressões, por padrão o solo é considerado seco acima do lençol freático, logo, uma carga aplicada não gera excesso de poropressão acima do lençol freático. Todavia, se o usuário deseja que o solo se comporte como se estivesse saturado acima do lençol freático, basta selecionar a opção correspondente no programa, que as cargas aplicadas irão gerar excesso de poropressão acima do lençol, como se o material estivesse completamente saturado (ROCSCIENCE, 2007).

Para os casos em que se considera apenas fluxo vertical, o excesso de poropressão é calculado conforme a equação do adensamento unidimensional proposta por Terzaghi (ROCSCIENCE, 2007).

Após a obtenção do excesso de poropressão, são calculadas as deformações decorrentes do solo. A solução numérica é obtida por abordagem com diferenças finitas e conforme as condições de contorno impostas no modelo (ROCSCIENCE, 2007).

Para os casos em que é considerado a condição de fluxo radial, como na aplicação de drenos, o excesso de poropressão é calculada pela teoria de Barron (1948).

O efeito combinado dos fluxos vertical e horizontal é analisado calculando o excesso de poropressão remanescente para o fluxo vertical com diferenças finitas, e o resultado é utilizado para o cálculo do fluxo horizontal (YANEZ,2016).

Ressalta-se que em virtude das limitações apresentadas no programa, não foi possível a aplicação da geogrelha nas eventuais análises no SETTLE 3D.

2.6.1.4 Inserção dos parâmetros no *software*

A seguir são descritos os passos necessários para a obtenção da análise numérica utilizando o SETTLE 3D, versão 5.017.

- **Etapa 1:** Definição das configurações de projeto.

A primeira etapa constituiu na obtenção das configurações básicas para análise geotécnica.

Para análise das tensões foi adotado a metodologia de Westergaard, onde de acordo com o manual da Rocscience (2007), enfatiza que muitos especialistas consideram como sendo a melhor alternativa na obtenção da estimativa das tensões. Principalmente quando se compara ao método Boussineq, em situações de camadas estratificadas. Na solução Westergaard é considerado apenas deformações verticais, suposição essa que pode melhor representar solos estratificados, nos quais camadas de solo mole são reforçadas por camadas de solo com maior resistência. Além disso, a solução de Boussineq, assume o solo médio como sendo, elástico, isotrópico e homogêneo. Todavia, a maioria dos solos são anisotrópicos e heterogêneos.

A metodologia das tensões aplicadas, bem como as unidades adotadas e a marcação das análises dos recalques em função do tempo, são apresentados na Figura 30.

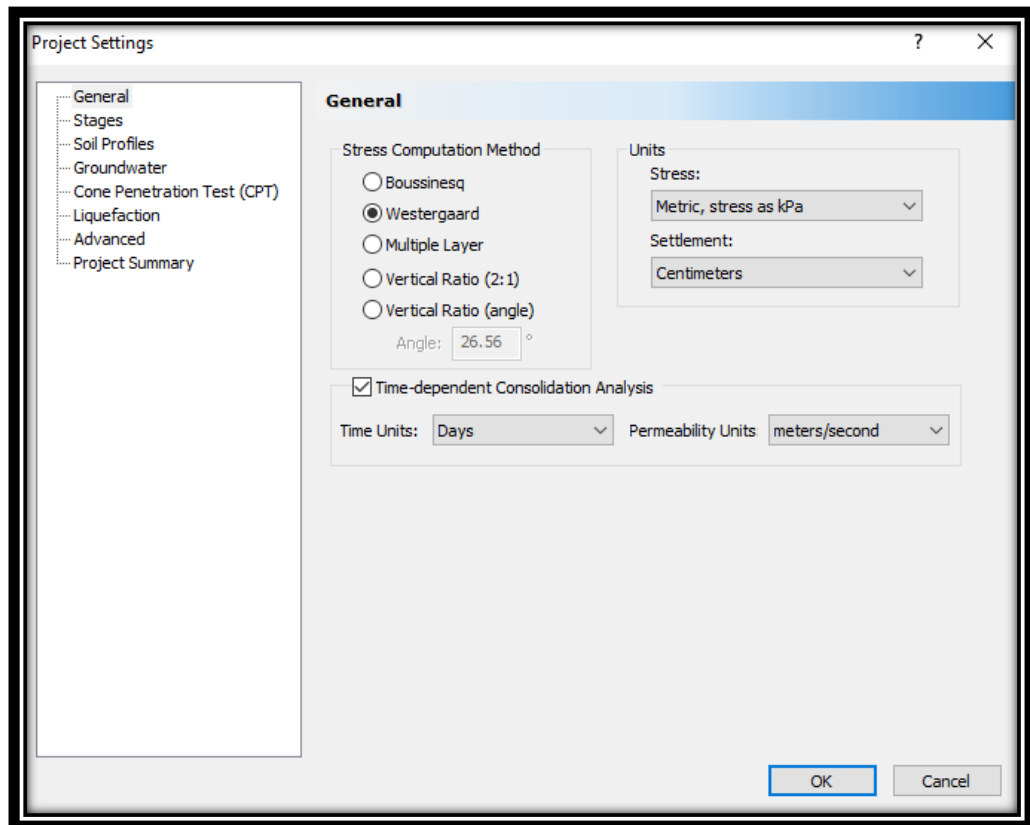


Figura 30 – Escolha do método de tensões aplicado e configurações de unidades.

Na Figura 31 é apresentado como foi separado os estágios para a execução do aterro, desde a execução das colunas até as análises pós-constitutiva. Vale ressaltar, que conforme exposto no trabalho de Assis (2016), a execução de todo o corpo do aterro incluindo a colocação da sobrecarga temporária levou um tempo de quase 30 dias. Ainda foram considerados após a construção do aterro as análises de 45, 60 e 90 dias, como forma de confrontar com os valores obtidos na análise numérica no PLAXIS 2D, apresentado no trabalho apresentado por Assis (2016), além da instrumentação de campo representado pelas placas de recalque, células de carga e piezômetros.

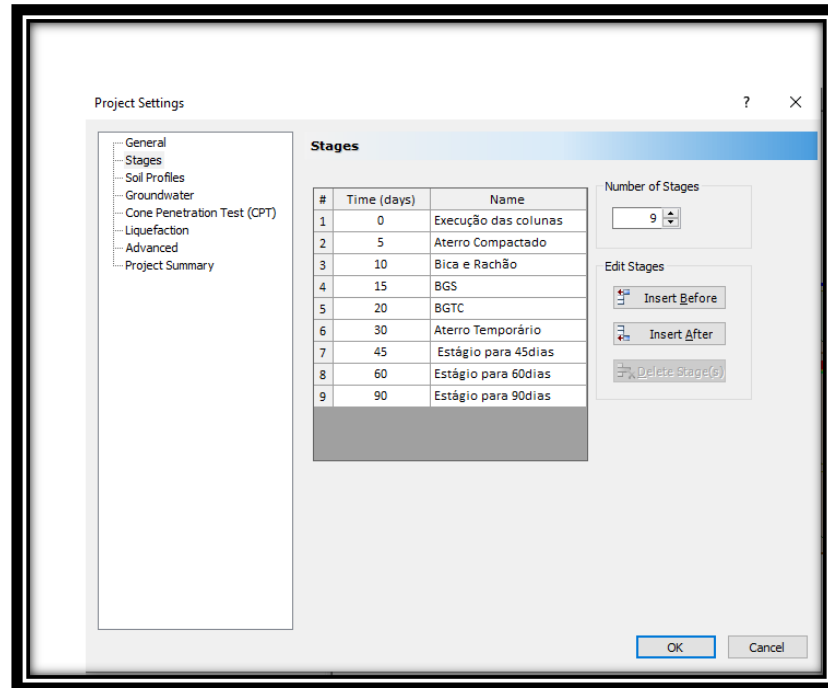


Figura 31 – Divisão das etapas construtivas com o respectivo tempo.

- **Etapa 2:** Definição do modelo geométrico.

Para a obtenção do perfil geométrico no programa, foram levadas em consideração o perfil geotécnico apresentado na Figura 20. De acordo com as sondagens SPT na região de execução das colunas, o solo possuía uma primeira camada de aterro existente com espessura média inicial de 3 metros, em seguida uma camada de argila mole com espessura média de 8 metros, assente em um solo residual. As colunas de DSM foram aplicadas ao longo de 10 metros de perfil do solo, atravessando pelas 3 camadas citadas. As propriedades geotécnicas de cada uma das camadas podem ser vistas nas tabelas apresentadas anteriormente. Ressalta-se, que para a execução das colunas, foram necessários a retirada de 2 metros do aterro existente.

A metodologia aplicada para a análise do adensamento primário na camada de argila, foi o modelo Non-Linear, tendo em vista os parâmetros obtidos por meio do ensaio de adensamento, conforme ilustrado na Figura 32. Já para as outras duas camadas (aterro existente e solo residual) foram adotadas o modelo linear, aplicando suas respectivas propriedades geométricas, com base nos módulos de elasticidade expostas nas tabelas anteriores, conforme ilustrado na Figura 33.

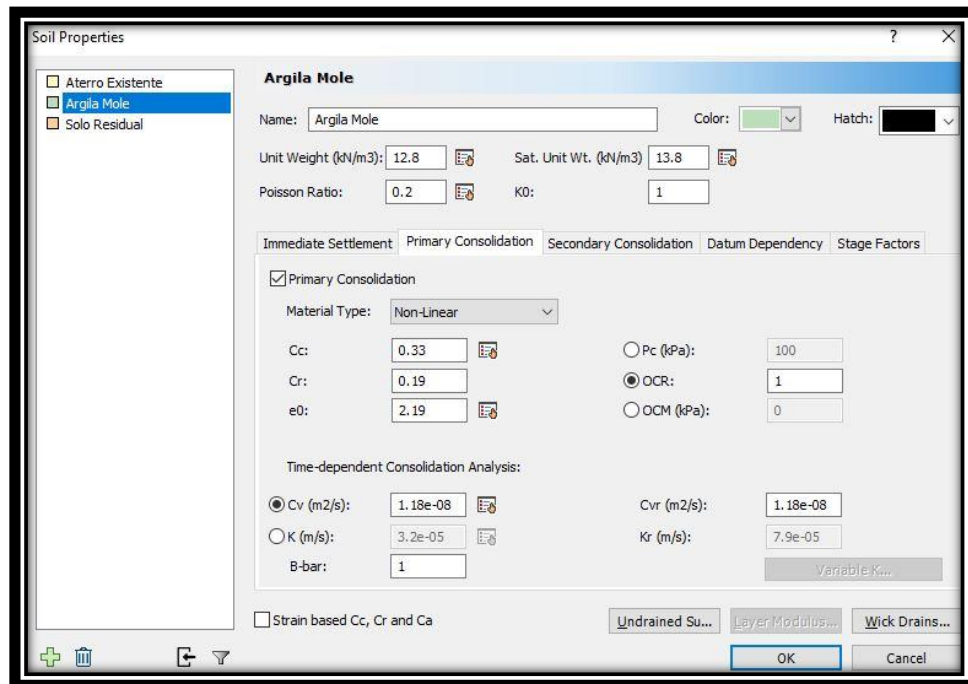


Figura 32- Aplicação dos parâmetros geotécnicos estabelecidos nos ensaios de laboratório na análise numérica pelo SETTLE 3D.

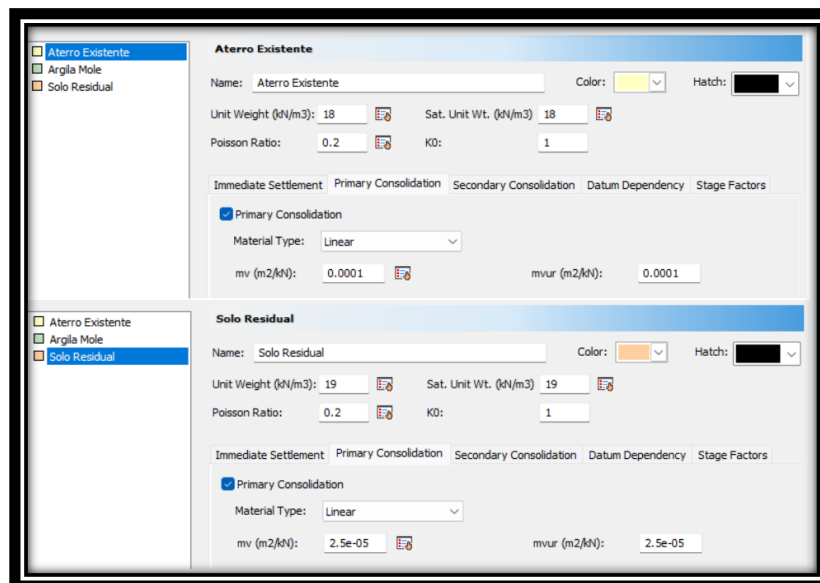


Figura 33 – Aplicação dos parâmetros geotécnicos nas camadas sobrejacente e subjacente ao solo mole.

Na Figura 34 são apresentadas as camadas de solo constituintes do perfil geotécnico da área teste em estudo, com suas respectivas espessuras. Além disso,

aplicou-se no programa a linha piezométrica no topo do aterro existente, denominado de cota 0.

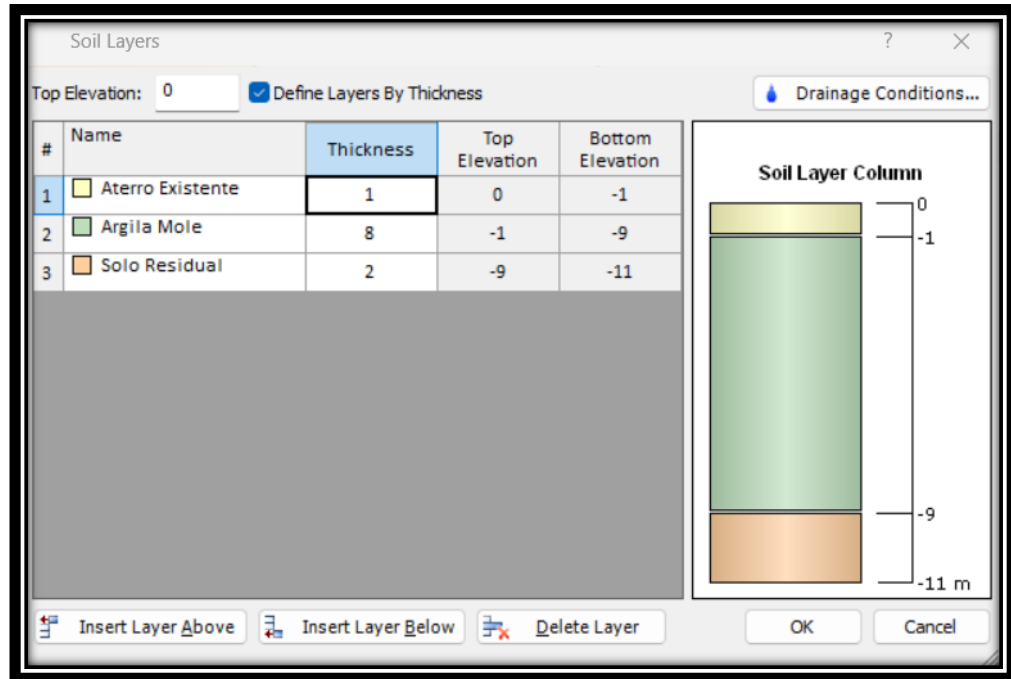


Figura 34 – Perfil geotécnico aplicado ao SETTLE 3D.

- **Etapa 3:** Inserção dos parâmetros das colunas.

Com base nas propriedades e dimensões estabelecidas para as colunas de DSM, foi possível aplicar os elementos na análise numérica, como apresentado na Figura 35. Foram inseridas 98 colunas, em uma profundidade de 10 metros, sendo 1 metro no aterro existente, passando pelos 8 metros na camada de argila mole e cravadas 1 metro da camada residual. As propriedades aplicadas nas colunas foram retiradas do trabalho de Assis (2016), como forma de posteriormente serem comparadas ambas as análises numéricas além da instrumentação de campo.

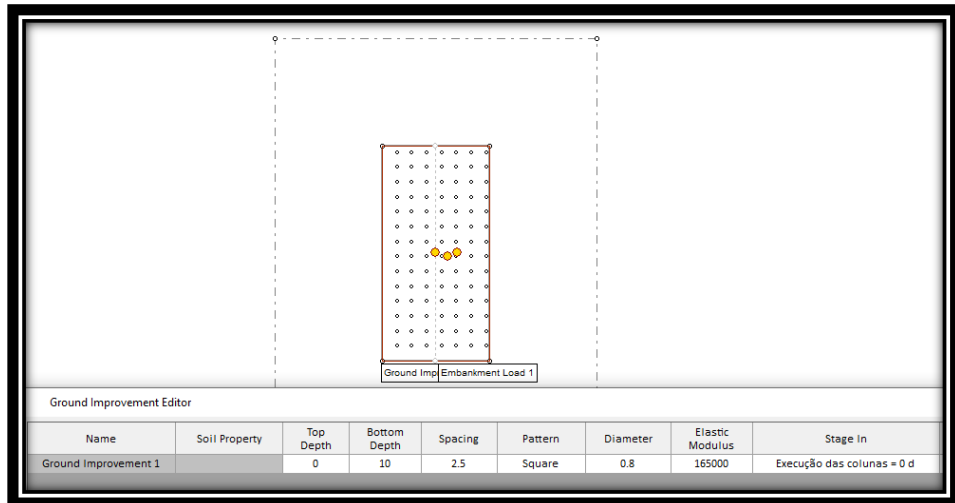


Figura 35 – Propriedade e disposição das colunas de DSM na análise numérica.

- **Etapa 4:** Perspectiva em planta e 3D da análise numérica.

Após a inserção dos parâmetros tanto das camadas do solo, da linha piezométrica, das colunas de DSM, foi possível aplicar cada camada do aterro e do pavimento, em relação a seus respectivos tempos de construção inseridos nos estágios, resultando assim na seguinte visualização em planta e em três dimensões, conforme ilustrado na Figura 36.

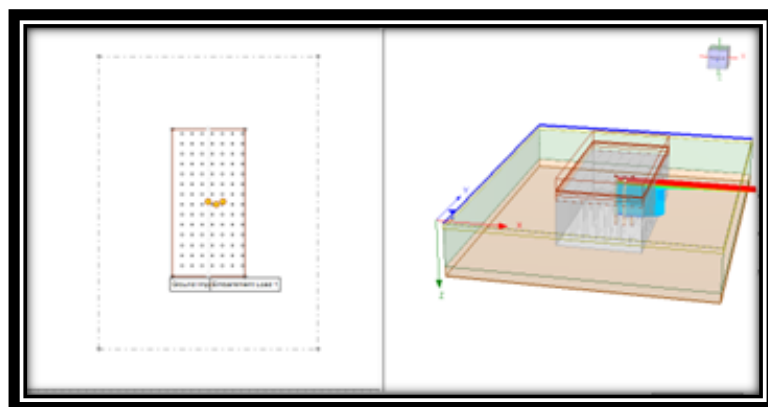


Figura 36 – Perspectiva em planta e 3D do aterro final após a inserção de todas as propriedades.

2.6.2 Rock and Soil 2D – RS2

O RS2 é um programa para análise de elementos finitos bidimensional, na qual é frequentemente utilizado para estruturas geotécnicas em aplicações civis ou de mineração. O programa é tanto utilizado para rochas quanto para solos, onde as análises são feitas pelo método de elementos finitos. De forma geral, o *software* é aplicado para projetos de túneis, fundações, escavações subterrâneas, escavações em superfície, estabilidades de taludes, aterros entre outros.

O fato de poder ser aplicado em diversas situações distintas, veem tornando o programa mais conhecido entre os engenheiros geotécnicos, apesar de ainda não ser largamente utilizado como, por exemplo, o programa PLAXIS (SILVA, 2020).

De forma inicial, após a inserção dos parâmetros de configurações básicas na aba *Project Settings*, são aplicados os limites bidimensionais da área em estudo, sendo possível com isso, a inserção das camadas e parâmetros do solo e materiais. Como o RS2 é calculado por meio do uso do MEF, é necessário a aplicação de uma malha na área estudada, podendo ser escolhido do tipo de elementos triangulares ou quadrangulares, além da quantidade de nós de deslocamento, sendo de 3 ou 6 para malha triangular e 4 ou 8 para malha quadrangular (SILVA, 2020).

Assim como na aplicação no SETTLE 3D, o programa RS2 também possui como uma das vantagens, a possibilidade de simular estágios distintos da fase da obra, até mesmo analisar recalques pós-constructivos. Além disso, para diferentes estágios, é possível implementar cargas diferentes em aterros, ou profundidades diferentes em uma escavação.

A aplicação do nível de água, como também a inserção de reforço, como é o caso dos geossintéticos, são outros elementos que promovem uma maior aproximação com a execução do aterro na obra.

Após a efetuação dos cálculos na aba de *Analysis e Compute*, foi possível analisar vários fatores da simulação na aba *Interpret*. onde as interpretações de deslocamento, deformações e tensões no solo foram retiradas e comparadas com as demais análises numéricas solicitadas no trabalho, bem como com monitoramento real.

Para a análise feitas no presente trabalho, foi utilizado o programa RS2 na sua versão 11.017.

2.6.2.1 Inserção dos parâmetros no software

Na Figura 38, é apresentado a aba *Project Setting* onde foram inseridas as unidades utilizadas nas análises no RS2. Destaca-se que para a análise dos recalques em função do tempo, os recalques gerados foram apresentados em centímetros e o tempo das análises em dias, essas mesmas observações foram aplicadas nas análises no SETTLE 3D.

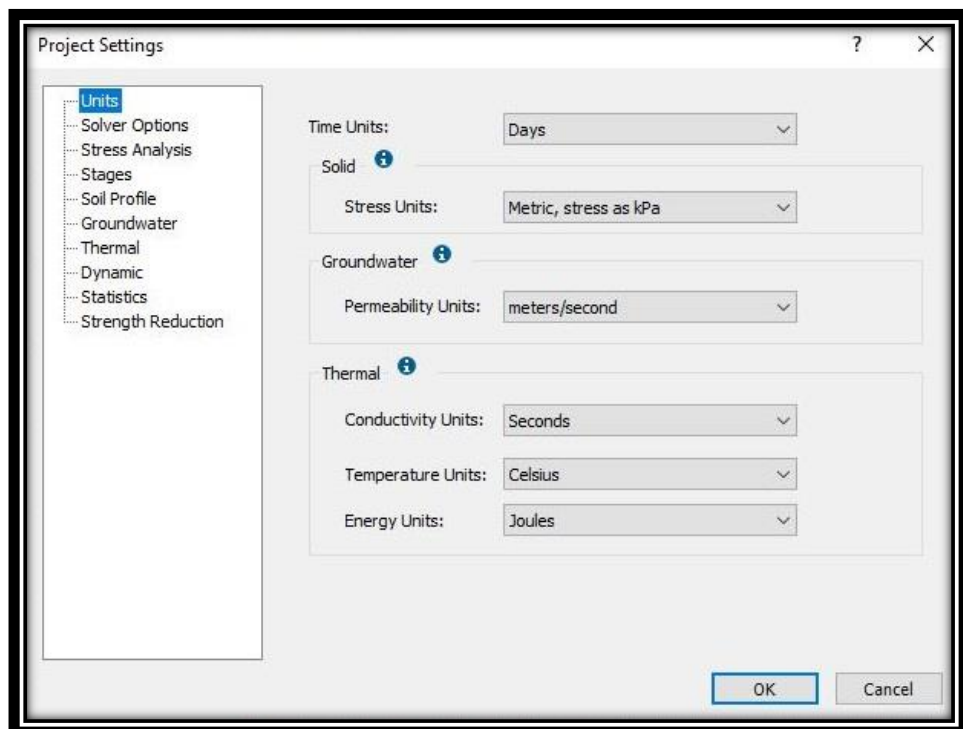


Figura 37 – Configurações iniciais no programa RS2.

Ainda na aba *Project Setting* no item *Stages*, os 9 estágios correspondentes as fases de construção e análises dos recalques foram aplicadas. Assim como feito no programa SETTLE 3D, os tempos pós-construtivos foram aplicados para 45, 60 e 90 dias, como forma de confrontar os valores obtidos com as outras análises numéricas.

Dentro da aba *Define material properties*, foram aplicadas as diversas camadas do solo com seus respectivos parâmetros. O programa admite diversos modelos para simular o comportamento do solo. Com base nos parâmetros encontrados em laboratório, para as análises realizadas nesse estudo foram empregados dois modelos: *Mohr Coulomb* e *Soft Soil*. Além disso, dentro dessa aba foram aplicadas as

propriedades referentes as diversas camadas do aterro e coluna, conforme apresentado na Figura 39 e 40.

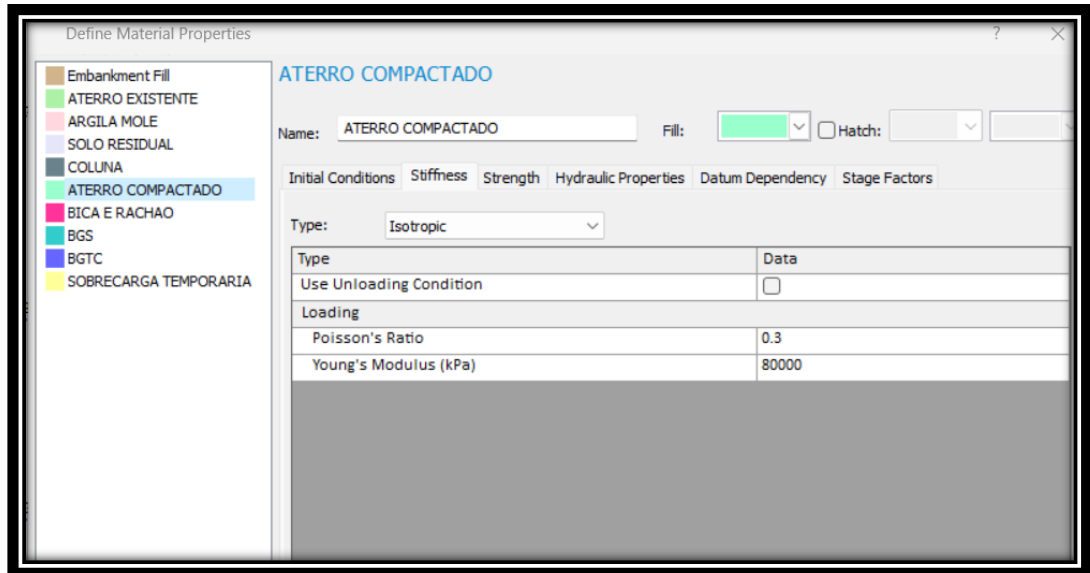


Figura 38 – Propriedades da camada de aterro compactado inseridas no RS2.

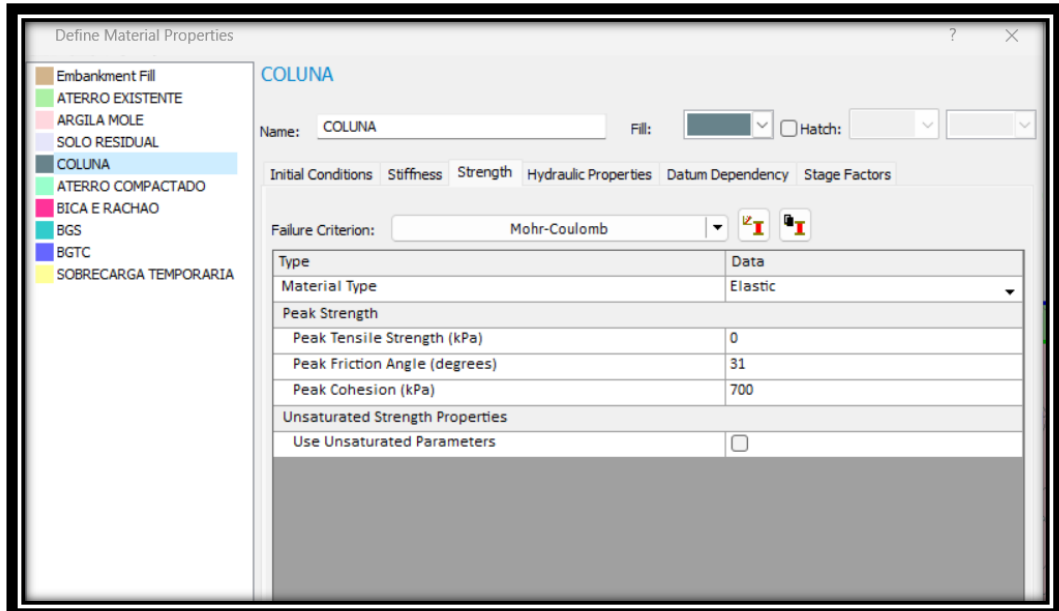


Figura 39 – Parâmetros geotécnicos das colunas de DSM inseridas no RS2.

Em sequência foram aplicados os vínculos respectivamente nas áreas limites, sendo permitido nos limites laterais apenas deformações verticais. Já dentro da aba

Mesh, foi selecionado o tipo de malha gradual, sendo posteriormente escolhido elementos triangulares de 6 nós.

No topo das colunas foi aplicado a geogrelha, com módulo de rigidez de 3000kN/m para uma deformação específica de 5%, conforme discutido no trabalho de Assis (2016). Além disso, foi adicionado ao topo das colunas a linha piezométrica.

A sequência construtiva da inserção das camadas do aterro, são ilustradas na Figura 41.

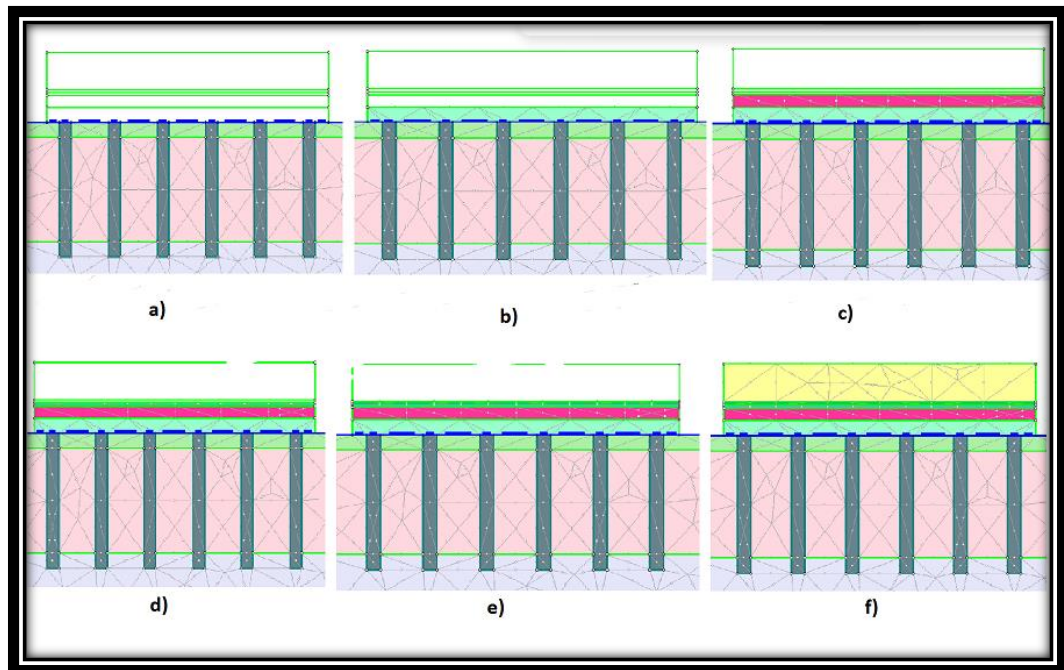


Figura 40 – Sequencia construtiva para formação do aterro: a) execução das colunas+ geogrelha; b) camada de aterro compactado; c) camada de bica + rachão ;d) camada de BGS; e) camada de BGTC; f) colocação da sobrecarga temporária.

Após a apresentação das metodologias aplicadas nas análises numéricas e analítica, o Capítulo 5 detalha os resultados encontrados, como forma de comparar com os valores obtidos nas análises do Plaxis 2D exposta no trabalho de Assis (2016) e no monitoramento real de campo.

3 RESULTADOS

Com base nas metodologias analíticas e numéricas, abordadas no Capítulo 2 . Nessa seção são apresentados os resultados do estudo em termos de recalque totais, tensões totais e efetivas e poropressão. Como forma de enriquecimento das análises, são confrontados os valores obtidos nesse trabalho com situações de campo e análise numérica feita anteriormente no trabalho de Assis (2016).

3.1 Análise das estimativas de recalque pelo método analítico

As análises dos recalques foram divididas em 3 situações. Para a análise 1, foi aplicado o módulo do compósito (M_{comp}), conforme descrito no manual FHWA. Já para a segunda análise, como forma de comparação dos resultados, aplicou-se o módulo de elasticidade das colunas estabelecido por Assis (2016) no programa Plaxis 2D, e na terceira análise foi estimado o valor do módulo de elasticidade das colunas (E_{dm}), a partir dos recalques limites obtidos no monitoramento de campo.

3.1.1 Análise 1 – Estimativa dos recalques aplicando o M_{comp} do manual

Com base na metodologia apresentada no manual FHWA, detalhado no Capítulo 2, a estimativa de recalque foi obtida por meio dos seguintes passos:

- **Etapa 1:** Carregamento sobre as colunas de DSM (q)

De acordo com os parâmetros geotécnicos referente a cada camada do aterro sobre as colunas de DSM e suas respectivas espessuras, foram calculados os carregamentos gerados, sendo considerado como carregamento total, a soma referente a parcela de cada camada sobre as colunas, como apresentado na Tabela 15.

Tabela 15 – Carregamento aplicado sobre as colunas.

Camada	Espessura (m)	Peso específico (kN/m ³)	q (kN/m ²)
Sobrecarga Temporária	2,50	19,00	47,5
BGTC	0,20	22,00	4,40
BGS	0,30	20,00	6,00
Rachão	0,20	22,00	4,40
Bica	0,50	20,00	10,00
Aterro Compactado	1,00	20,00	20,00
Total	4,70		92,30

- **Etapa 2:** Determinação do módulo de elasticidade do compósito (M_{comp})

De acordo com a equação (2), apresentada no Capítulo 2, para a determinação do M_{comp} , é necessário inicialmente estabelecer qual a metodologia de mistura foi aplicada na execução das colunas de DSM. Como já mencionado, para a execução do aterro em análise, foi adotado o método úmido (*wet mixing*), sendo, portanto, aplicado a equação (4) para a determinação do módulo de elasticidade das colunas (E_{dm}). Para o valor de resistência média foi adotado o valor de 1,40 Mpa, assim como proposto no trabalho de Assis (2016). Esse valor de resistência foi verificado nos ensaios laboratoriais realizados para a mistura da calda, com consumo de cimento de 300kg/m³ de solo tratado. Mais detalhes dos ensaios laboratoriais podem ser vistos na dissertação de Machado (2016) pela UFRJ.

Portanto, o módulo de elasticidade das colunas de DSM, corresponde ao seguinte valor:

$$E_{dm} = 300 \times 1,40 \text{ Mpa} = 420 \text{ MPa ou } 4,2 \times 10^5 \text{ kPa}$$

Em seguida, para o cálculo do $a_{s,center}$, foi aplicado a equação (5), e inseridos o espaçamento entre colunas e seu respectivo diâmetro fornecido na Tabela 11. Obtendo o seguinte resultado:

$$a_{s,center} = \frac{\pi d^2}{4(s_{center})^2} = \frac{\pi(0,80m)^2}{4(2,5m)^2} = 0,08$$

Para determinação do módulo de elasticidade do solo (M_{soil}), alerta-se que dentro do trabalho de Assis (2016), verificou-se que para a determinação dos parâmetros geotécnicos da argila mole foram feitos 4 furos em diferentes profundidades do depósito argiloso e em seguida feita uma análise quanto a qualidade das amostras através dos critérios de avaliação proposta por LUNNE et al. (1997) e OLIVEIRA (2022), sendo os resultados alcançados expostos na Tabela 16.

Tabela 16 - Avaliação da qualidade das amostras por LUNNE et al. (1997) e OLIVEIRA (2002). (Modificado de Assis, 2016).

FURO	e_0	$\Delta e/e_0$	Oliveira (2002)	Lunne et al. (1997)
1	2,3	0,103	Pobre	Pobre
2	2,68	0,034	Muito Boa	Muito Boa
3	2,95	0,098	Podre	Pobre
4	3,42	0,075	Boa	Pobre

Pelos resultados na Tabela 16 verificou-se que tanto no critério proposto por LUNNE et al. (1997) quanto por OLIVEIRA (2002) a amostra correspondente ao furo 2, foi classificada como de muito boa qualidade, sendo então utilizada para determinação da estimativa do módulo de elasticidade da argila (M_{argila}). De acordo com Assis (2016) a não qualificação das demais amostras (Furo 1, 2 e 3) pode estar relacionada ao processo de amostragem e ou transporte que poderiam ter ocasionado algum tipo de amolgamento no material ensaiado.

Logo, em face dos critérios apresentados, na Tabela 17 são apresentados os parâmetros geotécnicos resultantes do ensaio de adensamento nas 4 amostras extraídas do depósito argiloso, sendo enfatizado o coeficiente de deformação volumétrica da argila ($m_{vargila}$) no Furo 2, necessário para os demais cálculos a seguir.

Tabela 17 – Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento.

(Modificado de Assis, 2016).

Parâmetro	Furo 1	Furo 2	Furo 3	Furo 4
C_c	1,2	1,34	2,03	2,66
C_r	0,14	0,17	0,16	0,29
M_v	0,33	0,43	0,4	0,43
e_r	2,56	2,78	3,27	3,7
γ	14,54	13,63	13,09	12,72
G_s	2,54	2,54	2,53	2,53

Com a determinação do $m_{vargila}$, pode-se obter o módulo de elasticidade da argila mole (M_{argila}), com base na expressão:

$$M_{argila} = \frac{1}{m_{vargila}} = \frac{1}{0,43 \text{ mPa}} = 2,33 \times 10^3 \text{ kPa}$$

No entanto, em virtude de as colunas de solo-cimento atravessarem 1 metro da camada de aterro existente, foi considerado também a adoção do módulo de elasticidade do aterro existente, na qual foi apresentado anteriormente na Tabela 13, correspondente a $E_{50} = 10 \text{ mPa}$ ou $10 \times 10^3 \text{ kPa}$.

Para melhor entendimento acerca dos parâmetros utilizados para estimativa do módulo de elasticidade, verifica-se a Figura 41.

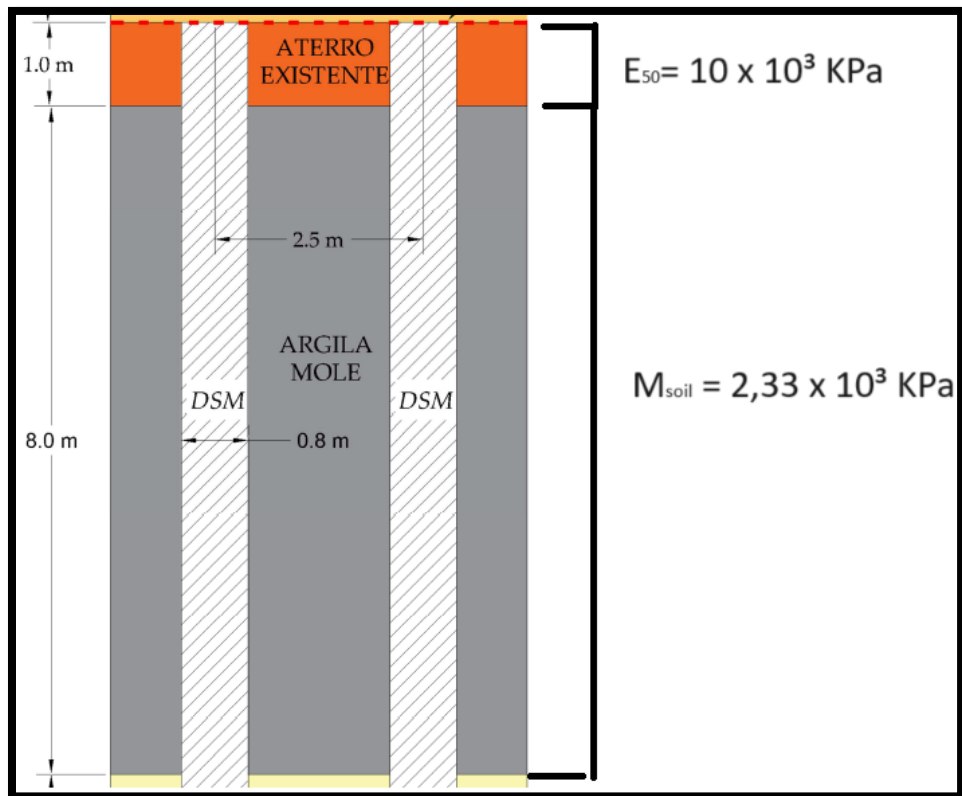


Figura 41 – Módulo de Elasticidade das camadas de solo em relação a profundidade de assentamento das colunas de DSM.

Logo, a obtenção do módulo de elasticidade do solo (M_{soil}), foi estimada com base na seguinte média ponderada:

$$M_{soil} = \frac{(10 \times 10^3 \text{ kPa} \times 1\text{m}) + (2,33 \times 10^3 \text{ kPa} \times 8\text{m})}{9\text{m}} = 3,18 \times 10^3 \text{ kPa}$$

Substituindo os valores encontrados na equação (2), encontra-se o seguinte valor de M_{comp} :

$$M_{comp} = (0,08 \times 4,2 \times 10^5 \text{ kPa}) + \{(1 - 0,08) \times 3,18 \times 10^3 \text{ kPa}\} = 36525,60 \text{ kPa}$$

- **Etapa 3:** Determinação da estimativa de recalque pelo método analítico

Logo, substituindo os valores encontrados na equação (1), obteve-se a seguinte estimativa de recalque:

$$\Delta H_{dm} = H_{dm} \times \frac{q}{M_{comp}} = 8m \times \frac{92,30 \text{ kPa}}{36525,60 \text{ kPa}} = \mathbf{0,0204m \text{ ou } \cong 2,04 \text{ cm}}$$

3.1.2 Análise 2 – Estimativa dos recalques aplicando o M_{comp} do Plaxis 2D.

Para a segunda análise foi aplicado na equação (2), o módulo de elasticidade das colunas (E_{dm}) estabelecido no trabalho de Assis (2016) de $E_{dm} = 165 \text{ MPa}$, obtendo o seguinte M_{comp} :

$$M_{comp} = (0,08 \times 1,65 \times 10^5 \text{ kPa}) + \{(1 - 0,08) \times 3,18 \times 10^3 \text{ kPa}\} = 16.125,60 \text{ kPa}$$

Estabelecendo assim, o recalque total de:

$$\Delta H_{dm} = H_{dm} \times \frac{q}{M_{comp}} = 8m \times \frac{92,30 \text{ kPa}}{16125,60 \text{ kPa}} = \mathbf{0,046 \text{ m ou } \cong 4,6 \text{ cm}}$$

Nota-se que a obtenção do módulo de elasticidade proposto pelo manual FHWA resultou em colunas aproximadamente 2,5 vezes mais rígidas do que as colunas inseridas no trabalho de Assis (2016). Conseqüentemente, os recalques totais obtidos no programa Plaxis 2D mais que dobraram quando comparados com os recalques gerados através da metodologia analítica do manual americano. No entanto, em ambas as situações os recalques gerados apresentaram-se dentro da faixa estimada no monitoramento de campo.

3.1.3 Análise 3 – Estimativa do E_{dm} a partir dos recalques limites obtidos no monitoramento de campo

As placas de recalque colocadas no Aterro Teste 2, obtiveram valores entre 2,0 a 5,0 cm de deformação. Assim, pode-se estimar a faixa do E_{dm} , a partir das seguintes operações:

$$\Delta H_{dm} = H_{dm} \times \frac{q}{M_{comp}} \rightarrow M_{comp} = H_{dm} \times \frac{q}{\Delta H_{dm}}$$

- **Limite inferior do módulo de elasticidade:**

Como o módulo de elasticidade do compósito é inversamente proporcional aos recalques gerados, o valor mínimo estimado para o M_{comp} foi encontrado através da aplicação dos recalques máximos obtidos em campo (5,0 cm). Logo, o limite inferior do módulo de elasticidade das colunas (E_{dm}) pode ser estimado a partir da seguinte sequência de cálculos:

$$0,050m = 8m \times \frac{92,30kPa}{M_{comp}}$$

$$M_{comp} = 14768,00 kPa$$

A partir do M_{comp} foi possível através de processo inverso, estimar o módulo de elasticidade mínimo ($E_{dminimo}$):

$$M_{comp} = a_{s,center} \times E_{dm} + (1 - a_{s,center}) \times M_{soil}$$

$$\frac{M_{comp} - \{(1 - a_{s,center}) \times M_{soil}\}}{a_{s,center}} = E_{dm}$$

$$\frac{14,768 \times 10^3 kPa - \{(1 - 0,08) \times 3,18 \times 10^3 kPa\}}{0,08} = E_{dm}$$

$$E_{dminimo} = 146.905 kPa \text{ ou } 147 \text{ Mpa}$$

- **Limite superior do módulo de elasticidade:**

Adotando-se os mesmos procedimentos estabelecidos anteriormente, foi possível a obtenção do módulo de elasticidade máximo das colunas ($E_{dmáximo}$):

$$0,020m = 8m \times \frac{92,30kPa}{M_{comp}}$$

$$M_{comp} = 36920,00 kPa$$

A partir do M_{comp} foi possível através de processo inverso, estimar o módulo de elasticidade máximo:

$$M_{comp} = a_{s,center} \times E_{dm} + (1 - a_{s,center}) \times M_{soil}$$

$$\frac{M_{comp} - \{(1 - a_{s,center}) \times M_{soil}\}}{a_{s,center}} = E_{dm}$$

$$\frac{36,92 \times 10^3 kPa - \{(1 - 0,08) \times 3,18 \times 10^3 kPa\}}{0,08} = E_{dm}$$

$$E_{dmaximo} = 424.930 kPa \text{ ou } \mathbf{425 Mpa}$$

Pelos resultados apresentados, observou-se que tanto o E_{dm} aplicado na análise feita no Plaxis 2D (165 Mpa), quanto o valor obtido pelo método úmido das colunas (420 Mpa), se encaixavam dentro da faixa de valores obtidos com o auxílio dos valores máximo e mínimo de recalque.

3.1.4 Considerações Finais sobre o método analítico

O método analítico estabelecido no manual FHWA apresentou boa convergência com os valores obtidos no monitoramento de campo. Para a primeira análise, aplicando a média ponderada na estimativa do módulo de elasticidade do compósito, o resultado encontrado obteve-se próximo do recalque mínimo estabelecido nas placas, que foi de 2,0 cm.

Para a segunda análise, aplicando o módulo de elasticidade das colunas utilizado na análise numérica do Plaxis 2D (165 Mpa), os recalques mais que dobraram de valor (4,60 cm), porém ainda dentro da faixa dos valores encontrados na instrumentação de campo (2,0 a 5,0 cm), ressalta-se que pela metodologia descrita no manual os resultados apresentaram colunas bem mais rígidas do que na análise numérica utilizada no Plaxis 2D.

Na terceira análise, com o intuito de averiguar se a estimativa do módulo de elasticidade das colunas de DSM, encontrado com base nas equações fornecidas no método do manual, se encontrava dentro da faixa do monitoramento real das deformações, foi necessário a resolução da equação do manual FHWA de maneira inversa, obtendo como limite mínimo do E_{dm} , o valor de 147 Mpa, e limite máximo de 425 Mpa. Dessa maneira, constatou-se que tanto o valor aplicado no trabalho de Assis (2016) (165 Mpa), quanto o valor estimado pelo manual FHWA (420 Mpa) apresentaram-se dentro da faixa limite estabelecida de acordo com a resolução das equações.

Apesar de algumas considerações feitas na resolução pelo método analítico, a equação fornecida apresentou boa concordância com situação real de campo, ratificando o seu largo uso dentro da aplicação geotécnica por colunas de DSM. Apesar de divergências encontradas com a análise numérica Plaxis 2D, os valores obtidos se encontravam dentro da faixa de campo.

Como forma de comparar os valores de recalque, excesso de poropressão e tensões estabelecidas com as análises numérica pelo Plaxis 2D, realizado no trabalho de Assis (2016), as análises numéricas seguintes foram aplicadas o valor de 165 Mpa para as colunas de DSM. Além disso, constatou-se com as análises anteriores que os valores fornecidos no referido trabalho se apresentaram dentro da faixa limite, o que ratificou o seu uso nas análises a seguir. Adicionalmente, os resultados de

monitoramento de campo também foram expostos como forma de estabelecer a convergência ou não com as análises numéricas.

3.2 Análises dos resultados pelo *software* SETTLE 3D

3.2.1 Análise 1– Recalques totais

Para a análise dos recalques totais foi inicialmente aplicado ao software SETTLE 3D, um ponto localizado no topo da coluna de DSM no centro do aterro, em seguida pôde-se comparar os valores obtidos com as placas de recalque: PR 01, PR 03 e PR 11 situadas sobre as colunas. As placas PR 01 e PR 03 tiveram média de recalque em torno de 4,70 cm, já a placa PR 11 o valor obtido de recalque foi de aproximadamente 2,60 cm. Na análise feita no Plaxis 2D, Assis (2016) constatou valores de recalque em torno de 4,0 cm, aproximando-se assim dos resultados fornecidos pelas PR 01 e 03. Para o SETTLE 3D, os recalques máximos gerados no topo da coluna obtiveram valor em torno de 5,45 cm, valor este superior as demais análises.

A comparação entre os recalques encontrados nas ferramentas numéricas e monitoramento de campo estão ilustradas na Figura 42. Além disso, pode-se verificar o comportamento dos recalques à medida que ocorreu o avanço na construção do aterro, além das deformações geradas nas fases pós-construtiva. Durante a fase de aplicação de carregamento todas as curvas apresentaram acentuada inclinação, constatando a instabilidade das deformações com a inserção das camadas do pavimento.

Ressalta-se que a curva que representa a análise feita pelo SETTLE 3D (pontilhada em azul), observou-se as maiores deformações desde a inserção das primeiras camadas do pavimento. Já para a análise feita no PLAXIS 2D (linha amarela), constatou-se uma maior convergência com os resultados obtidos nas placas de recalque no período de 30 dias. Após a aplicação da sobrecarga temporária, os resultados encontrados no SETTLE 3D, estiveram bem próximo do monitoramento feito na placa PR 03. Todavia após esse curto período, as magnitudes apresentadas na análise numérica em questão, continuaram crescendo até a sua estabilização próxima dos 45 dias.

No monitoramento de campo as placas de recalque obtiveram a estabilização dos recalques logo após a inserção da sobrecarga temporária, essa observação também foi encontrada na ferramenta Plaxis 2D. Na PR 11, a magnitude dos recalques se apresentou próxima dos demais valores até os 30 dias, porém nas fases pós-constructivas foi observado valores bem inferiores comparado as outras análises. Como exposto anteriormente, por limitações do programa, as análises obtidas por meio do SETTLE 3D, não tiveram aplicação da geogrelha, o que pode ser levantado como uma das possibilidades para a discrepância de valores com as outras curvas.

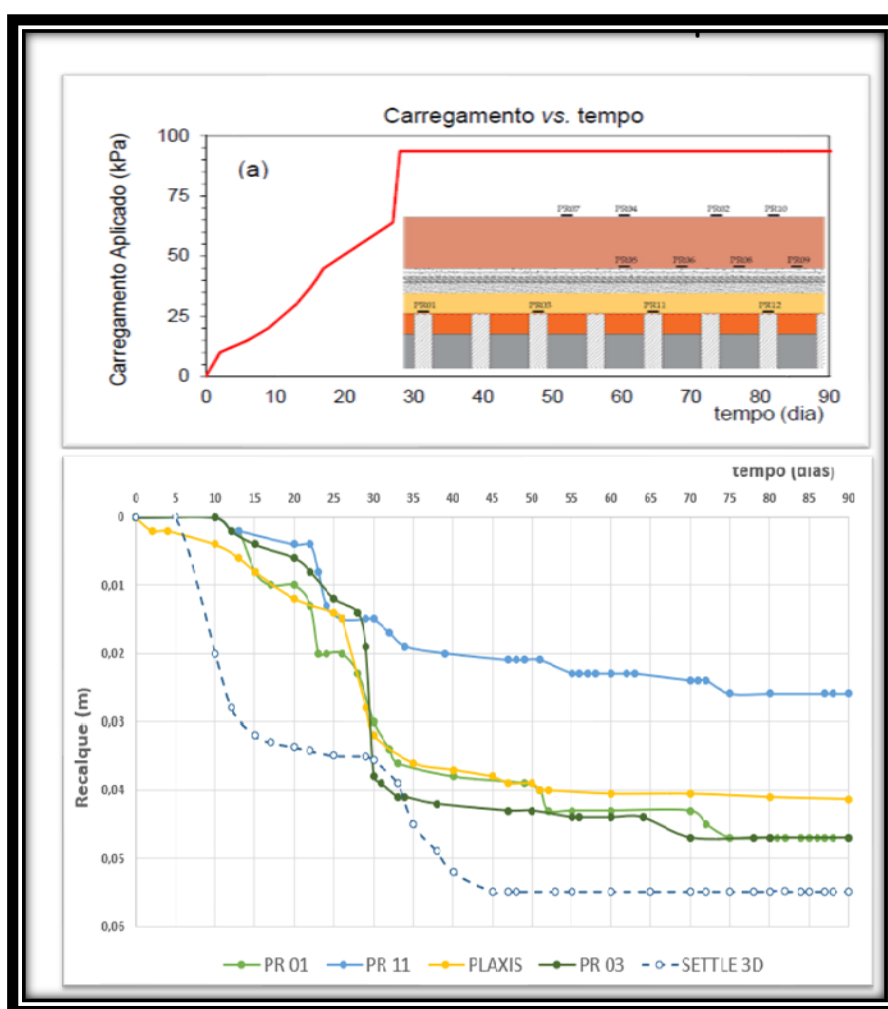


Figura 42 – Resultado dos recalques totais no topo das colunas para as PR 01, 03 e 11 e as análises numéricas no Plaxis 2D e SETTLE 3D.

A Figura 43 ilustra o gráfico recalque versus tempo para os valores médios obtidos através das placas de recalque: PR01, 03 e 11, além das análises numéricas

obtidas por meio do Plaxis 2D e SETTLE 3D. Assim como constatado na análise anterior, a ferramenta numérica Plaxis 2D, obteve maior convergência com os valores obtidos de campo, se aproximando aos 90 dias com recalque total em torno de 4,0 cm. Já a curva representativa do SETTLE 3D, obteve maior convergência com as outras duas curvas no período construtivo final, tendo novamente acentuada discrepância no período pós-construtivo.

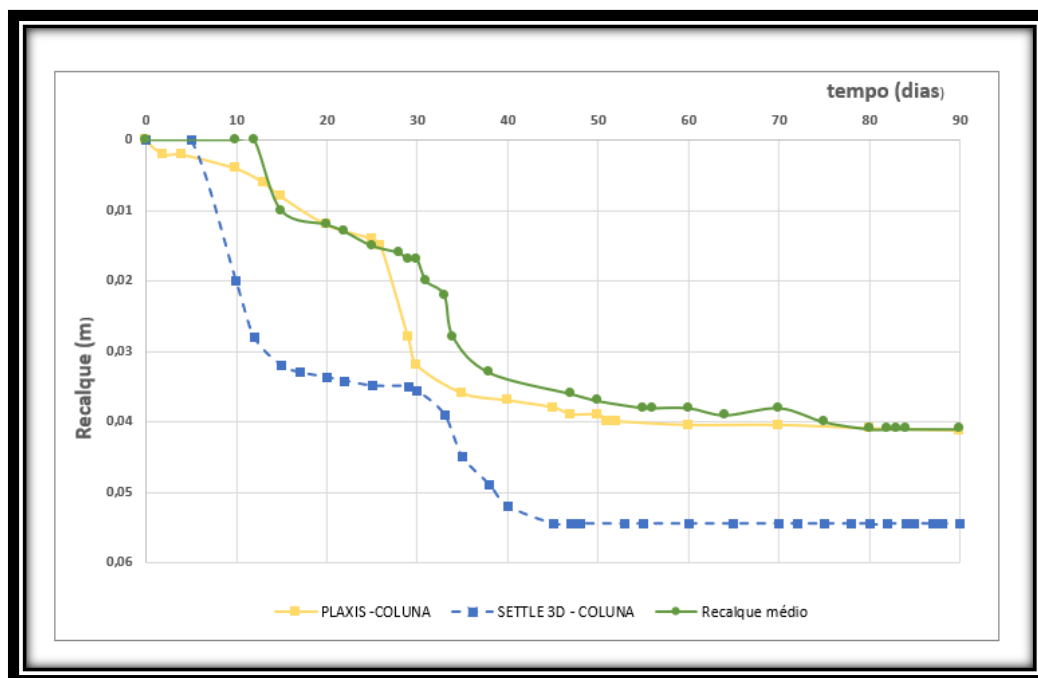


Figura 43 – Comparação entre os recalques médio (PR 01, PR 03, PR 11) e as análises numéricas no Plaxis 2D e SETTLE 3D.

Na Figura 44, é apresentado a intensidade dos recalques vista em planta e 3D, verificou-se pela figura que quanto mais próximo do centro do aterro, maiores são as deformações ocorridas. A figura apresenta as deformações no estágio final do estudo (90 dias), demonstrando o processo de adensamento já estabilizado.

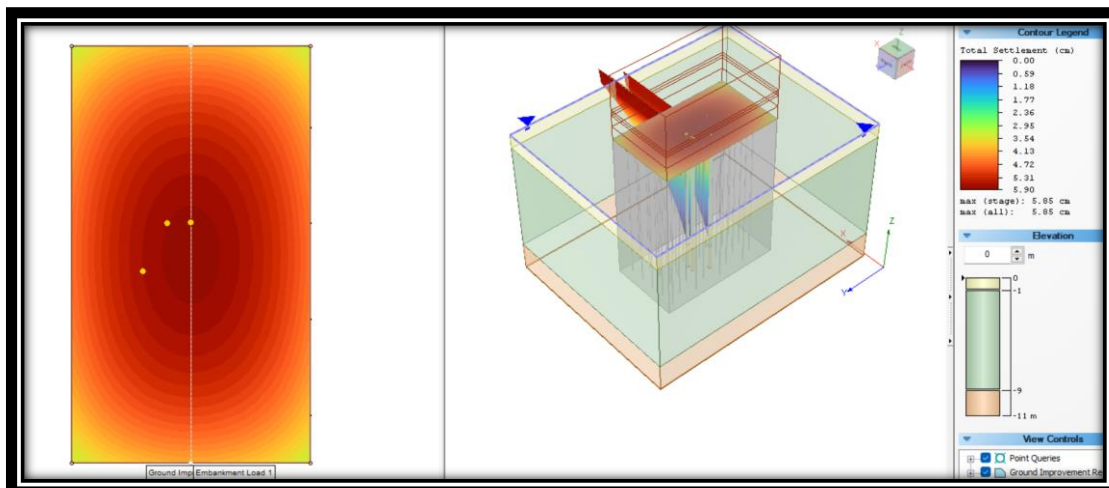


Figura 44 – Deformações vista em Planta e em 3D.

A Figura 45 ilustra a curva recalque versus tempo em um ponto localizado na superfície do terreno (cota 0) e no vão entre as colunas. O comportamento verificado é semelhante a Figura 68, no entanto a magnitude apresentada foi ligeiramente maior, apresentando como deformação máxima 5,85 cm. Dois intervalos de tempo ganharam destaque na evolução dos recalques:

- No primeiro período entre 5 a 20 dias: Desde a execução das colunas até a finalização da camada de BGTC, os recalques evoluíram de 0 até 3,60 cm;
- No segundo período entre 30 a 45 dias: Depois da aplicação dos recalques até o primeiro ponto de análise pós-constructivo, os recalques evoluíram de 3,70 cm até 5,85 cm, seguido da sua estabilização final.

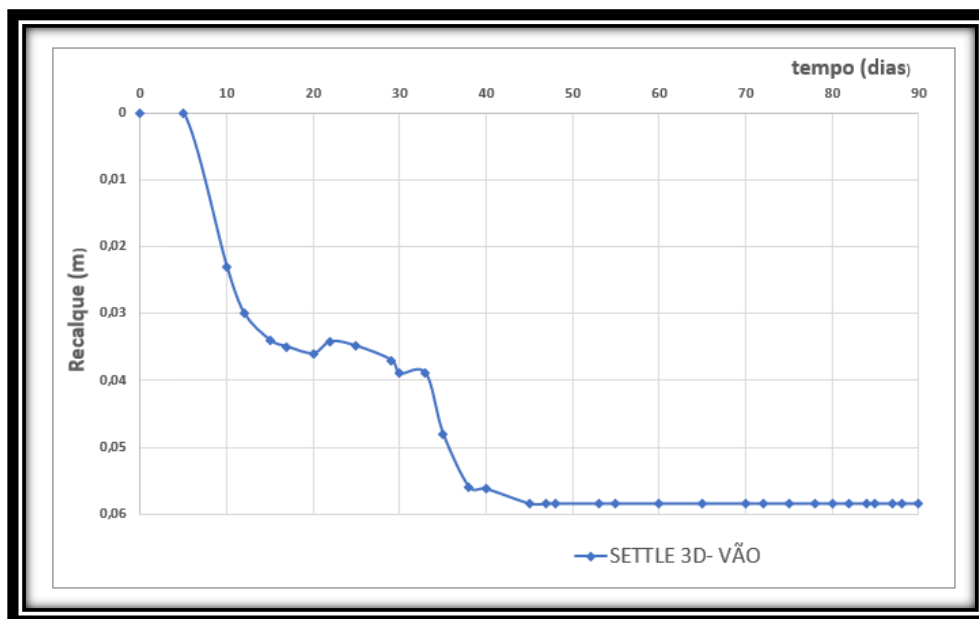


Figura 45 – curva recalque versus tempo para ponto localizado no vão entre as colunas.

A Figura 46 ilustra o comportamento dos recalques em relação ao tempo para dois pontos localizados na superfície do terreno (cota 0), em confronto com os valores obtidos na instrumentação de campo pelas placas de recalque PR 01, 03 e 11. A curva amarela representa um ponto no topo da coluna, com recalque máximo de 5,45 cm. Já a curva vermelha ilustra o comportamento dos recalques em um ponto localizado no vão entre as colunas, com magnitude máxima de 5,85 cm. Em ambos os casos, os pontos estão localizados o mais próximo do eixo do aterro. Na curva verde observa-se os recalques médios obtidos pela instrumentação de campo PR 01, 03 e 11, com magnitude máxima em torno de 4,00 cm.

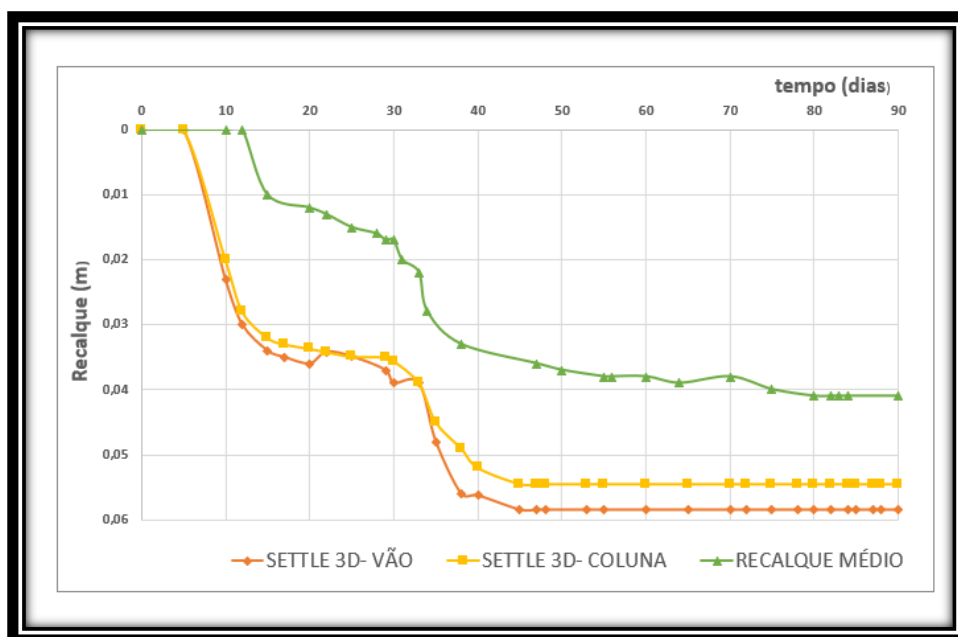


Figura 46 – Curva do recalque versus tempo para pontos localizados no topo da coluna e no vão comparados com os recalques médios pela instrumentação de campo (PR 01 , 03 e 11).

Pelas duas análises numéricas foi observado que a magnitude das deformações foram praticamente a mesma até a colocação da sobrecarga temporária. Para o período pós-construtivo, verificou-se uma maior deformação entre os vãos das colunas, constatando, assim como apresentado na metodologia analítica, uma maior rigidez das colunas de DSM em detrimento ao solo natural.

A Figura 47 apresenta a vista em planta da evolução dos recalques à medida que vai aumentando o carregamento. Na etapa de execução das colunas não houveram deformações significativas no solo, o mesmo aconteceu no instante da aplicação da camada de aterro compactado no período dos 5 primeiros (Figura 47.a e b). Já na aplicação da camada de bica + rachão, os recalques chegaram entorno de 2,20 cm (Figura 47.c), passando para 3,36 cm (Figura 47.d) com aplicação do BGS, e elevando para 3,58 cm com a camada de BGTC em 20 dias (Figura 47.d). No final da fase de construção chegou-se à magnitude de 3,78 cm com a colocação da sobrecarga temporária. Foi no início da fase pós-construtivas que ocorreram a máxima magnitude dos recalques, chegando em 45 dias a 5,85 cm e mantendo esse valor até o final do monitoramento (figura 47.g, h,i).

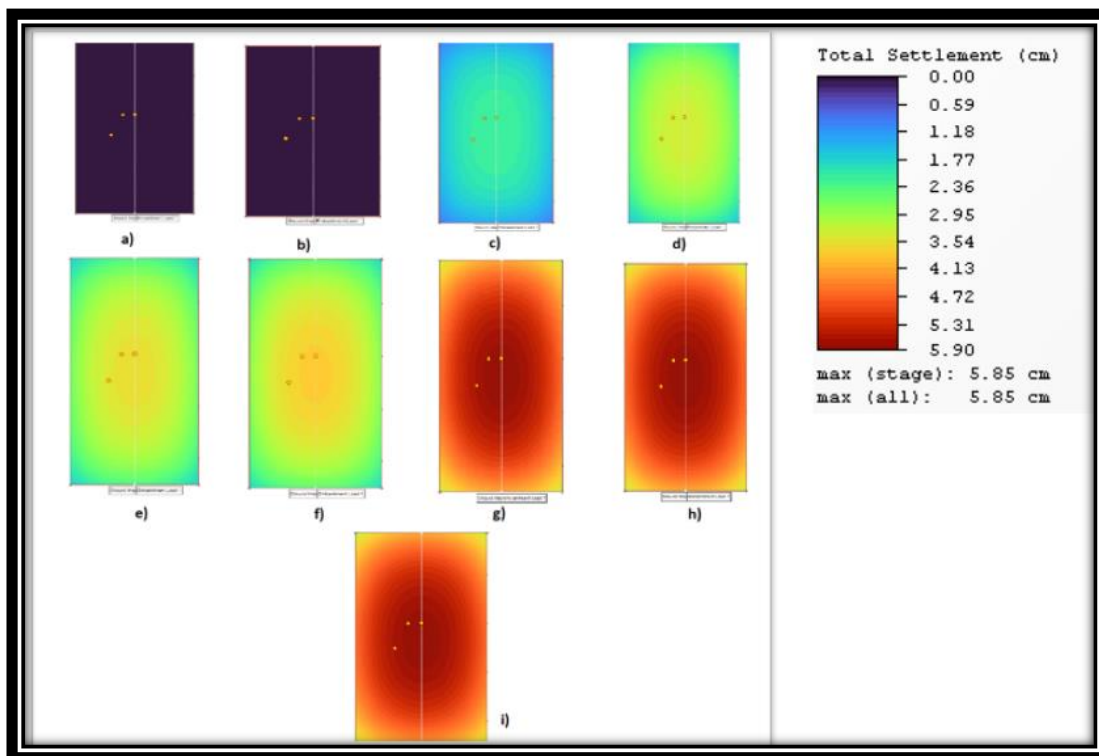


Figura 47 – Evolução dos recalques: a) 0 dias; b) 5 dias; c) 10 dias; d) 15 dias; e) 20 dias; f) 30 dias; g) 45 dias; h) 60 dias i) 90 dias .

A evolução dos recalques com o tempo apresentado na figura anterior, pode ser explicado pela teoria do adensamento proposta por Terzaghi. Inicialmente, a solicitação de carga até a execução da camada de aterro compactado gerou uma mobilização de tensões, suportada inicialmente pela água. Com o passar do tempo e o aumento do peso do aterro, possibilitaram que as tensões aplicadas fossem gradualmente transferidas para o arcabouço sólido, resultando assim em aumento das tensões efetivas concomitantemente com dissipação do excesso de poropressão. Como forma de ratificar a teoria do adensamento no solo em estudo, foram adicionalmente elaboradas análises de excesso de poropressão e tensões, apresentadas a seguir.

Ressalta-se que o valor de recalque máximo obtido pelo programa ficou 1,25 cm acima do valor encontrado pelo método analítico, quando aplicado o mesmo módulo de elasticidade das colunas de DSM de 165 MPa. Valor este considerado satisfatório no trabalho, tendo em vista as variabilidades geotécnicas aplicadas.

3.2.2 Análise 2 – Excesso de poropressão

A Figura 48 apresenta o excesso de poropressão gerado para cada estágio do aterro em relação a profundidade. Para análise do gráfico foi necessário a aplicação de um ponto (*Query Point 2*) localizado no centro do aterro. Corroborando com os gráficos apresentados nas análises de recalque, verificou-se que no período de inserção das colunas praticamente não houveram mobilizações significativas das partículas de água ao longo da profundidade. Porém, na colocação de 1,0 m de aterro compactado observou-se através do gráfico um leve excesso de poropressão (curva azul claro) principalmente em profundidades mais próximas da superfície.

Após um intervalo de 5 dias o processo de dissipação do excesso de poropressão já estava em curso, esse processo de aumento e diminuição do excesso de poropressão se mantém nos intervalos seguintes, até chegar ao seu ponto máximo com aplicação da sobrecarga temporária. Verificou-se com essa análise a efetividade da sobrecarga na aceleração dos recalques, possibilitando a chegada do ponto máximo de recalques em um intervalo de tempo coerente com a necessidade do projeto. Para o período pós- construtivo, apresentado pela curva azul escuro, não foi constatado mais excesso de poropressão, o que pode ser entendido de acordo com a teoria do adensamento, em estabilização das deformações.

Outro ponto de destaque da Figura 48 consiste na influência do carregamento ao longo da profundidade do solo. Em conformidade com a teoria já mencionada, para regiões mais próximas da superfície, observou-se a máxima mobilização das partículas do solo, em contrapartida esse efeito torna reduzido à medida que vai se aprofundando nas camadas, tendo efeito mínimo na camada de solo residual.

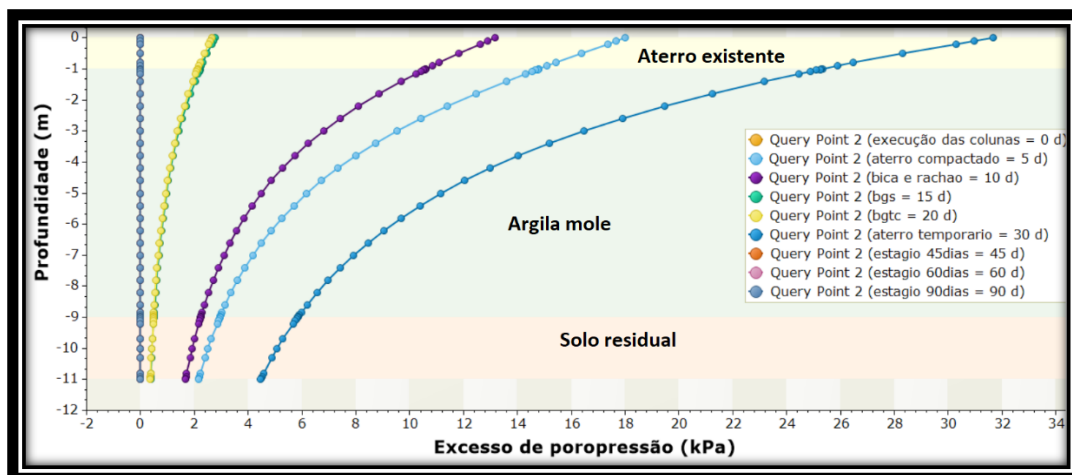


Figura 48 – Perfil do excesso de poropressão para os estágios em análise.

Na Figura 49, observou-se o comportamento do excesso de poropressão em relação aos estágios de construção do aterro. Destaca-se a mobilização das partículas já no período do aterro compactado, seguida de uma dissipação das poropressões logo em seguida, comprovando o crescimento dos recalques nesse período demonstrado na análise dos recalques. Logo em seguida, ocorreu o aumento máximo do excesso de poropressão com a aplicação da sobrecarga temporária, sendo verificado em seguida a dissipação das poropressões chegando a sua estabilização.

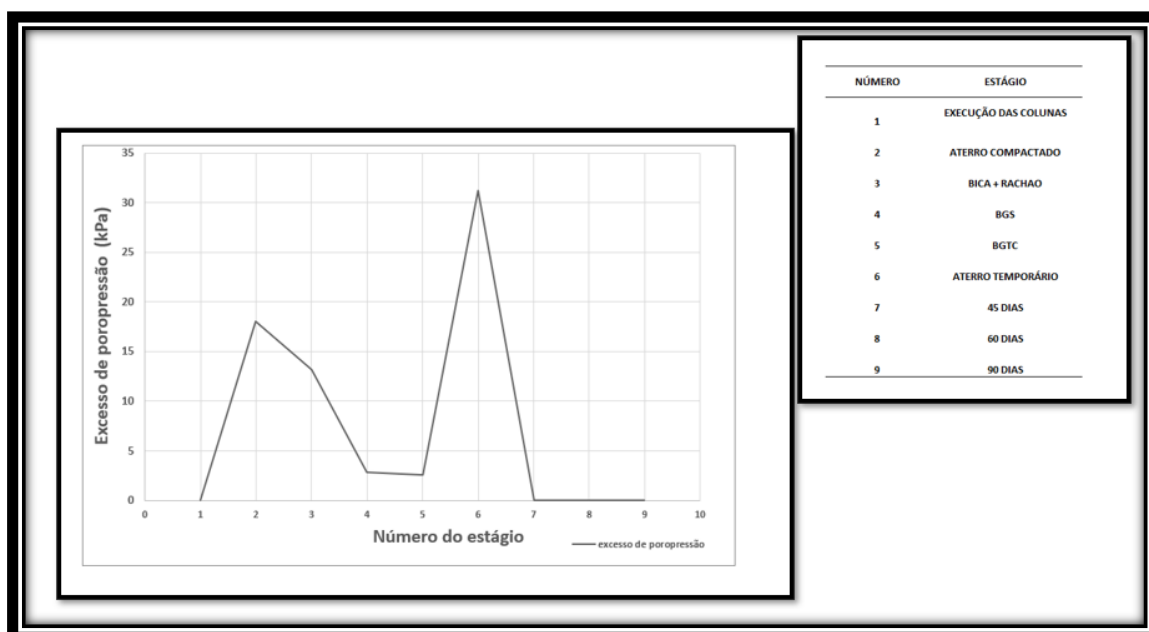


Figura 49 – Excesso de poropressão versus número do estágio para análise do aterro.

A evolução do excesso de poropressão com o tempo pode ser vista em planta, conforme ilustrado na Figura 50. Desde a colocação das colunas representado na Figura 50.a), passando por aumento e diminuição da intensidade do excesso das poropressões (50.b, 50.c, 50.d), até a chegada de sua intensidade máxima com a inserção da sobrecarga (50.e). Assim como já mencionado anteriormente nos períodos pós-constitutivos (50.g, 50.h, 50.i) foram verificados valores mínimos do excesso de poropressão, constatando o ocorrência do processo de estabilização das deformações no local.

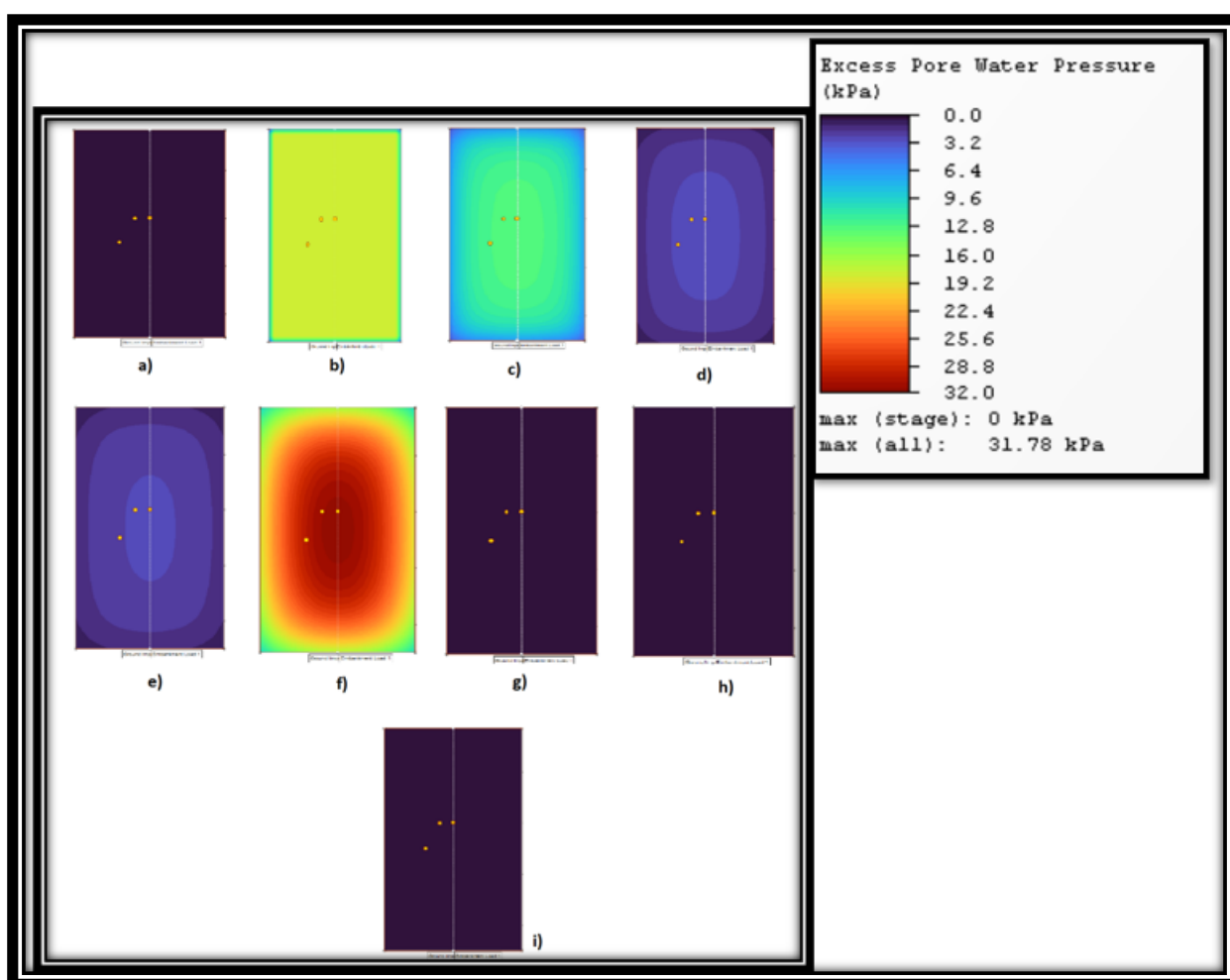


Figura 50 – Evolução do excesso de poropressão: a) 0 dias; b) 5 dias; c) 10 dias; d) 15 dias; e) 20 dias; f) 30 dias; g) 45 dias; h) 60dias ; i) 90 dias.

3.2.3 Análise 3 – Tensões Efetivas.

A Figura 51 apresenta as tensões efetivas geradas para cada estágio do aterro em relação a profundidade do solo. Assim como na análise do excesso de poropressão, foi analisado para um mesmo ponto no centro do aterro (*Query Point 2*). Assim como explanado na teoria do adensamento, verificou-se um comportamento oposto ao excesso de poropressão. À medida que o excesso de poropressão foi sendo dissipado, ocorreram aumento das tensões efetivas, o que pode ser interpretado na prática, como aumento de resistência do solo.

Outro ponto a ser levantado, consiste no aumento das tensões efetivas nos solos subjacente e sobrejacente a camada argilosa, situação essa evidenciada nas fases pós-construtivas, onde a maior permeabilidade dessas camadas, possibilitou o ganho de resistência de forma mais rápida que no depósito argiloso. Como o adensamento acontece de maneira lenta e gradual em solos argilosos, as partículas da água possuem grande dificuldade em escoar para regiões de maior permeabilidade, essa análise pode ser constatada na figura abaixo, através da curvatura mais acentuada em regiões mais impermeáveis. Em contrapartida, os solos sobrejacente e subjacente ao solo mole, apresentaram maior rapidez na expulsão da água dos vazios do solo, aumentando assim a tensão efetiva.

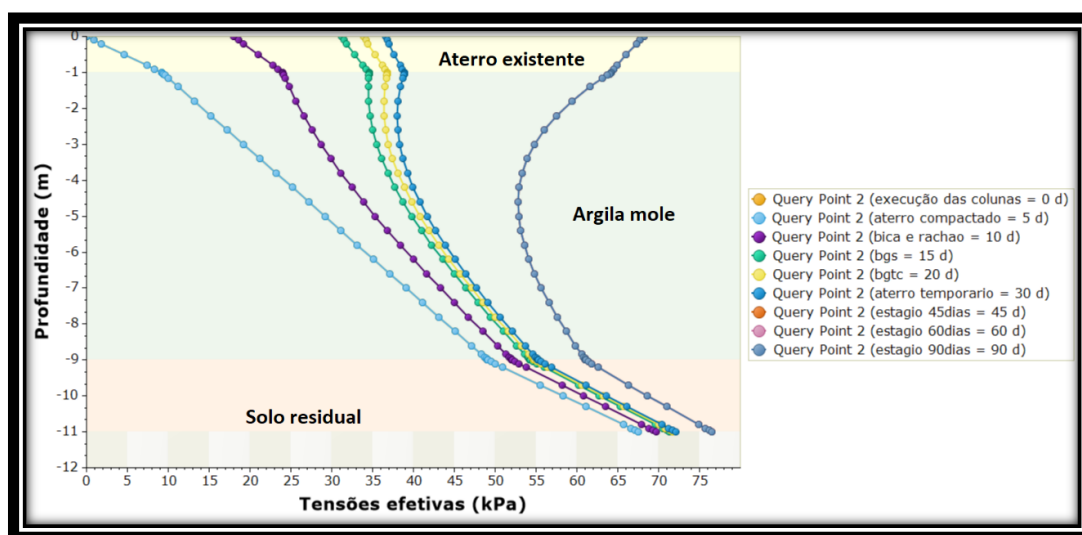


Figura 51 – Relação entre Tensão efetiva versus Profundidade para os estágios em análise.

3.2.4 Análise 4 – Tensões Totais.

A Figura 53 apresenta o gráfico referente as tensões totais originadas desde o período de construção até os 90 dias. De acordo com a Figura 27, as células de tensão total CP 01 e CP 06 estão localizadas no topo das colunas de DSM e acima da geogrelha. Pelo gráfico abaixo verificou-se que as células em questão mediram os maiores valores nas leituras da instrumentação de campo, ficando na faixa de 300 kPa a 350 kPa após a última etapa de carregamento, indicando conforme o esperado tensões mais altas nas colunas do que no solo natural, ocasionado pelo efeito de arqueamento (abordado no Capítulo 2) produzido nos aterros estruturados.

Para a célula CP 02, localizada na coluna e abaixo da geogrelha o valor máximo obtido foi de 90 kPa, valor esse incoerente com os resultados esperado, tendo em vista que a mobilização da geogrelha em conjunto com a transferência de cargas para o material de maior rigidez, deveriam teoricamente apresentares tensões mais elevadas do que as células acima da geogrelha, podendo ser um indicativo que o geossintético utilizado na prática não está exercendo a mobilização esperada.

Para as células CP 03 e CP 05, localizadas no vão e abaixo da geogrelha, os valores máximos obtidos foram entorno de 130 e 70 kPa respectivamente. Já para a célula CP 04 também localizada no vão e abaixo da geogrelha o valor máximo obtido foi de 76 kPa. Esses resultados mostraram, que mesmo com a falta de mobilização adequada da geogrelha aplicada, de fato o efeito de arqueamento nas colunas ocorreu, tendo o material de maior rigidez suportando os maiores carregamentos.

Para a análise numérica pelo SETTLE 3D, foi primeiramente aplicado dois pontos localizados no topo do aterro existente (cota 0), um ponto no topo das colunas e outro no vão entre elas. Como já citado anteriormente, por limitação do programa não foi possível a aplicação da geogrelha na presente análise. Pela ferramenta numérica o máximo valor verificado foi no topo da coluna correspondente a 89 kPa, já para o ponto localizado no vão, o valor máximo obtido foi de 72 kPa, corroborando assim com a mesma conclusão feita pelo monitoramento de campo, o efeito de arqueamento produzido no aterro estruturado também foi percebido na análise numérica, semelhante ao observado por Ávila (2021).

Verificou-se ainda que em relação ao monitoramento de campo, os valores obtidos pela ferramenta numérica, ficaram mais próximas dos resultados obtidos abaixo da geogrelha (CP 03, CP 04 e CP 05). De maneira geral, a aplicação do

software apresentou uma boa concordância com os valores apresentados na instrumentação de campo, se mostrando uma boa ferramenta para estimativa dos parâmetros analisados.

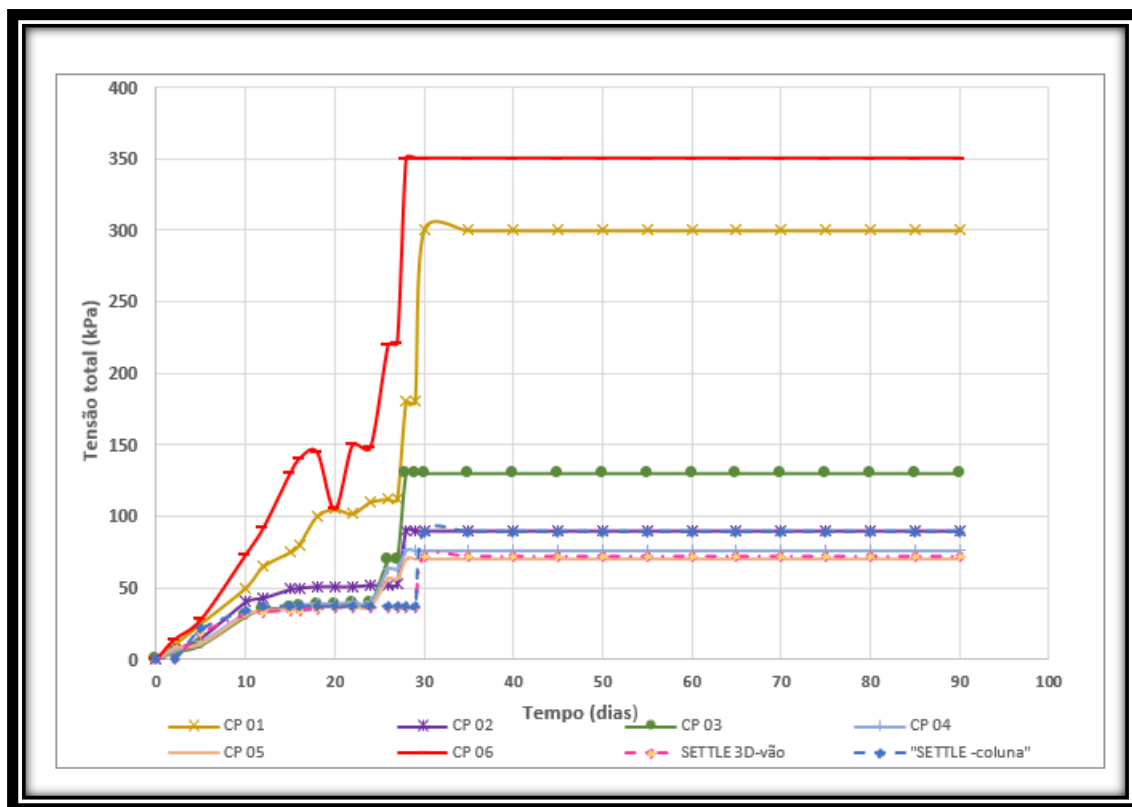


Figura 52 – Análise das tensões totais para instrumentação de campo e SETTLE 3D.

3.3 Análises dos resultados pelo software RS2

3.3.1 Análise 1 – Recalques Totais.

Para o software RS2 a análise dos recalques foi feita através dos mesmos tempos de cada estágio presente na análise do SETTLE 3D. A Figura 53 apresenta a evolução dos recalques em cada etapa de construção do aterro, além dos recalques pós-construtivos.

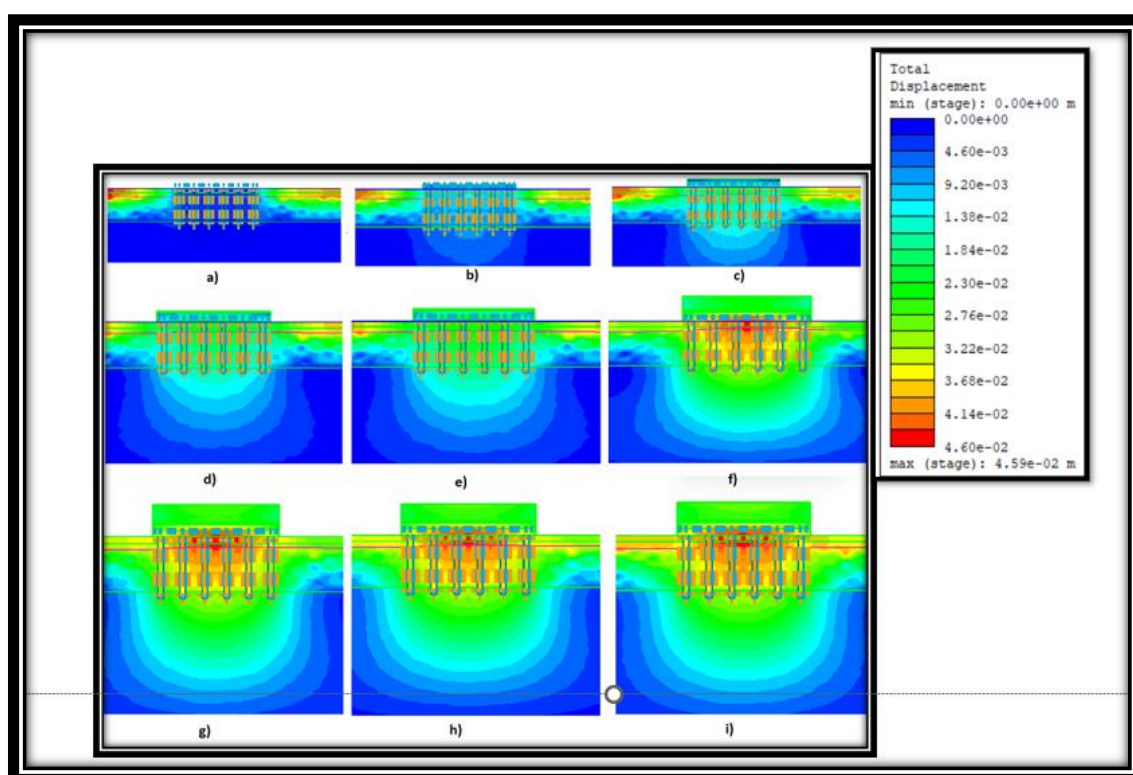


Figura 53 – Evolução dos recalques com o tempo; a) execução das colunas + geogrelha; b) camada de aterro compactado; c) camada de bica + rachão; d) camada de BGS ; e) camada de BGTC; f) colocação da sobrecarga; g) análise para 45 dias ; h) análise para 60 dias; i) análise para 90 dias.

Pela Figura 53 verificou-se que com a execução das colunas e colocação da geogrelha (Figura 53.a), houveram mobilização das deformações principalmente nas regiões superficiais do solo e periféricas. Com a colocação da primeira camada, representada pela espessura do aterro compactado, as deformações antes ocorridas apenas nas regiões laterais migraram para região central do aterro, com valor na

ordem de 1,0 cm (Figura 53.b). Na execução do pavimento, os recalques elevaram para ordem de 1,6 cm com a inserção da camada bica+rachão (Figura 53.c). Ressalta-se que já nesse período é possível verificar uma maior influência das deformações em camadas mais profundas, representados por bulbos atravessando a camada argilosa.

Nas camadas seguintes, representadas pela colocação da camada de BGS e BGTC, os recalques subiram para ordem de 1,8 cm e 2,0 cm respectivamente, verificando adicionalmente maiores influência em regiões mais profundas. Com aplicação da sobrecarga temporária, zonas avermelhadas no centro e principalmente no vão entre as colunas começaram a aparecer, elevando a magnitude dos recalques máximos para em torno de 3,90 cm no centro do aterro.

Para o período pós-construtivo (Figura 53.g.h.i) verificou-se que a elevação das deformações se estabilizou em torno de 45 dias, com valor máximo de 4,59 cm no centro do aterro. Observa-se que, assim como esperado, até o final do período em estudo as deformações se mantiveram estáveis, tendo o vão das colunas os maiores valores de deformações (zonas avermelhadas) e as colunas de DSM apresentando menores valores, representando a maior rigidez do material, seguindo as mesmas conclusões das análises apresentadas nos itens anteriores.

Na Figura 54 representa os recalques gerados em dois pontos distintos na solução localizados abaixo da geogrelha, a curva azul escuro refere-se a um ponto no meio do vão entre duas colunas de DSM, já a curva verde representa os recalques oriundos no topo da coluna de DSM. Já a curva azul claro representa os recalques médios obtidos na instrumentação de campo pelas placas PR 01, 03, 11. As duas curvas numéricas obtiveram comportamento bastante semelhante, no entanto os recalques gerados no solo natural apresentavam sempre maiores valores do que nas colunas. O valor máximo apresentado no topo das colunas foi de 4,09 cm, valor esse 0,50 cm menor do que no vão entre as colunas. Já a curva representativa ao monitoramento de campo teve recalques em torno de 4,00 cm, muito semelhante a análise numérica.

Após o período de construção do aterro, ambos os casos apresentaram tendência de estabilização dos recalques, tendo o material menos deformável (coluna) apresentando menores deformações. Esse tipo de comportamento relato, converge com as explicações teóricas sobre aterros estruturados, sendo os resultados dessa análise numérica pertinente com os valores esperados para esse tipo de solução geotécnica.

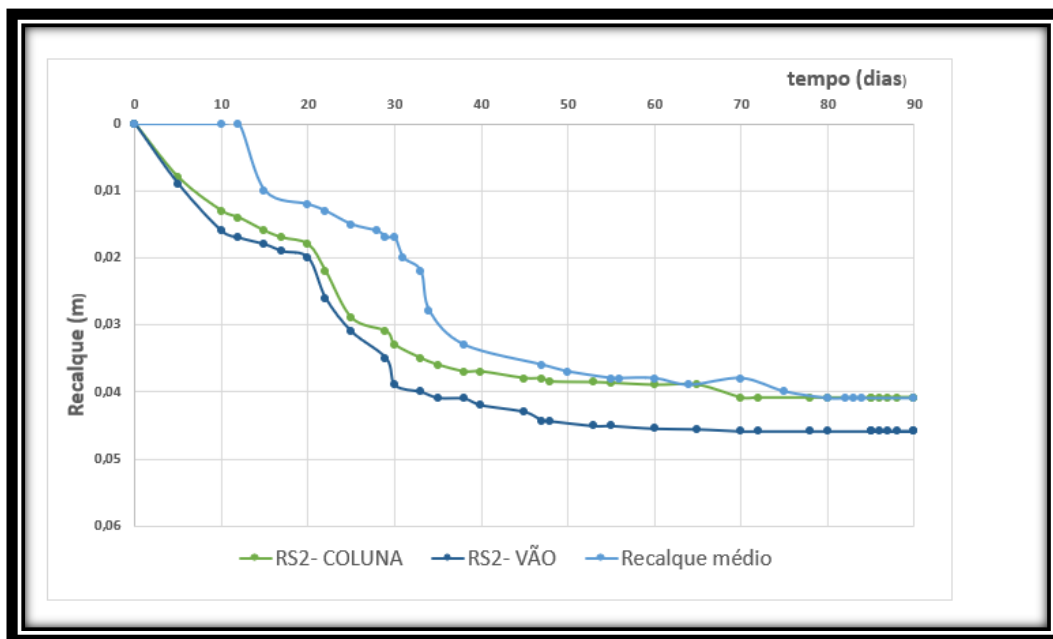


Figura 54- Comparação entre os recalques gerados no topo da coluna , no vão para o RS2 e os recalques médios obtidos pelas PR 01, 03, 11.

Em comparação com os valores encontrados na metodologia analítica aplicada conforme o manual FHWA, ressalta-se que a análise feita com a ferramenta numérica RS2, apresentou convergência de valores dos recalques totais máximos (aproximadamente 4,60 cm), conferindo um excelente desempenho nesse quesito.

Para efeito de comparação entre análise numérica fornecida no trabalho de Assis (2016), o RS2 e o monitoramento de campo, são ilustradas na Figura 55 as curvas recalque versus tempo. Apesar de apresentarem divergência entre valores no período construtivo do aterro, as análises numéricas em questão promoveram uma rigorosa convergência nas deformações para os tempos de 45, 60 e 90 dias. Em ambos os programas (SETTLE 3D E RS2), a magnitude dos recalques apresentara-se mais próximos das placas PR 01 e PR 03, enquanto destoaram dos resultados da PR 11 para o mesmo período. Enfatiza-se que em todas as análises provindas da Figura 55, tiveram a aplicação da geogrelha, embora a eficiência desta ferramenta fosse contestada em explicações anteriores.

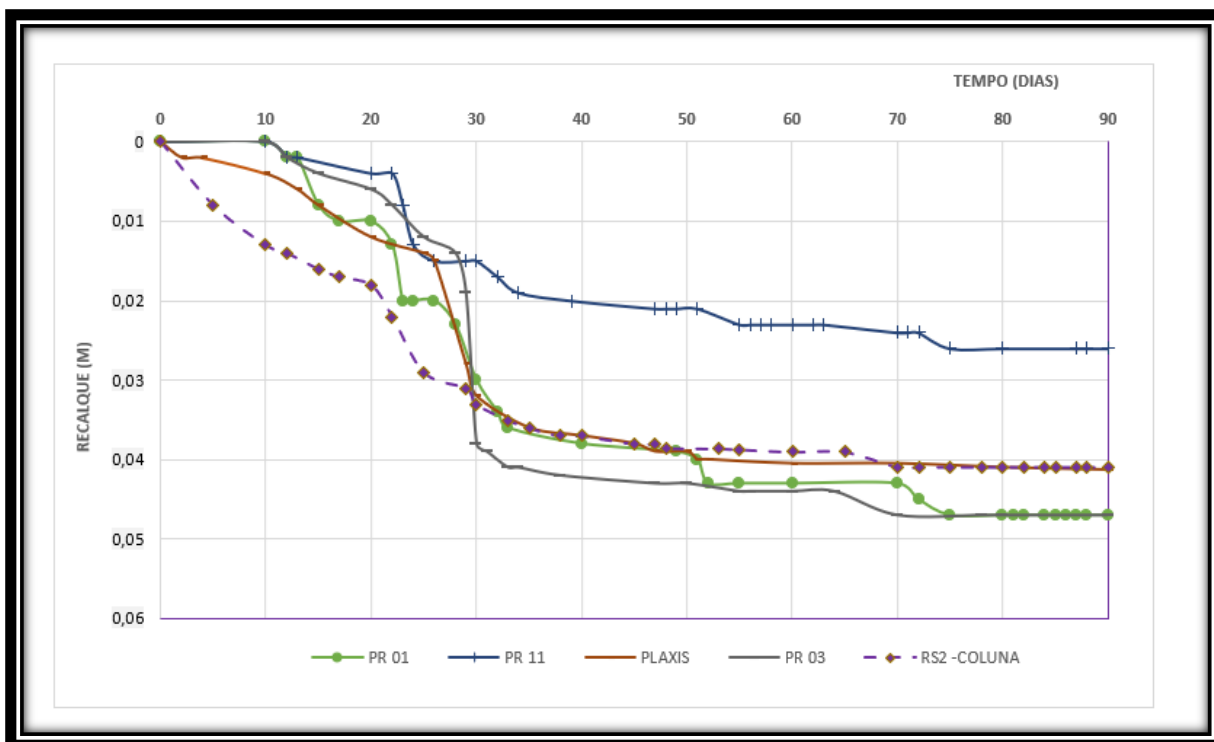


Figura 55 – Análise dos recalques para o topo das colunas no monitoramento de campo (PR 01 , 03, 11) e nas análises numéricas (Plaxis 2D, SETTLE 3D, RS2).

Na Figura 56 são apresentadas as curvas recalque versus tempo das 3 análises numéricas (Plaxis 2D, SETTLE 3D, RS2), em comparação com recalques médios obtidos no topo das colunas. Verificou-se uma maior aproximação da curva dos recalques médios com os softwares no Plaxis 2D e RS2, tanto em termos da intensidade quanto em tendência de estabilização. Todavia, destoando das outras curvas a magnitude dos SETTLE 3D, apresentou discrepância de valores antes e pós a colocação da sobrecarga temporária, embora no ponto de 30 dias as três análises numéricas se aproximaram para um mesmo ponto.

Outro ponto em destaque, está relacionado a faixa de magnitude dos recalques no monitoramento real (2,0 a 5,0 cm) tendo a análise feita pelo SETTLE 3D, a única que permaneceu fora dos limites de campo. Importante ressaltar, que como forma de melhor comparação entre os métodos, todas análises seguiram o mesmo módulo de elasticidade das colunas, no valor de 165 Mpa. Sendo que as análises feitas no Plaxis 2D e RS2 tiveram aplicação da geogrelha, elemento este ausente no SETTLE 3D.

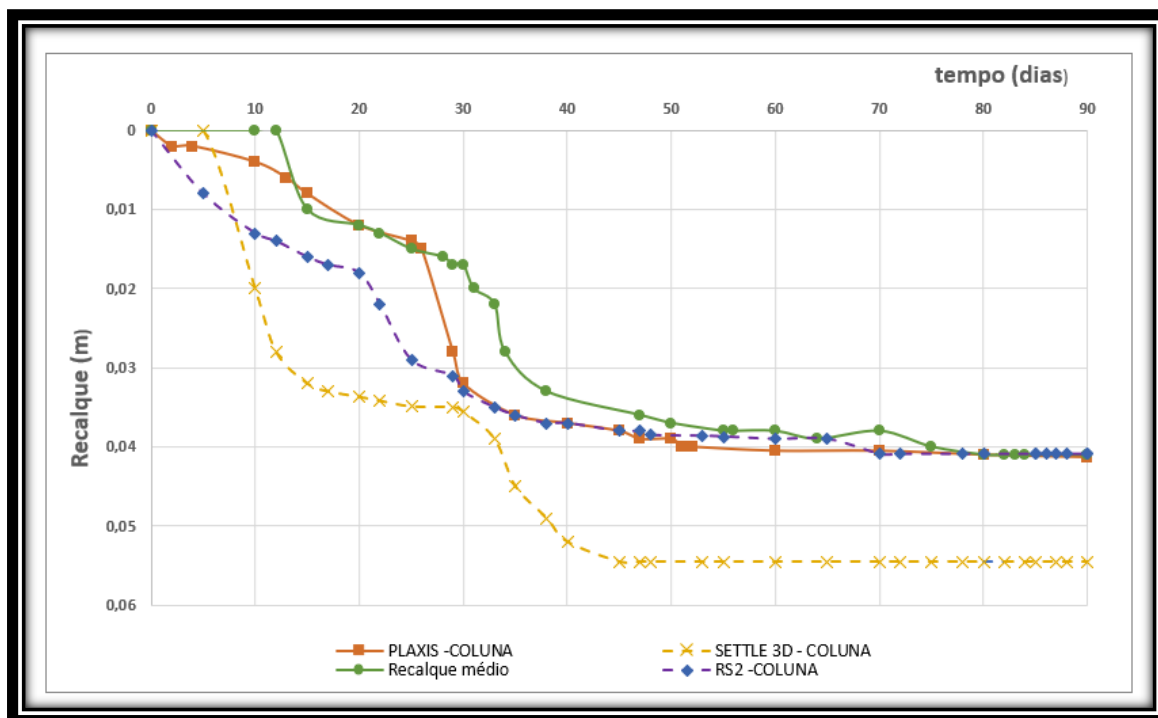


Figura 56 – Comparação entre as análises numéricas com o recalque médio (PR 01, 03 , 11) obtido no topo das colunas.

3.3.2 Análise 2 – Excesso de poropressão.

Na Figura 57 é apresentado a evolução do excesso de poropressão em relação ao tempo. Observou-se que logo após a inserção das colunas + geogrelha, praticamente não ocorreu mobilização das partículas dentro da área do aterro (Figura 57.a), todavia com a aplicação do aterro compactado (Figura 57.b), há um aumento na mobilização na região central do aterro próximo a superfície (zona amarela), elevando o excesso de poropressão para 3,5 kPa. A tendência de aumento ocorreu até aplicação da sobrecarga temporária, chegando ao seu pico (14 kPa). Após a inserção da sobrecarga, os valores do excesso de poropressão declinaram, chegando a 0 kPa nos períodos de 60 e 90 dias, convergindo assim com estabilização dos recalques analisadas nos gráficos anteriores. Observou-se, que assim como na análise fornecida no SETTLE 3D, a real eficiência na aplicação da sobrecarga temporária aplicada aos 30 dias, elevando o excesso de poropressão no período em questão ao pico dos valores, maximizando com isso a aceleração dos recalques.

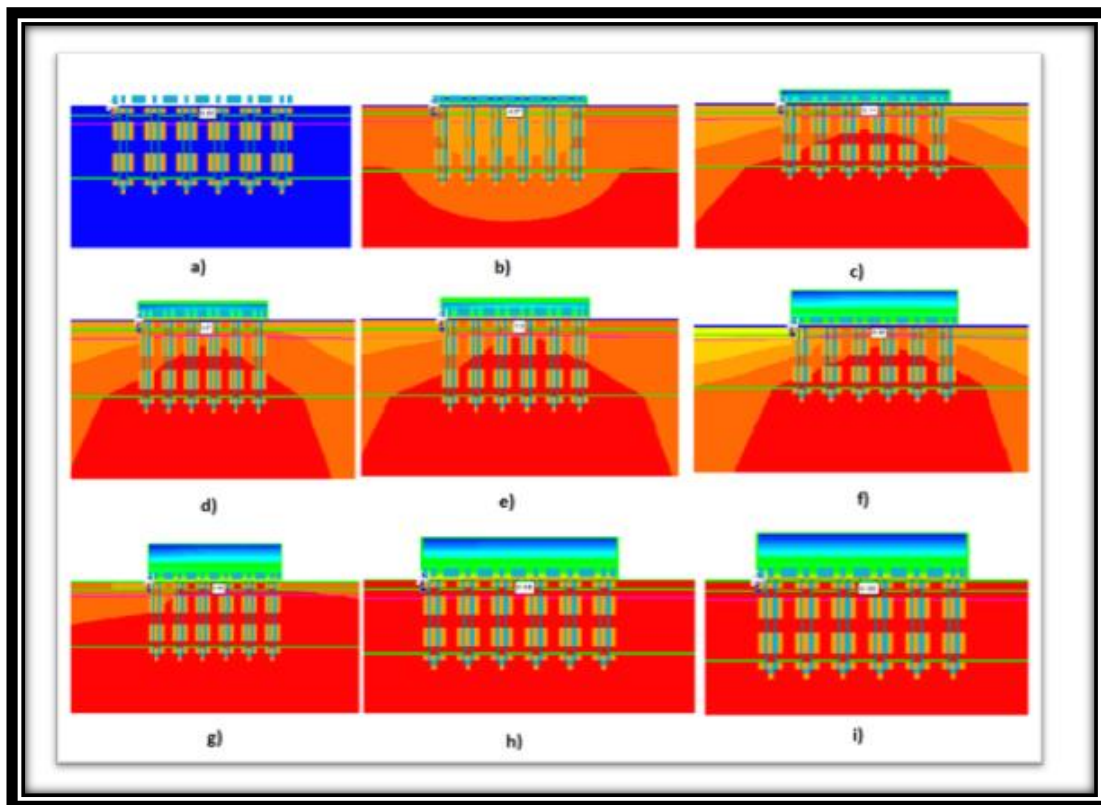


Figura 57 – Evolução do excesso de poropressão no aterro. a) execução das colunas + geogrelha; b) camada de aterro compactado; c) camada de bica + rachão; d) camada de BGS; e) camada de BGTC; f) colocação da sobrecarga; g) análise para 45 dias; h) análise para 60 dias; i) análise para 90 dias.

Assim como discutido anteriormente, a Figura 58 apresenta duas curvas de excesso de poropressão versus estágio de carregamento. Observou-se que a curva gerada através do ponto aplicado na superfície do solo gerou pico no estágio 6, referente a aplicação da sobrecarga temporária. Dentro desse contexto, para um ponto aplicado no topo das colunas, verificou-se a mesma tendência no comportamento gráfico no excesso de poropressão, no entanto com valores menores. O comportamento em estudo está de acordo com os princípios estudados e com os resultados expostos até aqui, à medida que o solo natural apresenta maiores deformações que o as colunas de DSM.

Os parâmetros geotécnicos aplicados nas colunas de DSM demonstraram sua eficiência na aplicação numérica ao comparar com os resultados apresentados no solo natural.

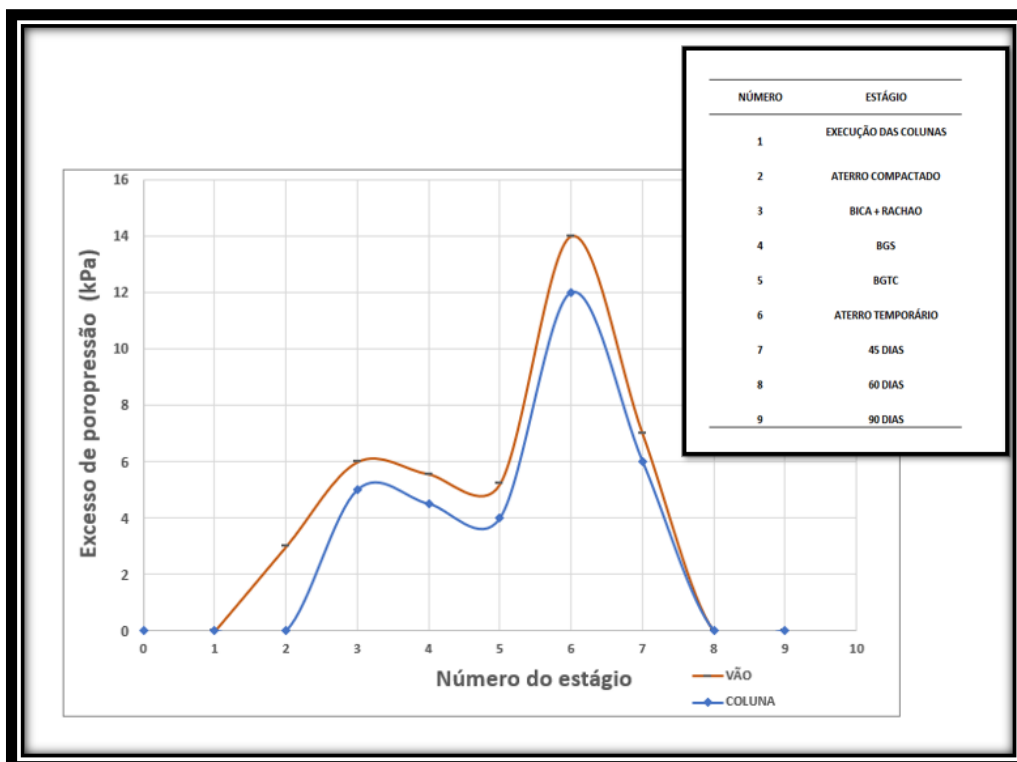


Figura 58 - Excesso de poropressão versus Estágio de carregamento.

3.3.3 Análise 3 – Tensões totais

A Figura 59 apresenta as curvas Tensão total versus tempo para o monitoramento de campo através da célula CP 02 e para análise numérica no RS2, ambos os pontos localizados no topo da coluna e abaixo da geogrelha. Pela figura observou-se uma grande similaridade entre as curvas, obtendo acentuado crescimento na fase de construção do aterro, e em seguida ambas as curvas apresentaram estabilidade. Para o monitoramento real (curva laranja), o valor máximo alcançado foi próximo dos 100 kPa, já na análise numérica (curva azul) atingiu-se o pico em 142 kPa, mantendo-se constante a partir dos 50 dias.

A ferramenta numérica se mostrou bastante coerente em relação aos resultados apresentados no monitoramento real até o período dos 30 dias, todavia o tempo de estabilidade e o pico de valor se mostraram divergentes no período pós construção do aterro.

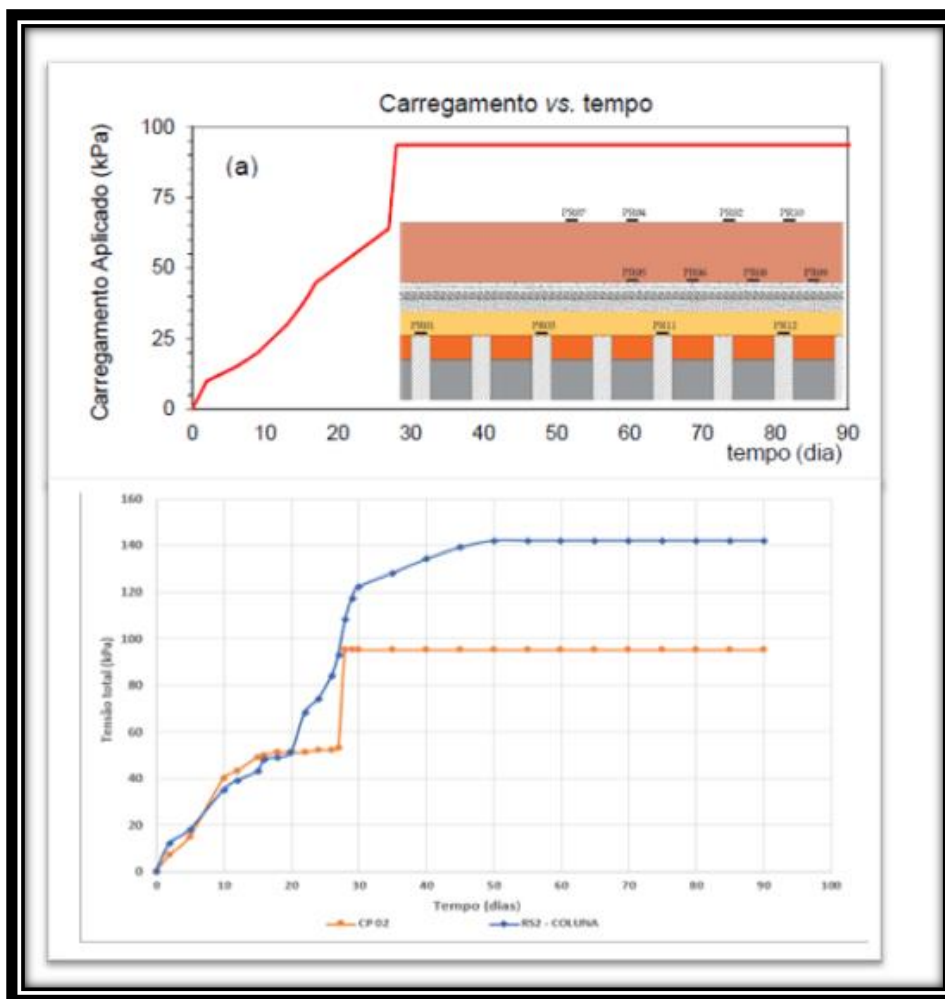


Figura 59 – Tensão total versus tempo para CP 02 e análise numérica RS2 localizado nas colunas.

Na Figura 60 observou-se 4 curvas tensão total versus tempo, duas referente ao monitoramento de campo (CP 03 e CP 05), e duas referentes as análises numéricas. Na cor roxa a curva gerada pelo programa RS2 e na cor verde a curva do SETTLE 3D, para todas as situações todas as curvas foram geradas com pontos no vão entre as colunas e abaixo da geogrelha (no caso do SETTLE não houve aplicação da geogrelha).

Na fase de construção do aterro, verificou-se uma maior concordância com os valores encontrados no SETTLE 3D e as células de carga. Na fase pós-construtiva, ambas as análises numéricas apresentaram valores dentro da faixa do monitoramento de campo.

Para a análise no programa SETTLE 3D as tensões pós-construtivas se mantiveram em torno de 72 kPa, enquanto que as tensões oriundas do RS2 se

mantiveram em torno de 90 kPa. Logo, para o SETTLE 3D, a eficiência do efeito de arqueamento ficou evidenciada em virtude da diferença entre os valores obtido nas análises numérica no topo das colunas e no vão entre as elas. Corroborando com essa análise, o RS2 seguiu o mesmo caminho, tendo os valores máximos obtidos nas colunas de 142 kPa enquanto que no vão entre as colunas, o valor caiu para 94 kPa, constatando o caminho da maior parte das tensões para o material mais rígido.

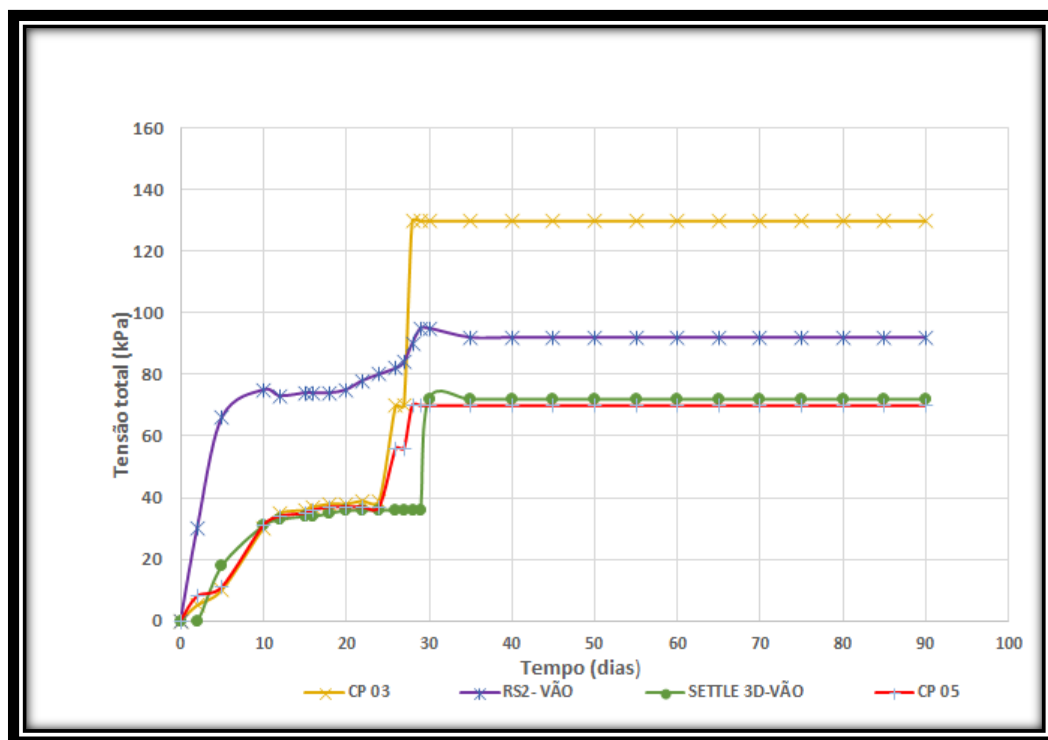


Figura 60 – Tensão total versus tempo em pontos no vão entre colunas e abaixo da geogrelha para CP 03 , CP 05, RS2 e SETTLE3D.

Para efeito de comparação entre as ferramentas numéricas aplicadas no presente trabalho, a Figura 61 ilustra as curvas para análises numéricas no SETTLE 3D e RS2. Assim como apresentado nas análises anteriores, observou-se coerência dos resultados produzidos com os estudos teóricos apresentados nos capítulos anteriores. Apesar de eventuais discrepâncias entre os valores de um software em relação ao outro, ambos apresentaram valores aceitáveis em detrimento dos parâmetros geotécnicos disponíveis. Em ambos os casos, as tensões nas colunas foram superiores as tensões aplicadas no solo natural, fato também evidenciado no monitoramento de campo.

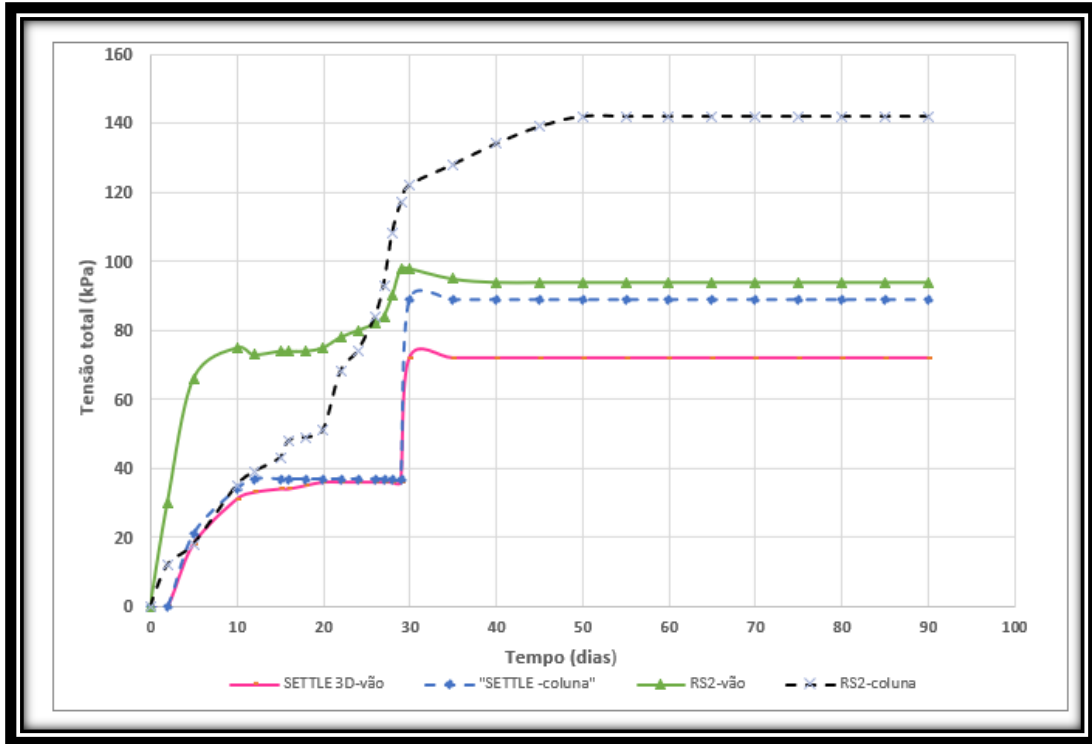


Figura 61 – Tensões totais aplicadas em pontos no vão e no topo das colunas para análises numéricas aplicadas.

4 CONCLUSÕES

O trabalho realizado apresentou o estudo de caso da ampliação do Aeroporto Salgado Filho, localizado na zona norte de Porto Alegre-RS. Assim como na maioria das obras de grande porte, o local contou com uma ampla investigação geotécnica, realizando ensaios laboratoriais e uma densa malha de instrumentação de campo. Como forma de averiguar o desempenho das soluções, foram executados três aterros testes na região ao lado da ampliação do novo terminal de cargas. O aterro denominado de “Aterro Teste 2” foi o objeto de estudo do trabalho, onde foram aplicadas placas de recalque, células de tensão total e piezômetros. O projeto consistiu na aplicação da técnica *Deep Soil Mixing*, formando 100 colunas distribuídas em uma malha quadrangular pela área do Aterro Teste 2.

A primeira análise consistiu na verificação dos recalques gerados através da metodologia analítica usualmente empregada em projetos de DSM pelo mundo, o método elaborado pela *Federation Highway Administration* -FHWA. Com a aplicação do passo a passo presente no manual, obteve-se um recalque total em torno de 2,0 cm, esse valor coincidiu ao limite inferior encontrado na instrumentação de campo, ressalta-se que para essa análise o valor do módulo de elasticidade das colunas foi de 420 Mpa, conforme execução das colunas via método úmido.

A segunda análise pelo método analítico, consistiu na aplicação do módulo de elasticidade das colunas de 165 Mpa, valor esse presente no trabalho de Assis (2016), o valor do recalque total encontrado foi de 4,60 cm, resultado que corresponde mais que o dobro da primeira análise, porém ainda sim dentro da faixa dos recalques obtidos no monitoramento de campo, que foi entre 2,0 cm a 5,0 cm.

A última análise obtida por meio analítico, consistiu em verificar se estimativa inicial do módulo de elasticidade das colunas aplicada na primeira análise estava dentro da faixa correspondente ao monitoramento de campo, o valor mínimo calculado foi de 147 Mpa enquanto que o valor máximo foi de 425 Mpa. Nesse caso, tanto o módulo de elasticidade estimado pelo método do manual (420 Mpa) quanto o módulo estabelecido na análise do Plaxis 2D se encaixavam nos limites definidos pelo monitoramento de campo.

Logo, a aplicação do método analítico do FHWA, dividida entre 3 análises, trouxeram resultados bastante satisfatórios para o presente estudo de caso, não

destoando da faixa de valores estabelecidos no monitoramento de campo, podendo assim ratificar o seu uso em grandes obras com a técnica de DSM.

No segundo momento foram realizadas análises numéricas através dos programas SETTLE 3D e RS2, tendo os valores encontrados para recalques, excesso de poropressão e tensões, confrontados com a instrumentação de campo e análise numérica realizada no trabalho de Assis (2016) no programa Plaxis 2D. Na análise dos recalques totais, verificou-se que as análises numéricas apresentadas no RS2 obtiveram resultados mais coerentes com o monitoramento de campo, além disso o software apresentou resultados mais próximos das análises numéricas no Plaxis 2D. Todavia, os resultados obtidos no SETTLE 3D apesar de apresentarem fora da faixa de recalques observado nas placas, foram considerados satisfatório em virtude do comportamento das curvas se apresentarem de acordo com os estudos teóricos e demais análises, mesmo com as limitações apresentadas no programa.

Outro ponto de destaque, diz respeito a aplicação da sobrecarga temporária ao final da execução das camadas, tanto na interpretação das imagens como nos gráficos, foi possível verificar a grande influência na prática desse carregamento na aceleração da magnitude dos recalques. Já na fase pós-constructiva todas análises numéricas apresentavam tendência a estabilização logo após a aplicação da sobrecarga temporária, demonstrando coerência com os resultados apresentados no monitoramento de campo. Para análise pelo RS2, foi verificado convergência dos valores máximos encontrados quando comparados com os valores obtidos no método analítico, outro ponto de destaque diz respeito, a convergência de valores apresentados entre as placas PR 01, PR 03, com a análise dos recalques máximos no vão pelo RS2, constatando em mais um ponto a eficiência do software mesmo com eventuais estimativas dos parâmetros.

Para análise do excesso de poropressão, ambos os programas apresentaram boa concordância com o esperado pela teoria do adensamento. Apesar da discrepância da magnitude máxima alcançada entre os softwares, em ambas as análises o comportamento gráfico convergiu com os resultados de campo. A aplicação da sobrecarga temporária elevou a mobilização do excesso de poropressão, contribuindo para redução do tempo de adensamento em ambas análises. Para o RS2 a execução das curvas de excesso de poropressão versus estágio para pontos na coluna e no vão foi fundamental para verificar o comportamento gráfico para materiais com diferente rigidez.

Na análise das tensões efetivas, assim como esperado, a evolução das tensões apresentou comportamento inverso a geração de excesso de poropressão, em ambas análises numéricas observou-se o ganho gradativo de resistência do solo, representado pelo aumento de tensão efetiva, na medida em que o excesso de poropressão ia se dissipando. Ressalta-se que as análises, estabeleceram uma relação de concordância da prática com a teoria do adensamento proposta por Terzaghi.

Para as tensões totais, constatou-se na análise gráfica, que pontos aplicados no vão entre as colunas e abaixo da geogrelha, obtiveram valores dentro da faixa do monitoramento campo, CP 03 (70 kPa) e CP 05 (130 kPa). Para o SETTE 3D o valor máximo encontrado foi de 72 kPa, enquanto que para o RS2 o valor máximo obtido girou em torno de 90 kPa. Quando comparado com os valores aplicados abaixo da geogrelha e no topo da coluna, evidencia-se o efeito do “mecanismo A” (explicado no Capítulo 2) do arqueamento sendo gerado nas análises. Todavia, os valores máximos encontrados foram estabelecidos com aplicação de pontos dentro da coluna e acima da geogrelha, destoando assim, dos estudos apresentados sobre o efeito de arqueamento, o que pode colocar em questão o real efeito da geogrelha “mecanismo B” no estudo dessa obra.

De forma geral, as análises pelo método analítico e numérico apresentaram, na maioria das vezes, dentro da faixa das análises de campo, servindo para confirmar essas boas ferramentas para futuros projetos de colunas de DSM. No entanto, as aplicações carecem de um estudo cuidadoso das premissas de projeto, especialmente nos parâmetros estabelecidos pelos diferentes ensaios geotécnicos, para que as futuras construções não apresentem problemas patológicos sérios.

4.1 Sugestões para pesquisas futuras

Como tema para pesquisas futuras ficam as seguintes sugestões;

- Aplicação do programa RS Pile da empresa *Rocscience*, como forma de averiguar os valores obtidos com as análises numéricas presentes nesse trabalho;
- Aplicar o módulo de elasticidade das colunas encontrado no método FHWA nas análises numéricas, e comparar com a instrumentação de campo;
- Aplicar a metodologia fornecida pelo manual FHWA em outras construções sobre colunas de DSM no país, como forma de expandir sua análise em outros depósitos.
- Aplicar geogrelha com diferentes resistências, como forma de constatar sua real influencia na geração dos recalques.
- Comparar os resultados obtidos com os dados de Ávila (2021), além da modelagem numérica da outra área instrumentada.

REFERÊNCIAS

- [1] AHNBERG, H., JOHANSSON, S. RETELIUS, A., LJUNGKRANTZ, C., HOLMVIST, L., HOLM, G. Cement och kalk för djupstabilisering av jord En kemisk - fysikalisk studie av stabiliseringseffekte (summary), Swedish Geotechnical Institute, 1995.
- [2] ALMEIDA, M.S. S., *et al.* Aplicação de DSM para estabilização de aterro sobre solo mole do novo terminal de cargas do aeroporto internacional Salgado Filho/ Porto Alegre-RS. SEFE8 – 8º Seminário de Engenharia de Fundações especiais e Geotecnia, 2015.
- [3] ALMEIDA, M.S.S ; MARQUES, M.E.S. *Aterro sobre solos moles: projeto e desempenho*. 2ª ed. São Paulo: Ed. Oficina de Textos ,2010. 256p.
- [4] ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. Construction methods in Brazilian extremely soft soils. Pan-Am CGS Geotechnical Conference. Disponível em:<<http://geoserver.ing.puc.cl/info/conferences/PanAm2011/panam2011/pdfs/GEO11Paper1206.pdf>>, 2011.
- [5] ANJOS, W. L. S. Análise de comportamento de aterro sobre solos moles – caso do aterro rodoviário da BR-101 Goiana-PE. 2018.240f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.
- [6] ASSIS, V. C. Aterro estruturado em solo mole sobre colunas DSM. 2016. 166f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.
- [7] ÁVILA, C. T. B. Aterro estruturado sobre colunas com mistura solo-cimento.2021. 185f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2021.

- [8] BARRON, R. A. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. : Trans. ASCE No. 2346, pp. 718-754, 1948.
- [9] BELLO, M. I.M.C. Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles - aterro do galpão localizado na BR-101-PE.2004. 231f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.
- [10] BROMS, B. B. *Deep soil stabilization: Design and construction of lime and lime/cement columns*. Royar Institute of Technology, Stocolmo, 2003.
- [11] BRUCE, D. A. *An Introduction to the Deep Mixing Method as Used in Geotechnical Applications*. Federal Highway Administration, Washington, 2000. 150p.
- [12] BRUCE, M. E. C.; BERG, R.R.; COLLIN, J.G.; FILZ, G. M.; TERASHI, M.; YANG, D.S. *Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support*. Federal Highway Administration, Washington, 2013. 248p.
- [13] BS8006-1. Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills. British Standards Institution, 2010.
- [14] CARDOSO, R. R. Aterro estruturado com colunas de Jet Grouting e reforçado com geossintéticos construído sobre solo mole : caso de obra do encontro de ponte sobre o rio Curimataú, BR-101/RN. 2018.175f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) , Universidade Federal do Rio Grande do norte, Natal, 2018.
- [15] CARNEIRO, R. F. Previsão do comportamento da argila mole da Baixada de Jacarepaguá : o efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário. 2014. 140f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

- [16] CDIT, Manual of Deep Mixing Method for Marine Works, Coastal Development Institute of Technology Technical, 2010. 289p.
- [17] CIGOLINI, A. A. Ocupação do território e a geopolítica da criação de municípios no período colonial brasileiro. *Boletim gaúcho de geografia*, v. 39, p. 13–24, 2012.
- [18] CORREIA, A. A. S. Aplicabilidade da técnica de Deep Mixing aos solos moles do Baixo Mondego. 2011. 502f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de Coimbra, Coimbra, 2011.
- [19] CRUZ, J. M. M. Abordagem às soluções de contenção de escavações usando a técnica *Deep Soil Mixing*. 2012.110f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geológica-Geotécnica), Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.
- [20] EN 14679 – Execution of Special Geotechnical Works: Deep Mixing. CEN versão inglesa, Bruxelas. 2005.
- [21] EUROSILSTAB, Development of design and construction methods to stabilise soft organic Soil – Design guide: soft soil stabilization, CT97-0351, Project no.BE 96-3177, HIS BRE Press, Watford, Reino Unido, 2002.
- [22] FARIAS, A. B. F. Análise acoplada hidromecânica da construção de aterro sobre solo mole em Ipojuca-PE.2018.189f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil),Universidade Federal de Pernambuco,Recife, 2018.
- [23] FORMIGHERI, L. E. Comportamento de um aterro sobre argila mole da Baixada Fluminense. 2003. 203f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

- [24] FRANCISCON, T. Êxodo rural no município de viadutos: A permanência no campo é possível?. 2019. 51f. Trabalho de Conclusão de Curso (Licenciatura em História), Universidade Federal da Fronteira Sul, Erechim, 2019.
- [25] FREIRE, F. C. Análise das propriedades geotécnicas do solo mole do Cluster/Suape-PE. 2016. 236f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.
- [26] FREITAS, B. A. Análise numérica do comportamento do aterro sobre solo mole executado na obra do Hospital da Mulher do Recife-PE. 2019. 173f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.
- [27] FUTAI, M. M. Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles. 2010. 197f. Tese (Livre Docência), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- [28] KEMPFERT *et al.* German Recommendations for reinforced Embankments on Pile-Similar Elements. In: Proceedings of Third European Geosynthetics Conference, pp.279 – 284, Munique, 2004.
- [29] KIKUSHI, S. Os cinco legados do terremoto de Kobe. Silvia in Tokyo, 2020. Disponível em: < <https://silviakikuchi.jp/os-cinco-legados-do-terremoto-de-kobe> >. Acessado em: 05/05/2023.
- [30] KITAZUME, M.; MARUYAMA, K. External Stability of Group Column Type Deep Mixing Improved Ground Under Embankment Loading. Soils Foundations. vol 46. 323 – 340 p. 2006.
- [31] KITAZUME, M.; TERASHI, M. *The Deep Mixing Method*. Londres: Ed. Taylor & Francis Group, 2013. 434p.

- [32] LARSSON, S. State of practice report - Execution, monitoring and quality control. International Conference on Deep Mixing. Best Practice and Recent Advances. Deep Mixing, Stockholm, 2005.
- [33] MACHADO, M. C. B. Tratamento de solos argilosos moles por mistura de cimento em profundidade. 2016. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.
- [34] MARQUES, G. G. Estudo do comportamento de um aterro sobre solos moles – O caso do Terminal de contentores de Leixões.2014. 82f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de Coimbra, Coimbra, 2014.
- [35] MASSAD, F. *Obras de terra: curso básico de geotecnia*. 2ª ed. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2010. 216p.
- [36] MASSOCO, N.S. Determinação de parâmetros de compressibilidade e de resistência não drenada de argila mole – estudo de caso. 2013.114f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.
- [37] MOSELEY, M. ; KIRSCH, K. *Ground Improvement*. 2ª ed. New York: Ed. Taylor & Francis Group, 2004, 439p.
- [38] MOURA, M.R. Processos costeiros e evolução da ocupação nas praias do litoral Oeste De Aquiraz, Ceará entre 1970-2008. 2009.156f. Dissertação (Mestrado em Geografia), Universidade Estadual do Ceará, Fortaleza, 2009.

- [39] OLIVEIRA, P. J. V., PINHEIRO, J.L.P., CORREIA, A.A.S, "Numerical analysis of an embankment built on soft soil reinforced with deep mixing columns: Parametric study",2011, Computers and Geotechnics, V. 38, pp. 566-576.
- [40] ORTIGÃO, A. *et al.*. "Deep soil mixing trials at Porto Alegre Airport , Brazil",2015, *Foundation Design of Wind Turbines with 3D FEM Modelling*.
- [41] PÓVOA, L. M. M. Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ. 2016. 156f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil),Universidade Estadual do Norte Fluminense, Rio de Janeiro, 2016.
- [42] ROCSCIENCE. Settle3D – Settlement and consolidation analysis – Theory Manual.2007. 61p. Disponível em: <<https://www.rocscience.com/assets/verification-and-theory/Settle3/Settle3D-v4-Theory.pdf>>. Acesso em 04 fev 2023.
- [43] RUTHERFORD, C. J. Design manual for excavation support using Deep Mixing Technology. 2004.276f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Texas A&M University, Texas, 2004.
- [44] SANCHES, S.I.D.P. Reforço de solos moles de fundação de aterro em *Deep Soil Mixing*. Modelação de caso de estudo. 2012.212f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade do Porto, Porto, 2012.
- [45] SANTOS, T. O. *et al.* Descrição de Técnicas de Melhoria para Construção de Aterro sobre Solos Moles. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica-COBRAMSEG, 2018.
- [46] SCHNAID, F.; NACCI, D.; MILITITSKY, J. *Aeroporto Internacional Salgado Filho: Infraestrutura Civil e Geotécnica*, 1. ed. Porto Alegre: Ed. Sagra Luzzatto, 2001.

- [47] SILVA, P. R. M. Análise numérica de aterros reforçados.2020. 174f.Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil),Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.
- [48] TERASHI, M. Theme Lecture: Deep mixing method – Brief State of the Art. In: Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.4, 1997.
- [49] TIEN, H-J. A literature study of the arching effects. 1996. 196f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts,1996.
- [50] TOPOLNICKI, M., In situ Soil Mixing. Chapter 9 in Ground Improvement book, Editors M. Moseley and K. Kirsch, Spon Press, 2004.
- [51] VAN EEKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., VAN TOL, A.F. An analytical model for arching in piled embankments. Geotextiles and Geomembranes., 39, pp. 78 – 102, 2013.
- [52] YANEZ, D. G. Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterro sobre solos moles,com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo.2016. 428f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo,São Paulo,2016.