

Marianna Monteiro de Oliveira

**UTILIZAÇÃO DE EPS EM ATERRO SOBRE SOLO MOLE:  
ENCONTRO DO VIADUTO DA PISTA DE DUPLICAÇÃO DA BR-470,  
NA INTERSEÇÃO COM A BR-101 – NAVEGANTES/SC**

Florianópolis

2018



Marianna Monteiro de Oliveira

**UTILIZAÇÃO DE EPS EM ATERRO SOBRE SOLO MOLE:  
ENCONTRO DO VIADUTO DA PISTA DE DUPLICAÇÃO DA BR-470,  
NA INTERSEÇÃO COM A BR-101 – NAVEGANTES/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Marciano Maccarini, PhD.

Florianópolis

2018

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Oliveira, Marianna Monteiro de

Utilização de EPS em aterro sobre solo mole: Encontro do viaduto da pista de duplicação da BR-470, na interseção com a BR-101 - Navegantes/SC / Marianna Monteiro de Oliveira ; orientador, Marciano Maccarini, 2018.  
130 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,  
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Solos moles . 3. Aterro com EPS. 4. Análise de deslocamentos. 5. Método dos elementos finitos. I. Maccarini, Marciano . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Marianna Monteiro de Oliveira

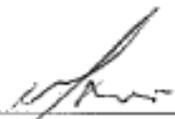
**UTILIZAÇÃO DE EPS EM ATERRO SOBRE SOLO MOLE:  
ENCONTRO DO VIADUTO DA PISTA DE DUPLICAÇÃO DA BR 470,  
NA INTERSEÇÃO COM A BR 101 – NAVEGANTES/SC**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheira Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

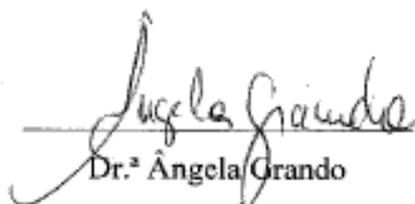
Florianópolis, 12 de julho de 2018.

Prof.<sup>a</sup> Luciana Rohde, Dr.<sup>a</sup>.  
Coordenadora do Curso

**Banca Examinadora:**

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Marciano Maccarini, PhD.  
Orientador

  
\_\_\_\_\_  
Prof.<sup>a</sup> Gracieli Dienstmann, PhD.  
Universidade Federal de Santa Catarina

  
\_\_\_\_\_  
Dr.<sup>a</sup> Ângela Grando  
Universidade Federal de Santa Catarina

  
\_\_\_\_\_  
Eng.<sup>o</sup> Civil Rafael Fabiano Cordeiro  
Prosul Engenharia



## AGRADECIMENTOS

À Deus, obrigada por ter iluminado meu caminho para que eu chegasse até aqui. Obrigada por me mostrar que tudo é passageiro e que com fé alcançamos sonhos grandiosos.

À minha família, Ana Maria, José Carlos e Victor Hugo, obrigada por serem minha força durante vários momentos e por sempre estarem perto, mesmo com toda a distância que nos separa. Obrigada mãe por fazer de tudo para estar ao meu lado, pelas mensagens diárias, pelo "Força menina! Você tá tão perto", por passar meses longe de casa só para cuidar de mim, por me acalmar nos momentos de saudade e pelo amor incondicional que tem por mim, obrigada por me ver e fazer crescer. Obrigada pai, por me dar "gasolina azul" para que o meu avião nunca pousasse antes da chegada, por me ensinar a "matar um leão por dia", por fazer minha vida mais animada e por esse amor que só me enche de alegria e coragem para alcançar novos sonhos. Obrigada Vi, pela torcida diária, por estar presente nos momentos em que mais preciso, por ser esse irmão "tá de boa" naqueles momentos de desespero, por me ajudar a ver o mundo com mais humor e sentir a vida com mais leveza.

À minha outra família Rosicler, Gilmar, Teresinha, Ivanir e demais. Obrigada por serem meu lar tantas vezes e acompanhar comigo essa trajetória. Obrigada pelos conselhos, pelos almoços de domingo, por me acolherem na família como se eu fosse do mesmo sangue.

Aos sábios que tive a oportunidade de conhecer. Obrigada professor Marciano Maccarini por me passar um pouco da sua genialidade, por me mostrar uma mecânica dos solos com detalhes que outros professores nunca me fizeram enxergar, obrigada por me acalmar nos momentos em que achei que não conseguiria e, principalmente, obrigada por toda a atenção que sempre demonstrou por mim. Obrigada professora Gracieli, por me mostrar um novo mundo de possibilidades dentro da mecânica dos solos, por me fazer enxergar que grandes problemas podem ser resolvidos com simples soluções e por incentivar tantos alunos e alunas como eu a buscar nosso melhor. Ao engenheiro Rafael, obrigada pela compreensão e por me possibilitar o aprendizado de um tema tão relevante, obrigada por sempre estar disposto a conversar e por acreditar no meu trabalho. À todos do laboratório de mecânica dos solos, obrigada pelas discussões produtivas, pelo café de todo dia e por me incluírem na "zenzala". Em especial, obrigada Miryan, Cândida e Ângela. Miryan, obrigada pela animação, por responder um milhão de mensagens, por ser a mestre Yoda e me ajudar todas as vezes que precisei. Candy obrigada por me fazer ter mais disciplina, pelas corridas semanais e por me fazer simplesmente não parar. Ângela, obrigada por ser um marco na minha vida. Serei eternamente grata por me ensinar o valor do conhecimento. Obrigada pelas conversas de madrugada, por me ajudar a enfrentar um

obstáculo de cada vez, pelas gordices, pelas risadas e, acima de tudo, obrigada por me fazer não desistir, obrigada por você moldar e dar resistência a minha argila.

À todos os meus amigos, obrigada por entrarem no mesmo barco que eu e nunca me deixar parar de remar. Em especial, minhas três irmãs Letícia, Sofia, Marina e o agregado Bruno. Lê, obrigada por ser parte do meu caminho, por retirar as pedras que apareciam, por me dar ânimo e chocolate em troca de mais uma página escrita, por aguentar meus dramas, pelo "acabou o TCC!!!", pelos abraços espontâneos e, principalmente, obrigada por ser uma irmã que me abre os olhos, acalma meu coração e da paz aos meus dias. Soso, obrigada pelas injeções de ânimo, por querer me ouvir nos momentos difíceis e pelos gifs de cada dia, obrigada por ser minha malvada favorita e estar presente mesmo quando eu queria silêncio, por ser a irmã que dá sentido aos meus dias. Marina, obrigada pelas noites viradas estudando, por compartilhar do meu sono diário, por ser companheira em todas as horas, por trazer tranquilidade aos meus dias. Bruno, obrigada por compartilhar os meus dramas, por me fazer focar em meio a tantas distrações e por compreender minhas manias. Obrigada por dividir sua energia comigo mesmo quando ela estava quase esgotada, pelas palavras de incentivo e por ser o Zé oreia de sempre.

Por fim, ao meu companheiro, melhor amigo e namorado, Gustavo. Obrigada por me incentivar nos dias de desânimo, por transformar meu choro em risada e por nunca sair do meu lado. Obrigada por reviver meu notebook quando achei que tudo estava perdido, pelas madrugadas de reflexões e pelo amor que sempre demonstrou por mim. Obrigada por acreditar em mim e realizar mais um sonho ao meu lado. Obrigada por ser meu anjo da guarda, “te amarei de janeiro a janeiro até o mundo acabar”.



*“Lento o processo ocorreu, e na baixa permeabilidade permaneceu.  
A tensão aumentou, entretanto, toda a poropressão dissipou.  
O tempo passou, e todo o recalque se observou.  
Vida dura! Mas vida dura no solo causou?  
Ou vida mole na água adensou?”*

*Marianna M. de Oliveira, 2018*



## RESUMO

A presente pesquisa aborda uma aplicação prática de obras rodoviárias sobre solos moles, por meio de um estudo de caso relacionado à construção de um aterro de encontro do viaduto da pista de duplicação da BR-470, na interseção com a BR-101. A área de estudo localiza-se no município de Navegantes, Santa Catarina. Destaca-se a existência de uma estrutura de terra armada nesse local. A solução geotécnica avaliada consiste na utilização de blocos de EPS (Poliestireno expandido) para a construção do aterro. Primeiramente, é apresentada uma fundamentação teórica baseada nos tópicos: solos moles, teorias utilizadas na mecânica dos solos, parâmetros e ensaios geotécnicos, modelos construtivos de aterros sobre solos moles e, por fim, especificações referentes ao EPS. O objetivo da pesquisa é avaliar a magnitude dos deslocamentos gerados após a construção do aterro de encontro, por meio de cálculos teóricos e da modelagem por elementos finitos a partir do *software Plaxis*, além de caracterizar o solo de fundação do local por meio de ensaios geotécnicos e correlações. Nesta análise também é avaliada a influência desta construção na estrutura de terra armada existente. Como forma de justificativa e comparação analisou-se uma solução convencional de solo compactado. Os resultados mostram diferenças consideráveis nos deslocamentos gerados entre as soluções, destacando a importância da utilização de um material leve para esta obra rodoviária, neste caso o EPS.

**Palavras-chave:** Solos moles. Aterro com EPS. Análise de deslocamentos. Método dos elementos finitos.



## ABSTRACT

This study addresses a practical application of road works on soft soils, through a case study related to the construction of the BR-470 doubling track viaduct meeting embankment, in the intersection with BR-101. The studied area is located in the city of Navegantes, Santa Catarina. The presence of a reinforced earth structure stands out. The evaluated geotechnical solution consists on the use of EPS blocks (Expanded Polystyrene) for the construction of the mentioned embankment. At first, a theoretical foundation is presented based on the following topics: soft soils, theories used on soil mechanics, parameters and geotechnical tests, constructive models of embankments on soft soils and, at last, EPS specifications. The study aims to evaluate the magnitude of the displacements created after the construction of the meeting embankment, through theoretical calculations, and finite elements modulation made with Plaxis software, besides describing the foundation soil through geotechnical tests and correlations. In this analysis, the influence of this construction over the reinforced earth structure is also evaluated. As a way of justifying and comparing, a conventional solution for compact soil is analysed. The results show great differences in the displacements created with the solutions, highlighting the importance of the usage of a light material for this road work, in this case, EPS.

**Keywords:** Soft soils. Embankment with EPS. Displacement analysis. Finite Elements Method.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema do contato entre grãos para definição de tensões .....	30
Figura 2 - Elemento de solo e diagrama de corpo livre.....	31
Figura 3 - Princípios do círculo de Mohr .....	31
Figura 4 - Representação da coluna de massa de solo saturado para análise de tensões.....	32
Figura 5 - Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb .....	35
Figura 6 - Tensões em um elemento de solo com superfície horizontal .....	36
Figura 7 - Tensões iniciais em superfícies inclinadas .....	37
Figura 8 - Distribuição de tensões com a profundidade .....	38
Figura 9 - Bulbo de tensões .....	38
Figura 10 - Representação de cargas em um aterro para o cálculo do acréscimo de tensões...	39
Figura 11 - Gráfico de Osterberg .....	40
Figura 12 - Conceitos de deslocamento e deformação .....	42
Figura 13 - Detalhes internos do piezocone .....	47
Figura 14 - Exemplo de um perfil típico resultante do ensaio de piezocone.....	49
Figura 15 - Ábacos para identificação do comportamento típico dos solos.....	50
Figura 16 - Equipamento para o ensaio de palheta.....	52
Figura 17 - Gráfico <i>Su</i> versus rotação angular com medida de atrito das hastes .....	52
Figura 18 - Fator de correção da resistência não drenada .....	53
Figura 19 - Limites de Attenberg .....	55
Figura 20 - Esquema de prensa do ensaio de adensamento convencional .....	57
Figura 21 - Curva de compressibilidade.....	57
Figura 22 - Modos de ruptura para aterros sobre solos moles.....	58
Figura 23 - Modos de ruptura para aterros sobre solos moles.....	60
Figura 24 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.....	62
Figura 25 - Correlações obtidas com a massa específica do EPS .....	64
Figura 26 - Gráfico tensão versus deformação para compressão uniaxial de blocos de EPS ..	66
Figura 27 - Valores do módulo de elasticidade na fase elástica.....	66
Figura 28 - Envoltórias de resistência de amostras de EPS.....	67
Figura 29 - Relação entre o ângulo de atrito médio e a massa específica do EPS .....	68
Figura 30 - Componentes principais de um aterro com EPS.....	69
Figura 31 - Fluxograma de verificações para um projeto de aterro com EPS.....	70
Figura 32 - Localização da área de estudo .....	72

Figura 33 - Local onde o novo aterro será construído .....	72
Figura 34 - Seção longitudinal e faces da estrutura de terra armada.....	73
Figura 35 - Detalhes das faces laterais da terra armada na pista existente.....	74
Figura 36 - Localização dos pontos de investigação .....	77
Figura 37 - Geometria utilizada para o desenvolvimento da pesquisa .....	79
Figura 38 - Detalhe alternativo para o solo compactado sobre as laterais do aterro .....	79
Figura 39 - Seção longitudinal do aterro de encontro com a utilização de EPS.....	80
Figura 40 - Curva de compressibilidade do ensaio de adensamento.....	88
Figura 41 - Gráfico de $\varepsilon \times \sqrt{t}$ do ensaio de adensamento oedométrico.....	89
Figura 42 - Elementos de solo com 6 ou 15 nós.....	93
Figura 43 - Comportamento de um material elastoplástico.....	95
Figura 44 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média.....	96
Figura 45 - Comportamento de material com endurecimento após a plastificação.....	96
Figura 46 - Inserção de geometria genérica no programa .....	97
Figura 47 - Inserção dos parâmetros para cada tipo de material .....	98
Figura 48 - Malha de elementos finitos gerada pelo programa .....	98
Figura 49 - Desativação de materiais e inserção de nível d'água.....	99
Figura 50 - Poropressões geradas pelo software .....	99
Figura 51 - Tensões iniciais geradas pelo software.....	99
Figura 52 - Seção transversal típica para análise de flutuação .....	101
Figura 53 - Geometria final da seção transversal utilizada .....	104
Figura 54 - Camadas do aterro com a utilização de EPS.....	105
Figura 55 - Dimensões do aterro com a utilização de EPS .....	105
Figura 56 - Perfis utilizados para obter os parâmetros característicos do solo de fundação (km 7 + 319,19 m) .....	110
Figura 57 - Previsão de recalques pelo Plaxis para aterro com EPS - plastic .....	113
Figura 58 - Previsão de recalques pelo Plaxis para aterro com EPS - consolidation .....	113
Figura 59 - Deslocamentos horizontais pelo Plaxis para aterro com EPS - plastic.....	116
Figura 60 - Deslocamentos horizontais pelo Plaxis para aterro com EPS - consolidation....	116
Figura 61 - Malha de elementos finitos ampliada 5 vezes para aterro com EPS .....	117
Figura 62 - Deslocamento final da malha de elementos finitos ampliada 5 vezes.....	118
Figura 63 - Tensões atuantes na seção transversal analisada .....	119
Figura 64 - Geometria da seção transversal com aterro de solo compactado.....	121
Figura 65 - Previsão de recalques pelo Plaxis - aterro com solo compactado - plastic.....	122

Figura 66 - Deslocamentos horizontais pelo Plaxis - aterro com solo compactado - plastic .	123
Figura 67 - Malha deformada ampliada 5 vezes para aterro com solo compactado .....	124



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes do sobreadensamento .....	41
Tabela 2 - Classificação de solos por tipo de comportamento .....	50
Tabela 3 - Classificação de solos em função do $I_c$ .....	51
Tabela 4 - Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos .....	54
Tabela 5 - Métodos de equilíbrio limite de fatias para a análise de estabilidade .....	59
Tabela 6 - Fatores de segurança mínimos .....	60
Tabela 7 - Pesos específicos de materiais leves para aterros.....	62
Tabela 8 - Estatísticas de todos os ensaios de compressão uniaxial realizados .....	65
Tabela 9 - Coeficientes de Poisson obtidos por diferentes autores .....	67
Tabela 10 - Ensaios geotécnicos utilizados para o desenvolvimento da pesquisa .....	78
Tabela 11 - OCR's comparados .....	83
Tabela 12 - OCR's do depósito de argila .....	84
Tabela 13 - Divisão das camadas do solo de fundação .....	84
Tabela 14 - Valores de peso específico propostos para o solo de fundação.....	85
Tabela 15 - Valores de peso específico de solos argilosos.....	85
Tabela 16 - Valores de peso específico de solos arenosos .....	86
Tabela 17 - Valores de coesão propostos para o solo de fundação .....	86
Tabela 18 - Parâmetros de compressibilidade da camada de argila analisada .....	88
Tabela 19 - Coeficiente de adensamento para a camada de argila analisada .....	90
Tabela 20 - Valores típicos de módulo de elasticidade .....	91
Tabela 21 - Valores para coeficientes de Poisson admissível .....	91
Tabela 22 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade vertical.....	92
Tabela 23 - Parâmetros característicos para cada camada do solo de fundação.....	107
Tabela 24 - Parâmetros característicos para os materiais do aterro com EPS.....	111
Tabela 25 - Incrementos de tensões gerados pelos materiais do aterro com EPS .....	112
Tabela 26 - Pesos atuantes sobre os blocos de EPS .....	120
Tabela 27 - Incrementos de tensões oriundos dos materiais do aterro com solo compactado	122



## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E ALFABÉTICAS

### I - Abreviaturas e Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas	MOC	Moderadamente Sobreadensado
AI	Argilas Inorgânicas	HOC	Alto Sobreadensamento
AO	Argilas Orgânicas	N	Força Normal
CP	Amostra/Corpo de Prova	NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
CPT	Ensaio de Penetração de Cone	NC/NA	Normalmente Adensado
CPT	Ensaio de Penetração de Cone com medida de poropressão	NA	Nível D'água ou Freático
DMT	Ensaio Dilatométrico	NT	Nível do Terreno
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes	PI	Ponto em Investigação
EPS	Poliestireno expandido	PROSUL	Projetos, Supervisão e Planejamento
FS	Fator de Segurança	PMT	Ensaio Pressiométrico
FVT	Ensaio de Palheta	OCR	Razão de sobreadensamento
LOC	Levemente Sobreadensado	AS	Subadensado
MEF	Método de Elementos Finitos	SPT	Ensaio de Penetração Padrão
		T	Força Tangencial
		VHOC	Muito Alto Sobreadensamento

### II – Alfabeto grego

$\alpha$ [*]	Razão entre a área da seção referente ao diâmetro interno do piezocone e a área da seção referente ao diâmetro externo	$\Delta\sigma'_{vEPS}$ [kPa]	Incremento de tensão gerado pela sobrecarga do aterro com EPS
$\alpha_E$ [*]	Coeficiente do cálculo do módulo de elasticidade	$\Delta\sigma'_{vsc}$ [kPa]	Incremento de tensão gerado pela sobrecarga do aterro com solo compactado
$\alpha_1$ e $\alpha_2$ [°]	Ângulos relacionados a geometria do aterro	$\Delta h$ [m]	Variação da altura do corpo de prova
$\sigma$ [kPa]	Tensão normal	$\Delta h_i$ [cm]	Recalque elástico ou imediato
$\sigma'$ [kPa]	Tensão normal efetiva	$\Delta h_p$ [cm]	Recalque por adensamento primário
$\sigma_0$ [kPa]	Tensão total	$\Delta h_s$ [cm]	Recalque por compressão secundária
$\sigma_{v0}$ [kPa]	Tensão total vertical	$\Delta x$ [m]	Deslocamento
$\sigma_1$ [kPa]	Tensão normal máxima	$\tau$ [kPa]	Tensão de cisalhamento
$\sigma_3$ [kPa]	Tensão normal mínima	$\tau_{max}$ [kPa]	Tensão de cisalhamento máxima
$\sigma'_h$ [kPa]	Tensão efetiva horizontal	$\tau_n$ [kPa]	Tensão de cisalhamento em um plano qualquer
$\sigma'_v$ [kPa]	Tensão efetiva vertical	$\tau_{xy}$ [kPa]	Tensão de cisalhamento no plano xy
$\sigma'_{vm}$ [kPa]	Tensão de sobreadensamento	$\theta$ [°]	Plano de inclinação
$\sigma'_{vi}$ [kPa]	Tensão efetiva vertical <i>in situ</i> no meio da camada	$\phi$ [°]	Ângulo de atrito interno
$\sigma'_{vf}$ [kPa]	Tensão efetiva vertical final no meio da camada, resultante da sobrecarga aplicada na superfície.	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso específico do solo
$\sigma_o$ [kPa]	Carregamento em determinada área da superfície do terreno	$\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso específico da camada “i” de solo
$\sigma_n$ [kPa]	Tensão normal em um plano qualquer	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso específico aparente seco
$\sigma_x$ $\sigma_y$ [kPa]	Tensões normais no plano xy	$\gamma_{nat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso específico natural
$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Acréscimo de tensão na profundidade z devido ao carregamento do aterro	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso específico do solo saturado
$\Delta\sigma'_v$ [kPa]	Incremento de tensão vertical	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso específico dos sólidos
		$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso específico da água
		$\varepsilon$ [*]	Deformação
		$\varepsilon_v$ [*]	Deformação vertical
		$\nu$ [*]	Coeficiente de Poisson
		$\mu$ [*]	Fator empírico para cálculo de $S_u$
		[*]	adimensional

## II – Alfabeto latino

$\sqrt{t}$ [ $\sqrt{\text{min}}$ ]	Raiz quadrada do tempo	$l_0$ [m]	Comprimento inicial do objeto
B1 e B2 [m]	Medidas relacionadas a geometria do aterro	$l_f$ [m]	Comprimento final do objeto
$B_q$ [*]	Incremento de poropressão	LC [*]	Limite de contração
$B_w$ [m]	Largura da base do conjunto dos blocos de EPS	LL [*]	Limite de Liquidez
$c$ [kPa]	Coesão	LP [*]	Limite de Plasticidade
$C_c$ [*]	Índice de compressão	$n$ [%]	Porosidade
$C_r$ [*]	Índice de recompressão	$p_a$ [kPa]	Pressão atmosférica
$C_s$ [*]	Índice de expansão	Qai [*]	Qualidade da amostra indeformada
$c_v$ [ $\text{cm}^2/\text{s}$ ]	Coefficiente de adensamento	$q_c$ [kPa]	Resistência de ponta do cone
$e$ [*]	Índice de vazios	$q_t$ [kPa]	Resistência de ponta corrigida
$e_0$ [*]	Índice de vazios inicial	$Q_t$ [*]	Resistência de ponta normalizada
$e_f$ [*]	Índice de vazios final	$Q_{tn}$ [*]	Resistência de penetração do cone normalizada
$f_s$ [kPa]	Atrito lateral do cone	$Q_{REQ}$ [kN/m]	Peso dos materiais sobre os blocos de EPS
$F_r$ [%]	Atrito lateral normalizado	$R_f$ [%]	Razão de atrito
E [MPa]	Módulo de elasticidade	S [%]	Grau de Saturação
$q_o$ [kPa]	Carregamento do aterro	$S_{total}$ [m]	Recalque total previsto
H [m]	Altura do aterro	$S_u$ [kPa]	Resistência ao cisalhamento não drenada
H [m]	Altura do nível da água a partir do topo da coluna de solo	$t$ [s]	Tempo de adensamento
H [m]	Espessura da camada	$t_{90}$ [s]	Tempo correspondente à 90% de adensamento
$H_A$ [m]	Distância entre o ponto A e o nível da água	T [*]	Fator tempo
$H_d$ [m]	Máximo comprimento de drenagem	$T_{90}$ [*]	Fator tempo correspondente à 90% de adensamento
$h$ [m]	Altura da camada de EPS inundada pela enchente prevista	$u$ [kPa]	Poropressão
$h_0$ [m]	Altura inicial do corpo de prova	$u_0$ [kPa]	Pressão hidrostática
$I_2$ [*]	Coefficiente de influência para o cálculo da tensão	$u_1$ [kPa]	Poropressão medida na ponteira cônica
$I_c$ [*]	Índice de classificação do material	$u_2$ [kPa]	Poropressão medida na base do cone
IP [*]	Índice de plasticidade	$u_3$ [kPa]	Poropressão medida na luva do cone
$K_1$ [*]	Fator multiplicador para correlação do ensaio de piezocone	$U_v$ [%]	Grau de adensamento
$k_h$ [m/s]	Coefficiente de permeabilidade horizontal	$w$ [%]	Teor de umidade
$k_v$ [m/s]	Coefficiente de permeabilidade vertical	$W_{EPS}$ [kN/m]	Peso do conjunto de blocos de EPS
		$W_w$ [kN/m]	Peso de água nas laterais do aterro
		$x_i$ [m]	Posição inicial do objeto
		$x_f$ [m]	posição final do objeto
		$z_i$ [m]	Espessura da camada “i” de solo

[\*] adimensional



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>25</b>
1.1	OBJETIVOS.....	26
1.1.1	<b>Objetivo Geral .....</b>	<b>26</b>
1.1.2	<b>Objetivos Específicos.....</b>	<b>26</b>
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....</b>	<b>27</b>
2.1	DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES .....	27
2.1.1	<b>Formação dos depósitos .....</b>	<b>27</b>
2.2	TENSÕES NO SOLO .....	29
2.2.1	<b>Conceito de tensões.....</b>	<b>29</b>
2.2.2	<b>Estado plano de tensões - Círculo de Mohr .....</b>	<b>30</b>
2.2.3	<b>Princípios das tensões efetivas.....</b>	<b>32</b>
2.2.4	<b>Critério de ruptura Mohr-Coulomb.....</b>	<b>34</b>
2.2.5	<b>Tipos de tensões .....</b>	<b>35</b>
2.2.6	<b>Histórico de tensões .....</b>	<b>40</b>
2.3	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS .....	41
2.3.1	<b>Deslocamento <i>versus</i> deformação.....</b>	<b>41</b>
2.3.2	<b>Teoria do Adensamento Unidimensional .....</b>	<b>43</b>
2.3.3	<b>Previsão de recalques .....</b>	<b>43</b>
2.3.4	<b>Deslocamentos horizontais.....</b>	<b>46</b>
2.4	ENSAIOS GEOTÉCNICOS E ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS .....	46
2.4.1	<b>Ensaio de campo.....</b>	<b>46</b>
2.4.2	<b>Ensaio de laboratório.....</b>	<b>53</b>
2.5	ANÁLISE DA ESTABILIDADE .....	58
2.5.1	<b>Equilíbrio limite e Fator de Segurança .....</b>	<b>59</b>
2.6	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....	60
2.7	MODELOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	61
2.7.1	<b>Panorama geral.....</b>	<b>61</b>
2.7.2	<b>Aterros leves.....</b>	<b>62</b>
2.8	ATERROS LEVES COM EPS .....	63
2.8.1	<b>Informações gerais .....</b>	<b>63</b>
2.8.2	<b>Propriedades do material .....</b>	<b>64</b>
2.8.3	<b>Processo construtivo.....</b>	<b>68</b>
2.8.4	<b>Verificações necessárias .....</b>	<b>69</b>
<b>3</b>	<b>ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>71</b>
3.1	DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	71
3.2	CRITÉRIO DE PROJETO .....	73
3.2.1	<b>Apresentação do problema .....</b>	<b>73</b>
<b>4</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>77</b>
4.1	COLETA DE DADOS .....	77

4.1.1	<b>Ensaio geotécnicos.....</b>	<b>77</b>
4.1.2	<b>Projeto proposto .....</b>	<b>78</b>
4.2	IDENTIFICAÇÃO DO PERFIL GEOTÉCNICO DO SOLO DE FUNDAÇÃO.....	80
4.2.1	<b>Definição das camadas de solo .....</b>	<b>81</b>
4.3	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS .....	84
4.3.1	<b>Peso específico.....</b>	<b>85</b>
4.3.2	<b>Coesão e Resistência não drenada .....</b>	<b>86</b>
4.3.3	<b>Ângulo de atrito .....</b>	<b>87</b>
4.3.4	<b>Parâmetros de adensamento.....</b>	<b>88</b>
4.3.5	<b>Módulo de elasticidade.....</b>	<b>90</b>
4.3.6	<b>Coefficiente de Poisson .....</b>	<b>91</b>
4.3.7	<b>Permeabilidade .....</b>	<b>92</b>
4.4	ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS.....	92
4.4.1	<b>Programa <i>Plaxis 8.2</i> .....</b>	<b>93</b>
4.4.2	<b>Modelos constitutivos considerados.....</b>	<b>94</b>
4.4.3	<b>Sequência de passos realizados .....</b>	<b>97</b>
4.5	CÁLCULOS TEÓRICOS - DESLOCAMENTOS .....	100
4.6	ANÁLISE DO EMPUXO HIDROSTÁTICO.....	101
4.7	ATERRO COM A UTILIZAÇÃO DE SOLO COMPACTADO .....	102
5	<b>RESULTADOS OBTIDOS.....</b>	<b>103</b>
5.1	SEÇÃO TRANSVERSAL PROPOSTA.....	103
5.1.1	<b>Geometria do aterro de encontro com a utilização de EPS.....</b>	<b>103</b>
5.2	RESUMO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	106
5.2.1	<b>Solo de fundação.....</b>	<b>106</b>
5.2.2	<b>Aterro de encontro com a utilização de EPS .....</b>	<b>111</b>
5.3	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS .....	111
5.3.1	<b>Previsão de recalques .....</b>	<b>111</b>
5.3.2	<b>Tempo de recalque .....</b>	<b>114</b>
5.3.3	<b>Deslocamentos horizontais.....</b>	<b>115</b>
5.3.4	<b>Malha de elementos finitos .....</b>	<b>117</b>
5.3.5	<b>Tensões sobre o EPS.....</b>	<b>118</b>
5.4	ANÁLISE DO EMPUXO HIDROSTÁTICO.....	119
5.5	ANÁLISE DO ATERRO COM SOLO COMPACTADO.....	120
5.5.1	<b>Geometria do aterro de encontro com solo compactado .....</b>	<b>120</b>
5.6	JUSTIFICATIVAS PARA A ESCOLHA DO ATERRO COM EPS.....	124
6	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>125</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>127</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A demanda por obras de infraestrutura viária, devido ao aumento do fluxo de veículos, é crescente no contexto nacional. Nesse sentido, projetos rodoviários que envolvem a construção de aterros sobre solos moles são cada vez mais frequentes e requerem estudos específicos quanto ao subsolo. No caso dos aterros de encontro de viadutos, faz-se necessária também a análise dos esforços transferidos às estruturas de fundação.

Os solos moles são, predominantemente, caracterizados como argilosos, apresentando, assim, baixa resistência ao cisalhamento, baixa permeabilidade e alta compressibilidade. Por essas razões, as principais problemáticas de aterros construídos sobre estes depósitos envolvem a magnitude dos recalques e os deslocamentos horizontais. Além disso, é de extrema importância a avaliação dos impactos gerados nos arredores da obra ao longo do tempo.

Dessa forma, a utilização de teorias da mecânica dos solos e da modelagem computacional por meio do método de elementos finitos, auxiliam na estimativa destes deslocamentos. Para que este resultado corresponda a realidade destaca-se a relevância do estudo dos parâmetros e das propriedades do subsolo a serem inseridos no modelo.

Dentre os modelos construtivos adotados em solos moles, a construção de aterros leves vem se destacando no cenário internacional, e envolve a utilização de materiais com baixo peso específico, como por exemplo o poliestireno expandido (EPS), fato que reduz a sobrecarga atuante no solo de fundação diminuindo suas respectivas deformações.

Portanto, esta pesquisa apresenta um estudo de caso no qual avaliou-se a utilização do EPS em um aterro de encontro do viaduto da pista de duplicação da BR-470, na interseção com a BR-101, trecho de Navegantes/SC. As análises realizadas contribuem para o conhecimento do desempenho deste material em obras rodoviárias, além de possibilitar uma alternativa para a situação proposta.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar a solução geotécnica, com a utilização de EPS, para um aterro sobre solo mole em um trecho da duplicação da BR-470.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Estimar parâmetros característicos para as camadas do solo de fundação a partir de ensaios geotécnicos e correlações;
- Estimar parâmetros característicos para os materiais que compõem o aterro com EPS a partir da literatura e de um projeto geotécnico inicial;
- Determinar e avaliar os recalques gerados pelo aterro com EPS por meio da comparação entre um método de cálculo tradicional da Mecânica dos Solos e a modelagem numérica realizada no programa Plaxis 8.2;
- Analisar os deslocamentos horizontais gerados pelo aterro com EPS através da modelagem numérica realizada no programa Plaxis 8.2;
- Estimar o tempo de ocorrência dos deslocamentos encontrados;
- Avaliar o empuxo hidrostático sobre os blocos de EPS por meio de cálculo teórico;
- Avaliar uma hipótese inicial de construção do aterro com solo compactado;
- Justificar o uso de blocos de EPS como solução geotécnica para o problema apresentado.

## **2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

Este capítulo visa expor ao leitor a fundamentação teórica necessária para a compreensão desta pesquisa. Buscou-se apresentar os princípios básicos da mecânica dos solos, além de conceitos e ensaios relevantes a projetos geotécnicos envolvendo a análise e o comportamento dos solos moles. Esta revisão será complementada ao longo dos capítulos posteriores.

### **2.1 DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES**

Por definição, o termo solos moles caracteriza depósitos de solos sedimentares, predominantemente argilosos (coesivos), cuja resistência a penetração apresenta valores de SPT inferiores a 4 golpes, como exposto por Massad (2010).

Sabe-se, ainda, da mecânica dos solos, que esse tipo de solo possui características próprias em relação aos seguintes conceitos:

- a) Resistência ao cisalhamento: apresenta baixa capacidade em suportar cargas;
- b) Compressibilidade: apresenta alta capacidade em se deformar;
- c) Plasticidade: apresenta alta capacidade de poder ser moldado sem alteração significativa de volume e sem a presença de fissuração;
- d) Permeabilidade: apresenta baixa capacidade de deixar-se atravessar pela água.

Em relação a sua composição, os solos moles são definidos como orgânico-minerais, com quantidades variáveis de matéria orgânica (15 a 99%) e partículas minerais (1 a 85%). Formados sob condições predominantemente anaeróbicas, esses componentes podem ser considerados produtos de processos climáticos de humificação, mineralização e pedogênese (DNER, 1990).

#### **2.1.1 Formação dos depósitos**

Segundo Massad (2010), os depósitos de solos moles possuem formação recente, ou seja, formados durante o Quaternário, e podem ser diferenciados quanto:

- a) Ao meio de deposição: água doce, salgada ou salobra;

- b) Ao processo de deposição: fluvial ou marinho;
- c) Ao local de deposição: áreas litorâneas ou planícies de inundação e várzeas.

Além disso, as condições ambientais variam no espaço e no tempo. Isso contribui para a complexidade do fenômeno de sedimentação desses depósitos, alterando fatores como: a velocidade das águas, a salinidade e a flocculação das partículas, a composição da matéria em suspensão na água, a presença de matéria orgânica, entre outros (MASSAD, 2010).

#### 2.1.1.1 Solos moles fluviais (aluvionares)

Nas planícies de inundação ou várzeas de rios, o processo de formação dos solos moles ocorre através da decantação de partículas mais finas (argilas e siltes) em regiões de menores cotas. Origina-se daí um perfil homogêneo, composto por camadas de solos argilosos, ou heterogêneo, quando lentes de areias finas se intercalam com essas camadas (MASSAD, 2010).

Devido as irregularidades dos cursos fluviais e as alterações de seus trajetos ao longo do tempo, os depósitos de solos moles também estão sujeitos a uma heterogeneidade horizontal (MASSAD, 2010), ou seja, áreas que no passado não possibilitavam a formação de camadas argilosas, atualmente podem ser propícias à deposição de partículas finas.

#### 2.1.1.2 Solos moles marinhos

Durante o período Quaternário, dois grandes ciclos de sedimentação ocorreram no litoral brasileiro, sendo um deles no Pleistoceno e o outro no Holoceno. Entre eles houve, ainda, um processo intenso de erosão característico da última glaciação ocorrida no planeta, há cerca de 15 mil anos. Dentro desses ciclos, episódios de ascensão e declínio do mar em relação ao continente, foram fundamentais para o processo de formação e distinção dos depósitos marinhos argilosos e arenosos (MASSAD, 2010).

Suguio et al. (1985) afirma que as flutuações do nível relativo do mar são controladas pela variação do volume de água dos oceanos (eustasia) e pelas alterações dos níveis dos continentes (isostasia).

De acordo com Morner (1980) *apud* Suguio et al. (1985), os fatores que influenciam na mudança do nível relativo do mar envolvem a tectônica das placas (tecnoeustasia), os fenômenos de glaciação (glacioeustasia) e as deformações do geóide (geoidoeustasia), além de

mudanças locais relacionadas aos movimentos crustais e alterações meteorológicas, hidrológicas, oceanográficas e de compactação.

Para o reconhecimento dos depósitos marinhos sujeitos as flutuações do nível do mar, Suguio (2010) sugere três indicadores:

- a) Geológicos: depósitos de sedimentos marinhos localizados acima ou abaixo do nível atual do mar, terraços de abrasão marinha, entalhes marinhos e cavernas marinhas;
- b) Biológicos: fósseis de organismos acima do atual nível do mar;
- c) Arqueológicos: sítios arqueológicos, como os sambaquis existentes no litoral brasileiro.

## 2.2 TENSÕES NO SOLO

### 2.2.1 Conceito de tensões

Pinto (2006) relata o conceito do solo como um meio particulado, onde a transmissão de forças pode ocorrer através do contato direto de partícula a partícula ou por meio da água presente em seus vazios. Essa transmissão, portanto, acontece em áreas muito reduzidas em relação à área total considerada. Nesse contexto, o perfil de solo pode ser analisado sob o conceito de tensões existente na mecânica dos sólidos deformáveis.

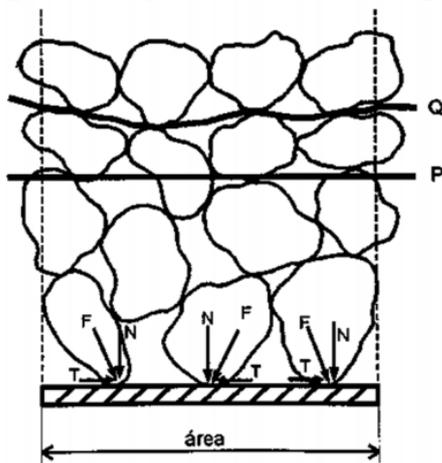
Esse conceito pode ser explicado, de maneira simplificada, observando-se o esquema da Figura 1. Nesse modelo, considera-se um corte plano interceptando uma massa de solo e uma placa inserida na seção transversal analisada. Forças (F) serão transmitidas à placa através dos grãos, as quais podem ser decompostas em normais (N) e tangenciais (T), (PINTO, 2006).

O somatório dos componentes normais à placa dividido pela área total de contato entre as partículas e a placa é denominada tensão normal ( $\sigma$ ). Do mesmo modo, para a relação entre as forças tangenciais e a área de contato envolvida dá-se o nome de tensão de cisalhamento ( $\tau$ ). Surge, portanto, o conceito de tensões em um meio contínuo, ou seja, o sistema particulado pode ser entendido como uma massa única constituída de grãos e vazios, preenchidos ou não por água, submetida a esforços gerados pela ação de forças (PINTO, 2006).

De acordo com Gerscovich (2008), essas forças correspondem a carregamentos externos, ao peso próprio ou a uma combinação de ambos. Qualquer ponto no interior da massa

de solo está sujeito a esforços que resultam em estados de tensões normais e cisalhantes. Esses, por sua vez, variam de acordo com o plano considerado.

Figura 1 - Esquema do contato entre grãos para definição de tensões



Fonte: Pinto (2006).

### 2.2.2 Estado plano de tensões - Círculo de Mohr

Sob a ótica da Mecânica dos Solos, o estado plano de tensões correspondente a um ponto ou elemento, localizado no interior do solo, pode ser determinado graficamente através do círculo de tensões ou círculo de Mohr do ano de 1870. Esse círculo é traçado sobre dois eixos ortogonais, onde as abscissas correspondem às tensões normais e as ordenadas às de cisalhamento. Cada coordenada ( $\sigma$  e  $\tau$ ) corresponde a um plano de inclinação  $\theta$  que passa pelo elemento de análise, como explicado em Caputo (1967).

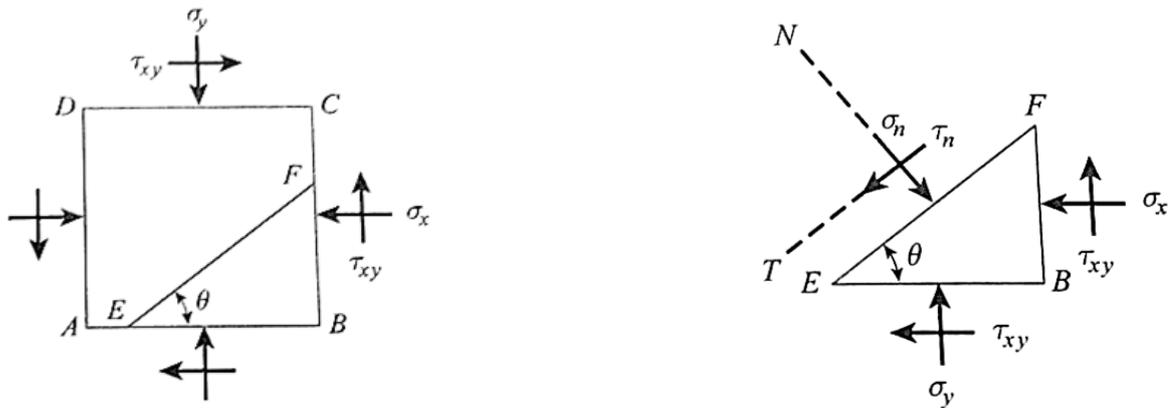
Dentre os inúmeros planos que constituem o círculo de Mohr, alguns são de extrema importância para os estudos geotécnicos:

- a) Planos principais: planos ortogonais, onde atuam as tensões máxima e mínima,  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  ( $\sigma_1 > \sigma_3$ ) respectivamente, e tensões de cisalhamento nulas ( $\tau = 0$ );
- b) Planos de tensão tangencial máxima: planos bissetores dos planos principais, onde atuam as máximas tensões de cisalhamento ( $\tau_{\max}$ ), enquanto as tensões normais coincidem com o centro do círculo.

Assim, de acordo com Das (2014), tomando-se um elemento existente no interior do solo, cujo estado de tensões ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ ) é conhecido (Figura 2a), pode-se construir o círculo de Mohr expresso na Figura 3.

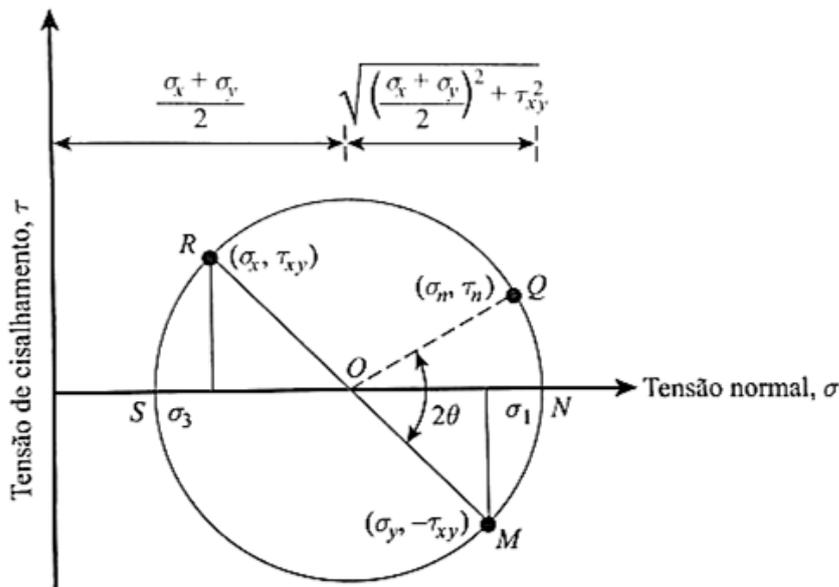
A tensão normal e de cisalhamento ( $\sigma_n$  e  $\tau_n$ ) que atuam em um plano qualquer (Figura 2b) podem ser determinadas por meio de relações trigonométricas.

Figura 2 - Elemento de solo e diagrama de corpo livre



(a) Tensão normal e de cisalhamento atuando sobre o elemento (b) diagrama de corpo livre EFB  
Fonte: Das (2014).

Figura 3 - Princípios do círculo de Mohr



Fonte: Das (2014).

Deve-se ressaltar que o ângulo  $2\theta$  (Figura 3) é igual a duas vezes o ângulo que o plano EF faz na direção anti-horária com o plano AB (Figura 2a). O ponto O representa o centro do círculo de Mohr. Os pontos R e M (Figura 3) representam as condições de tensão nos planos AD e AB (Figura 2a), respectivamente. O ponto Q corresponde a tensão normal ( $\sigma_n$ ) e a tensão de cisalhamento ( $\tau_n$ ) no plano EF. Os pontos N e S possuem as ordenadas ou tensões de

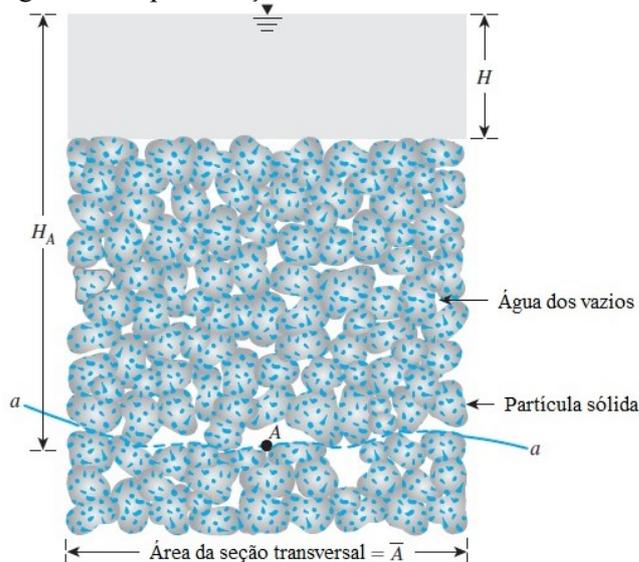
cisalhamento iguais a zero, ou seja, as tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  correspondem aos planos principais (DAS, 2014).

Conclui-se que o círculo de Mohr constitui uma importante ferramenta para a visualização completa do estado de tensão em um determinado ponto, sendo base para posteriores análises relacionadas a distribuição de tensões no solo.

### 2.2.3 Princípios das tensões efetivas

De acordo com Das (2014), considerando uma coluna de massa de solo saturado, sem percolação de água, a tensão total ( $\sigma_0$ ) no ponto A pode ser obtida através do peso específico saturado do solo e da água acima dele, conforme a Figura 4.

Figura 4 - Representação da coluna de massa de solo saturado para análise de tensões



Fonte: Das (2014).

A interpretação da Figura 4 pode ser expressa pela Equação (1).

$$\sigma_0 = H \times \gamma_w + (H_A - H) \times \gamma_{sat} \quad (1)$$

Onde:  $\sigma_0$  = tensão total;

$\gamma_w$  = peso específico da água;

$\gamma_{sat}$  = peso específico do solo saturado;

$H_A$  = distância entre o ponto A e o nível da água;

$H$  = altura do nível da água a partir do topo da coluna de solo.

Dessa maneira, Das (2014) relata que, de acordo com Terzaghi, a tensão total em um plano qualquer deve ser considerada como a soma de duas parcelas:

- a) Parcela suportada pela água presente nos espaços vazios contínuos, com mesma intensidade em todas as direções, denominada pressão neutra ou poropressão ( $u$ );
- b) Parcela suportada pelas partículas de solo em seus pontos de contato, denominada tensão efetiva ( $\sigma'$ ).

A partir dessa constatação, surge o Princípio das Tensões Efetivas, desenvolvido por Terzaghi em 1925. Ele considera que todos os efeitos mensuráveis resultantes de variações de tensões nos solos, como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento são devidas às variações de tensões efetivas (PINTO, 2006).

Logo, com base na Figura 4, a tensão efetiva, para solos saturados, pode ser expressa através da Equação (2).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2)$$

Onde:  $\sigma'$  = tensão efetiva;

$\sigma$  = tensão total, expressa na Equação (1);

$u = H_A \cdot \gamma_w$  = pressão neutra ou poropressão.

Segundo Pinto (2006), as deformações que ocorrem nos solos são consequência do deslocamento relativo das partículas e não do deslocamento dos elementos de maneira contínua, como por exemplo no concreto. Por essa razão, se um carregamento é feito na superfície do terreno, o solo se comprime e ocorre a expulsão de água de seus vazios, resultando no aumento da tensão efetiva. Entretanto, caso o nível d'água se eleve, o aumento da tensão total corresponde ao aumento da pressão neutra nos vazios e o solo não se deforma. Dessa forma, entende-se que o efeito mecânico gerado no solo independe da pressão neutra e, é resultado apenas das variações de tensões efetivas, que correspondem as forças transmitidas pelas partículas.

Nota-se que, embora a pressão neutra, considerada nesse contexto, seja a pressão da água provocada pela posição do solo em relação ao nível d'água, ela pode ser alterada frente a carregamentos aplicados sobre o terreno (PINTO, 2006).

Assim, Das (2014) enfatiza que o Princípio das Tensões Efetivas é provavelmente o conceito mais importante na engenharia geotécnica, sendo fundamental para a solução de diversos problemas como a pressão lateral da terra em estruturas de contenção, a capacidade de carga, o recalque de fundações e, ainda, a estabilidade de taludes de terra.

#### 2.2.4 Critério de ruptura Mohr-Coulomb

Na Mecânica dos Solos, quando as tensões atuantes sobre uma massa de solo são aumentadas até que as deformações resultantes se tornem demasiadamente grandes, afirma-se que o solo atingiu a ruptura. As tensões atuantes neste caso são iguais a resistência ao cisalhamento do solo.

Nesse contexto, Das (2014) expõe o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Essa teoria afirma que um solo rompe devido à combinação entre as tensões normal e de cisalhamento e não devido a máxima tensão normal e de cisalhamento isoladas. Dessa forma, a relação entre essas tensões, no momento da ruptura, pode ser aproximada pela função linear demonstrada na Equação (3), também denominada envoltória de ruptura.

$$\tau = c + \sigma' \cdot \operatorname{tg}\varphi \quad (3)$$

Onde:  $c$  = coesão;

$\varphi$  = ângulo de atrito interno;

$\sigma'$  = tensão normal efetiva no plano de ruptura;

$\tau$  = resistência ao cisalhamento.

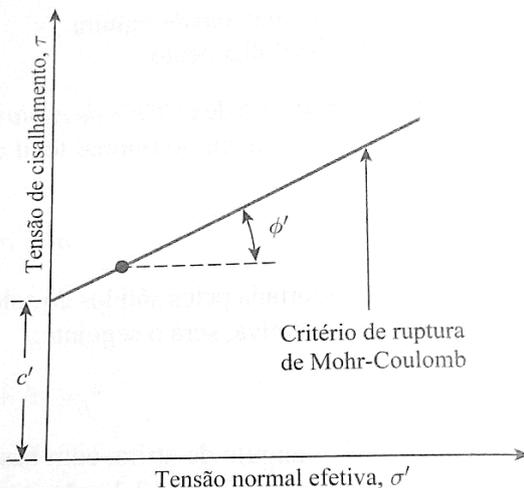
Ressalta-se que essa equação deve ser escrita em termos de tensão normal efetiva, ou seja, pelo princípio das tensões efetivas, a resistência é função da tensão normal efetiva no plano de ruptura ( $\sigma'$ ), visto que a água não resiste a esforços cisalhantes, apenas o esqueleto sólido. Logo, a existência de poropressão no plano de ruptura diminui a resistência ao cisalhamento dos solos (MASSAD, 2010).

A envoltória de ruptura é definida com base nos parâmetros de resistência do solo  $c$  e  $\varphi$  conforme o gráfico da Figura 5. De acordo com Caputo (1967), a coesão consiste nas forças de adesão entre as partículas de solo enquanto o ângulo de atrito interno quantifica o deslizamento, rotação e translação do solo durante a aplicação das tensões cisalhantes.

Assim, conforme abordado por Pinto (2006), o critério de ruptura estabelece que:

- a) Estados de tensões cujo círculo de Mohr estiver abaixo da envoltória de ruptura, o solo se encontra em segurança;
- b) Estados de tensões cujo círculo de Mohr tangenciar a envoltória de ruptura, ocorrerá o rompimento do solo neste ponto.

Figura 5 - Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: Das (2014).

## 2.2.5 Tipos de tensões

Pinto (2006) relata que as tensões atuantes nos solos são devidas ao peso próprio e às cargas aplicadas. Nesse contexto, Gerscovich (2008), afirma que o cálculo dessas tensões pode ser bastante complexo quando existe grande heterogeneidade e topografia irregular no perfil de solo. Entretanto, existem situações, frequentemente encontradas na geotecnia, nas quais é possível estabelecer um padrão de distribuição de tensões bastante simplificado, conforme será abordado nos tópicos a seguir.

### 2.2.5.1 Tensões geostáticas

De acordo com Gerscovich (2008), o cálculo das tensões iniciais atuantes no solo pode ser resolvido, de maneira simplificada, considerando que o perfil do terreno encontra-se em uma situação geostática, a qual possui as seguintes hipóteses:

- a) A superfície do terreno é horizontal;
- b) As subcamadas do perfil de solo são horizontais;

c) Há pouca variação das propriedades do solo na direção horizontal.

Nessa condição, a tensão de cisalhamento é nula e as tensões normais atuantes nos planos verticais e horizontais correspondem às tensões principais do estado plano de tensões (Figura 6).

Quando o solo é constituído de camadas aproximadamente horizontais, a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ) aumenta em um valor igual ao produto do peso específico pela espessura da camada menos a pressão neutra ou poropressão, conforme a Equação (4). Nas mesmas condições, a tensão efetiva horizontal ( $\sigma'_h$ ) também aumenta, entretanto, devido ao atrito entre as partículas, essa variação é menor (PINTO, 2006).

$$\sigma'_v = \sum(\gamma_i \cdot z_i - u) \quad (4)$$

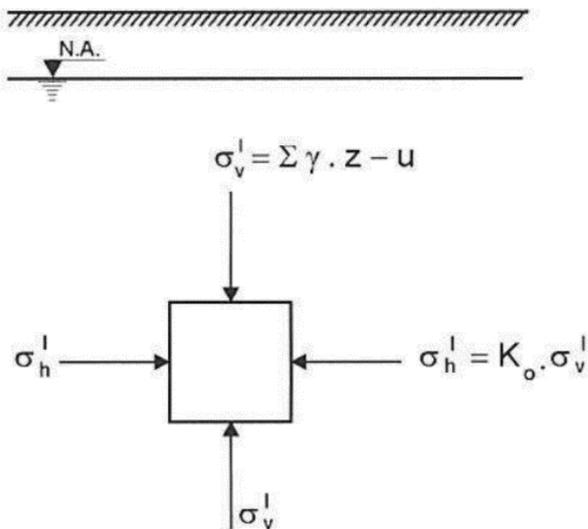
Onde:  $\sigma'_v$  = tensão efetiva vertical devida ao peso próprio do solo

$\gamma_i$  = peso específico da camada “i” de solo;

$z_i$  = espessura da camada “i” de solo;

$u$  = pressão neutra ou poropressão.

Figura 6 - Tensões em um elemento de solo com superfície horizontal



Fonte: Pinto (2006).

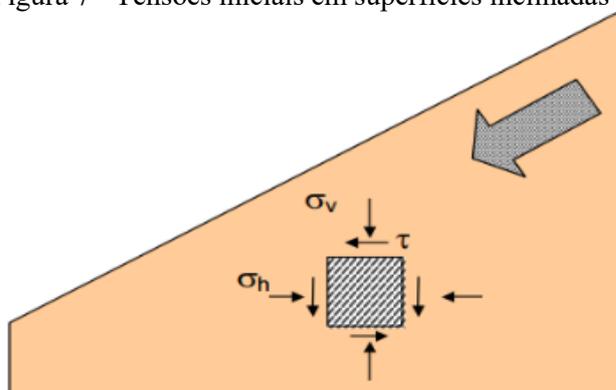
Segundo Pinto (2006), a relação entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical é denominada coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ). De maneira geral, ele varia entre 0,4 e 0,5 para as areias e entre 0,5 e 0,7 para as argilas, sendo tanto maior quanto maior o índice

de plasticidade do solo. Assim, a tensão efetiva horizontal pode ser expressa por meio da Equação (5).

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (5)$$

Vale ressaltar que, caso os requisitos da condição geostática não forem atendidos, tensões de cisalhamento podem aparecer e a determinação dos demais estados iniciais de tensões torna-se mais complexa. Esse cenário pode ocorrer por exemplo em superfícies inclinadas conforme indicado na Figura 7 (GERSCOVICH, 2008).

Figura 7 - Tensões iniciais em superfícies inclinadas



Fonte: Gerscovich (2008).

#### 2.2.5.2 Tensões devido a carregamentos externos

Ao aplicar um carregamento em determinada área da superfície do terreno ( $\sigma_0$ ), os acréscimos de tensão numa certa profundidade tendem a extrapolar a projeção da área carregada (PINTO, 2006).

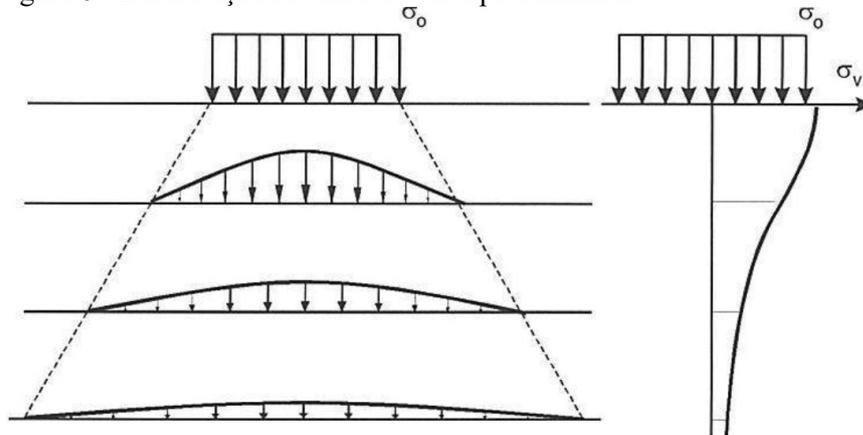
Assumindo o somatório dos acréscimos de tensões verticais constante nos planos horizontais e em qualquer profundidade, Pinto (2006), afirma que, abaixo da área carregada, ocorre uma diminuição desses acréscimos conforme a profundidade, isso porque, a área atingida aumenta. Esse conceito pode ser traduzido por meio da Figura 8.

Surge, portanto, outro conceito muito explorado na mecânica dos solos, denominado bulbo de tensões. Ele é formado pelo conjunto de isóbaras que, por sua vez, são geradas pela união dos pontos de mesmo acréscimo de tensão vertical (Figura 9).

Na prática, a estimativa para as tensões verticais devido a aplicação de vários tipos de carregamento na superfície do solo é baseada na Teoria da Elasticidade. As hipóteses dessa

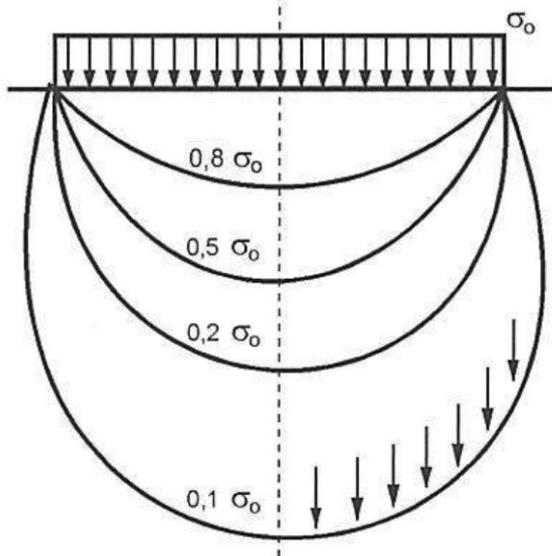
teoria dizem respeito a materiais homogêneos, perfeitamente elásticos e isotrópicos, consideradas, por exemplo, nas soluções propostas por Boussinesq (DAS, 2014).

Figura 8 - Distribuição de tensões com a profundidade



Fonte: Pinto (2006).

Figura 9 - Bulbo de tensões



Fonte: Pinto (2006).

Dentre as soluções propostas por Boussinesq (1883), Das (2014) expõe que o aumento da tensão vertical devido ao carregamento bidimensional de um aterro simétrico sobre determinado solo de fundação pode ser expresso pela Equação (6) e demonstrado na Figura 10.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_0}{\pi} \cdot \left[ \left( \frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) \cdot (a_1 + a_2) - \frac{B_1}{B_2} \cdot (a_2) \right] \quad (6)$$

Onde:  $\Delta\sigma_z$  = acréscimo de tensão na profundidade  $z$  devido ao carregamento do aterro;

$$q_0 = \gamma \cdot H;$$

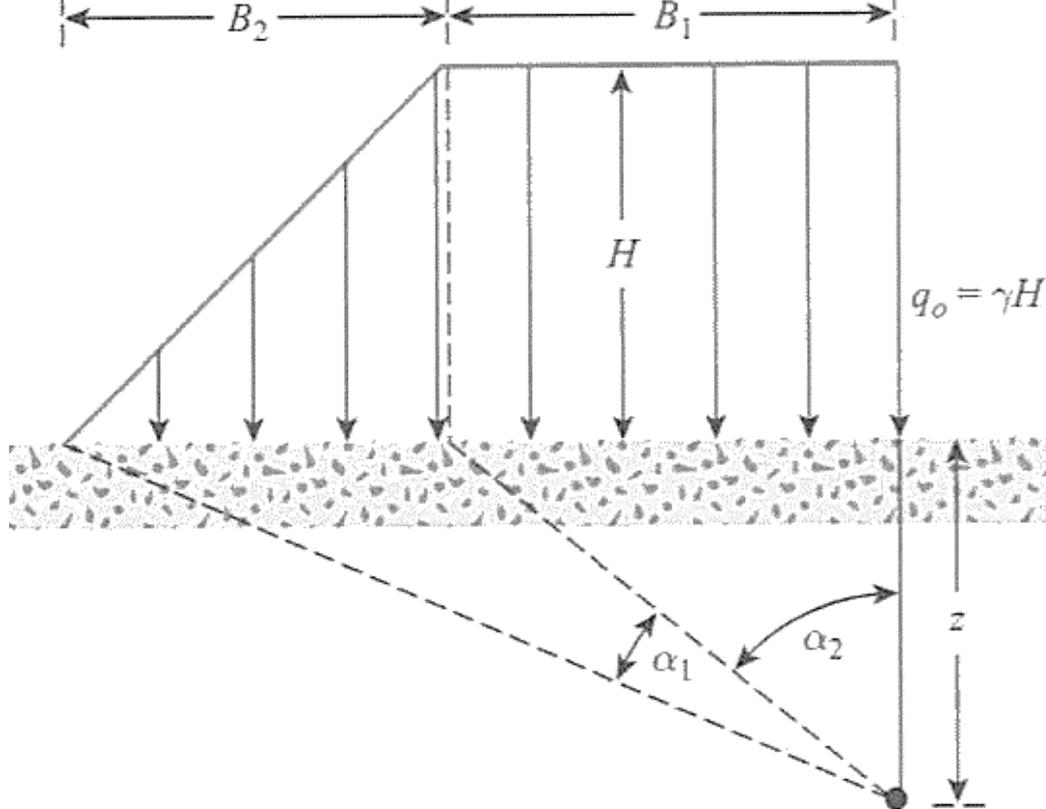
$\gamma$  = peso específico do solo do aterro;

$H$  = altura do aterro;

$B_1$  e  $B_2$  = medidas relacionadas a geometria do aterro;

$\alpha_1$  e  $\alpha_2$  = ângulos relacionados a geometria do aterro.

Figura 10 - Representação de cargas em um aterro para o cálculo do acréscimo de tensões



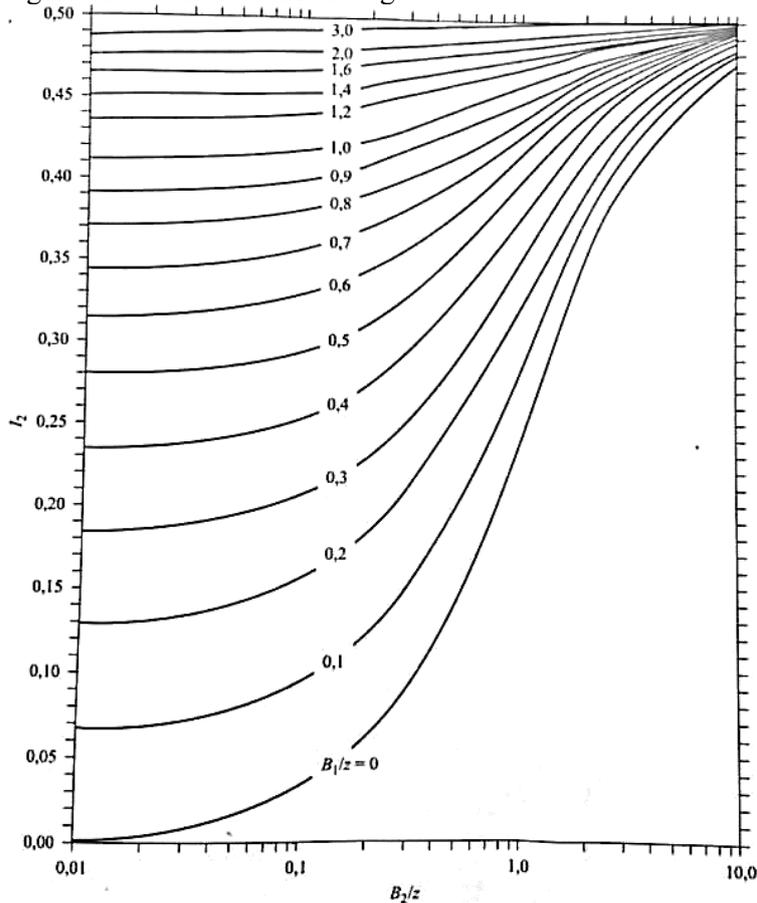
Fonte: Das (2014).

Uma forma simplificada da Equação (6) leva em consideração o Gráfico de Ostenberg (Figura 11), no qual o acréscimo de tensão vertical devido ao carregamento do aterro é determinado através do coeficiente de influência ( $I_2$ ), conforme a Equação (7).

$$\Delta\sigma_z = q_0 \cdot I_2 \quad (7)$$

Embora esta solução seja uma estimativa aceitável para a determinação das tensões verticais decorrentes de um carregamento externo, geralmente, os depósitos de solo são caracterizados por sua heterogeneidade, limitando as aplicações da teoria da elasticidade (DAS, 2014).

Figura 11 - Gráfico de Osterberg



Fonte: Das (2014).

### 2.2.6 Histórico de tensões

Das (2014) expõe que um solo em campo a certa profundidade possui uma tensão efetiva máxima ao qual foi submetido durante a sua história geológica. Essa tensão máxima pode ser igual ou maior que a tensão efetiva de sobrecarga existente no momento em que o solo está sendo analisado.

Define-se, portanto, como tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) a máxima tensão efetiva que um solo foi submetido durante a sua formação. Ela é determinada através do ensaio de adensamento oedométrico, o qual será abordado nos tópicos seguintes desta revisão, utilizando-se, por exemplo, os métodos de Pacheco e Silva ou de Casa Grande. Nesse contexto, os solos argilosos podem ser divididos em três classes:

- a) Argilas normalmente adensadas (NA): quando a tensão efetiva de sobrecarga atual é igual a tensão de sobreadensamento, ou seja, o solo nunca esteve submetido a tensões maiores que as atuais;

- b) Argilas sobreadensadas (PA): quando a tensão efetiva de sobrecarga atual é menor que a tensão de sobreadensamento. Neste caso, o solo submetido ao novo carregamento sofrerá pequenas deformações, apresentando um comportamento elástico;
- c) Argilas subadensadas (SA): quando a tensão efetiva de sobrecarga atual é maior que a tensão de sobreadensamento. Isto é, o solo está em processo de adensamento ocasionado pela sobrecarga atuante, apresentando deformações maiores e comportamento plástico.

Assim, Grando (2018) relata que solos argilosos possuem um histórico de tensões traduzido pela razão de sobreadensamento (OCR). Essa razão é originada entre a tensão de sobreadensamento e a tensão efetiva vertical, obtida através do princípio das tensões efetivas e da verificação das tensões geostáticas. Logo, a razão de sobreadensamento pode ser descrita pela Equação (8) e classificada segundo a Tabela 1.

Caso a razão de sobreadensamento (OCR) seja menor que 1, classifica-se o solo como subadensado, conforme o item 2.2.6 c).

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (8)$$

Tabela 1 - Classes do sobreadensamento

<b>Histórico de tensões</b>	<b>Descrição</b>
OCR = 1	Normalmente adensado (NA)
1 < OCR ≤ 4	Levemente sobreadensado (LOC)
4 < OCR ≤ 10	Moderadamente sobreadensado (MOC)
10 < OCR ≤ 25	Alto sobreadensamento (HOC)
OCR > 25	Muito alto sobreadensamento (VHOC)

Fonte: Adaptada de Sully et al. (1999) *apud* Grando (2018).

## 2.3 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

### 2.3.1 Deslocamento *versus* deformação

Segundo a física clássica, o conceito de deslocamento diz respeito a mudança de posição de um objeto qualquer com base em um referencial, sendo expresso como uma medida

de distância (metros, por exemplo). Quando a configuração geométrica natural da estrutura é alterada, ocorre a chamada deformação.

A deformação linear é conhecida, por meio da mecânica dos sólidos, como o alongamento ou encurtamento de um corpo por unidade de comprimento. A deformação é um valor adimensional representada por mm/mm ou através de uma porcentagem. Ela divide-se em elástica, plástica ou na combinação de ambas. As deformações elásticas são reversíveis, ou seja, desaparecem quando a força é removida. Já as deformações plásticas são irreversíveis e relacionam-se com alteração permanente da posição das partículas do material.

O resumo desses conceitos pode ser observado nas Equações (9) e (10) e na Figura 12.

$$\text{Deslocamento} : \Delta x = x_f - x_i \quad (9)$$

$$\text{Deformação} : \varepsilon = \frac{(l_f - l_0)}{l_0} \quad (10)$$

Onde:  $x_i$  = posição inicial;

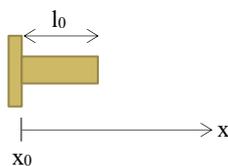
$x_f$  = posição final;

$l_0$  = comprimento inicial;

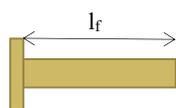
$l_f$  = comprimento final.

Figura 12 - Conceitos de deslocamento e deformação

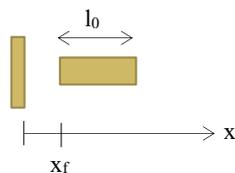
Estado original



Objeto deformado



Objeto deslocado



Fonte: Da autora.

### 2.3.2 Teoria do Adensamento Unidimensional

De acordo com Gerscovich (2008), a compressibilidade de um material consiste na relação entre a variação das tensões aplicadas e a magnitude de suas deformações. Para solos, essas deformações podem ser determinadas em termos volumétricos ou através da variação do índice de vazios.

Nesse contexto, o adensamento dos solos pode ser definido como o processo, ao longo do tempo, pelo qual ocorre a expulsão da água do interior dos vazios do solo promovendo, assim, a ocorrência de deslocamentos verticais, também chamados de recalques (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), a Teoria do Adensamento Unidimensional, desenvolvida por Terzaghi, baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a) O solo é totalmente saturado;
- b) A compressão e o fluxo d'água são unidimensionais (direção vertical);
- c) O solo é homogêneo;
- d) As partículas de solo e a água são incompressíveis;
- e) A massa de solo pode ser analisada em termos de elementos infinitesimais;
- f) O fluxo segue a Lei de Darcy;
- g) As propriedades do solo não se alteram no processo de adensamento;
- h) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

### 2.3.3 Previsão de recalques

Das (2014) relata que quando uma camada de solo saturado é submetida a um incremento de tensão, a poropressão da água aumenta simultaneamente. Dessa forma, a drenagem ocorre através dos vazios presentes na massa de solo, resultando na redução volumétrica. No caso de solos granulares, esse processo acontece mais rapidamente, fato explicado por sua alta permeabilidade. Já no caso das argilas, pouco permeáveis, esse processo pode levar longos períodos de tempo para ocorrer.

Nesse contexto, o recalque do solo causado pela aplicação de cargas pode ser dividido em três categorias (DAS, 2014):

- a) Recalque elástico ou imediato ( $\Delta h_i$ ): deslocamento gerado pela deformação elástica do solo, sem alteração do seu teor de umidade;
- b) Recalque por adensamento primário ( $\Delta h_p$ ): variação do volume em solos coesivos saturados devido a expulsão da água de seus vazios;
- c) Recalque por compressão secundária ( $\Delta h_s$ ): ocorre em solos coesivos saturados, após a dissipação das poropressões, quando as tensões efetivas são estabilizadas. É resultado do ajuste plástico da estrutura de solo, ou seja, de deformações lentas devido ao seu comportamento viscoso.

Assim, o recalque total gerado por incrementos de tensão pode ser determinado por meio da Equação (11).

$$\Delta h_t = \Delta h_i + \Delta h_p + \Delta h_s \quad (11)$$

De acordo com Almeida e Marques (2014), o recalque por adensamento primário leva em conta os parâmetros obtidos a partir da curva de compressão resultante do ensaio de adensamento (item 2.4.2.4), e pode ser expresso pelas Equações (12) e (13) em função da razão de sobreadensamento da camada de argila analisada.

$$\text{Argilas NA: } \Delta h_p = \frac{H}{(1+e_0)} \cdot C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \quad (12)$$

$$\text{Argilas PA: } \Delta h_p = \frac{H}{(1+e_0)} \cdot \left( C_r \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vi}} \right) + C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \right) \quad (13)$$

Onde: H = espessura da camada;

$e_0$  = índice de vazios da camada;

$C_c$  = índice de compressão;

$C_r$  = índice de recompressão;

$\sigma'_{vm}$  = tensão de sobreadensamento no meio da camada;

$\sigma'_{vi}$  = tensão efetiva vertical *in situ* no meio da camada;

$\sigma'_{vf}$  = tensão efetiva vertical final no meio da camada, resultante da sobrecarga aplicada na superfície.

Segundo, Das (2014), o recalque imediato baseia-se na Teoria da Elasticidade, enquanto o recalque por compressão secundária analisa a fluência do solo. Esses recalques foram desconsiderados nesta pesquisa, visto que, para depósitos argilosos, suas magnitudes são bem inferiores às do recalque por adensamento primário.

Nesse contexto, a variação dos recalques pode ser analisada ao longo do tempo. Conforme apresentado pelo DNER (1990), o cálculo do recalque com o tempo baseia-se na teoria do adensamento de Terzaghi e pode ser demonstrado na Equação (14).

$$\Delta h_p(t) = \Delta h_p \cdot U_v \quad (14)$$

Onde:  $\Delta h_p$  = recalque final por adensamento primário;

$U_v$  = grau de adensamento para o tempo t.

O valor de  $U_v$  é dado em porcentagem e pode ser dado em função do fator tempo (T), definido conforme a Equação (15).

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (15)$$

Onde:  $c_v$  = coeficiente de adensamento (cm<sup>2</sup>/s ou m<sup>2</sup>/dia);

$H_d$  = comprimento máximo do caminho de drenagem da camada compressível;

t = tempo de adensamento considerado.

O coeficiente de adensamento  $c_v$  reflete as condições de drenagem do solo, sendo constante para cada acréscimo de tensão e cujo valor pode ser obtido, por exemplo, através do ensaio de adensamento, por meio do método de Taylor. A respeito do fator tempo T, para carregamentos usuais onde as poropressões iniciais são constantes ou linearmente variáveis com a profundidade, pode-se aplicar as Equações (16) e (17) com base no grau de adensamento  $U_v$ , conforme apresenta Pinto (2006).

$$T = \frac{\pi}{4} \cdot U_v^2, \text{ para } U_v \leq 0,6 \text{ (60\%)} \quad (16)$$

$$T = -0,933 \cdot \log(1 - U_v) - 0,085, \text{ para } U_v > 0,6 \text{ (60\%)} \quad (17)$$

### 2.3.4 Deslocamentos horizontais

De acordo com a Teoria de Terzaghi, os deslocamentos horizontais são considerados nulos devido ao confinamento lateral da massa de solo, entretanto, são importantes no caso de estruturas adjacentes a aterros (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Os deslocamentos horizontais máximos podem ser estimados por meio de correlações empíricas ou modelagens numéricas, cujos detalhes serão abordados no decorrer desta pesquisa.

## 2.4 ENSAIOS GEOTÉCNICOS E ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS

A elaboração de um projeto geotécnico depende diretamente da determinação de parâmetros do solo. Esses, por sua vez, são obtidos através de ensaios geotécnicos, sendo fundamentais para solução de problemas específicos relacionados a engenharia geotécnica (ESPÍNDOLA, 2011).

Dessa forma, os ensaios e equipamentos que fundamentam os projetos geotécnicos devem ser monitorados de forma a obter valores confiáveis, de acordo com a realidade. Esses ensaios, conforme afirma Espíndola (2011), podem divididos em dois grandes grupos, os ensaios de campo e os ensaios de laboratório.

### 2.4.1 Ensaios de campo

Os ensaios de campo são realizados sob as condições naturais do solo e, por isso, tendem a corresponder melhor a realidade. Entretanto, algumas limitações devem ser consideradas, como por exemplo o amolgamento do solo, fenômeno que ocasiona a perda de resistência por efeito da destruição de sua estrutura (ESPÍNDOLA, 2011).

Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), os ensaios de campo mais comuns para a determinação dos parâmetros geotécnicos dos solos são:

- a) Ensaios de sondagem à percussão (*SPT*);
- b) Ensaios de cone e piezocone (*CPT*, *CPTu*);
- c) Ensaios de palheta (*Vane test - FVT*);
- d) Ensaio pressiométrico (*PMT*);
- e) Ensaios dilatométricos (*DMT*).

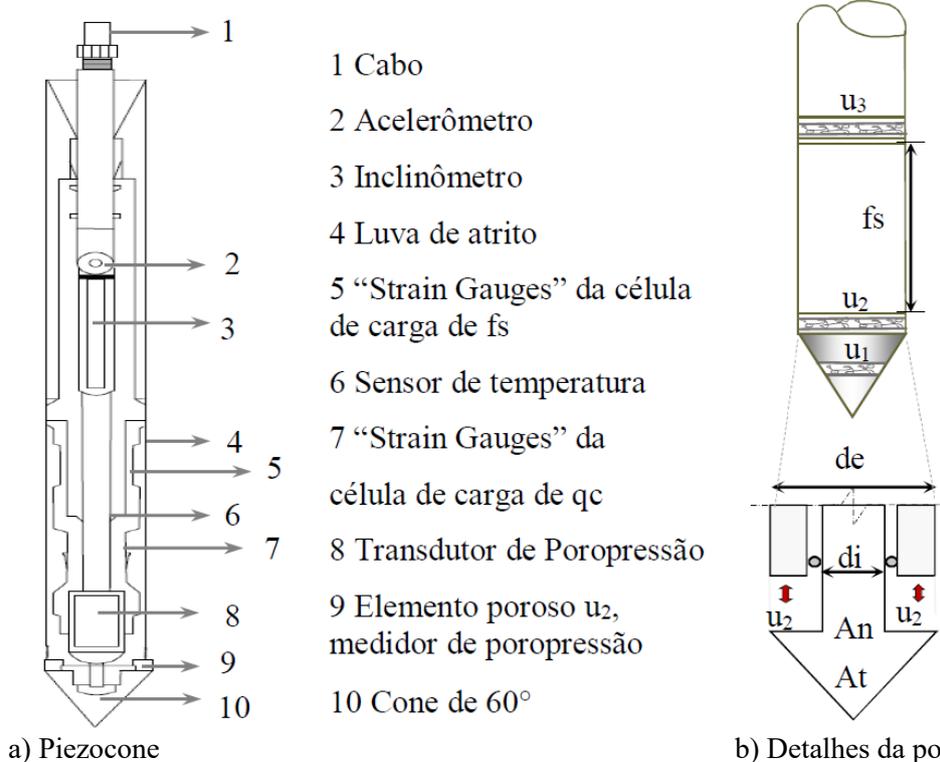
Os próximos subitens abordam os ensaios utilizados na construção desta pesquisa.

#### 2.4.1.1 Ensaio de piezocone - CPTu

O ensaio de piezocone, conhecido pela sigla CPTu (*piezocone penetration test*) é considerado uma das ferramentas de prospecção geotécnica mais importantes no cenário mundial. Os resultados provenientes desse ensaio podem ser utilizados para determinar a estratigrafia de perfis de solos, as propriedades dos materiais prospectados, a previsão da capacidade de carga de fundações, entre outros (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Segundo Cintra et al. (2013), esse ensaio consiste na penetração quase estática de uma ponteira cônica acoplada a um conjunto de hastes, cujo sistema monitora continuamente a resistência mobilizada do solo. A cada profundidade, são registradas as parcelas de resistência de ponta ( $q_c$ ), o atrito lateral ( $f_s$ ) e as poropressões ( $u_1$ ,  $u_2$  e  $u_3$ ) geradas durante a penetração. A Figura 13 ilustra os detalhes de um modelo de piezocone.

Figura 13 - Detalhes internos do piezocone



Fonte: Grando (2018). Adaptadas de Davies e Campanella (1995) e Almeida e Marques (2010).

Os procedimentos do ensaio de piezocone e as particularidades do equipamento utilizado são descritas na NBR12069 (1991). Para aterros rodoviários sobre solos moles, o DNER (1998) faz as seguintes recomendações no que diz respeito a aparelhagem:

- a) O cone deve possuir área de 10 cm<sup>2</sup> e ângulo de 60° com capacidade de resistência de ponta de 100 MPa;
- b) O cone deve ser cravado estaticamente no terreno;
- c) O cone deve ser do tipo eletrônico, ou seja, as leituras de dados são realizadas por um sistema digital;
- d) As leituras são realizadas a cada 1 cm ao longo da penetração;
- e) A leitura da poropressão deve ser realizada através do elemento poroso localizado atrás da ponta do cone (posição denominada u<sub>2</sub>).

Após a realização do ensaio, uma série de parâmetros podem ser estimados com o objetivo de classificar e caracterizar os tipos de solos presentes no perfil de análise. Entretanto, antes da determinação destes parâmetros, Cintra et al. (2013) ressaltam que é necessária a correção da resistência de ponta (q<sub>c</sub>), visto que, em meios saturados, principalmente no caso de argilas moles, ela é influenciada pela água, e corrige-se o seu valor conforme a Equação (18).

$$q_t = q_c + u_2 \cdot (1 - a) \quad (18)$$

Onde: q<sub>t</sub> = resistência de ponta corrigida;

q<sub>c</sub> = resistência de ponta obtida do ensaio CPTu;

u<sub>2</sub> = poropressão;

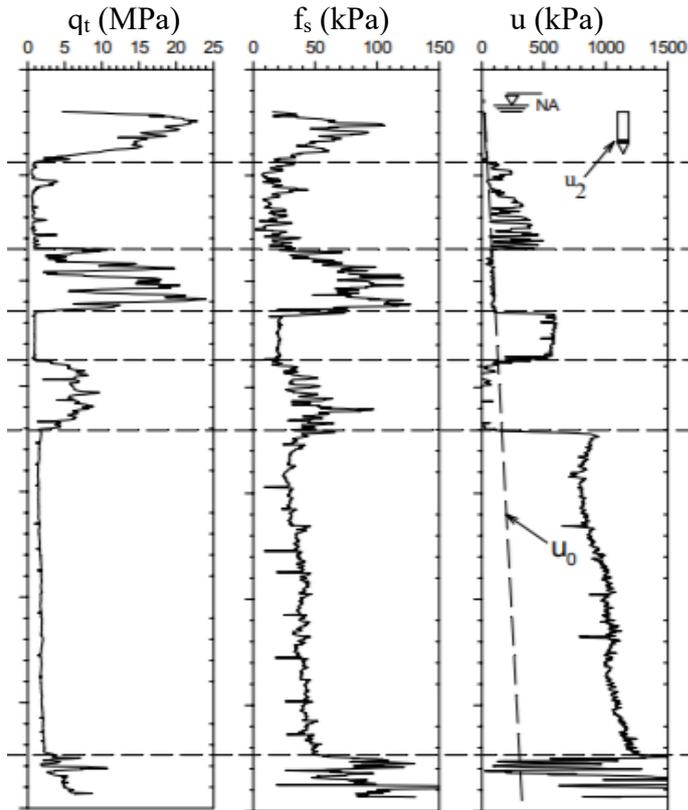
a = A<sub>n</sub>/A<sub>t</sub> (razão entre a área da seção referente ao diâmetro interno do piezocone e a área da seção referente ao diâmetro externo, conforme Figura 13 b).

Após essa correção, pode-se obter um dos primeiros parâmetros derivados do ensaio, denominado razão de atrito (R<sub>f</sub>), expresso pela Equação (19).

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \quad (19)$$

Um exemplo típico do perfil de piezocone pode ser observado na Figura 14, onde os dados das leituras de sensores do equipamento resultam em gráficos da profundidade *versus* o parâmetro avaliado, ou seja, q<sub>t</sub>, f<sub>s</sub> e u (DE MIO, 2005).

Figura 14 - Exemplo de um perfil típico resultante do ensaio de piezocone



Fonte: Adaptado de De Mío (2005).

Para a classificação dos solos e subdivisão do perfil, Schnaid e Odebrecht (2012) sugerem a proposta criada por Robertson no ano de 1990. Segundo ela, o aumento das tensões atuantes sobre o solo contribui para variação da resistência de ponta e do atrito lateral conforme a profundidade, dessa forma, a normalização de três grandezas fundamentais para a identificação do perfil estratigráfico faz-se necessária. Essa normalização pode ser expressa através das Equações (20), (21) e (22), cujos resultados são plotados em dois ábacos que identificam nove zonas dos diferentes tipos de comportamento do solo (Figura 15 e Tabela 2).

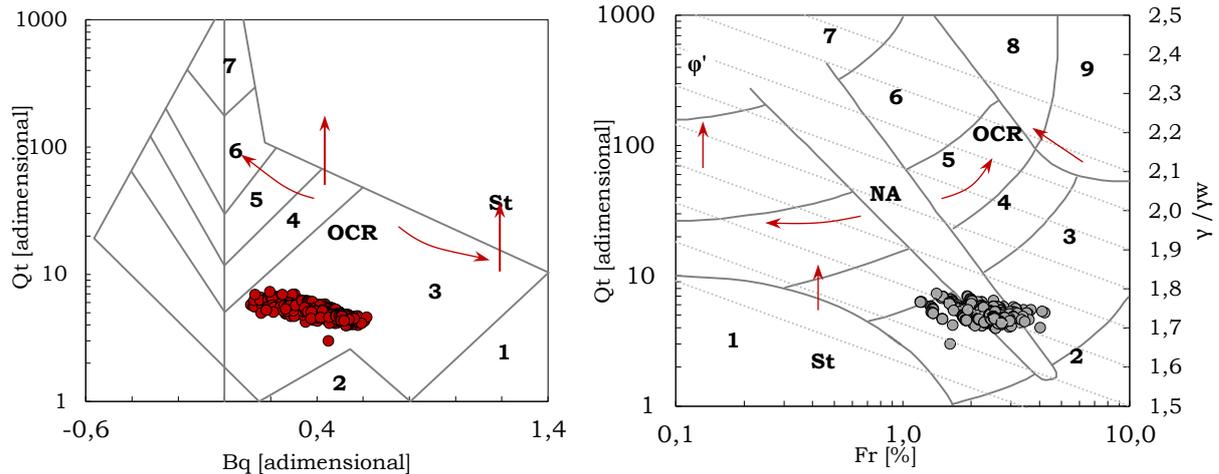
$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad (20)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (21)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (22)$$

Onde:  $Q_t$  = resistência de ponta normalizada;  
 $F_r$  = atrito lateral normalizado;  
 $B_q$  = incremento ou parâmetro de poropressão;  
 $\sigma_{v0}$  = tensão total vertical;  
 $u_0$  = pressão hidrostática.

Figura 15 - Ábacos para identificação do comportamento típico dos solos



a) Relação entre  $Q_t$  e  $B_q$

b) Relação entre  $Q_t$  e  $Fr$

Fonte: Grando (2018) a partir dos ábacos de Robertson (2009).

Tabela 2 - Classificação de solos por tipo de comportamento

Zona	Tipos de solos
1	solo fino sensível
2	solo orgânico e turfas
3	argilas – argilas siltosas
4	argila siltosa – silte argiloso
5	siltos arenosos – areias siltosas
6	areias limpas – areias siltosas
7	areias com pedregulhos – areias
8	areias – areias limpas
9	areias finas rígidas

Fonte: Robertson (1990) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012).

Vários autores modificaram a classificação de Robertson (1990), propondo relações entre os três parâmetros normalizados ( $Q_t$ ,  $F_r$  e  $B_q$ ). Dentre eles, Jefferies e Davies (1993) acrescentaram ao estudo uma nova variável ( $Q_t \cdot (1-B_q)$ ) com base nos valores de  $q_t$  e  $u_2$ , cujos resultados são válidos para  $B_q < 1$ . Com a finalidade de permitir o tratamento de dados e cálculos em planilhas, os autores determinaram o índice de classificação do material (*material classification index*), representado pela sigla  $I_c$  e calculado por meio da Equação (23), (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (23)$$

A Tabela 3 apresenta as categorias dos diferentes solos baseadas no  $I_c$ .

Tabela 3 - Classificação de solos em função do  $I_c$

Classificação do solo	Índice $I_c$
Argilas orgânicas	$I_c > 3,22$
Argilas	$2,82 < I_c < 3,22$
Misturas de siltes	$2,54 < I_c < 2,82$
Misturas de areias	$1,90 < I_c < 2,54$
Areias	$1,25 < I_c < 1,90$
Areias com pedregulhos	$I_c < 1,25$

Fonte: Adaptada de Jefferies e Been (2006) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012).

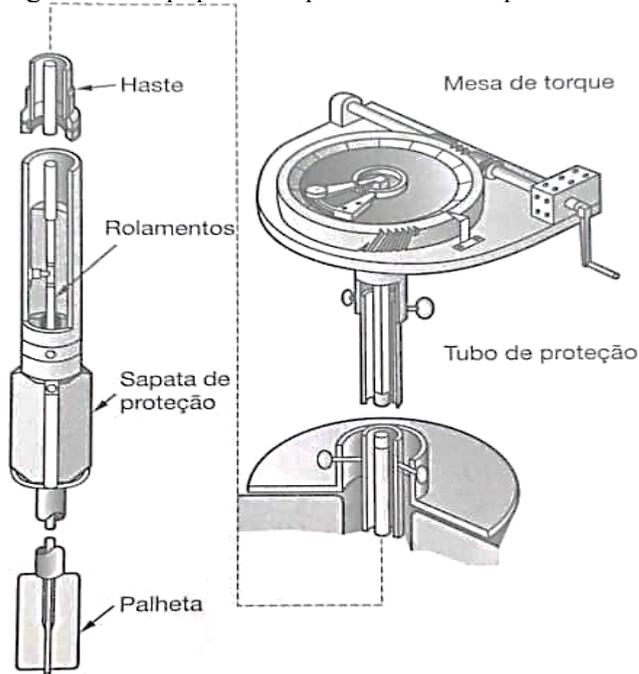
Assim, a partir desta classificação, pode-se, através de uma abordagem indireta de correlações, estimar parâmetros de resistência, compressibilidade e permeabilidade do solo.

#### 2.4.1.2 Ensaio de Palheta (*Vane Test*)

O ensaio de palheta, também denominado *vane test*, é realizado para determinar a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) de depósitos de argila mole. Segundo Das (2014) este parâmetro corresponde a máxima resistência interna da massa de solo sob tensões de cisalhamento. Neste caso, não há tempo para as poropressões se dissiparem devido à baixa permeabilidade relacionada aos solos argilosos (comportamento não drenado).

O procedimento para a determinação do valor de  $S_u$  consiste na rotação constante ( $6^\circ/\text{min}$ ) de uma palheta cruciforme (Figura 16) a uma determinada profundidade, medindo-se o torque gerado. Alguns fatores que influenciam neste valor são: as características da palheta, a velocidade de rotação, o atrito mecânico, a plasticidade da argila, o amolgamento, a heterogeneidade e anisotropia da argila, entre outros (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Figura 16 - Equipamento para o ensaio de palheta

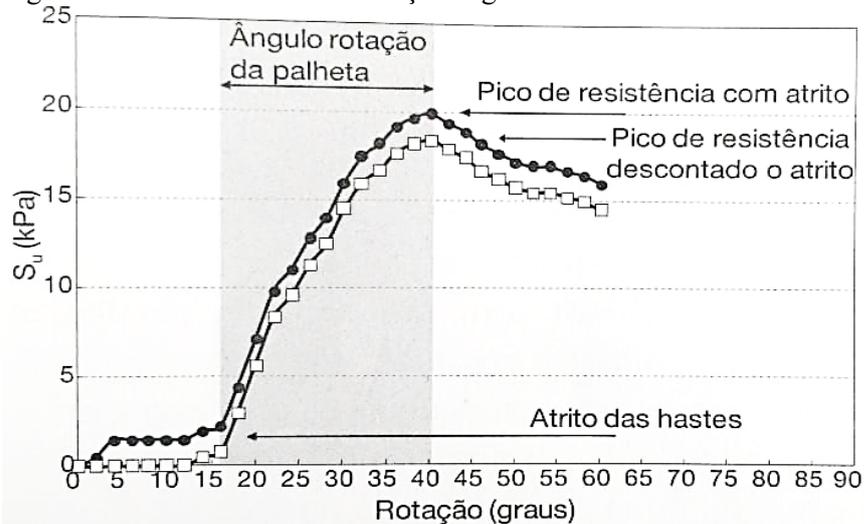


Fonte: Ortigão e Collet (1987) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012).

Ainda segundo Almeida e Marques (2014), no Brasil, a NBR10905 (1989) prevê recomendações para a execução do ensaio, tais como o tempo de espera entre a cravação e a rotação da palheta, a velocidade de rotação, as dimensões da palheta e o tempo de ensaio.

A partir das medições obtidas, são elaborados gráficos de torque *versus* rotação angular que, corrigidos pelo atrito nas hastes, originam curvas de  $S_u$  *versus* rotação angular, conforme o exemplo da Figura 17 (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Figura 17 - Gráfico  $S_u$  *versus* rotação angular com medida de atrito das hastes



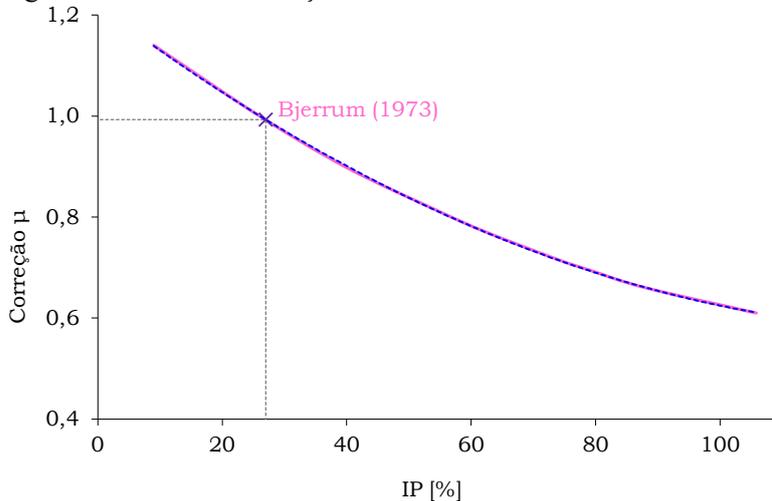
Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

A resistência de cisalhamento não drenada sofre a influência da velocidade de carregamento e da anisotropia e fluência da camada de argila. Dessa forma, é necessária a correção do parâmetro  $S_u$  através um fator empírico  $\mu$ , baseado na retroanálise de rupturas em aterros e escavações em depósitos de argila, conforme a Equação (24).

$$S_{u(\text{corrigido})} = \mu \cdot S_{u(\text{paltheta})} \quad (24)$$

Assim, de acordo com índice de plasticidade (IP) do depósito, o valor de  $\mu$  é extraído do gráfico expresso na Figura 18 e com a aproximação descrita por Grando (2018) na Equação (25).

Figura 18 - Fator de correção da resistência não drenada



Fonte: Grando (2018). Adaptada de Bjerrum (1973).

$$\mu = 3,37 \cdot 10^{-5} IP^2 - 9,32 \cdot 10^{-3} IP + 1,22 \quad (25)$$

#### 2.4.2 Ensaios de laboratório

Geralmente, os ensaios de campo representam melhor a realidade, entretanto, por meio de ensaios de laboratório é possível reproduzir condições de contorno próximas a realidade, possibilitando simulações que seriam inviáveis financeira e fisicamente, como por exemplo a análise de ruptura dos solos (ESPÍNDOLA, 2011).

Os ensaios de laboratório envolvem tópicos como a caracterização dos solos, compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade. Entretanto, os subitens a seguir abordam os ensaios de laboratório necessários para o entendimento desta pesquisa.

#### 2.4.2.1 Análise Granulométrica

Uma das primeiras características que difere um solo de outro diz respeito ao tamanho das partículas que o compõe. Assim, para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um solo, efetua-se a análise granulométrica, composta por duas fases: peneiramento e sedimentação (PINTO, 2006).

Nesse contexto, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da NBR7181 (1984), normatizou o ensaio para a determinação da granulometria dos solos. Com base nesta norma, Pinto (2006) estabelece as faixas de dimensões das partículas, Tabela 4.

Tabela 4 - Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos

<b>Fração</b>	<b>Limites definidos pela ABNT</b>
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 cm
Areia grossa	de 2 mm a 4,8 mm
Areia média	de 0,42 mm a 2 mm
Areia fina	de 0,05 mm a 0,42 mm
Silte	de 0,005 mm a 0,05 mm
Argila	inferior a 0,005 mm

Fonte: Pinto (2006).

#### 2.4.2.2 Limites de Attenberg

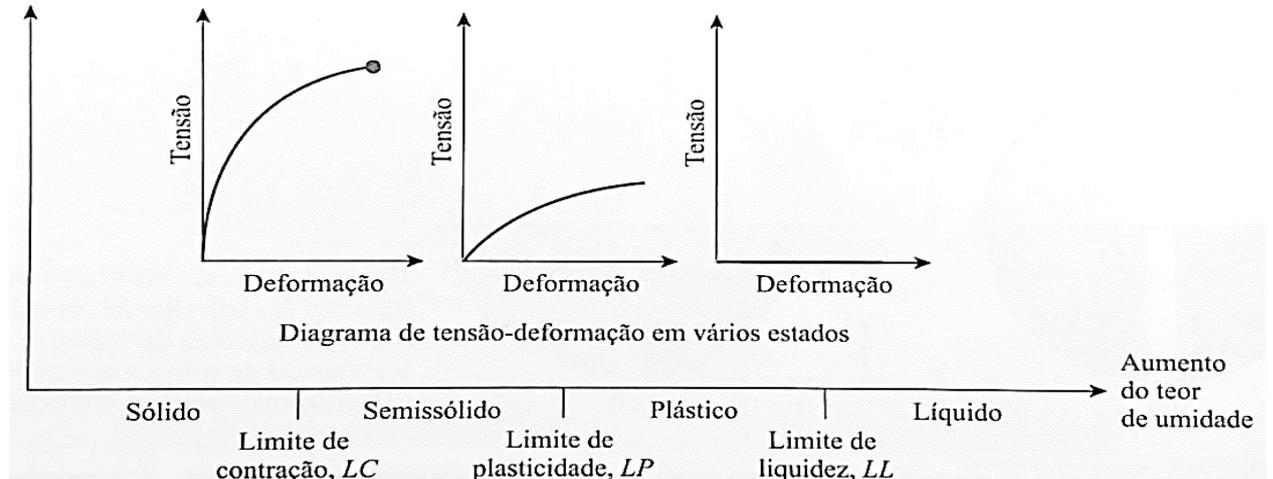
A distribuição granulométrica, como já explicada, é utilizada para a classificação dos solos quanto ao tamanho dos grãos. Entretanto, a presença de partículas de pequenas dimensões exige a complementação deste ensaio através da determinação dos limites de consistência do solo, também conhecidos como Limites de Attenberg. Isso se faz necessário pois a existência de frações finas no solo afeta diretamente o seu comportamento frente a presença de água (PINTO, 2006).

Das (2014) relata que a existência de materiais argilosos em um solo está diretamente ligada a capacidade desse solo poder ser remoldado na presença de umidade sem desagregar.

Pensando nisso, o cientista sueco Attenberg desenvolveu um método para definir a consistência de solos granulares finos frente a teores de umidade variados. Segundo ele, o comportamento do solo pode ser dividido em quatro estados básicos: sólido, semissólido,

plástico e líquido. As transições entre os estados determinam os limites de consistência dos solos (LC, LP e LL), conforme a Figura 19.

Figura 19 - Limites de Attenberg



Fonte: Das (2014).

Nesse contexto, é definido como Índice de Plasticidade (IP) do solo a diferença entre o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP). Esse índice demonstra a faixa de valores em que o solo apresenta um comportamento plástico. Os ensaios e procedimentos para definição destes limites são descritos nas normas NBR6459 (1984) e NBR7180 (1984), respectivamente (PINTO, 2006).

#### 2.4.2.3 Índices físicos

Pinto (2006) afirma que o comportamento de um solo está ligado a quantidade de cada uma das três fases (sólidos, água e ar) presentes na sua estrutura. Várias relações podem ser escritas para demonstrar as proporções entre as fases.

Dessa forma, as relações de massas e volumes constituintes determinam os índices físicos de um solo, os quais servem como base para caracterização de amostras (ESPÍNDOLA, 2011). Os principais índices físicos para identificar o estado do solo são:

- a) teor de umidade ( $w$ );
- b) índice de vazios ( $e$ );
- c) porosidade ( $n$ );
- d) grau de Saturação ( $S$ );
- e) peso específico da água ( $\gamma_w$ );

- f) peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ );
- g) peso específico aparente natural ( $\gamma_{nat}$ );
- h) peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ).

Destes índices, o teor de umidade, o peso específico dos grãos e o peso específico natural são determinados diretamente em laboratório, enquanto os outros são calculados a partir deles. Quanto ao peso específico da água, seu valor pode ser adotado como sendo  $10\text{kN/m}^3$  (PINTO, 2006).

#### 2.4.2.4 Ensaio de adensamento oedométrico

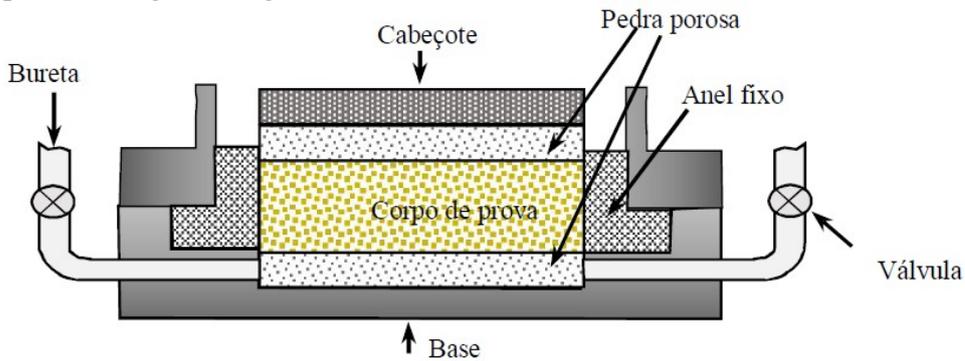
O ensaio de adensamento oedométrico consiste na compressão de uma amostra de solo contida dentro de um molde, cuja deformação lateral é impedida. Durante o ensaio é simulada a compressão unidimensional do solo frente a deposição de novas camadas, como é caso da construção de um aterro (PINTO, 2006).

Nesse ensaio o corpo de prova é colocado dentro de um anel de metal com duas pedras porosas (Figura 20) o qual é mantido sobre a água durante todo o ensaio (DAS, 2014). Cada incremento de carga é mantido por aproximadamente 24 horas e a tensão máxima a ser aplicada deve ser escolhida de acordo com o histórico de tensões do depósito argiloso e da altura do aterro a ser utilizada (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Detalhes sobre os procedimentos deste ensaio podem ser verificados na NBR12007 (1990).

Após estabilizarem-se as deformações, os carregamentos são removidos em estágios, promovendo o alívio de tensões do solo da amostra. Assim, pode-se avaliar a variação do índice de vazios do corpo de prova ( $e$ ) em termos de tensões efetivas verticais ( $\sigma'_v$ ).

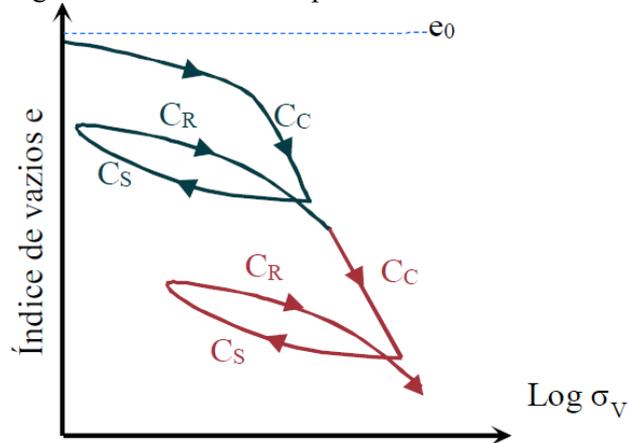
O comportamento do solo durante todo o ensaio pode ser observado por meio da curva de compressibilidade exposta na Figura 21. Através desta curva, determina-se a deformação vertical e o índice de vazios do corpo de prova. Para cada estágio de carregamento eles podem ser calculados pelas Equações (26) e (27).

Figura 20 - Esquema de prensa do ensaio de adensamento convencional



Fonte: Sakamoto (2018). Adaptada de Pinto (2006).

Figura 21 - Curva de compressibilidade



Fonte: Grando (2018); Sakamoto (2018).

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (26)$$

$$e_f = e_0 + \varepsilon_v \cdot (1 + e_0) \quad (27)$$

Onde:  $\varepsilon_v$  = deformação vertical;

$\Delta h$  = variação da altura do corpo de prova;

$h_0$  = altura inicial do corpo de prova;

$e_0$  = índice de vazios inicial;

$e_f$  = índice de vazios final.

Os parâmetros resultantes da curva apresentada na Figura 21 correspondem aos índices de recompressão ( $C_R$ ), compressão ( $C_C$ ) e expansão ( $C_S$ ) do solo, cujos valores são utilizados para posteriores análises de deformações. Na prática,  $C_R \approx C_S$  vista a inclinação semelhante de suas curvas. Com base em cada trecho da Figura 21, esses parâmetros podem ser calculados

através da Equação (28). Além disso, a tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) pode ser determinada com base nos métodos de Pacheco e Silva ou de Casagrande.

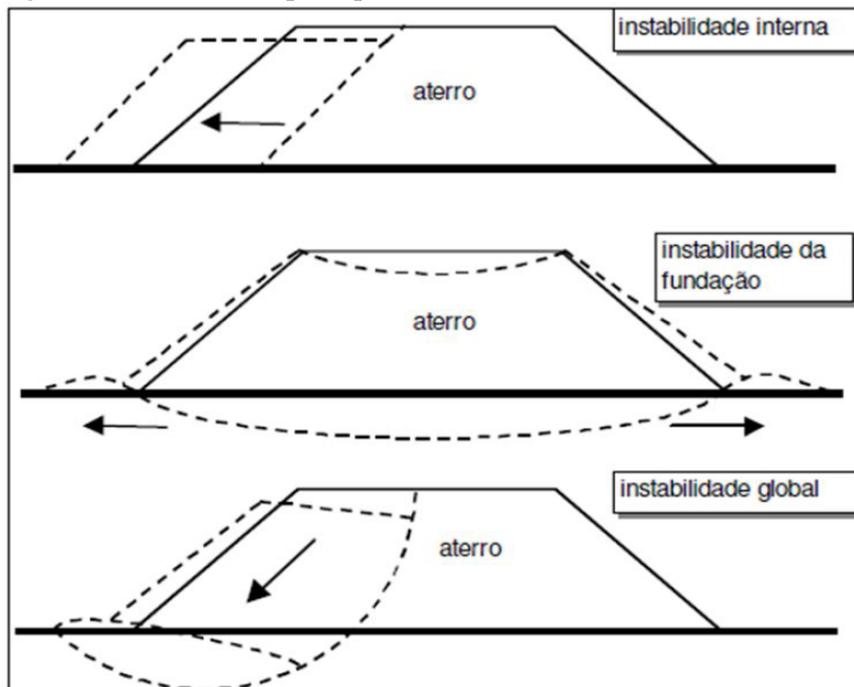
$$C_r, C_c \text{ ou } C_s = \frac{-\Delta e}{\log(\sigma'_v)} \quad (28)$$

## 2.5 ANÁLISE DA ESTABILIDADE

A análise da estabilidade de taludes baseia-se na hipótese do equilíbrio da massa de solo na iminência do processo de escorregamento (ruptura). Nesse sentido, as tensões de cisalhamento, induzidas por forças atuantes no solo, podem ser determinadas por meio de equações de equilíbrio. Realiza-se, portanto, a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo (MASSAD, 2010).

Almeida e Marques (2014) expõem possíveis modos de ruptura de aterros sobre solos moles, conforme a Figura 22, válidos para aterros não reforçados e reforçados. Em geral, os modos de ruptura mais comuns para aterros sobre solos moles resumem-se a ruptura da fundação e a ruptura global.

Figura 22 - Modos de ruptura para aterros sobre solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2014).

Segundo o DNER (1998), para obras rodoviárias, os aterros podem ser divididos nas seguintes classes:

- a) *Classe I*: aterros junto a estruturas rígidas, como pontes, viadutos e demais intersecções, bem como aterros próximos a estruturas sensíveis como oleodutos;
- b) *Classe II*: aterros que não se encontram próximos a estruturas sensíveis e possuem alturas maiores que 3m;
- c) *Classe III*: aterros que não se encontram próximos a estruturas sensíveis e possuem alturas menores que 3m.

### 2.5.1 Equilíbrio limite e Fator de Segurança

Segundo Massad (2010), os métodos de Equilíbrio-Limite apresentam os seguintes princípios:

- a) A massa de solo é considerada um material rígido-plástico, ou seja, rompe-se bruscamente, sem sofrer deformações;
- b) Equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura;
- c) O fator de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura.

De acordo com o DNER (1998), o estudo de estabilidade para aterros sobre solos moles deve analisar um ou mais métodos de fatias, similares ao método clássico de Bishop, conforme a Tabela 5.

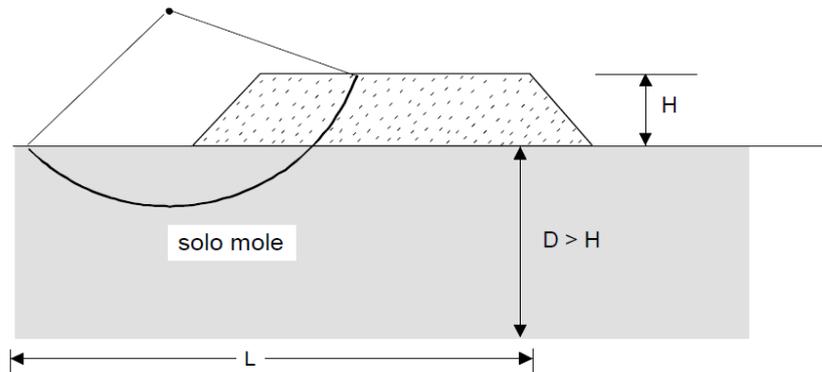
Tabela 5 - Métodos de equilíbrio limite de fatias para a análise de estabilidade

<b>Métodos recomendados</b>	<b>Fator de segurança obtido por equilíbrio de</b>	<b>Superfície de ruptura</b>
Bishop modificado	Momentos	Circular
Janbu simplificado	Forças horizontais	Circular ou poligonal
Spencer, Sarma, Morgenstern e Price	Momentos e forças horizontais	Idem

Fonte: DNER (1998).

É também recomendada a utilização de programas computacionais para a interpretação da estabilidade, devendo considerar superfícies circulares de ruptura (Figura 23) quando a largura do aterro é maior que a espessura da camada de argila (DNER, 1998).

Figura 23 - Modos de ruptura para aterros sobre solos moles



Fonte: DNER (1998).

A respeito do fator de segurança (FS), o DNER (1998) também indica os limites mínimos que deverão ser atingidos com base nas classes de aterros citadas anteriormente (Tabela 6).

Tabela 6 - Fatores de segurança mínimos

Aterro classe	FS mínimo
I	1,4
II	1,3
III	1,2

Fonte: DNER (1998).

## 2.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O avanço recente da tecnologia computacional proporcionou a utilização de ferramentas analíticas baseadas em métodos numéricos. Essas ferramentas permitem, por exemplo, a avaliação de características relacionadas a deformabilidade do solo, por meio de cálculos iterativos entre o maciço e a estrutura. Nesse contexto, surge o método dos elementos finitos (MEF), o qual calcula soluções aproximadas com base na discretização de elementos (REFFATTI, 2002).

Com a utilização do MEF, problemas podem ser simplificados em uma malha composta por elementos de geometria e resolução simples. Assim, por meio do somatório das

equações destes elementos é gerada uma aproximação numérica do meio como um todo. Portanto, as análises de tensões e deformações no caso de solos e rochas, quando baseadas no método de elementos finitos, fornecem resultados mais precisos e próximos a realidade (ELY, 2008 *apud* Sakamoto (2018)).

Durante a modelagem numérica, alguns cuidados devem ser tomados. Os dados utilizados para a determinação dos parâmetros do solo devem apresentar qualidade e confiabilidade, principalmente, quando se referem a parâmetros elásticos, cujos valores não são originados de ensaios geotécnicos. Além disso, deve-se evitar o amolgamento de amostras utilizadas para a obtenção de parâmetros de resistência e compressibilidade, evitando, assim, variações no comportamento do solo à deformação, de acordo com Teixeira (2008).

De acordo com Reffatti (2002), outra limitação deste método consiste no fato de permitir apenas cálculos de verificação do dimensionamento da estrutura de estudo, sendo necessário um pré-dimensionamento, normalmente a partir do emprego de métodos clássicos.

## 2.7 MODELOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

### 2.7.1 Panorama geral

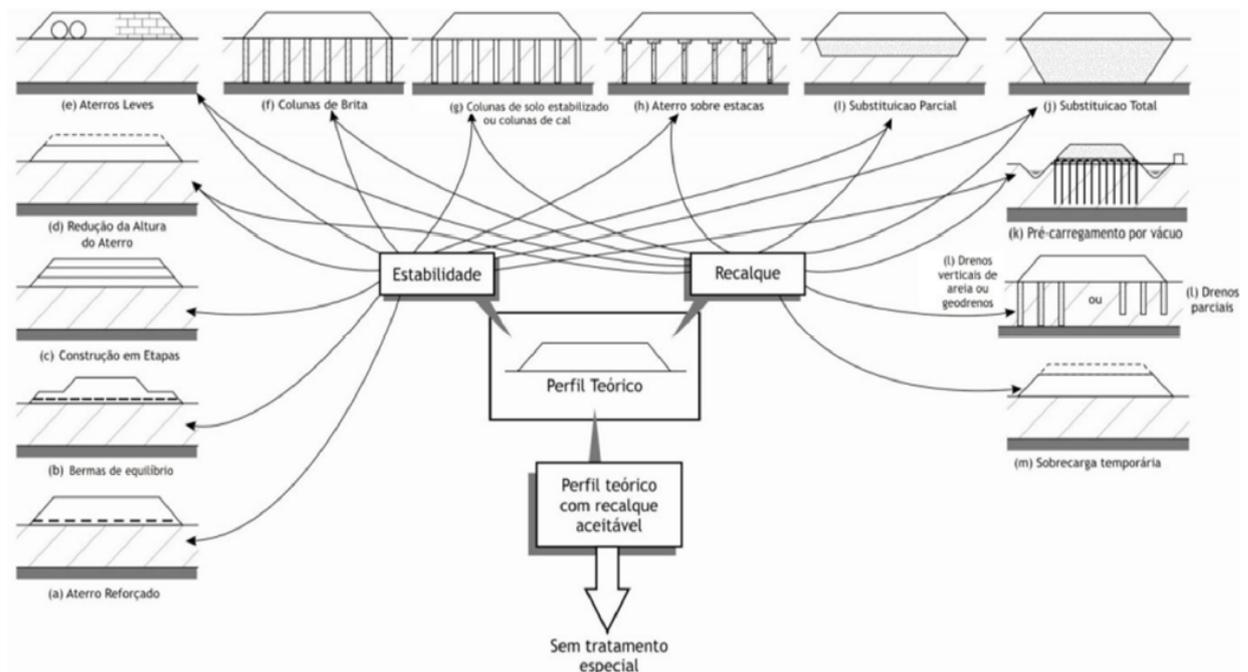
A determinação dos recalques e a verificação da estabilidade constituem a base para a escolha de uma série de soluções geotécnicas referentes a aterros sobre solo mole. As principais técnicas utilizadas podem ser observadas na Figura 24, (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Segundo Almeida e Marques (2014), a escolha do método construtivo está diretamente relacionada com os seguintes tópicos:

- a) Características geotécnicas dos depósitos;
- b) Área do entorno da construção;
- c) Prazos construtivos;
- d) Custos envolvidos.

A presente pesquisa avaliou um aterro leve com EPS, cujas características serão discutidas nos próximos itens.

Figura 24 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2014). Adaptado de Leroueil (1997).

### 2.7.2 Aterros leves

A magnitude dos recalques primários de aterros sobre solos moles está diretamente ligada ao acréscimo de tensão vertical causado pela sua construção. Por essa razão, a utilização de materiais leves visa reduzir significativamente o valor destes recalques, promovendo também melhores condições de estabilidade, diminuição de recalques diferenciais e implantação rápida da obra (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Ainda segundo Almeida e Marques (2014), materiais classificados como leves possuem peso específico bastante reduzido quando comparado a materiais usuais, conforme pode ser observado na Tabela 7.

Tabela 7 - Pesos específicos de materiais leves para aterros

<b>Material</b>	<b>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Poliestireno expandido – EPS (isopor ou similar)	0,15 a 0,30
Tubos de concreto (diâmetro: 1 m a 1,5 m; espessura da parede: 6 cm a 10 cm)	2 a 4
Pneus picados	4 a 6
Argila expandida	5 a 10
Serragem	8 a 10

Fonte: Almeida e Marques (2014).

## 2.8 ATERROS LEVES COM EPS

### 2.8.1 Informações gerais

De acordo com Maccarini (2013), o EPS é uma abreviação para Poliestireno Expandido ou *Expanded PolyStyrene*. Esse material é constituído de células esféricas, rígidas e plásticas e contém aproximadamente 98% de ar na sua estrutura. Dentre suas aplicações, pode-se citar seu uso na construção civil, como isolante térmico e acústico, bem como seu emprego em embalagens de produtos industrializados. Entretanto, a partir de 1972, na Noruega, o EPS passou a ter uma nova função, sendo utilizado na construção de aterros rodoviários sobre solos moles.

Segundo Valerim Jr. (2010), a utilização de blocos de EPS constitui uma ótima solução para aterros em áreas onde o solo apresenta baixa capacidade de carga (solos compressíveis). Para esse tipo de construção algumas vantagens referentes a esse material podem ser observadas:

- a) Material leve: a massa específica do EPS pode variar de 10 a 30 kg/m<sup>3</sup>, o que permite uma redução significativa no peso das construções;
- b) Resistência mecânica: o EPS possui elevada resistência à compressão e baixa absorção de água, mantendo suas propriedades térmicas e mecânicas mesmo sob a ação da umidade;
- c) Boa trabalhabilidade: o baixo peso do EPS facilita sua movimentação na obra.
- d) Versatilidade: os blocos de EPS apresentam inúmeras formas e tamanhos;
- e) Resistência ao envelhecimento: as propriedades do EPS são mantidas ao longo do tempo, e são compatíveis à vida útil da construção da qual faz parte, além disso, esse material apresenta alta resistência à fungos e microrganismos.

Dessa forma, o sucesso da técnica em experiências norueguesas aliado as vantagens do EPS, levaram vários países a pesquisarem sobre seu potencial em obras de infraestrutura viária. Nesse contexto, Maccarini (2013), destaca alguns dados referentes ao consumo e utilização do EPS ao longo dos anos:

- a) O consumo de EPS no Japão, no período de 1986, quando esse material foi introduzido no país, até o final de 2008, foi cerca de 5.030.000 m<sup>3</sup>, totalizando

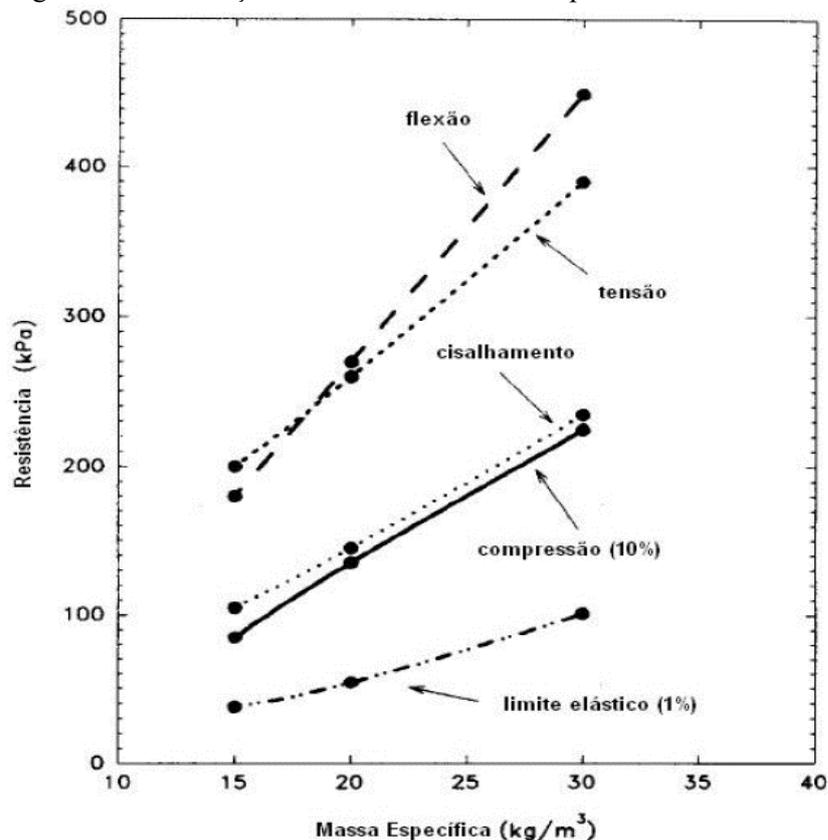
10.500 projetos. Desse total, 85% foram utilizados na construção de aterros rodoviários;

- b) Na América do Sul, Chile e Venezuela utilizam o EPS para fins rodoviários há vários anos;
- c) No Brasil, algumas obras de aterros rodoviários foram construídas com o uso do EPS, sendo a primeira delas realizada no estado da Bahia. O principal fator limitante que contribui para utilização deste material na construção rodoviária do país refere-se aos custos de fabricação e transporte dos blocos de EPS.

### 2.8.2 Propriedades do material

Como abordado anteriormente, o EPS possui valores variáveis de massa específica, sendo considerado um material extremamente leve. Nesse sentido, Avesani Neto (2009) destaca a importância do rígido controle deste valor nas propriedades mecânicas e hidráulicas do material. Exemplos de correlações que podem ser obtidas com a massa específica do EPS é exposto na Figura 25.

Figura 25 - Correlações obtidas com a massa específica do EPS



Fonte: BASF (1991) *apud* Avesani Neto (2009).

### 2.8.2.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do EPS é demonstrada por Avesani Neto (2009) através de ensaios de compressão uniaxial realizados com 350 blocos comerciais de EPS utilizados em aterros rodoviários. De acordo com a Tabela 8 pode-se verificar a grande amplitude dos valores de resistência encontrados (50 a 300 kPa) frente a pequena variação da massa específica analisada (10 a 40 kg/m<sup>3</sup>).

Tabela 8 - Estatísticas de todos os ensaios de compressão uniaxial realizados

Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Resistência (kPa)			Desvio Padrão	Variação (%)
	Máximo	Mínimo	Média		
30	300,21	222,96	264,05	17,21	6,52
20	199,02	139,32	157,62	13,92	8,83
17	127,35	103,38	115,02	7,42	6,45
14,5	87,05	72,31	79,46	5,04	6,35
10	61,98	50,10	55,25	3,05	5,52
10 (reciclado)	59,88	47,57	53,52	2,89	5,40

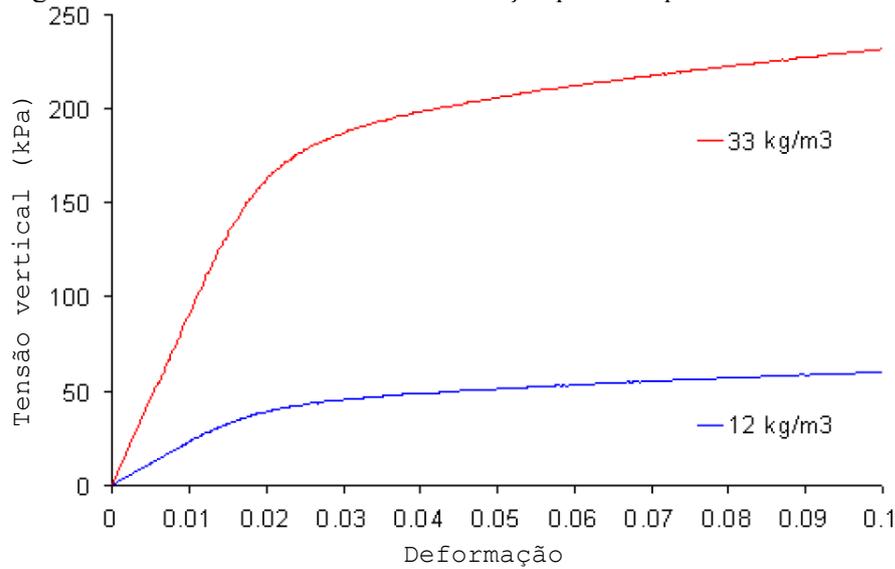
Fonte: Avesani Neto (2009).

### 2.8.2.2 Tensão *versus* deformação

Para aterros rodoviários, caso as tensões atuantes sobre o EPS ultrapassem seu limite elástico, este material sofrerá deformações plásticas, irreversíveis, que serão refletidas no pavimento asfáltico através da formação de trilhas de roda (MACCARINI, 2013).

Negussey e Elragi (2000), Elragi (2006) *apud* Sakamoto (2018) e Avesani Neto (2009) relacionam a massa específica do EPS com gráficos de tensão *versus* deformação, propondo valores de deformação próximos a 2% para região considerada elástica, conforme apresentado na Figura 26. Para o dimensionamento de estruturas rodoviárias, geralmente, as tensões atuantes devem corresponder a 1% da deformação do EPS (Figura 25).

Figura 26 - Gráfico tensão versus deformação para compressão uniaxial de blocos de EPS

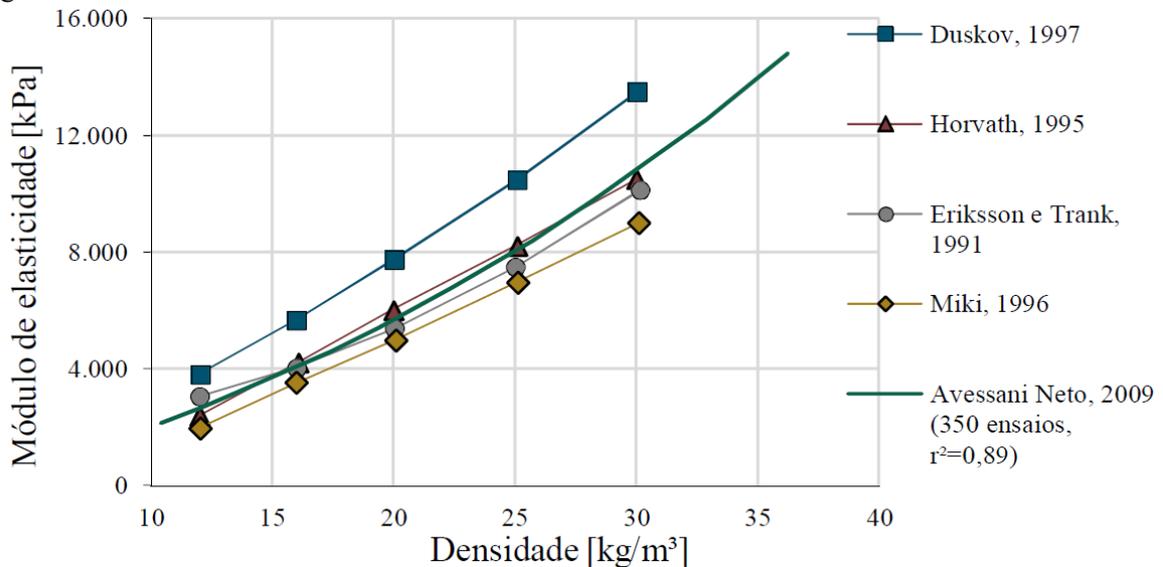


Fonte: Negussey e Elragi (2000); Elragi (2006) *apud* Sakamoto (2018).

### 2.8.2.3 Parâmetros elásticos

A respeito do módulo de elasticidade ( $E$ ) relacionado ao EPS, Sakamoto (2018) relata a dispersão dos valores apresentados por vários autores, conforme a Figura 27.

Figura 27 - Valores do módulo de elasticidade na fase elástica



Fonte: Sakamoto (2018). Adaptado de Elragi (2006) e Avesani Neto (2009).

Em relação aos valores do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) obtidos para o EPS, a variação é ainda mais discrepante, conforme pode ser observado na Tabela 9 (SAKAMOTO, 2018).

Tabela 9 - Coeficientes de Poisson obtidos por diferentes autores

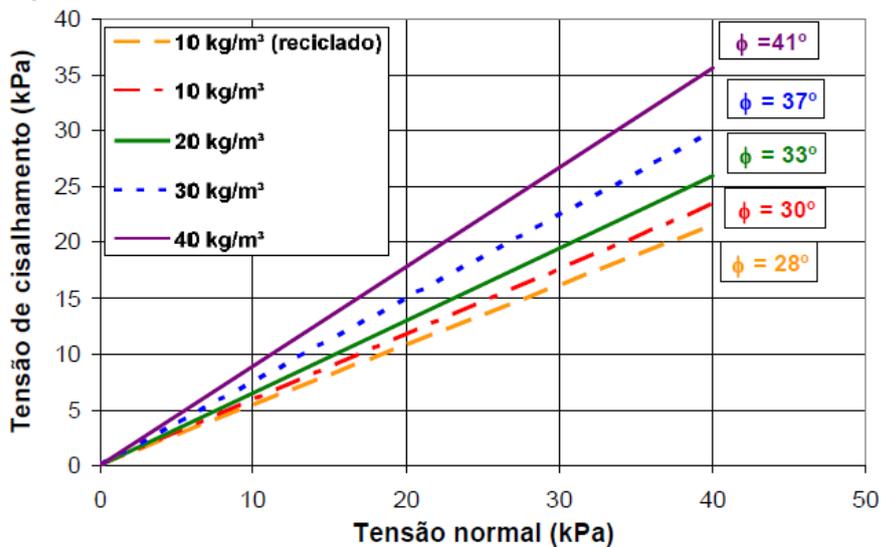
Referência	Coefficiente de Poisson
Yamanaka et al. (1991)	0,075
Negussey e Sun (1996)	0,09 e 0,33
GeoTech (1999a)	0,05
Duskov et al. (1996)	0,10
Ooe et al. (1996)	0,08
Sanders (1996)	0,05 a 0,20
Momoi e Kokusyo (1996)	0,50

Fonte: Elragi (2006) *apud* Sakamoto (2018).

#### 2.8.2.4 Resistência ao cisalhamento

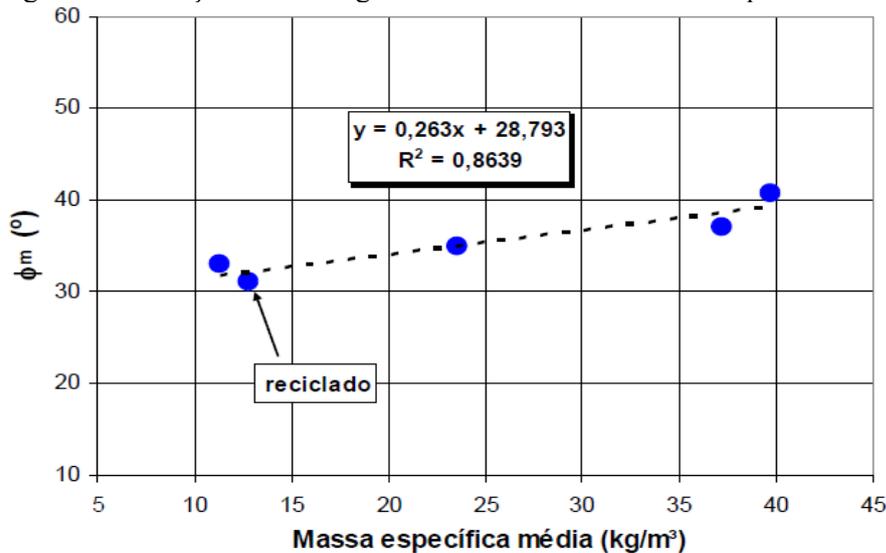
De acordo com Avesani Neto (2009), através da realização de ensaios de cisalhamento direto, foram obtidas as envoltórias demonstrada na Figura 28. Dessa forma, o autor constata que ao elevar-se a massa específica do EPS aumenta-se o ângulo de atrito ( $\phi$ ) do material. Essa relação é considerada linear pelo autor conforme pode ser provado na Figura 29, cujo  $R^2$  corresponde a um valor de 0,86.

Figura 28 - Envoltórias de resistência de amostras de EPS



Fonte: Avesani Neto (2009).

Figura 29 - Relação entre o ângulo de atrito médio e a massa específica do EPS



Fonte: Avesani Neto (2009).

### 2.8.3 Processo construtivo

Segundo Avesani Neto (2009) o processo construtivo de um aterro com a utilização de EPS é relativamente simples e pode ocorrer através das seguintes etapas:

- a) Sobre o solo limpo coloca-se uma camada de areia, cuja finalidade é nivelar o perfil para receber os blocos de EPS;
- b) Os blocos são colocados em juntas de amarração, semelhante a uma parede de tijolos, formando um tronco de pirâmide;
- c) Logo após são cobertos por uma membrana sintética a fim de protegê-los contra solventes que possam atacá-los;
- d) Por fim, coloca-se a base para o pavimento e aterros laterais isolando, assim, os blocos do meio externo.

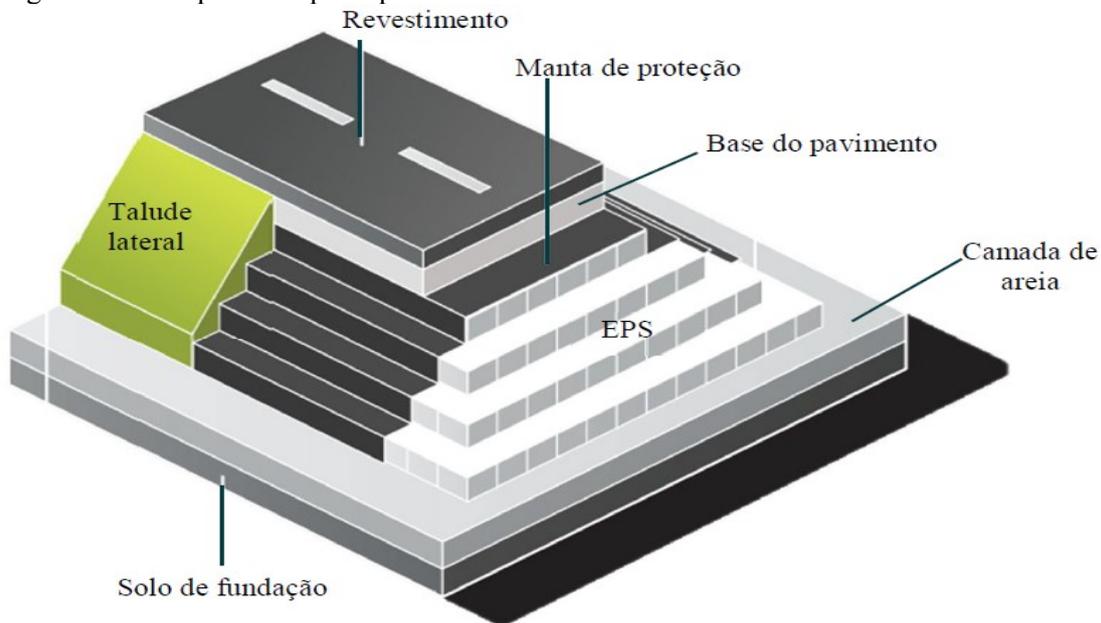
Outros elementos que contribuem para a durabilidade e vida útil desse tipo de aterro são expostos por Maccarini (2017):

- a) Nas duas laterais e na face frontal, recomenda-se a construção de um muro de concreto armado. Esse possui a finalidade de proteger o aterro contra eventuais colisões de veículos ou mesmo possíveis atos de vandalismo;

- b) Recomenda-se a construção de uma laje de concreto entre a camada de base do pavimento e os blocos de EPS, cuja finalidade é promover o espraio das tensões sobre o material, evitando deformações plásticas;
- c) É recomendável, também, uma "amarração" entre blocos de uma mesma camada e camadas diferentes através de fixadores metálicos, específicos para tal finalidade.

A configuração dos principais elementos para um aterro construído com blocos de EPS pode ser observada na Figura 30.

Figura 30 - Componentes principais de um aterro com EPS



Fonte: SPI (2018) *apud* Sakamoto (2018).

#### 2.8.4 Verificações necessárias

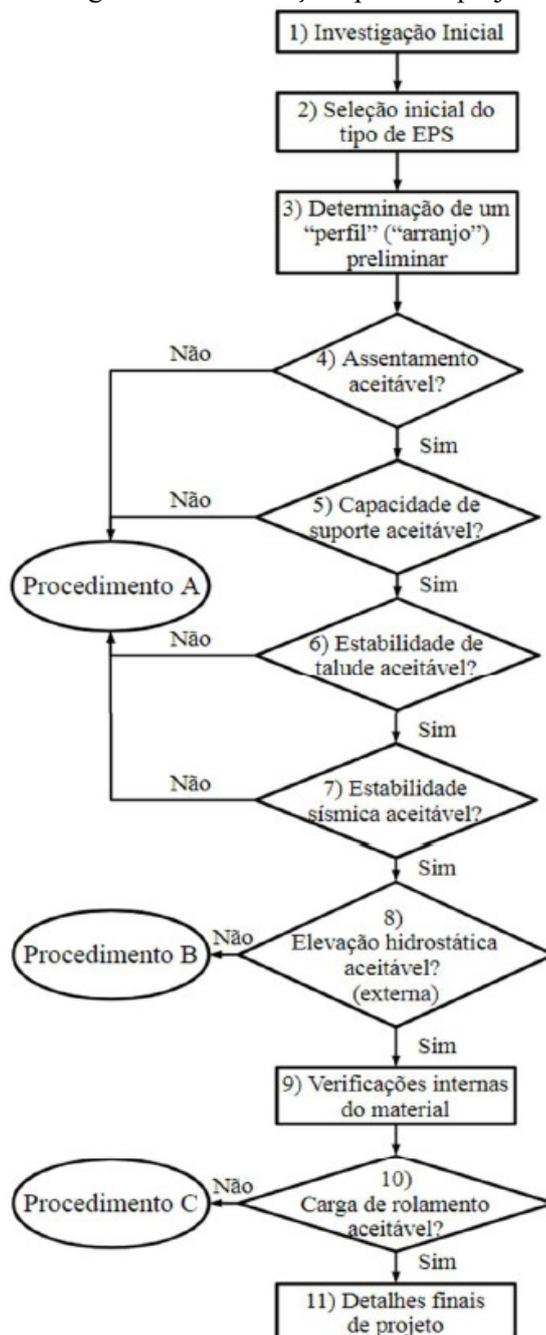
Segundo Arellano (2010) *apud* Sakamoto (2018), um resumo das verificações externas e internas relacionadas a construção de um aterro com blocos de EPS pode ser apresentado através do fluxograma exposto na Figura 31.

Os procedimentos citados pelo autor podem ser descritos a seguir:

- a) Procedimento A: garantir o nivelamento e estabilidade dos blocos através de escavações parciais do solo ou implantação de reforço no terreno;

- b) Procedimento B: impedir a submersão dos blocos frente a elevação do nível d'água por meio do aumento da espessura do material de sobrecarga sobre o EPS ou através da ancoragem dos blocos;
- c) Procedimento C: escolher blocos de EPS com um limite elástico maior que as tensões estimadas para a passagem de veículos ou estudar outras possibilidades que garantam o espraçamento das tensões sobre o material.

Figura 31 - Fluxograma de verificações para um projeto de aterro com EPS



Fonte: Arellano (2010) *apud* Sakamoto (2018).

### 3 ESTUDO DE CASO

#### 3.1 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Durante as últimas décadas, o desenvolvimento econômico e o aumento do fluxo de veículos nas rodovias federais ocasionaram a necessidade de ampliação da malha viária brasileira. Em relação ao número de acidentes ocorridos nessas rodovias, verifica-se que, aquelas que apresentam pistas simples, tendem a possuir um número maior se comparadas às rodovias com pistas duplicadas, conforme o endereço eletrônico da Polícia Rodoviária Federal (PRF (2018)).

O área de estudo localiza-se na BR-470, uma das principais rodovias que liga o estado de Santa Catarina ao Rio Grande do Sul. O trecho catarinense é pavimentado e exclusivamente em pista simples, estando entre as dez estradas federais que mais ocasionam mortes no Brasil, de acordo com o DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes).

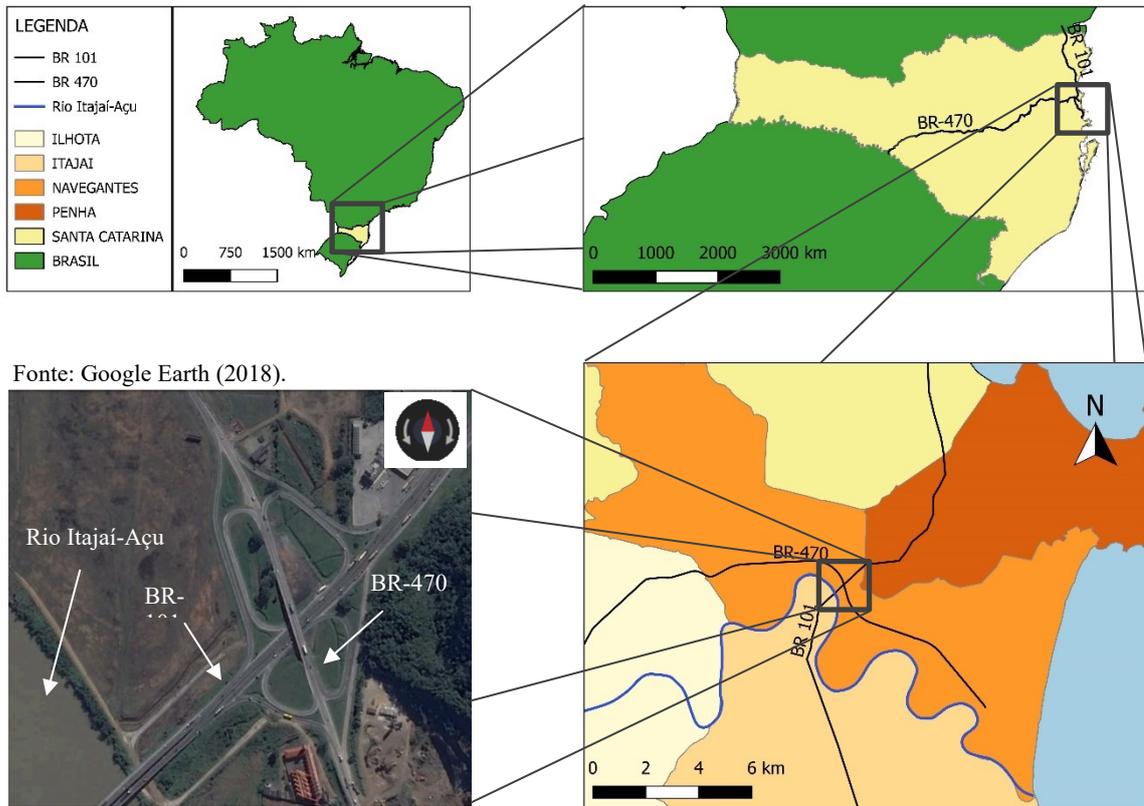
Ainda segundo dados do DNIT (2018), para garantir segurança, agilidade e qualidade aos usuários desta rodovia, foi desenvolvido o projeto de duplicação da BR-470, em seu trecho mais crítico. A obra foi dividida em quatro lotes e segue do Porto de Navegantes (km 0,00) até o município de Indaial (km 73,18).

A área analisada corresponde ao lote 1 da obra de duplicação da BR-470, que vai do município de Navegantes à Luis Alves. O objeto de estudo envolve a construção do aterro de encontro do viaduto da pista de duplicação, na interseção com a BR-101, conforme a Figura 32.

O novo aterro será construído ao lado direito do viaduto existente no local, na direção noroeste, com sentido ao município de Blumenau, como demonstrado na Figura 33. O encontro do novo aterro com o viaduto da pista de duplicação ocorrerá no Km 7 + 319,19 m e está ligeiramente defasado do quilômetro de encontro correspondente ao da pista atual (Km 7 + 306,5 m).

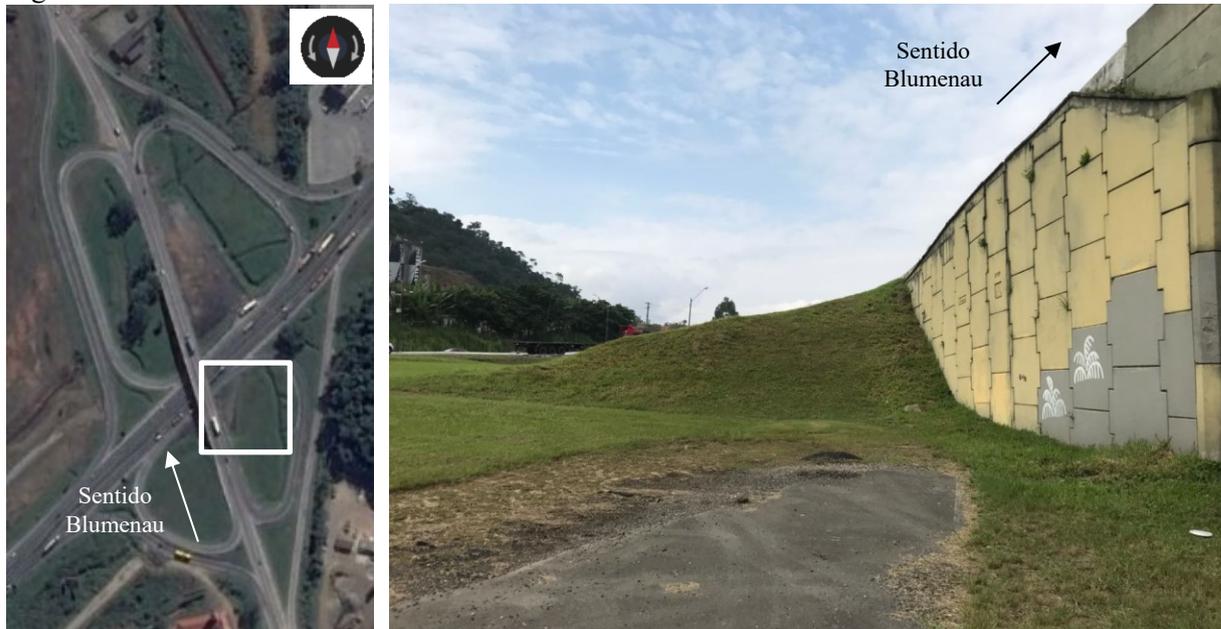
O aterro de encontro do viaduto da pista atual é constituído por uma estrutura de terra armada, conforme a seção longitudinal observada na Figura 34. Essa obra teve papel decisivo no projeto do novo aterro, conforme será explicado posteriormente. Ainda, como apresentado na Figura 34, para a melhor compreensão das análises, as faces da terra armada foram nomeadas adotando-se o sentido de crescimento do estaqueamento (do município de Navegantes ao município de Blumenau).

Figura 32 - Localização da área de estudo



Fonte: Da autora (2018).

Figura 33 - Local onde o novo aterro será construído



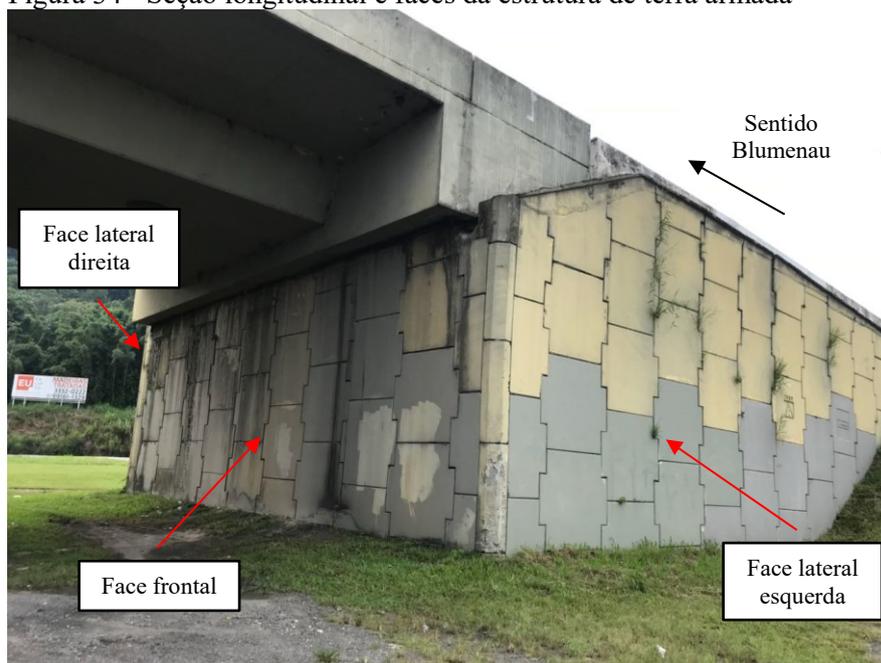
a) Ilustração de situação

Fonte: Google Earth (2018);

b) Lateral direita.

Da autora (2018).

Figura 34 - Seção longitudinal e faces da estrutura de terra armada



Fonte: Da autora (2018).

## 3.2 CRITÉRIO DE PROJETO

Nas soluções geotécnicas iniciais para o aterro de encontro do viaduto da pista de duplicação da BR-470 estavam previstas a construção de um aterro tradicional com solo compactado. Entretanto, após estudos realizados por Maccarini (2017), algumas complicações foram verificadas, conforme será abordado a seguir.

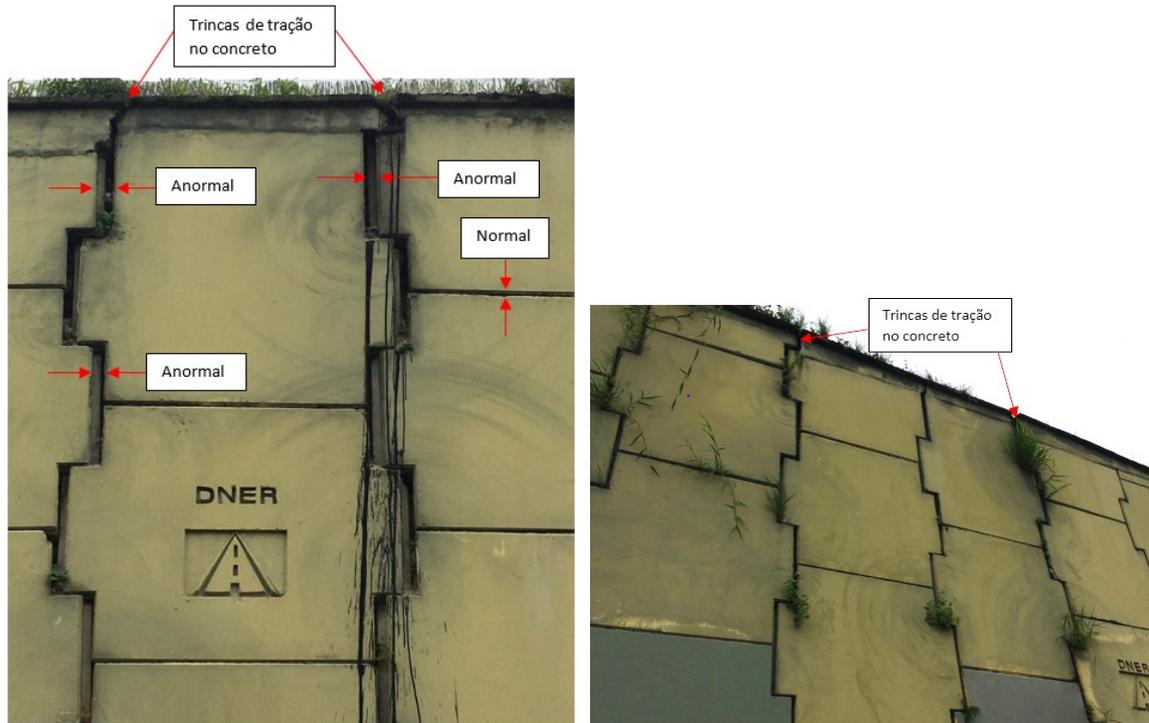
### 3.2.1 Apresentação do problema

Através de investigações geotécnicas realizadas na região, que serão discutidas com mais detalhes nos capítulos 4 e 5, verificou-se a ocorrência de argila mole no solo de fundação, sobre o qual o novo aterro será construído. Nesse contexto, o recalque que será gerado pela nova estrutura está diretamente ligado ao adensamento da camada argilosa presente.

Analisando a estrutura de terra armada do local, observou-se aberturas significativas entre suas escamas. Estas aberturas, segundo o estudo de Maccarini (2017), são provenientes de recalques diferenciais ocorridos ao longo do tempo, desde a construção da BR-470. Conforme a Figura 35, elas ocorrem de maneira mais acentuada nas paredes laterais da estrutura. Por esta razão, o estudo dos deslocamentos que serão ocasionados pela construção do

novo aterro torna-se primordial, visto que este afetará diretamente a estrutura de terra armada existente no local.

Figura 35 - Detalhes das faces laterais da terra armada na pista existente



a) Lateral direita

b) Lateral esquerda

Fonte: Adaptado de Maccarini (2017).

Em outras palavras, a problemática do projeto em questão consiste na magnitude dos recalques previstos e não no critério de ruptura do novo aterro, embora o último também deva ser verificado. Outro ponto de extrema importância refere-se a possibilidade de cravação das estacas, para os pilares do viaduto, antes da construção do aterro. Ou seja, o incremento de carga do aterro deve ser baixo o suficiente para não afetar as estruturas de fundação do viaduto, visto que as tensões atuantes e os deslocamentos gerados ao longo do tempo poderiam ocasionar a ruptura dessas estruturas.

Por esses motivos, a solução geotécnica adotada foi a construção de um aterro leve com a utilização de blocos de EPS (Poliestireno Expandido), cujas características foram discutidas no item 2.8. Por possuir um peso específico bastante reduzido (cerca de 1% do peso de solo), esse material, quando empregado em aterros rodoviários, gera deslocamentos bem inferiores se comparados a aterros convencionais com solo compactado.

Outras vantagens do EPS destacadas por Maccarini (2017) referem-se a:

- a) Possibilidade de construção do aterro independente de controle, por exemplo, do teor de umidade;
- b) Por ser um material leve, acelera o ritmo da obra se comparado a outras soluções pertinentes à condição apresentada (colunas de brita, CPR (Consolidação Profunda Radial), Jet Grouting ou aterro estaqueado);
- c) Pode produzir menores custos, dependendo das condições de entorno.

A hipótese inicial de construção do aterro com solo compactado e as justificativas que levaram à escolha deste projeto serão apresentadas ao final desta pesquisa.

Embora o projeto avaliado envolva detalhes construtivos do viaduto de duplicação (fundações e estrutura), estes dados foram desconsiderados, levando-se em consideração apenas o aterro de encontro.



## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

Com base na problemática apresentada no estudo de caso, foram elaboradas as etapas para a composição do método. Os materiais utilizados referem-se aos dados coletados de ensaios de campo e de laboratório e às informações acerca da literatura e do projeto geotécnico, elaborado por Maccarini (2017), para o aterro a ser construído.

### 4.1 COLETA DE DADOS

#### 4.1.1 Ensaios geotécnicos

Para a presente pesquisa foram utilizados os dados de ensaios de campo e de laboratório cedidos pela empresa PROSUL (2017) - Projetos, Supervisão e Planejamento, localizada na cidade de Florianópolis. A Tabela 10 demonstra um resumo destes ensaios, de acordo com a localização de cada ponto de investigação, como mostrados na Figura 36.

Figura 36 - Localização dos pontos de investigação



Fonte: Google Earth (2018)

Tabela 10 - Ensaios geotécnicos utilizados para o desenvolvimento da pesquisa

<b>km</b>	<b>Ensaios geotécnicos</b>
7+299,19 m	Ensaio de piezocone (CPTu 1)
7+319,19 m	Ensaio de piezocone (CPTu 2)
	Ensaio de piezocone (CPTu 3)
7+510 m	Ensaio de palheta (profundidade 5 m)
	Ensaio de adensamento oedométrico (profundidade 5 m)

Fonte: Da autora.

#### 4.1.2 Projeto proposto

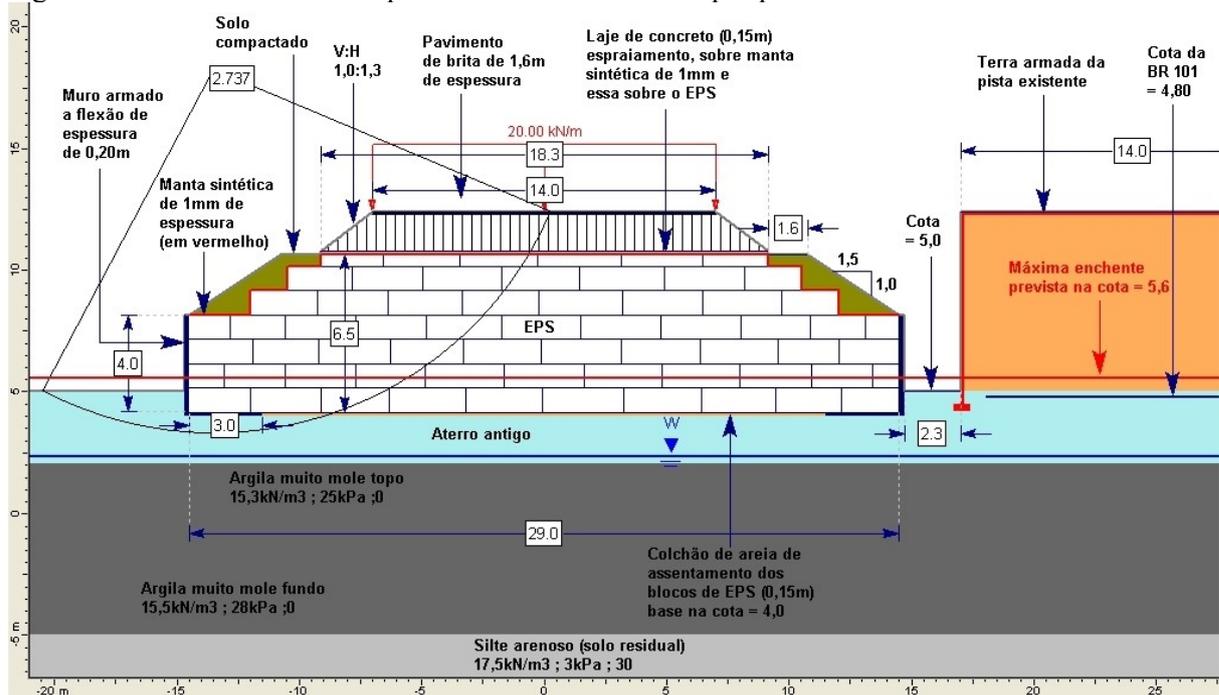
No projeto proposto por Maccarini (2017), referente ao aterro de encontro do viaduto da pista de duplicação da BR-470, foi sugerida a utilização de blocos de EPS, que serão adotados nesta pesquisa, cujas especificações podem ser observadas abaixo.

- a) Densidade do material: 23 kg/m<sup>3</sup>;
- b) Blocos prismáticos, com as seguintes dimensões em mm: 4000 x 1200 x 1000, 4000 x 1200 x 500 e 2000 x 1200 x 500. Ressalta-se que onde houver cortes previstos, esses devem ser realizados na obra, após a instalação de blocos inteiros.

A Figura 37 corresponde a seção transversal do aterro proposto, cuja geometria foi utilizada para o desenvolvimento desta pesquisa. Ressalta-se algumas considerações e alterações realizadas a respeito desta seção:

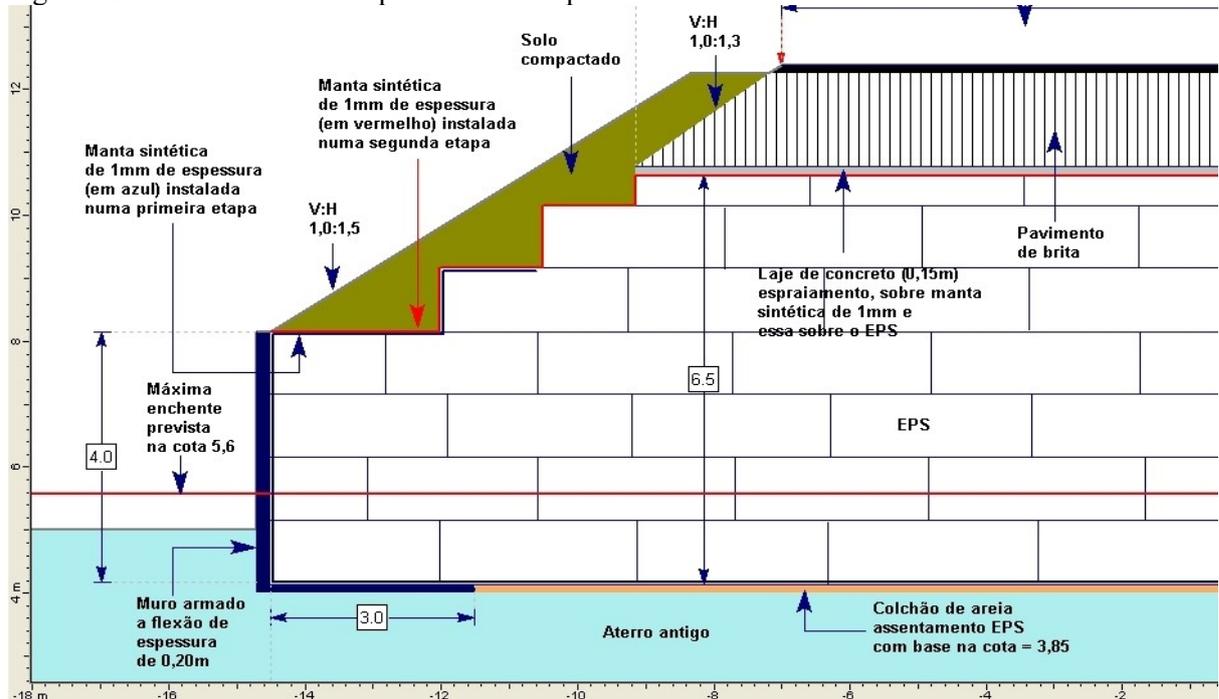
- a) Para o pavimento asfáltico, localizado acima da camada de brita com a altura de 1,6 m, foi adotada uma espessura de 0,15 m;
- b) A camada de solo compactado sobre o EPS foi considerada até a cota pavimento asfáltico, de acordo com o detalhe alternativo proposto também por Maccarini (2017), demonstrado na Figura 38;
- c) Embora, neste projeto, as camadas do solo de fundação tenham sido definidas, um novo estudo para a sua caracterização foi realizado, conforme será descrito ao longo deste capítulo;

Figura 37 - Geometria utilizada para o desenvolvimento da pesquisa



Fonte: Maccarini (2017).

Figura 38 - Detalhe alternativo para o solo compactado sobre as laterais do aterro



Fonte: Maccarini (2017).

- d) A manta sintética exposta na seção foi desconsiderada nas análises da presente pesquisa, embora deva ser inserida na construção do aterro para proteção dos blocos de EPS;



duplicação. Para a melhor compreensão da pesquisa, as características destes ensaios são descritas a seguir:

- a) CPTu 1: realizado no km 7 + 299,19, 20 m antes do encontro do novo aterro com o viaduto da pista de duplicação;
- b) CPTu 2: realizado no km 7 + 319,19 m, no encontro do novo aterro com o viaduto da pista de duplicação;
- c) CPTu 3: realizado no km 7 + 510 m, aproximadamente 191m do encontro do novo aterro com o viaduto da pista de duplicação.

Assim, para a interpretação inicial do solo de fundação foram gerados perfis geotécnicos para os três pontos de investigação. Logo após, escolheu-se um destes perfis para a definição das camadas de solo.

#### 4.2.1 Definição das camadas de solo

##### 4.2.1.1 Análise qualitativa

Para a definição das camadas do solo, primeiramente, geraram-se perfis típicos do ensaio de CPTu ( $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u_2$  *versus* a profundidade) para cada ponto de investigação (PI), conforme explicado no item 2.4.1.1.

A análise inicial consistiu na identificação qualitativa do perfil de solo através da interpretação destes parâmetros ao longo da profundidade.

##### 4.2.1.2 Determinação do peso específico

O peso específico do solo foi utilizado para determinação das tensões iniciais atuantes. O cálculo baseou-se na correlação proposta por Robertson (2009), segundo a qual, o peso específico relaciona-se com os fatores medidos a cada profundidade no ensaio de piezocone. Essa correlação é apresentada na Equação (29).

$$\gamma_{nat} = \left[ 0,27 \cdot \log(R_f) + 0,36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1,236 \right] \cdot \gamma_w \quad (29)$$

Onde:  $\gamma_{\text{nat}}$  = peso específico natural do solo;  
 $R_f$  = razão de atrito =  $f_s/q_t$ ;  
 $p_a$  = pressão atmosférica = 101,35 kPa.

#### 4.2.1.3 Cálculo das tensões totais e efetivas

Para o cálculo das tensões totais e efetivas utilizou-se a teoria clássica da mecânica dos solos, baseada no princípio das tensões efetivas. Através da aplicação das Equações (30), (31) e (32), para cada profundidade dos ensaios de CPTu, determinou-se a pressão hidrostática ( $u_0$ ), a tensão total vertical ( $\sigma_{v0}$ ) e a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ).

$$u_0 = h \cdot \gamma_w \quad (30)$$

$$\sigma_{v0} = h \cdot \gamma_{\text{nat}} \quad (31)$$

$$\sigma'_v = \sigma_{v0} - u_0 \quad (32)$$

Onde:  $h$  = profundidade do ponto de análise [m];  
 $\gamma_w$  = peso específico da água = 10 kPa;  
 $\gamma_{\text{nat}}$  = peso específico do solo;  
 $p_a$  = pressão atmosférica = 101,35 kPa.

#### 4.2.1.4 Índice de Classificação $I_c$

Como última etapa para determinação das camadas do solo de fundação aplicou-se o método do Índice de Classificação  $I_c$  proposto por Jefferies e Davies (1993), segundo a Equação (23). Primeiramente, foram calculados os parâmetros normalizados ( $B_q$ ,  $F_s$  e  $Q_t$ ) para os três ensaios de piezocone conforme as Equações (20), (21) e (22), abordadas na revisão bibliográfica. Após o cálculo destes parâmetros, determinou-se as classes de solo, de acordo com a Tabela 3, para cada profundidade dos ensaios de CPTu.

#### 4.2.1.5 Escolha do ponto de análise e classificação das camadas

Após a análise dos gráficos e a interpretação dos perfis estratigráficos citados, verificou-se uma camada de baixa resistência em todos os pontos de investigação, a qual foi classificada como argilosa. Para comprovar a homogeneidade do depósito de argila existente entre o km 7 + 299,19 m e o km 7 + 510 m, foram analisadas as razões de sobreadensamento (OCR) de cada ponto de investigação, à uma mesma profundidade (5 m).

A razão de sobreadensamento (Equação (8)) pode ser calculada com base na tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) determinada pelo ensaio de adensamento oedométrico ou por correlações. Dessa forma, para o km 7 + 510 m comparou-se o valor calculado (considerando a tensão sobreadensamento do ensaio) com o valor obtido através da correlação da Equação (33) apresentada por Grando (2018), cujo fator multiplicador (K1) foi determinado para argilas catarinenses igual a 0,23.

A Tabela 11 demonstra que os OCR's calculados para o km 7 +510 m, por ambas as formas, foram muito semelhantes, o que justificou a utilização desta correlação para os outros pontos de investigação.

$$\sigma'_{vm} = K1 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) = 0,23 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad (33)$$

Tabela 11 - OCR's comparados

OCR	Forma de obtenção
1,04	Equação (33) na profundidade de 5 m
1,07	Equação (8) na profundidade de 5 m

Fonte: Da autora.

Dessa forma, por meio da Equação (33) e posteriormente pela Equação (8), calculou-se valores OCR's para o km 7 + 299,19 e km 7 + 319,19 m, visto que nestes pontos não foram realizados ensaios de adensamento oedométrico. Assim, através da Tabela 12, é possível verificar que, para uma mesma profundidade, as razões de sobreadensamento se aproximam, fato que permite assumir que o depósito de argila do local possui propriedades semelhantes, sendo classificado como levemente pré-adensado, de acordo com a Tabela 1.

Por essa razão, para o estudo do solo de fundação, escolheu-se o ponto de investigação mais crítico, localizado no km 7 + 319,19 m. Esta escolha baseou-se no fato de este ponto

apresentar a maior espessura da camada de argila verificada, além de corresponder a seção transversal utilizada, como citado anteriormente.

Tabela 12 - OCR's do depósito de argila

<b>Ponto de investigação</b>	<b>OCR à 5 m de profundidade</b>
km 7 + 299,19 m	1,55
km 7 + 319,19 m	1,12
Km 7 + 510 m	1,07

Fonte: Da autora.

Assim, dividiu-se o solo de fundação em camadas, cujas características foram próximas. Para a definição do tipo de solo de cada camada foi realizada uma média dos valores de  $I_c$  encontrados a cada profundidade do ensaio de piezocone (CPTu 2). O resumo dessas camadas pode ser observado na Tabela 13.

Tabela 13 - Divisão das camadas do solo de fundação

<b>Camada de solo</b>	<b>Espessura aproximada (m)</b>	<b>Classificação</b>	
		<b><math>I_c</math> médio</b>	<b>Descrição</b>
1	3,0	2,15	Mistura de Areia
2	7,0	3,18	Argila
3	2,0	1,57	Areia
	4,2	2,2	Mistura de silte

Fonte: Da autora.

Observa-se que a camada 3 poderia ser dividida em duas camadas com características distintas, entretanto, considerou-se uma só camada caracterizada como silte-arenosa. Verifica-se, portanto a semelhança entre a proposta de Maccarini (2017) para o subsolo de fundação e a presente divisão.

#### 4.3 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

O cálculo dos parâmetros geotécnicos para o solo de fundação considerou os três tipos de solo presentes nas camadas definidas anteriormente e, também, correlações propostas para o ensaio de piezocone. Além disso, alguns valores foram estimados por meio da literatura e outros determinados com base no projeto elaborado por Maccarini (2017). Portanto, para o solo

de fundação, as correlações utilizadas e os valores de referência analisados na determinação dos parâmetros são descritas a seguir.

Para os materiais que compõem o aterro de encontro estudado, os parâmetros geotécnicos foram definidos com base no projeto elaborado por Maccarini (2017) e também por meio da literatura. Logo, o resumo destes parâmetros será apresentado nos resultados desta pesquisa.

Ressalta-se que, em todos os casos, os parâmetros determinados correspondem a um valor característico para cada camada do subsolo e para cada tipo de material existente no corpo do aterro. Além disso, o modelo adotado na modelagem numérica, determinou quais parâmetros deveriam ser calculados para cada tipo de solo ou material.

#### 4.3.1 Peso específico

O cálculo do peso específico para o solo de fundação foi realizado conforme descrito no item 4.2.1.2 (Equação (29)) para todas as profundidades do ensaio de piezocone (CPTu 2). Para cada camada, foi calculada a média dos valores encontrados, definindo-se um valor característico.

Como forma de verificação, comparou-se os valores obtidos com os propostos por Maccarini (2017), (Tabela 14) e, também, com valores apresentados por Godoy (1972) *apud* Marangon (2018), em função da compacidade dos solos arenosos e da consistência dos solos argilosos Tabela 15 e Tabela 16.

Tabela 14 - Valores de peso específico propostos para o solo de fundação

<b>Camada de solo</b>	<b>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Aterro antigo	17,5
Argila muito mole	15,3 a 15,6
Silte arenoso	17,8

Fonte: Maccarini (2017).

Tabela 15 - Valores de peso específico de solos argilosos

<b>Consistência</b>	<b>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Muito mole	13
Mole	15
Média	17
Rija	19
Dura	21

Fonte: Adaptado de Godoy (1972) *apud* Marangon (2018).

Tabela 16 - Valores de peso específico de solos arenosos

Compacidade	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )		
	Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
Fofa	16	18	19
Pouco compacta	17	19	20
Mediamente compacta	18	20	21
Compacta			
Muito compacta			

Fonte: Adaptado de Godoy (1972) *apud* Marangon (2018).

#### 4.3.2 Coesão e Resistência não drenada

A coesão para as camadas de solos granulares presentes no solo de fundação foi determinada com base nos valores adotados por Maccarini (2017) conforme a Tabela 17. No caso da camada de argila outro valor foi adotado de acordo com as características de argilas levemente pré-adensadas na condição drenada.

Tabela 17 - Valores de coesão propostos para o solo de fundação

Camada de solo	Coesão (kN/m <sup>3</sup> )
Aterro antigo	17,5
Argila muito mole	15,3 a 15,6*
Silte arenoso	17,8

\* Valores correspondentes a situação não drenada (coesão =  $S_u$ )

Fonte: Maccarini (2017).

A respeito do cálculo da resistência não drenada ( $S_u$ ) para o perfil de argila, executou-se os seguintes passos:

- Primeiramente, determinou-se a resistência não drenada pontual corrigida (Equação (24)) através do ensaio de palheta realizado na profundidade de 5 m, referente ao km 7 + 510 m, conforme explicado no item 2.4.1.2;
- Logo após, com o valor estimado de  $S_u$  corrigido, calculou-se o fator de cone pontual ( $N_{kt}$ ) através da Equação (34), como mencionada por Robertson (2009);

$$N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{S_u} \quad (34)$$

- c) Assim, o valor de  $N_{kt}$  foi considerado constante para a camada de argila e, utilizando a Equação (34), calculou-se a resistência não drenada para todas as profundidades do ensaio de CPTu 2, localizado no km 7 + 319,19 m. Isso foi possível devido a comprovação de que o depósito de argila é o mesmo;
- d) Por fim, a resistência não drenada característica da camada em questão foi calculada por meio da média dos valores encontrados para o perfil.

Para a verificação da resistência não drenada ( $S_u$ ), foi analisado os valores de referência expostos nas Tabela 17.

#### 4.3.3 Ângulo de atrito

Para as camadas de solos granulares (areia e silte), o ângulo de atrito ( $\varphi$ ) foi calculado a partir da correlação proposta por Kulhawy e Mayne (1990), de acordo com a Equação (35). No caso da camada argilosa, adotou-se o valor determinado por Magnani (2006), para argilas existentes na região de Florianópolis ( $\varphi = 26^\circ$ ), visto que as correlações para este tipo de solo não são consideradas precisas o suficiente.

$$\varphi = 17,6 + 11 \cdot \log(Q_m) \quad (35)$$

Onde:  $Q_m$  é a resistência de penetração do cone normalizada expressa pela Equação (36).

$$Q_m = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{p_a} \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^n \quad (36)$$

Onde:  $p_a$  é a pressão atmosférica e  $n=1$ , conforme simplificação sugerida por Robertson e Cabal (2015).

#### 4.3.4 Parâmetros de adensamento

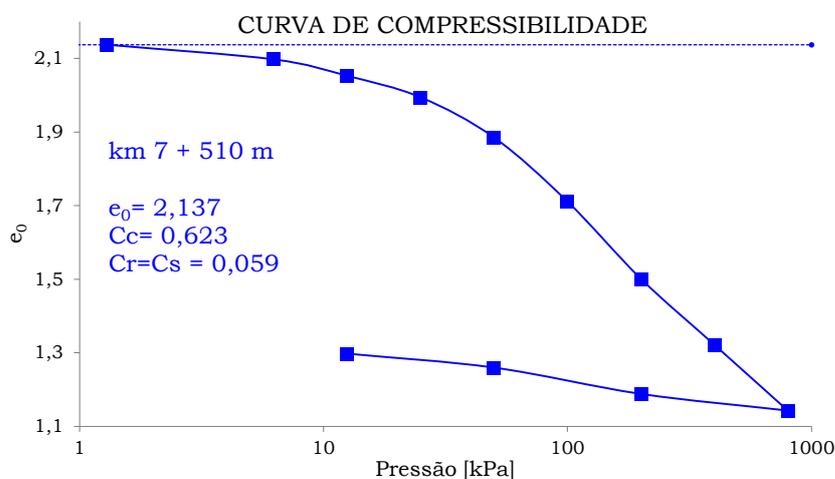
Os parâmetros de adensamento para solos argilosos podem ser encontrados por meio do ensaio de adensamento oedométrico, conforme explicado no item 2.4.2.4. Para o ensaio referente ao km 7 + 510 m, Grandó (2018) determinou os índices de recompressão ( $C_r$ ), compressão ( $C_c$ ), expansão ( $C_s$ ) e de vazios inicial ( $e_0$ ), conforme a Tabela 18 e a Figura 40.

Tabela 18 - Parâmetros de compressibilidade da camada de argila analisada

Índices	Valores
$C_r$	0,059
$C_c$	0,623
$C_s$	0,059
$e_0$	2,137

Fonte: Grandó (2018).

Figura 40 - Curva de compressibilidade do ensaio de adensamento



Fonte: Grandó (2018).

Dessa forma, para o ponto de investigação escolhido (km 7 + 319,19 m), adotaram-se os mesmos valores, devido à proximidade do ponto de investigação (PI), que no caso da pesquisa de Grandó (2018), refere-se ao PI de número 01 (km 7 + 510 m) do depósito 4 (BR-470).

Esse PI foi classificado com predominância de argila, pois o perfil de classificação do solo com o método  $I_c$  (Jefferies e Davies, 1993), apresentou 36% de solos com comportamento drenado e 64% de solos com comportamento não drenado, classificado em 15% de argilas inorgânicas (AI) e 49% de argilas orgânicas (AO).

Além disso, Grando (2018) avaliou a qualidade da amostra indeformada ( $Q_{ai}$ ) por meio do critério de Lunne et al. (1997) e obteve para essa amostra/corpo de prova (CP) a qualidade regular a pobre/ruim, porém ainda aceitável.

A respeito do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), utilizou-se o mesmo ensaio. Para a sua determinação adotou-se o método da raiz quadrada do tempo, de Taylor (1942). Segundo Das (2014), esse método é baseado no gráfico da deformação ( $\varepsilon$ ) em função da raiz quadrada do tempo ( $\sqrt{t}$ ) para determinado incremento de carga realizado durante o ensaio de adensamento.

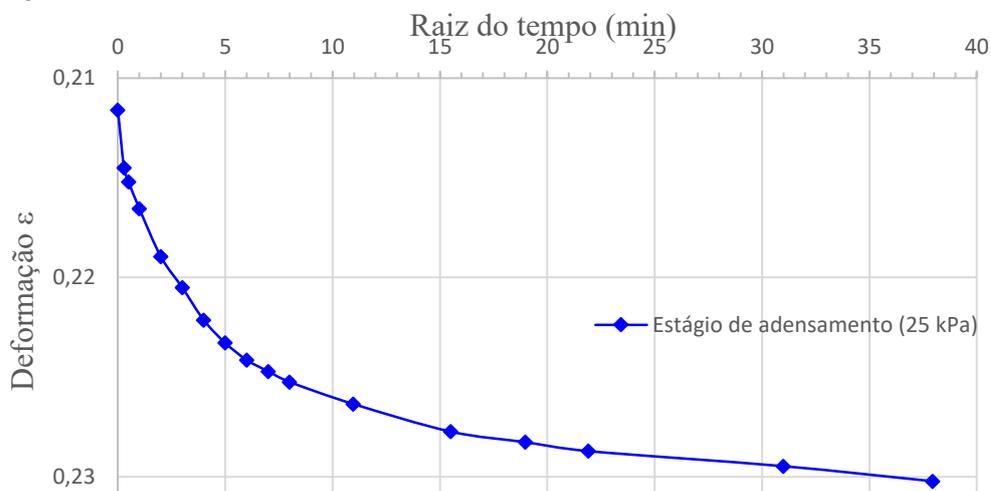
No caso da presente pesquisa, considerou-se a curva cujo o incremento de carga vertical ( $\Delta\sigma'_v$ ) foi mais próximo daquele que será gerado pela construção do aterro de encontro com EPS, ou seja, 25 kPa.

Assim, aplicando-se o método, encontra-se a raiz quadrada do tempo correspondente a 90% de adensamento ( $\sqrt{t_{90}}$ ) referente a amostra de argila. Sabe-se pela Equação (17) que  $T_{90} = 0,848$  e, através da Equação (15), o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) foi calculado. Considera-se  $H_d$  igual à altura da amostra dividido por 2. O gráfico  $\varepsilon$  versus  $\sqrt{t}$  utilizado pode ser observado na Figura 41, enquanto um resumo dos valores determinados para o cálculo de  $c_v$  pode ser verificado na Tabela 19.

Este parâmetro será utilizado posteriormente para análises do tempo de recalque. Ressalta-se, ainda, que o incremento de carga vertical gerado pelo aterro com EPS será exposto nos resultados dessa pesquisa.

Em relação ao OCR, utilizou-se as Equações (33) e (8), respectivamente, para cada profundidade da camada de argila correspondente ao ponto de investigação escolhido (km 7 + 319,19 m). Logo após, efetuou-se a média destes valores para obtenção do OCR característico.

Figura 41 - Gráfico de  $\varepsilon \times \sqrt{t}$  do ensaio de adensamento oedométrico



Fonte: Da autora.

Tabela 19 - Coeficiente de adensamento para a camada de argila analisada

Variáveis	Valores
H <sub>d</sub>	12,25 mm
T <sub>90</sub>	0,848
t <sub>90</sub>	33,64 min
c <sub>v</sub>	6,0 · 10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s

Fonte: Da autora.

#### 4.3.5 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade (E) foi determinado com base em correlações para o ensaio de piezocone (CPTu 2). Para as camadas de solos granulares (silte e areia) foi utilizada a correlação apresentada por Robertson e Cabal (2015), conforme a Equação (37), onde  $\alpha_E$  pode ser calculado com a Equação (38). Na camada argilosa não foram utilizados esses parâmetros.

$$E = \alpha_E \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad (37)$$

$$\alpha_E = 0,015 \cdot \left[ 10^{(0,55 \cdot I_c + 1,68)} \right] \quad (38)$$

Portanto, foi calculada uma média dos valores encontrados para cada profundidade do ensaio, determinando-se os módulos característicos para as camadas de solos granulares. Logo após, comparou-se os resultados obtidos com valores típicos presentes na literatura (Tabela 20).

Tabela 20 - Valores típicos de módulo de elasticidade

Solo	Consistência ou Compacidade	Bowles (1977)	Sherif e Konig (1975)	Kédzi (1975)	Valores Sugeridos
Argila	Muito mole	0,3 - 3	-	0,35 - 3	1
	Mole	2 - 4	1 - 2,5	2 - 5	2
	Média	4,5 - 9	-	4 - 8	5
	Rija	-	2,5 - 5	-	7
	Muito rija	-	5 - 10	-	8
	Dura	7 - 20	-	7 - 18	15
Areia	Fofa	-	-	-	5
	Pouco compacta	10 - 25	20 - 50	10 - 25	20
	Medianamente compacta	-	50 - 100	-	50
	Compacta	50 - 100	-	50 - 80	70
Areia com pedregulhos	Muito compacta	-	-	-	90
	Pouco compacta	50 - 140	-	-	50
Argila arenosa	Compacta	80 - 200	-	100 - 200	120
	-	30 - 42,5	-	30 - 40	-
Silte	-	2 - 20	3 - 10	-	-
Areia siltosa	-	-	-	7 - 20	-

Obs.: Módulo de elasticidade em MPa. Fonte: Teixeira e Godoy (1998).

#### 4.3.6 Coeficiente de Poisson

Para a determinação do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) adotaram-se valores a partir das propostas de Poulos e Davis (1980) e Teixeira e Godoy (1998).

Tabela 21 - Valores para coeficientes de Poisson admissível

	Solo	Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )
Poulos e Davis (1980)	Argila dura ou pré-adensada	0,10 - 0,20 (0,15)
	Argila média	0,20 - 0,35 (0,30)
	Argila mole normalmente adensada	0,35 - 0,45 (0,40)
Teixeira e Godoy (1998)	Areia pouco compacta	0,2
	Areia compacta	0,4
	Silte	0,3 - 0,5
	Argila saturada	0,4 - 0,5
	Argila não saturada	0,1 - 0,3

Fonte: Adaptado de Poulos e Davis (1980) e de Teixeira e Godoy (1998).

### 4.3.7 Permeabilidade

Para o coeficiente de permeabilidade vertical ( $k_v$ ) utilizou-se a correlação proposta por Lunne et al. (1997), através das Equações (39) e (40). Para o cálculo do coeficiente de permeabilidade horizontal ( $k_h$ ), adotou-se a relação  $k_h/k_v = 2$  para a camada de argila, conforme também utilizado por Grandó (2018) para depósitos de argilas moles em Santa Catarina. Para os solos granulares (silte e areia) considerou-se  $k_h/k_v = 1$ , ou seja,  $k_h = k_v$ .

$$k_v = 10^{(0,952-3,04I_c)} \text{ para } 1,0 < I_c \leq 3,27 \quad (39)$$

$$k_v = 10^{(-4,52-1,37I_c)} \text{ para } 3,27 < I_c \leq 4,0 \quad (40)$$

Dessa forma, os coeficientes de permeabilidade encontrados foram verificados de acordo com valores típicos (Tabela 22) apresentados por Pinto (2006).

Tabela 22 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade vertical

<b>Tipo de solo</b>	<b>Coefficiente de permeabilidade vertical (<math>k_v</math>)</b>
Argilas	$< 10^{-9}$ m/s
Siltes	$10^{-6}$ a $10^{-9}$ m/s
Areias argilosas	$10^{-7}$ m/s
Areias finas	$10^{-5}$ m/s
Areias médias	$10^{-4}$ m/s
Areias grossas	$10^{-3}$ m/s

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

## 4.4 ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS

As verificações realizadas para o aterro de encontro com EPS basearam-se, primeiramente, no método dos elementos finitos (MEF) através da utilização de um *software* conhecido na área geotécnica. Suas características e as etapas realizadas são descritas a seguir.

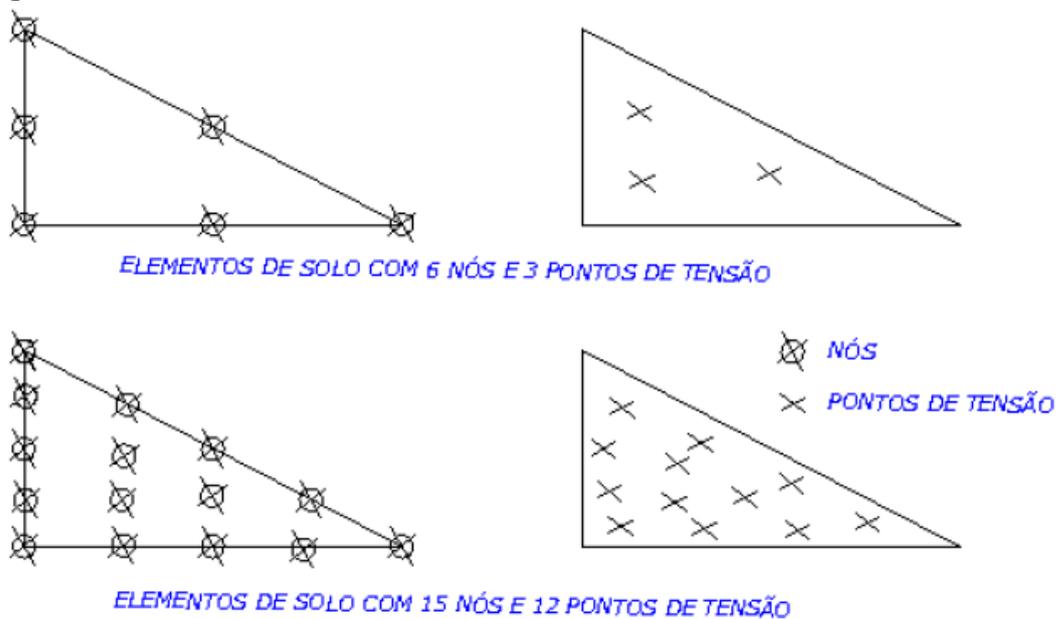
#### 4.4.1 Programa *Plaxis 8.2*

De acordo com Dienstmann (2011), o *software Plaxis (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis)* foi desenvolvido para análises de problemas geotécnicos bidimensionais (versão 8.2) e utiliza simulações com o método dos elementos finitos (MEF). Uma série de modelos constitutivos (linear-elástico, elasto-plástico, entre outros) está disponível na estrutura do software. Cada modelo exige parâmetros específicos dos materiais.

Segundo Dienstmann (2011), algumas das principais características do programa são:

- Geração automática da malha de elementos finitos através de elementos triangulares de 6 nós e 3 pontos de tensão ou de 15 nós e 12 pontos de tensão (Figura 42). As tensões são calculadas para cada ponto e as deformações para cada elemento;
- Análises estáticas e dinâmicas com base nos comportamentos: drenado, não drenado ou não poroso dos materiais;
- Diversidade de modelos constitutivos e condições de carregamento;
- Possibilidade de análise em diversas fases do processo construtivo da estrutura de estudo.

Figura 42 - Elementos de solo com 6 ou 15 nós



Fonte: Adaptado de PLAXIS (1998) *apud* Dienstmann (2011).

O sistema do programa é dividido em quatro subprogramas: *Input* (dados de entrada), *Calculation* (etapa de cálculo), *Output* (saída de resultados) e *Curves* (geração de curvas), correspondentes a sequência de passos do *software*. Na presente pesquisa utilizaram-se as três primeiras etapas para as análises subsequentes.

#### 4.4.2 Modelos constitutivos considerados

Os modelos constitutivos empregados nesta pesquisa foram escolhidos com base no comportamento de cada material existente na seção transversal adotada. Dessa forma, os aspectos e princípios dos modelos considerados são descritos a seguir.

##### 4.4.2.1 Modelo linear elástico

O modelo linear elástico baseia-se na Lei de Hooke, difundida na mecânica dos materiais, a qual considera uma relação linear entre a tensão aplicada e a deformação ocasionada, conforme abordado no manual PLAXIS (2018).

Sakamoto (2018) relata que o modelo linear elástico pode ser aplicado para materiais cujo comportamento é interpretado de forma linear elástica, quando em níveis de baixa tensão. Os parâmetros considerados por este modelo são: peso específico ( $\gamma$ ), módulo de elasticidade ( $E$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

Logo, esse modelo foi considerado para os seguintes materiais: EPS, concreto e pavimento asfáltico.

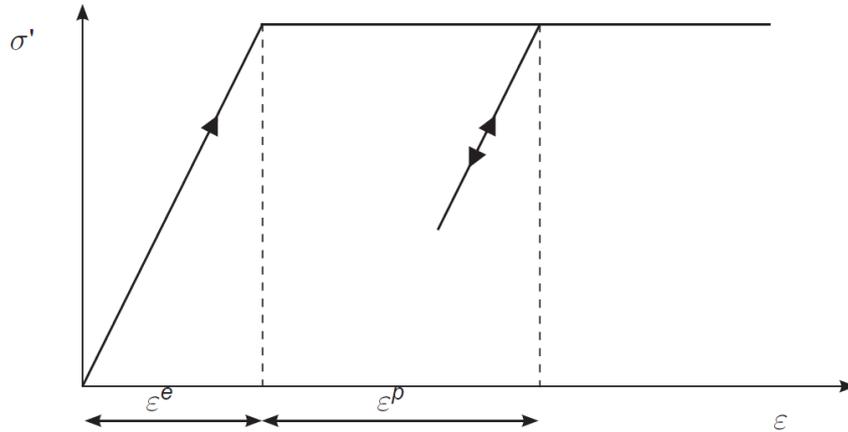
##### 4.4.2.2 Modelo Mohr Coulomb

O conceito do modelo Mohr-Coulomb consiste no fato de que a ruptura do solo ocorre quando a tensão de cisalhamento aplicada é igual a resistência ao cisalhamento do solo, conceito discutido no 2.2.4 da revisão bibliográfica.

Nesse sentido, o modelo Mohr Coulomb considera que o material possui um comportamento elastoplástico perfeito, ou seja, comporta-se de forma elástica até atingir a ruptura (plastificação), sem que ocorra o seu endurecimento ou amolecimento durante a aplicação das tensões (DIENSTMANN, 2011).

O comportamento de um material elastoplástico perfeito pode ser observado na Figura 43.

Figura 43 - Comportamento de um material elastoplástico



Fonte: PLAXIS (2018).

Os parâmetros considerados por este modelo são: peso específico ( $\gamma$ ), coeficientes de permeabilidade ( $k_v$  e  $k_h$ ), módulo de elasticidade ( $E$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\varphi$ ).

Logo, devido a familiaridade do critério de ruptura, esse modelo foi considerado para os solos granulares da presente pesquisa, ou seja, para as camadas 1 e 2 do solo de fundação e para o colchão de areia, brita e solo compactado do aterro de encontro.

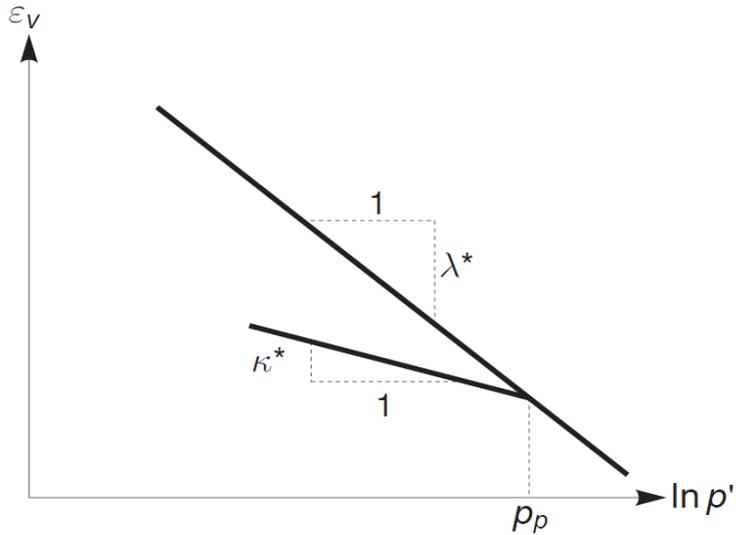
#### 4.4.2.3 Modelo Soft Soil

Conforme apresentado por Sakamoto (2018), o modelo *Soft Soil* é uma adaptação do modelo *Cam-Clay* modificado e baseia-se em uma relação logarítmica entre tensão e deformação do material, normalmente, utilizada para solos argilosos (moles). Nesse modelo, o comportamento do solo é simulado com base nos parâmetros de adensamento através das Equações (41) e (42) traduzidas no gráfico da Figura 44, que reproduz um ensaio de adensamento oedométrico.

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \cdot (1 + e_0)} \quad (41)$$

$$\kappa^* = \frac{2 \cdot C_s}{2,3 \cdot (1 + e_0)} \quad (42)$$

Figura 44 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média



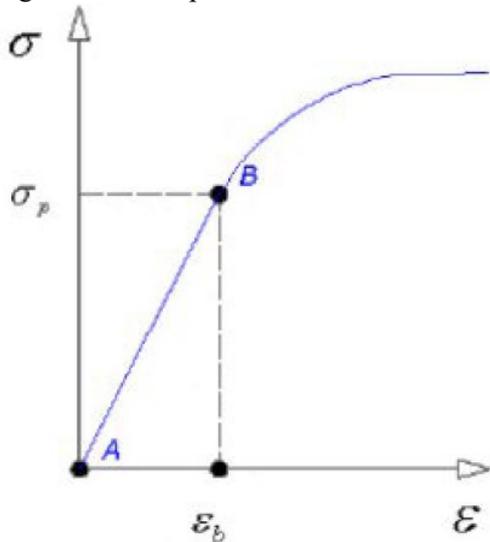
Fonte: PLAXIS (2018).

Conforme aplicam-se as tensões, o ganho de resistência adquirido pelo solo e o seu endurecimento são contabilizados (Figura 45).

Os parâmetros considerados por esse modelo são: peso específico ( $\gamma$ ), permeabilidade ( $k$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), coesão ( $c$ ), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e os índices de adensamento ( $C_c$ ,  $C_s$  e  $e_0$ ).

Assim, esse modelo foi adotado para a camada de argila mole estudada nesta pesquisa.

Figura 45 - Comportamento de material com endurecimento após a plastificação



Fonte: PLAXIS (2018).

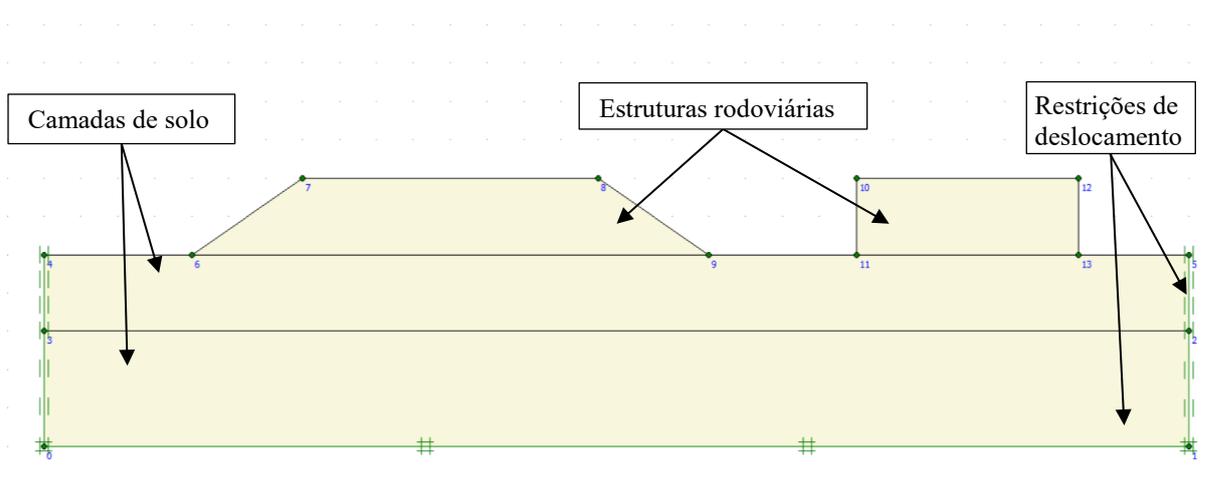
### 4.4.3 Sequência de passos realizados

#### 4.4.3.1 Dados de entrada - *Input*

Primeiramente, a simulação foi definida considerando-se elementos de 15 nós e 12 pontos de tensão. Através de um sistema de coordenadas e linhas, inseriu-se a geometria da seção transversal do aterro de encontro estudado, com base no projeto proposto por Maccarini (2017), e da terra armada existente no local.

Para os limites do solo de fundação, aplicaram-se restrições de deslocamentos, visto que as análises resumem-se a geometria inserida. Um exemplo genérico desses passos pode ser observado na Figura 46.

Figura 46 - Inserção de geometria genérica no programa

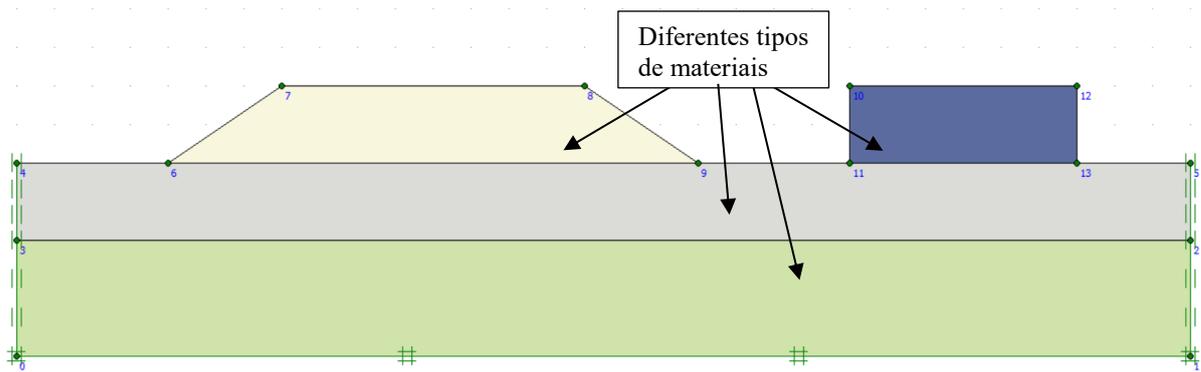


Fonte: Da autora.

Logo após, os parâmetros característicos determinados anteriormente, para cada tipo de solo ou material, foram inseridos conforme seu comportamento (drenado, não drenado ou não poroso) e modelo constitutivo.

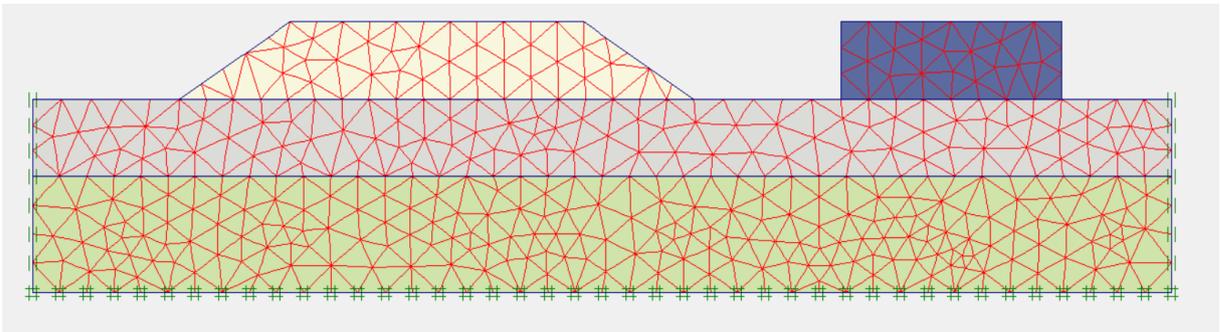
Assim, gerou-se a malha de elementos finitos correspondente. Esses passos são demonstrados na Figura 47 e na Figura 48.

Figura 47 - Inserção dos parâmetros para cada tipo de material



Fonte: Da autora.

Figura 48 - Malha de elementos finitos gerada pelo programa



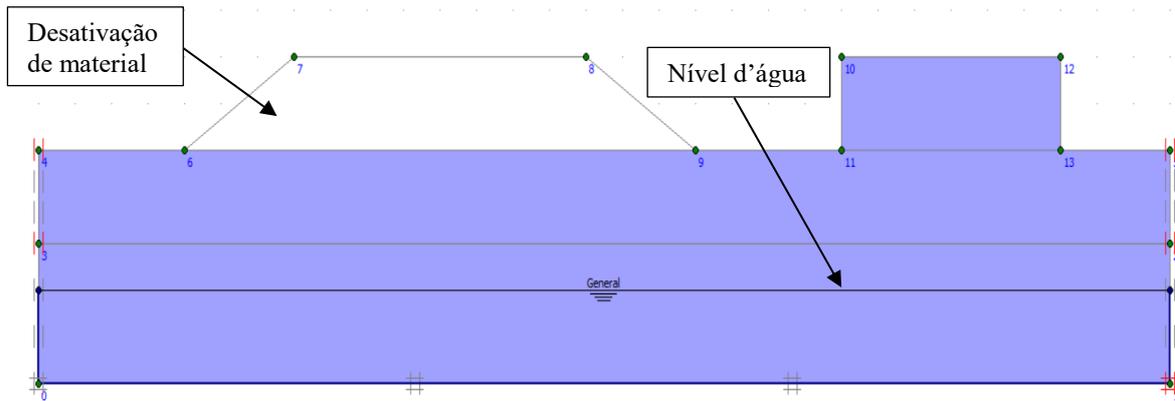
Fonte: Da autora.

Por fim, estabeleceu-se as condições iniciais do caso estudado através dos seguintes passos:

- a) Inserção do nível d'água obtido a partir do ensaio de piezocone (CPTu 2);
- b) Desativação dos materiais do aterro de encontro com EPS e definição inicial da geometria, com a estrutura de terra armada existente;
- c) Geração das poropressões iniciais;
- d) Geração das tensões efetivas iniciais.

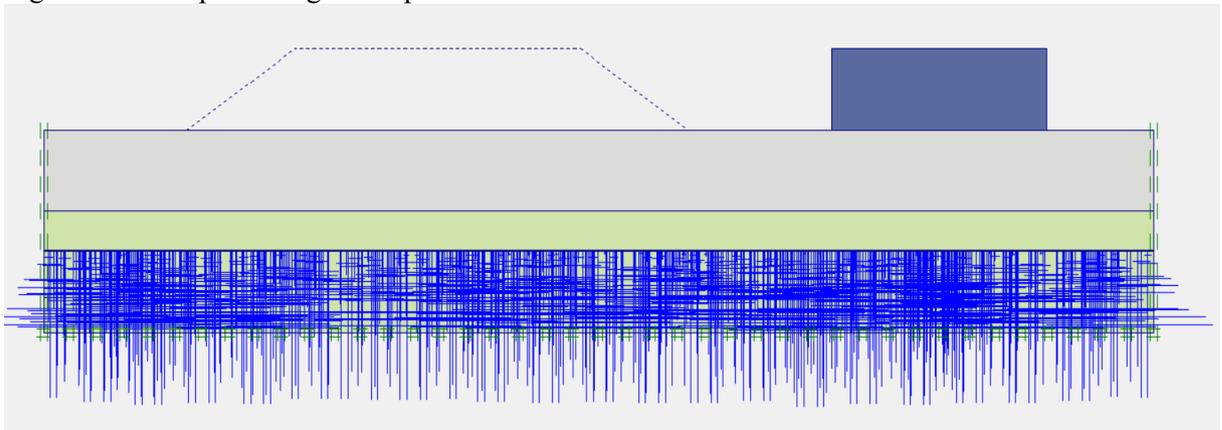
Esses passos são demonstrados na Figura 49, na Figura 50 e na Figura 51 por meio de um exemplo genérico criado pela autora.

Figura 49 - Desativação de materiais e inserção de nível d'água



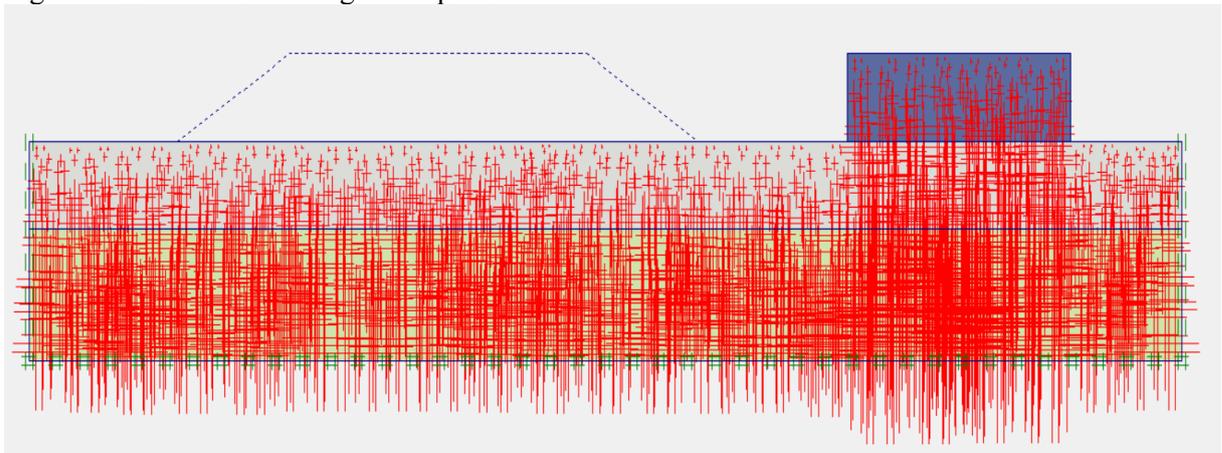
Fonte: Da autora.

Figura 50 - Poropressões geradas pelo software



Fonte: Da autora.

Figura 51 - Tensões iniciais geradas pelo software



Fonte: Da autora.

#### 4.4.3.2 Etapas de Cálculo - *Calculation*

Neste subprograma do *software*, ocorrem as análises elastoplásticas dos deslocamentos através de dois tipos de cálculo, plástico (*plastic*) e de consolidação (*consolidation*). No primeiro caso, sem considerar o tempo transcorrido e a dissipação de poropressões, obtém-se os deslocamentos máximos gerados, por exemplo, pela construção de um aterro. Para o segundo caso, os deslocamentos máximos podem ser obtidos em termos da dissipação de poropressões, contabilizando-se o tempo em que eles ocorreram. Além disso, pode-se definir as fases construtivas da estrutura de estudo.

Dessa forma, para o aterro de encontro com a utilização de EPS, realizaram-se as análises descritas acima, através da definição das seguintes fases:

- a) Fase 1: correspondente a configuração inicial gerada no subprograma anterior, onde a construção do aterro ainda não ocorreu. Ressalta-se que a estrutura de terra armada existente foi considerada nesta fase;
- b) Fase 2: correspondente a construção total do aterro de encontro estudado (única etapa). No caso da análise de consolidação, como critério de parada para o cálculo dos deslocamentos considerou-se a dissipação das poropressões até um valor mínimo (1 kPa).

#### 4.4.3.3 Saída de resultados - *Output*

Após os cálculos realizados pelo programa para as Fases 1 e 2, através do subprograma *Output*, obteve-se os resultados dos deslocamentos verticais e horizontais e o tempo total para que eles ocorressem. Esses resultados serão apresentados e discutidos no capítulo 5 desta pesquisa.

### 4.5 CÁLCULOS TEÓRICOS - DESLOCAMENTOS

Como forma de comparação, realizou-se cálculos tradicionais da mecânica dos solos para a obtenção do deslocamento total vertical (recalque) e seu tempo de ocorrência.

Nesse contexto, conforme apresentado no item 2.3.3 o recalque por adensamento primário foi calculado através da Equação (13), visto que a camada de argila foi considerada levemente pré-adensada.

Para o tempo total de ocorrência do recalque calculado, utilizou-se a Equação (15), considerando um grau de adensamento ( $U$ ) de 90% e o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) determinado na Tabela 19.

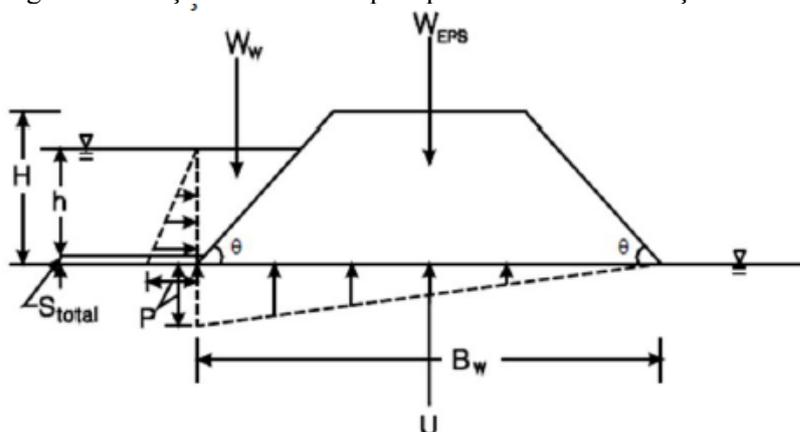
#### 4.6 ANÁLISE DO EMPUXO HIDROSTÁTICO

Segundo Maccarini (2017), devido ao baixo peso do EPS, todo o projeto que utilizar este material deve estar seguro quanto a possibilidade de flutuação do conjunto de blocos, em função da ocorrência de chuvas e enchentes.

O fator de segurança contra a flutuação ou empuxo hidrostático para um aterro com EPS pode variar entre 1,1 e 1,3, tendo em vista uma enchente com solicitação temporária e não permanente. Dessa forma, por meio da análise do equilíbrio de forças atuantes numa seção transversal típica (Figura 52), calculou-se o valor de  $Q_{REQ}$ , como apresentado por Arellano (2010), por meio da Equação (43).

$$FS = \frac{W_{EPS} + W_w + Q_{REQ}}{\gamma_w \cdot (h + S_t) \cdot B_w} \quad (43)$$

Figura 52 - Seção transversal típica para análise de flutuação



Fonte: Arellano (2010).

Onde:  $W_{EPS}$  = Peso do conjunto de blocos de EPS (kN/m);

$W_w$  = Peso de água nas laterais do aterro (kN/m);

$\gamma_w$  = Peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>);

$Q_{REQ}$  = Peso dos materiais sobre os blocos de EPS para garantir um dado fator de segurança contra a possibilidade de flutuação (kN/m);

$h$  = Altura da camada de EPS inundada pela enchente prevista (m);

$S_{total}$  = Recalque total previsto (m);

$B_w$  = Largura da base do conjunto dos blocos de EPS (m).

#### 4.7 ATERRO COM A UTILIZAÇÃO DE SOLO COMPACTADO

Para a justificativa da utilização de blocos de EPS no aterro de encontro em questão, adotou-se a hipótese inicial proposta, com solo compactado. Para essa hipótese substituiu-se os blocos de EPS por camadas de solo compactado, adotando-se parâmetros característicos iguais aos dos aterros laterais existentes no aterro de encontro com EPS.

Dessa forma, através do *software* utilizado, obteve-se os deslocamentos verticais (recalques) e horizontais referentes a essa alternativa. Os procedimentos e modelos constitutivos adotados foram os mesmos explicados para o aterro com EPS. Utilizou-se o tipo de cálculo plástico (*plastic*), visto que esta análise visava avaliar a magnitude dos deslocamentos, independentemente do tempo de ocorrência.

Além disso, o cálculo do recalque por adensamento primário também foi realizado. Os resultados em questão serão discutidos no próximo capítulo.

## 5 RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados obtidos referem-se aos objetivos propostos e correspondem as atividades descritas nos materiais e métodos.

### 5.1 SEÇÃO TRANSVERSAL PROPOSTA

#### 5.1.1 Geometria do aterro de encontro com a utilização de EPS

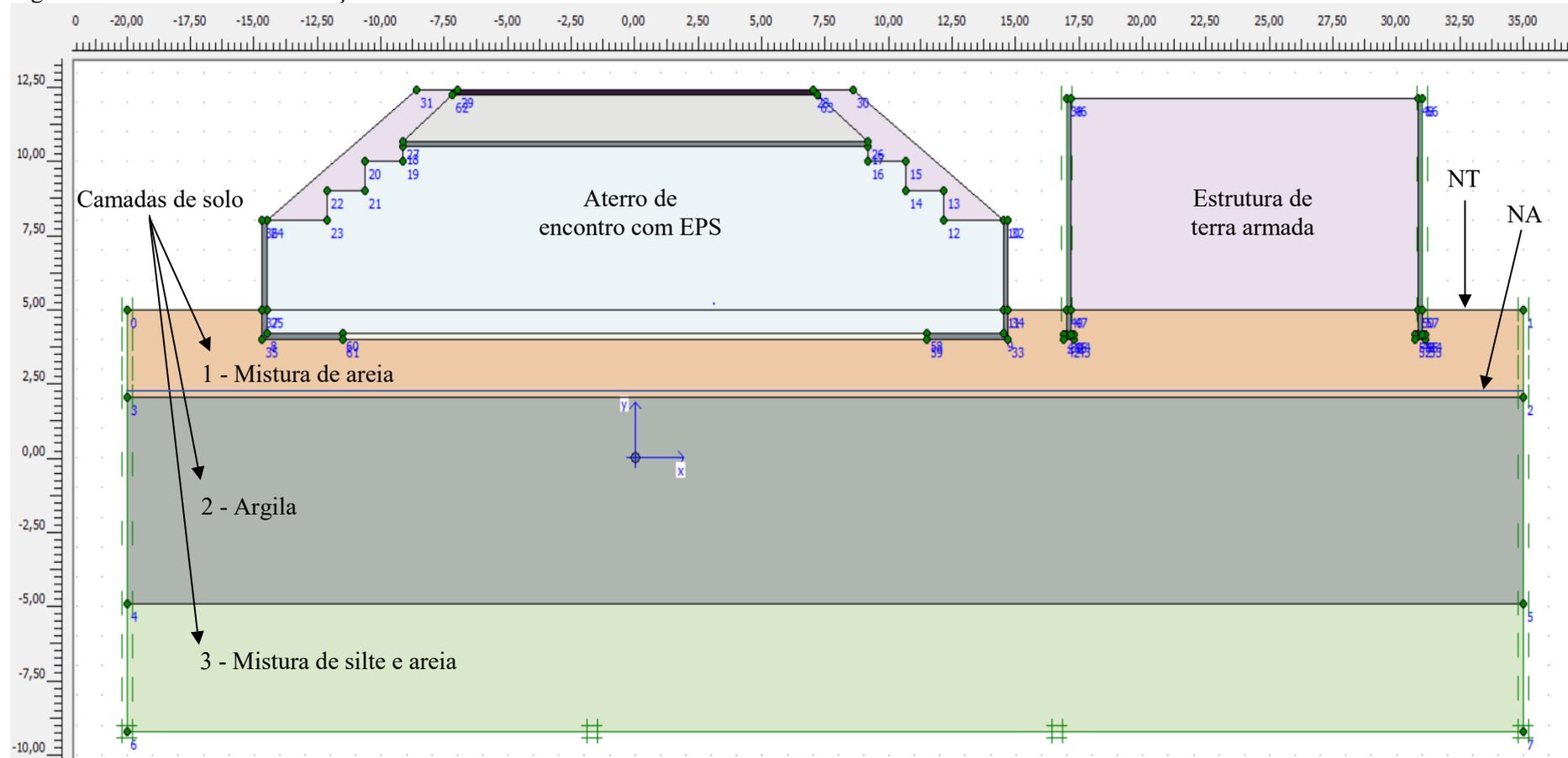
Para a seção transversal proposta adotou-se a geometria do projeto inicial de Maccarini (2017), como apresentado na Figura 37, aplicando-se as considerações citadas no item 4.1.2. Logo, o arranjo inserido no *software* pode ser observado através da Figura 53.

Outras observações à respeito da geometria do arranjo adotado são:

- a) O ensaio CPTu 2 corresponde ao km 319,19 m realizado a partir do nível do terreno (NT), ao longo do eixo y (Figura 53);
- b) A cota do nível do terreno (NT) é igual a 5,0 e corresponde a uma profundidade igual a 0,0 m;
- c) As camadas do solo de fundação possuem as espessuras determinadas de acordo com a Tabela 13;
- d) O nível d'água ou freático (NA) corresponde à cota 2,35, cuja profundidade de -2,65 m foi encontrada por meio do perfil de pressão hidrostática ( $u_0$ ) do ensaio CPTu 2 (Figura 56).

Em relação ao aterro de encontro com EPS um esquema com as espessuras de cada camada e especificações dos materiais pode ser observado na Figura 54. No que diz respeito às suas dimensões outro esquema é demonstrado na Figura 55.

Figura 53 - Geometria final da seção transversal utilizada



Fonte: Da autora.

Figura 54 - Camadas do aterro com a utilização de EPS



- Pavimento asfáltico (15 cm)
- Camada de brita (1,6 m)
- Laje de concreto armado (15 cm)
- Muros à flexão (20 cm)
- Aterros laterais
- EPS (6,5 m)
- Colchão de areia (20 cm)

Fonte: Da autora.

Figura 55 - Dimensões do aterro com a utilização de EPS



Fonte: Da autora.

A escolha dessa geometria fundamenta-se nas seguintes interpretações:

- a) A espessura de escavação que será realizada no terreno, para a inserção dos blocos de EPS, é de 1,20 m. Esse valor foi o máximo encontrado para que a camada de EPS não fosse apoiada diretamente no solo mole e, ao mesmo tempo, não fosse necessário o rebaixamento do nível freático (NA);
- b) Buscou-se a maior espessura da camada de EPS com a finalidade de diminuir a sobrecarga no solo de fundação. Entretanto, para que a segurança do aterro quanto ao empuxo hidrostático fosse verificada, caso o nível de água atingisse a cota máxima proposta por Maccarini (2017), foi necessário adicionar materiais para compensar a flutuação dos blocos, detalhes estes que serão discutidos nos resultados do item 5.4;
- c) A laje de concreto abaixo da camada de brita possui a função de distribuir as tensões que chegam até a camada de EPS e não devem ultrapassar o valor referente a 1% da sua deformação vertical prevista (limite elástico, Figura 25), devido aos motivos expostos no item 2.8.2.2. A armadura poderá ser simples ou dupla.

## 5.2 RESUMO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A obtenção dos parâmetros geotécnicos característicos do solo de fundação e dos materiais do aterro de encontro com a utilização de EPS basearam-se no item 4.3 desta pesquisa. Os parâmetros obtidos foram utilizados nos cálculos e na modelagem numérica.

### 5.2.1 Solo de fundação

Para cada camada do solo de fundação, os parâmetros característicos determinados podem ser observados na Tabela 23. Além disso, são mostrados os modelos constitutivos e condições utilizadas na modelagem numérica.

Tabela 23 - Parâmetros característicos para cada camada do solo de fundação

Parâmetro	Camada		
	1	2	3
Modelo	Mohr Coulomb	Soft Soil	Mohr Coulomb
Condição	Drenada	Drenada	Drenada
$\gamma_{\text{nat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,5	15,0*	17,9*
$k_h$ [m/s]	3,57E-04	1,89E-09	2,72E-04
$k_v$ [m/s]	3,57E-04	9,45E-10	2,72E-04
$k_h$ [m/dia]	30,9	1,63E-04	23,5
$k_v$ [m/dia]	30,9	8,17E-05	23,5
E [MPa]	41466	-	54239
$\nu$	0,35	0,35	0,3
c [kPa]	1	5	4
$\varphi$ [°]	41	26	36
$C_c$	-	0,623	-
$C_s$	-	0,059	-
$e_0$	-	2,137	-
OCR	-	1,19	-

\*  $\gamma_{\text{nat}} = \gamma_{\text{sat}}$ 

Fonte: Da autora.

## Observações:

- Os parâmetros  $\gamma_{\text{nat}}$ ,  $k_h$ ,  $k_v$ , E,  $\varphi$  e OCR foram obtidos a partir da distribuição dos perfis de a) até m) mostrados na Figura 56. Para cada camada (1, 2 e 3) foi realizada a média dos valores correspondentes encontrados nos perfis.
- Os parâmetros  $C_c$ ,  $C_s$  e  $e_0$  foram obtidos da Figura 40 conforme explicado no item 4.3.4.
- Os parâmetros c e  $\nu$  foram estimados a partir da literatura como explicado nos itens 4.3.2 e 4.3.6, respectivamente.

Os perfis utilizados para a determinação destes parâmetros referem-se ao ponto de investigação do km 7 + 319,19 m, cujas correlações foram baseadas no ensaio de piezocone (CPTu 2). Nestes perfis foi desconsiderada a espessura inicial de 1,0 m da camada 1, referente ao pré-furo do ensaio de piezocone. Entretanto os parâmetros característicos foram

considerados para a espessura total desta camada (3,0 m). Estes perfis podem ser observados na Figura 56 e são discutidos abaixo, de acordo com a legenda adotada para cada gráfico.

- Perfis a), b) e c): estes parâmetros correspondem aos dados obtidos diretamente do ensaio CPTu 2. De acordo Schnaid e Odebrecht (2012), altos valores de  $q_t$  e  $f_s$  aliados a baixas poropressões ( $u_2$ ) caracterizam solos granulares, enquanto baixos valores de  $q_t$  e  $f_s$  combinados a elevadas poropressões ( $u_2$ ) correspondem a solos argilosos. Dessa forma, verifica-se a coerência da divisão das camadas obtidas para o solo de fundação, visto que as camadas 1 e 3 correspondem a solos granulares e a camada 2 ao depósito de argila analisado. Em relação a pressão hidrostática, pode-se observar que a partir da profundidade  $-2,65$  m, esta começa a crescer, caracterizando a presença do nível d'água a partir deste ponto.
- Perfis d) e e): os valores de  $Q_t$ ,  $B_q$  e  $F_r$  correspondem aos parâmetros normalizados de acordo com as tensões iniciais ao longo da profundidade do solo de fundação. Verifica-se a coerência entre eles e os parâmetros dos perfis a), b) e c).
- Perfil f): conforme a Tabela 13 pode-se observar que os valores médios adotados estão coerentes com o perfil de  $I_c$  e variam conforme aos propostos na Tabela 3. A classificação apresentou as percentagens de 41% para solos granulares e 59% para a camada argilosa (orgânica e inorgânica). A paleta de cores utilizada para todas as frações granulométricas foi de acordo com a apresentada por Grandó (2018).
- Perfil g): as variações deste parâmetro podem ser divididas em três faixas de valores. A primeira faixa vai da profundidade  $-1,0$  m até, aproximadamente,  $-3,0$  m e apresenta valores variando de  $17 \text{ kN/m}^3$  a  $20,8 \text{ kN/m}^3$ , correspondente a uma camada arenosa conforme a classificação  $I_c$ . Ocorre uma queda desses valores indicando a presença de um outro tipo de solo referente, neste caso, a camada argilosa. Essa camada possui valores muito próximos ( $14,7 \text{ kN/m}^3$  à  $15,3 \text{ kN/m}^3$ ). Na profundidade de  $-10,0$  m, os valores começam a aumentar até  $21,7 \text{ kN/m}^3$ . Para essa última faixa ( $-10,0$  m à  $-14,2$  m), definiu-se, portanto, um outro tipo de solo (silte arenoso). Assim uma média dos valores de cada camada foi realizada, resultando nos pesos específicos característicos da

Tabela 23. Ressalta-se que abaixo da profundidade  $-2,65$  m  $\gamma_{\text{nat}} = \gamma_{\text{sat}}$ , ou seja, o solo está saturado devido à presença do nível d'água.

- Perfil h): a diferença entre  $\sigma'_v$  e  $\sigma_{v0}$  a partir de  $-2,65$  m é devido a presença da pressão hidrostática ( $u_0$ ) e demonstra o princípio das tensões efetivas abordado anteriormente. Em relação a  $\sigma'_{vm}$ , analisa-se somente a camada de argila (de  $-3,0$  à  $-10,0$  m), podendo-se verificar que a maioria dos valores foram um pouco maiores que a tensão efetiva vertical e valida a classificação desta camada como levemente pré-adensada.
- Perfil i): analisando novamente a camada de argila, verifica-se que a maioria dos valores de OCR's oscilaram entre 1 e 2,5, o que também valida sua condição levemente pré-adensada.
- Perfil j): a resistência não drenada da camada de argila ( $-3,0$  à  $-10,0$  m) é fundamental para a verificação da estabilidade do aterro. A média dos valores deste perfil, para a camada de argila, foi de 17 kPa, valor bastante próximo do intervalo adotado por Maccarini (2017), (15,3 à 15,7 KPa) para a determinação da estabilidade do aterro.
- Perfis k) e l): estes perfis correspondem apenas as camadas 1 e 3 para o solo de fundação. Isto porque, somente para elas, foi realizada a média dos valores de E e  $\phi$  ao longo dos perfis. Nota-se que, para estas camadas o valor estimado está dentro do intervalo exposto na Tabela 23.
- Perfil m): de acordo Pinto (2006), sabe-se que a permeabilidade é tanto menor quanto menores as partículas e a quantidade de vazios no solo. Logo, o coeficiente de permeabilidade vertical ( $k_v$ ) das argilas é muito inferior ao de solos granulares. Nesse sentido, analisando o perfil de  $k_v$  ao longo da profundidade, verificou-se variações consideráveis para cada camada. Entretanto, após o cálculo da média destes valores, observou-se que os coeficientes de permeabilidade característicos para cada camada apresentaram-se de acordo com os intervalos apresentados por Pinto (2006), (Tabela 22).



## 5.2.2 Aterro de encontro com a utilização de EPS

Os parâmetros característicos para cada material do aterro com EPS foram de acordo com a literatura (Tabela 24). Além disso, são mostrados os modelos constitutivos e condições utilizadas na modelagem numérica.

Tabela 24 - Parâmetros característicos para os materiais do aterro com EPS

Parâmetro	Materiais					
	Concreto	Colchão de areia	EPS	Brita	Pavimento asfáltico	Solo compactado
Modelo	Linear elástico	Mohr Coulomb	Linear elástico	Mohr Coulomb	Linear elástico	Mohr Coulomb
Condição	Não porosa	Drenada	Não porosa	Drenada	Não porosa	Drenado
$\gamma_{\text{nat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25 <sup>A</sup>	17 <sup>B</sup>	0,23 <sup>B</sup>	22 <sup>B</sup>	20 <sup>F</sup>	20 <sup>B</sup>
$k_h$ [m/s]	-	1,0E-3 <sup>C</sup>	-	1,0E-2 <sup>C</sup>	-	1,0E-6 <sup>C</sup>
$k_v$ [m/s]	-	1,0E-3 <sup>C</sup>	-	1,0E-2 <sup>C</sup>	-	1,0E-8 <sup>C</sup>
$k_h$ [m/dia]	-	86,4 <sup>C</sup>	-	864 <sup>C</sup>	-	8,64E-2 <sup>C</sup>
$k_v$ [m/dia]	-	86,4 <sup>C</sup>	-	864 <sup>C</sup>	-	8,64E-4 <sup>C</sup>
E [MPa]	27000000 <sup>A</sup>	50000 <sup>D</sup>	6000 <sup>E</sup>	171617 <sup>F</sup>	2276418 <sup>F</sup>	70000 <sup>D</sup>
$\nu$	0,2 <sup>A</sup>	0,3 <sup>G</sup>	0,15 <sup>E</sup>	0,35 <sup>F</sup>	0,35 <sup>F</sup>	0,3 <sup>G</sup>
c [kPa]	-	2 <sup>B</sup>	-	1 <sup>B</sup>	-	3 <sup>B</sup>
$\phi$ [°]	-	40 <sup>C</sup>	-	40 <sup>B</sup>	-	32 <sup>B</sup>

## 5.3 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

### 5.3.1 Previsão de recalques

Conforme explicado na metodologia, primeiramente, os deslocamentos verticais (recalques) foram estimados através do cálculo baseado na teoria do adensamento unidimensional, considerando a condição levemente pré-adensada da camada de argila

<sup>A</sup> NBR 6118 (2014) e NBR 6120 (1920)

<sup>B</sup> Maccarini (2017)

<sup>C</sup> Pinto (2006)

<sup>D</sup> Teixeira e Godoy (1998)

<sup>E</sup> Elragi (2006)

<sup>F</sup> Fernandes e Trichês (2000)

<sup>G</sup> Das (2014)

(Equação (13)). O resultado do recalque por adensamento primário desta camada após a construção do aterro com EPS foi de 13 cm e pode ser observado a seguir:

$$\Delta h_p = \frac{7}{(1+2,137)} \cdot \left( 0,059 \cdot \log\left(\frac{72,63}{63,98}\right) + 0,623 \cdot \log\left(\frac{88,68}{72,63}\right) \right) = 0,13m = 13cm$$

Os parâmetros de adensamento ( $e_0$ ,  $C_c$  e  $C_r$ ) correspondem aos valores adotados de acordo com a Tabela 23. A tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm} = 72,63$  kPa) e a tensão efetiva vertical *in situ* ( $\sigma'_{vi} = 63,98$  kPa) foram obtidas na profundidade de  $-6,5$  m do perfil h) (Figura 56), ou seja, no meio da camada de argila. Já a tensão efetiva vertical final ( $\sigma'_{vf} = 92,32$  kPa) corresponde a soma de  $\sigma'_{vi}$  com o incremento de tensão gerado pela sobrecarga do aterro com EPS ( $\Delta\sigma'_{vEPS} = 24,7$  kPa), valor oriundo do somatório de incrementos de tensões (espessura da camada do material  $\cdot$  peso específico do material) mostrados na Tabela 25.

Tabela 25 - Incrementos de tensões gerados pelos materiais do aterro com EPS

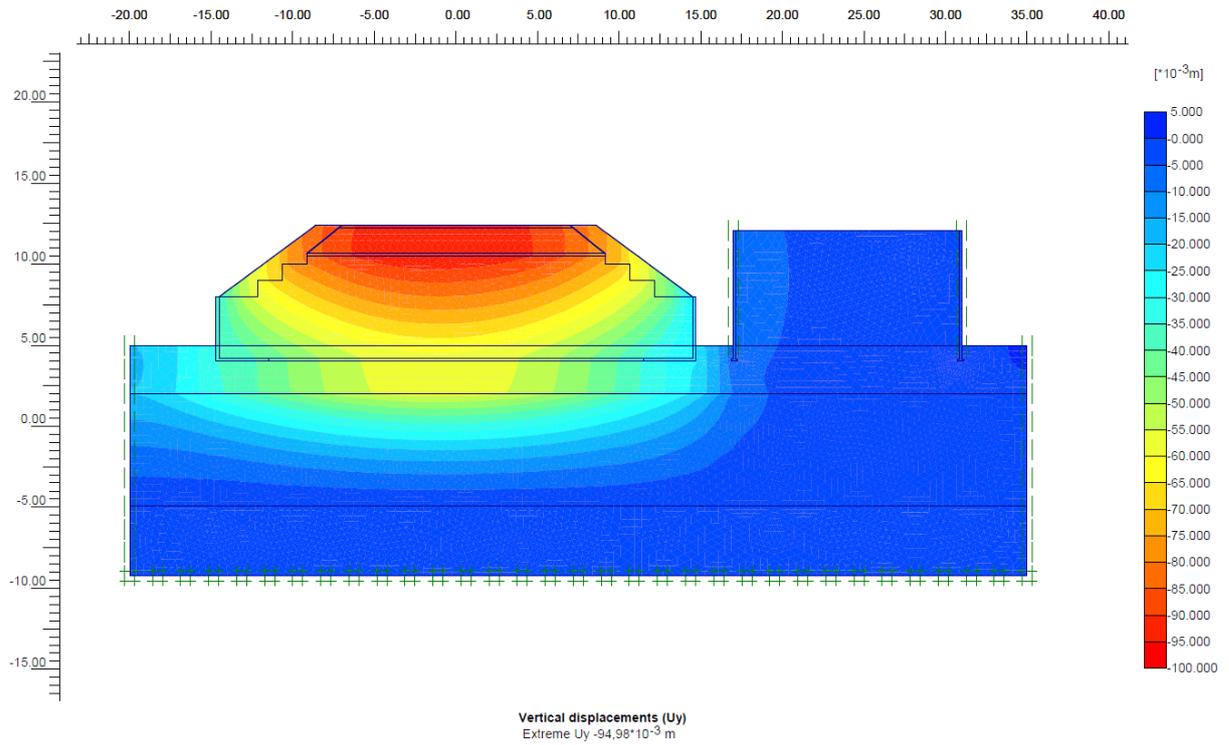
<b>Material</b>	<b>Incremento de tensão (<math>\Delta' \sigma_v</math>)</b>
Pavimento asfáltico	$0,15m \cdot 20kN/m^3 = 3,0kPa$
Brita	$1,6m \cdot 22kN/m^3 = 35,2kPa$
Laje de concreto	$0,15m \cdot 25kN/m^3 = 3,80kPa$
EPS	$6,5m \cdot 0,23kN/m^3 = 1,50kPa$
Colchão de areia	$0,20m \cdot 17kN/m^3 = 3,40kPa$
Escavação camada 1	$-1,20m \cdot 18,5kN/m^3 = -22,2kPa$

Fonte: Da autora.

Posteriormente, a previsão dos recalques foi feita por meio do programa *Plaxis*. A primeira análise foi realizada considerando o tipo de cálculo plástico (*plastic*), conforme explicado na metodologia. Para esta análise, o valor do recalque máximo refere-se ao recalque total gerado pela construção do aterro com EPS, cujo resultado foi de aproximadamente 9,5 cm e pode ser observado na Figura 57.

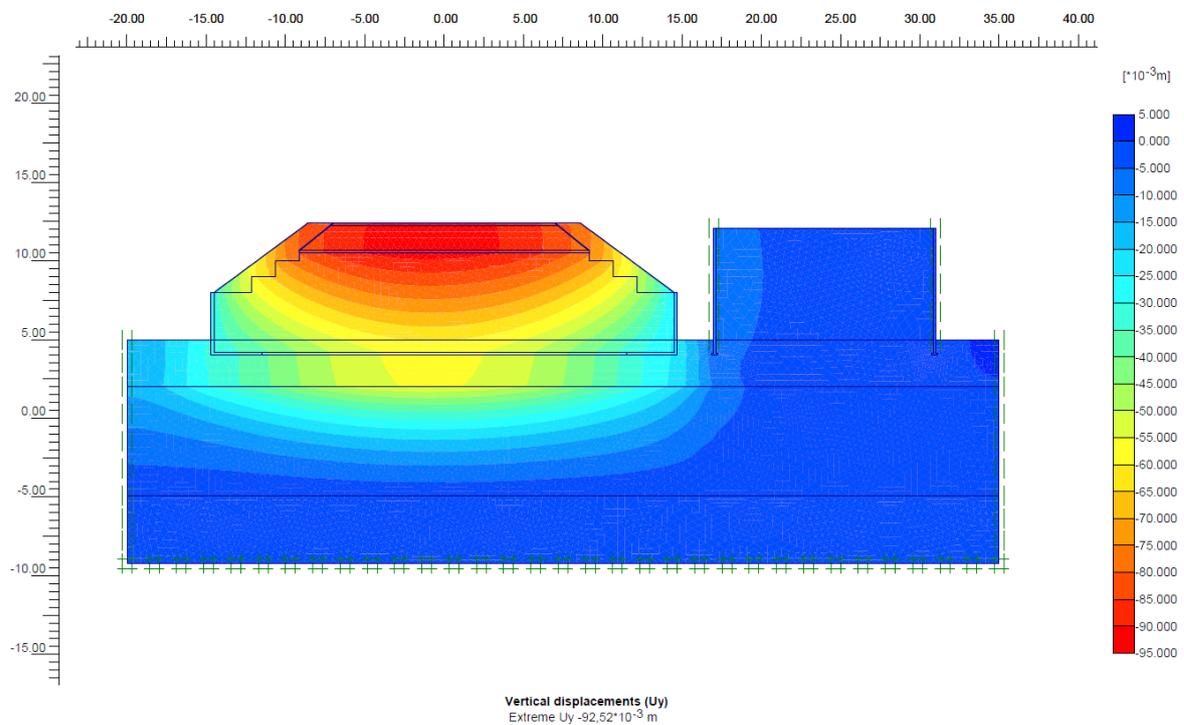
Como forma de verificação e para análise posterior do tempo de recalque, considerou-se o tipo de cálculo denominado consolidação (*consolidation*), também explicado na metodologia. O resultado do recalque total máximo para este caso foi em torno de 9,3 cm (Figura 58), valor próximo do obtido para o tipo de cálculo anterior, como esperado.

Figura 57 - Previsão de recalques pelo Plaxis para aterro com EPS - plastic



Fonte: Da autora.

Figura 58 - Previsão de recalques pelo Plaxis para aterro com EPS - consolidation



Fonte: Da autora.

Dessa forma, embora o recalque imediato não tenha sido considerado no cálculo teórico, notou-se a convergência dos valores encontrados pelos dois métodos, sendo a previsão do *Plaxis* alguns centímetros menores (9,5 e 9,3 cm) que o resultado encontrado para o método baseado na teoria do adensamento unidimensional (13 cm).

Ressalta-se a baixa influência dos recalques gerados pela construção do aterro com EPS na estrutura de terra armada existente no local. Ou seja, de acordo com as Figura 57 e Figura 58, ao lado desta estrutura poderão ocorrer deslocamentos verticais de até 3,0 cm.

### 5.3.2 Tempo de recalque

Primeiramente, o tempo de recalque também foi calculado por meio da teoria do adensamento unidimensional. Considerou-se duas situações para a camada 3:

- a) Situação 1: camada 3 permeável, ou seja, comprimento máximo do caminho de drenagem ( $H_d$ ) igual a metade da espessura da camada 2 (3,5 m), visto que a drenagem pode ocorrer tanto em direção a camada 1 como em direção a camada 3 (camadas permeáveis);
- b) Situação 2: camada 3 impermeável, ou seja, comprimento máximo do caminho de drenagem ( $H_d$ ) igual a espessura da camada 2 (7,0 m), ou seja, a drenagem ocorre somente na direção da camada 1 (camada permeável).

Em relação ao cálculo teórico, utilizou-se a Equação (15) transformando-se o tempo ( $t_{90}$ ) em anos. O coeficiente de adensamento ( $c_v = 6 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ ) foi obtido no item 4.3.4 para um incremento de tensão próximo ao gerado pelo aterro com EPS (25 kPa). Para a camada 2, o grau de adensamento primário considerado foi de 90%. Os resultados para cada situação são mostrados abaixo:

$$\text{a) } 0,848 = \frac{6 \cdot 10^{-8} \cdot t_{90}}{3,5^2} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365 \rightarrow t_{90} = 5,5 \text{ anos}$$

$$\text{b) } 0,848 = \frac{6 \cdot 10^{-8} \cdot t_{90}}{7,0^2} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365 \rightarrow t_{90} = 22 \text{ anos}$$

Neste caso, verifica-se, portanto, que a faixa de tempo para que ocorra 90% do adensamento primário da camada 2, ou seja, um recalque correspondente a 11,7 cm, pode variar de 5,5 a 22 anos, dependendo da permeabilidade da camada 3.

Posteriormente, utilizou-se o programa *Plaxis* para simular o tempo em que o recalque de 9,3 cm iria ocorrer, por meio da dissipação de poropressões até o valor mínimo padrão de 1 kPa (tipo de cálculo *consolidation*). Ou seja, o adensamento da camada 2 ocorre com base nos coeficientes de permeabilidade ( $k_v$  e  $k_h$ ).

Dessa forma, também foram consideradas duas situações para a camada 3, semelhantes a anterior:

- a) Situação 1: camada 3 permeável, ou seja, coeficientes de permeabilidade ( $k_v$  e  $k_h$ ) iguais aos da Tabela 23;
- b) Situação 2: camada 3 impermeável, ou seja, coeficientes de permeabilidade ( $k_v$  e  $k_h$ ) nulos.

Os resultados encontrados para cada situação foram:

- a) 1097 dias ou aproximadamente 3 anos;
- b) 5111 dias ou aproximadamente 14 anos.

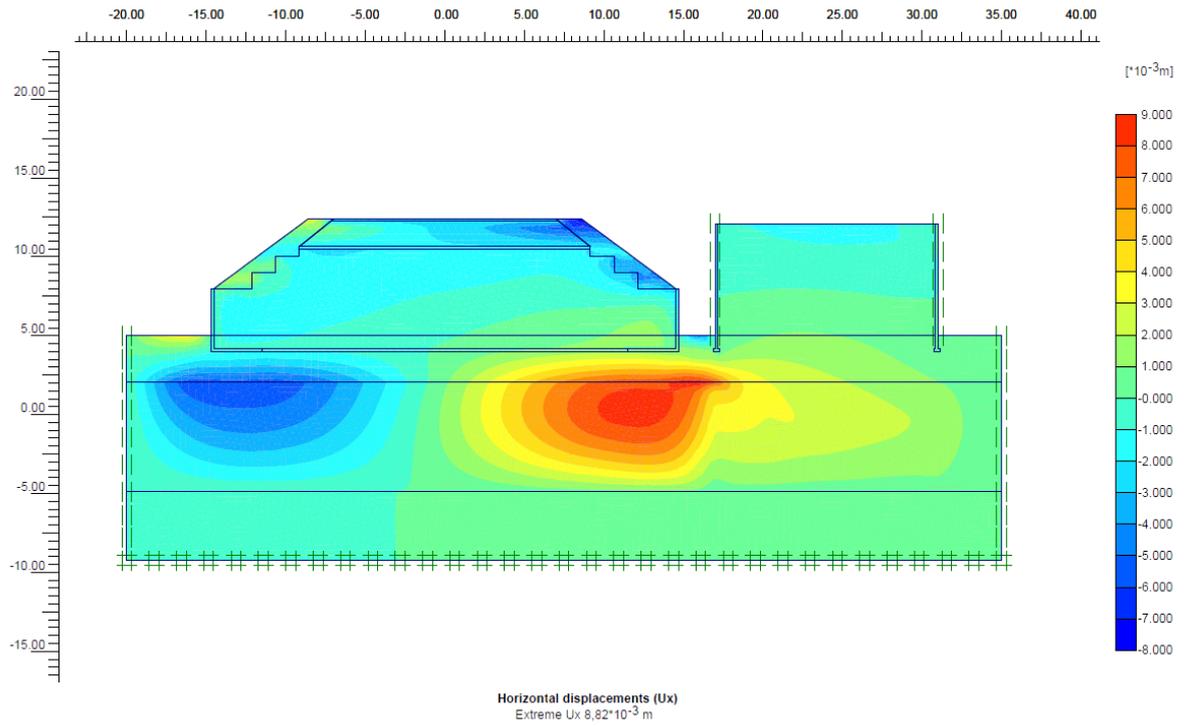
Nota-se que a faixa de tempo estimada pelo *Plaxis* foi um pouco menor que a calculada pela teoria do adensamento unidimensional. Isso pode ser explicado pelo fato de que, na modelagem numérica, a dissipação das poropressões ocorre de forma bidimensional. Dessa forma, vale ressaltar que os deslocamentos horizontais encontrados a seguir, no tipo de cálculo *consolidation* também levariam essa faixa de tempo para ocorrerem.

### 5.3.3 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais foram obtidos somente por meio da modelagem numérica, com intuito de analisar sua influência na estrutura de terra armada existente no local.

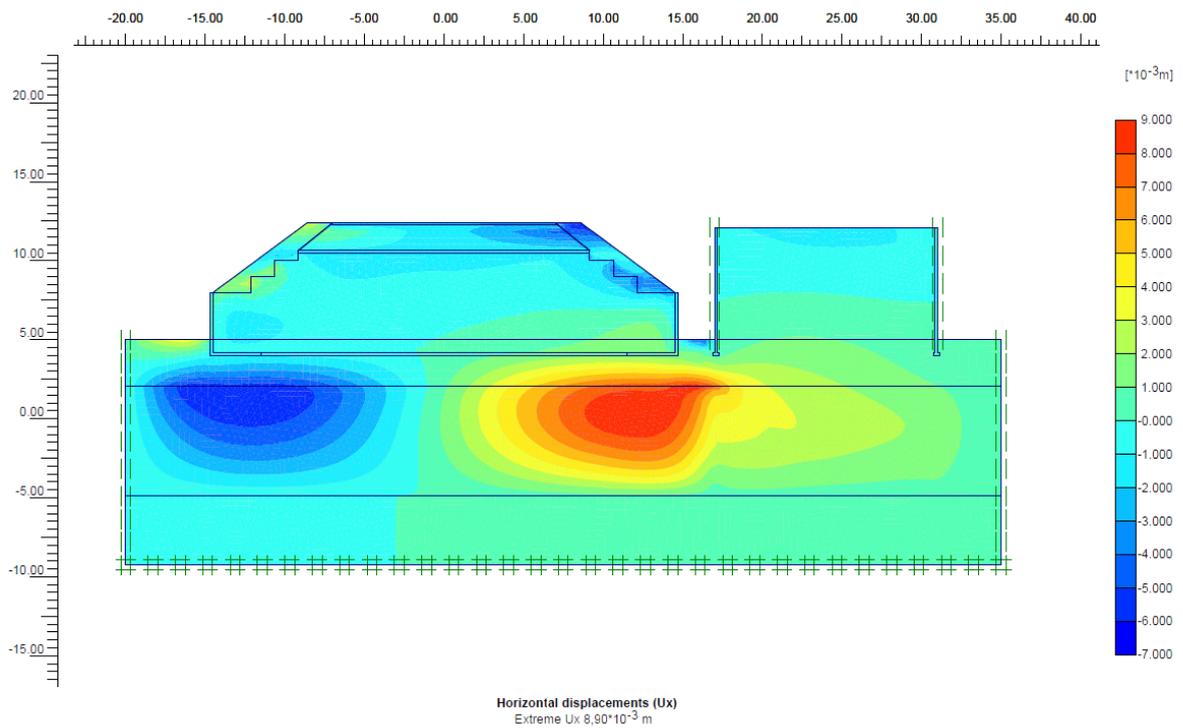
Dessa forma, apenas para a comparação dos resultados, também foram realizados os tipos de cálculo plástico (*plastic*) e de consolidação (*consolidation*). Assim, os deslocamentos horizontais máximos também foram próximos (0,88 cm e 0,89 cm), conforme pode ser observado na Figura 59 e na Figura 60.

Figura 59 - Deslocamentos horizontais pelo Plaxis para aterro com EPS - plastic



Fonte: Da autora.

Figura 60 - Deslocamentos horizontais pelo Plaxis para aterro com EPS - consolidation



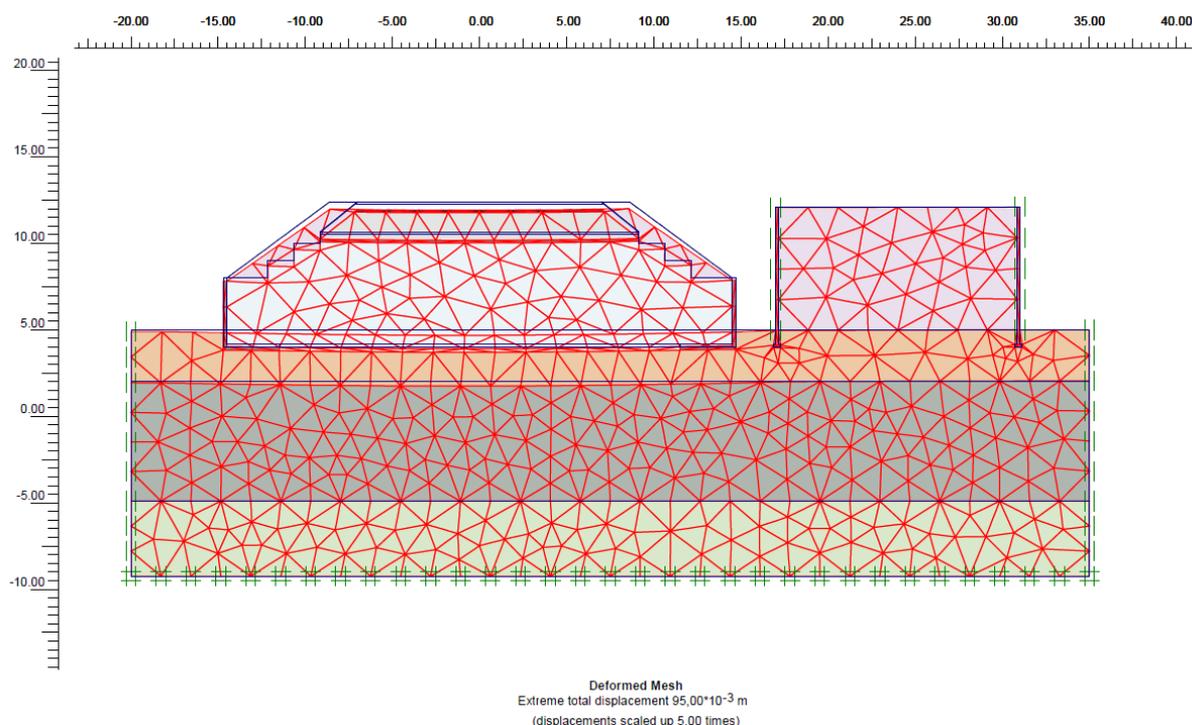
Fonte: Da autora.

Verifica-se, portanto, a baixa influência dos deslocamentos horizontais gerados pela construção do aterro com EPS na estrutura de terra armada existente no local. Ou seja, de acordo com a Figura 59 e a Figura 60, ao lado desta estrutura poderão ocorrer deslocamentos horizontais de até 0,9 cm apenas.

### 5.3.4 Malha de elementos finitos

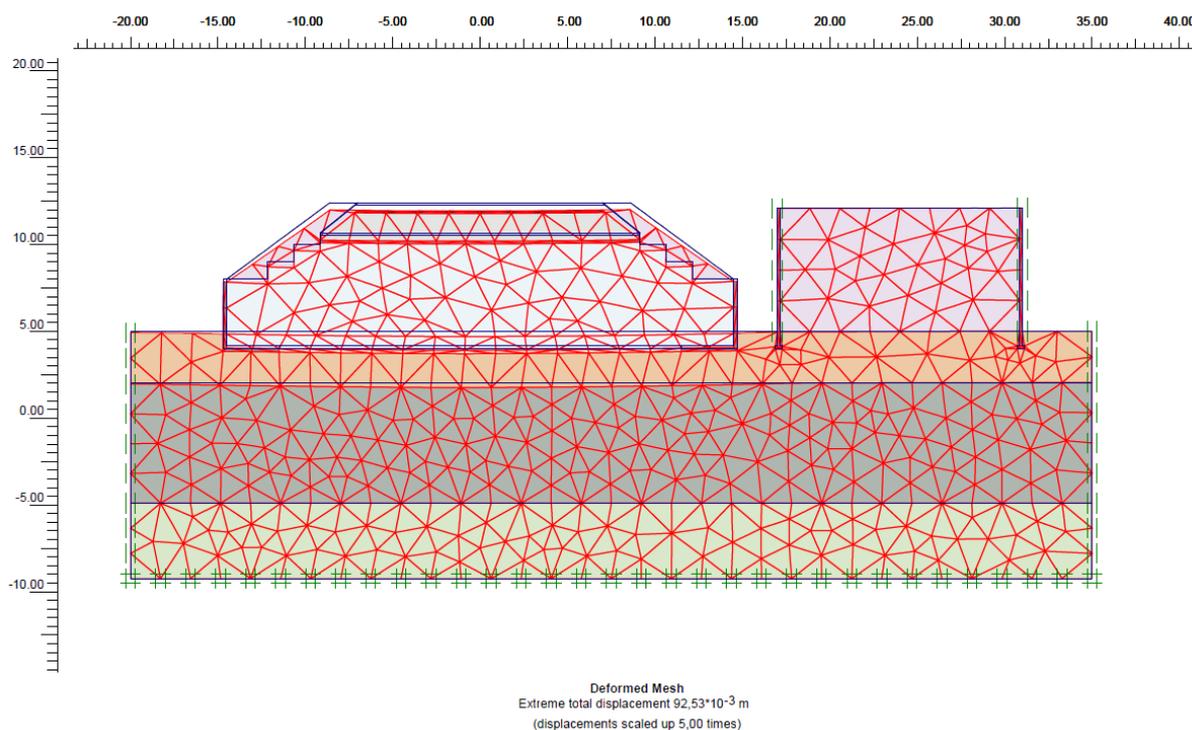
A combinação dos deslocamentos máximos (verticais e horizontais) após a construção do aterro com EPS é resultado da deformação da malha de elementos finitos. Dessa forma, pode-se observar na Figura 61 e na Figura 62 que, para ambos os tipos de cálculo (*plastic* e *consolidation*), o deslocamento final da malha foi de 9,5 cm e 9,25 cm, respectivamente. Observa-se, portanto, pouquíssima influência desse deslocamento no solo de fundação ao lado da estrutura de terra armada existente.

Figura 61 - Malha de elementos finitos ampliada 5 vezes para aterro com EPS



Fonte: Da autora.

Figura 62 - Deslocamento final da malha de elementos finitos ampliada 5 vezes



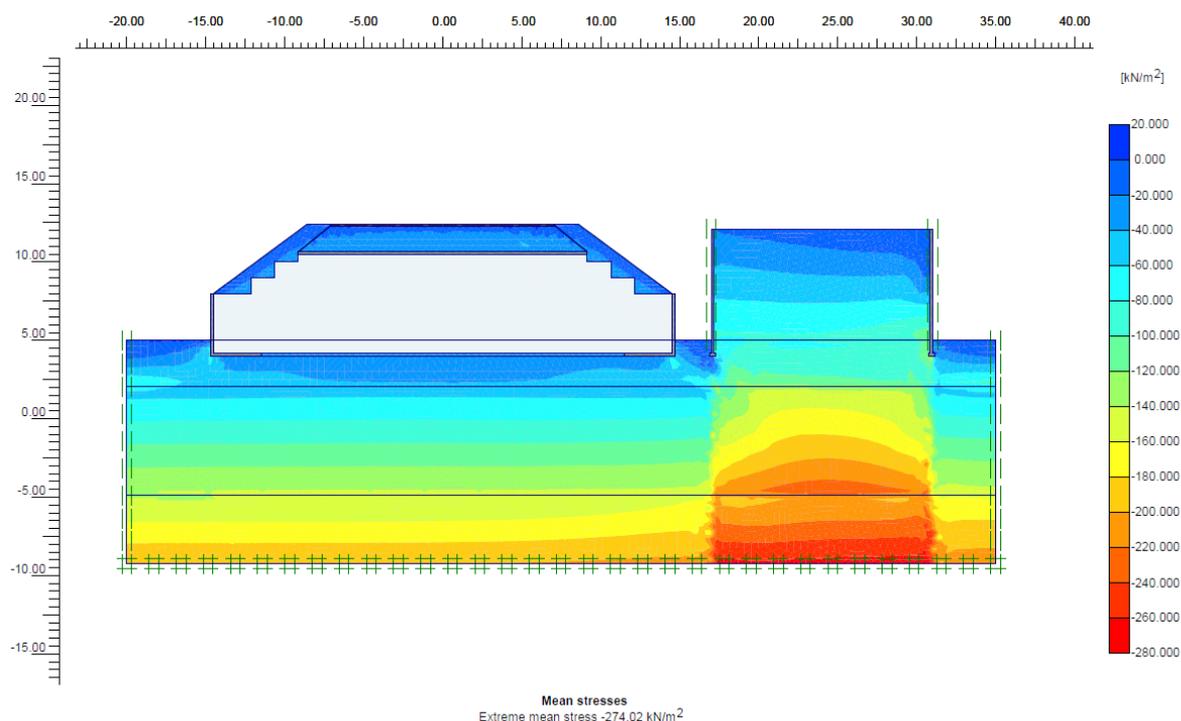
Fonte: Da autora.

### 5.3.5 Tensões sobre o EPS

Como explicado anteriormente, as tensões atuantes sobre o EPS não devem ultrapassar valores referentes a 1% da deformação deste material (regime elástico). Assim, por meio da modelagem numérica foi possível verificar que as tensões sobre a camada de EPS foram de no máximo 40 kPa (Figura 63).

Este valor é menor do que a máxima tensão suportada por blocos de EPS com  $23 \text{ kg/m}^3$  dentro do regime elástico (Figura 25). Além disso, a laje de concreto sobre a camada de EPS tem a função de distribuir as tensões atuantes, reduzindo ainda mais o valor de 40 kPa.

Figura 63 - Tensões atuantes na seção transversal analisada



Fonte: Da autora.

#### 5.4 ANÁLISE DO EMPUXO HIDROSTÁTICO

De acordo com Maccarini (2017), informações coletadas na região, onde o aterro de encontro será construído, indicam que a pista da BR-101, no local, jamais foi atingida por qualquer enchente, até o momento.

Considerando uma condição bastante conservadora, Maccarini (2017) assume que o nível da água pode atingir 0,75 m acima da cota do revestimento da BR-101 (cota 4,85), ou seja, 0,60 m acima da cota do nível do terreno (NT) considerado na seção transversal (cota 5,6).

Dessa forma, por meio da Equação (43), calculou-se o valor de  $Q_{REQ}$ , correspondente ao fator de segurança para esse caso ( $FS = 1,3$ ). O resultado obtido pode ser observado a seguir:

$$1,3 = \frac{39,1 + Q_{REQ}}{9,81 \cdot (1,6 + 0,13) \cdot 29} \rightarrow Q_{REQ} = 608,10 \text{ kN} / \text{m}$$

Ressalta-se que o peso da água ( $W_w$ ) nas laterais do aterro foi considerado igual a zero, visto que a cota do nível da água (5,6) não atinge a parte inclinada do aterro com EPS.

Verifica-se, portanto, que o peso dos materiais sobre a camada de EPS deve ser maior ou igual a 608,10 kN/m, para garantir um FS = 1,3 contra a possibilidade de flutuação dos blocos de EPS.

Tabela 26 - Pesos atuantes sobre os blocos de EPS

<b>Material</b>	<b>Peso (kN/m)</b>
Pavimento asfáltico	54,9
Camada de brita	169,74
Laje de concreto	568,48
Aterros laterais	68,62

Fonte: Da autora.

Em relação aos pesos atuantes sobre a camada de EPS (Tabela 26) chegou-se a um valor total de 861,8 kN/m. Logo, o peso total atuante (861,8 kN/m) é superior ao exigido (608,10 kN/m), garantindo, assim, a segurança contra a flutuação dos blocos.

## 5.5 ANÁLISE DO ATERRO COM SOLO COMPACTADO

### 5.5.1 Geometria do aterro de encontro com solo compactado

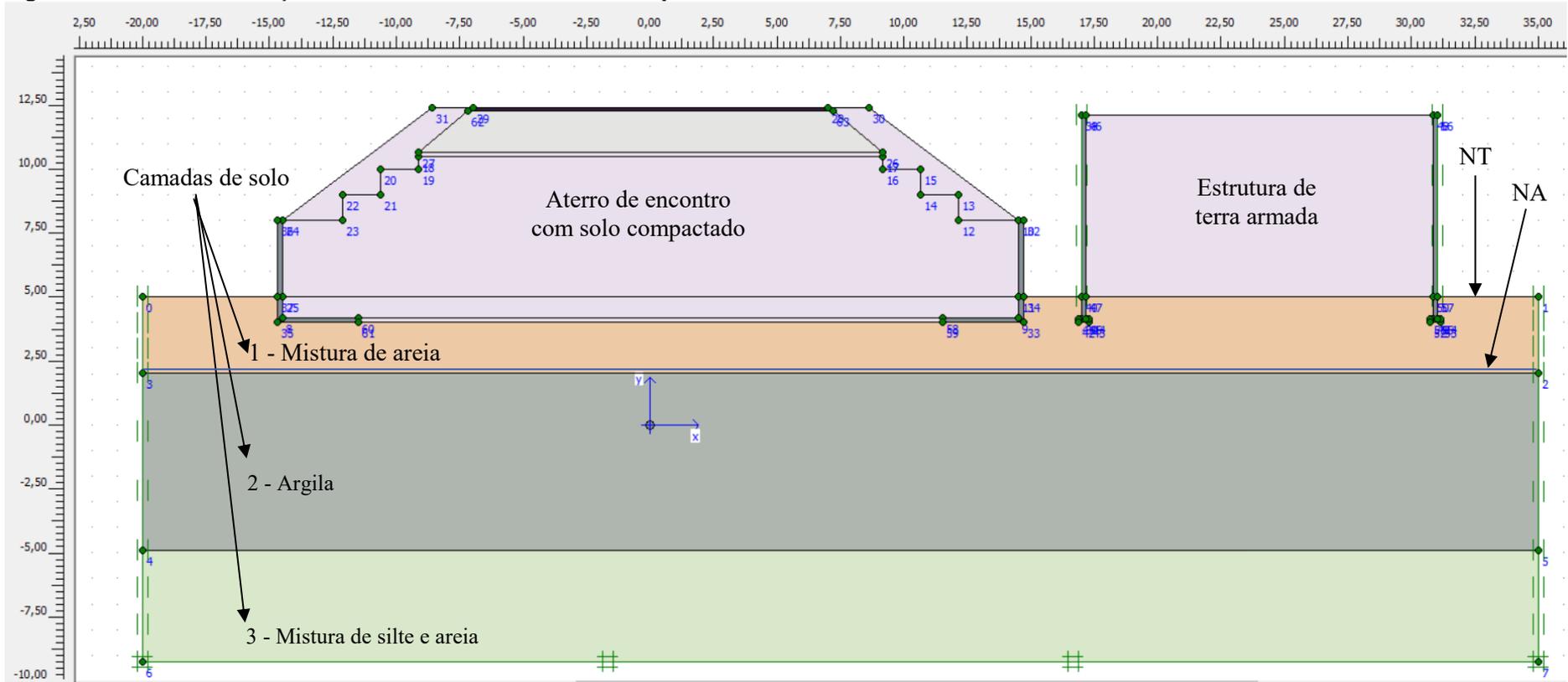
A seção transversal adotada foi a mesma utilizada para a solução do aterro de encontro anterior, substituindo-se a camada de EPS, a laje de concreto armado e o colchão de areia por solo compactado, conforme a Figura 64.

Repetiu-se os mesmos passos relacionados ao cálculo dos deslocamentos para essa alternativa. Logo, primeiramente, calculou-se o recalque por adensamento primário da camada 2 por meio da Equação (13), encontrando-se o seguinte valor:

$$\Delta h_p = \frac{7}{(1+2,137)} \cdot \left( 0,059 \cdot \log\left(\frac{72,63}{63,98}\right) + 0,623 \cdot \log\left(\frac{218,98}{72,63}\right) \right) = 0,67m = 67cm$$

Neste caso, a tensão efetiva vertical final ( $\sigma'_{vf} = 218,98$  kPa) corresponde a soma de  $\sigma'_{vi}$  com o incremento de tensão gerado pela sobrecarga do aterro com solo compactado ( $\Delta\sigma'_{vsc} = 155$  kPa). Este valor é oriundo do somatório de incrementos de tensões (espessura da camada do material  $\cdot$  peso específico do material) mostrados Tabela 27.

Figura 64 - Geometria da seção transversal com aterro de solo compactado



Fonte: Da autora.

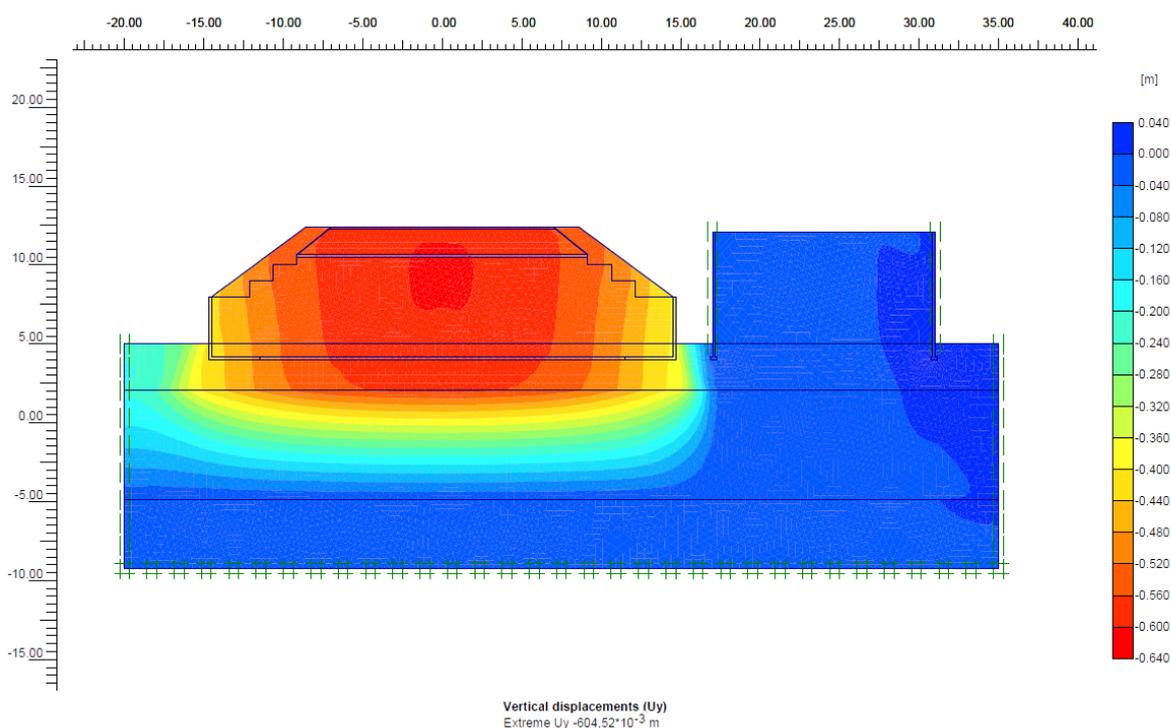
Tabela 27 - Incrementos de tensões oriundos dos materiais do aterro com solo compactado

Material	Incremento de tensão ( $\Delta' \sigma_v$ )
Pavimento asfáltico	$0,15\text{m} \cdot 20\text{kN/m}^3 = 3,0\text{kPa}$
Brita	$1,6\text{m} \cdot 22\text{kN/m}^3 = 35,2\text{kPa}$
Solo compactado	$6,95\text{m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 139\text{kPa}$
Escavação camada 1	$-1,20\text{m} \cdot 18,5\text{kN/m}^3 = -22,2\text{kPa}$

Fonte: Da autora.

Posteriormente, os deslocamentos foram obtidos por meio do programa *Plaxis*. A análise foi realizada considerando o tipo de cálculo plástico (*plastic*), conforme explicado na metodologia. Os valores máximos obtidos foram de 60,4 cm e 11,3 cm para os deslocamentos vertical (Figura 65) e horizontal (Figura 66), respectivamente.

Figura 65 - Previsão de recalques pelo Plaxis - aterro com solo compactado - plastic

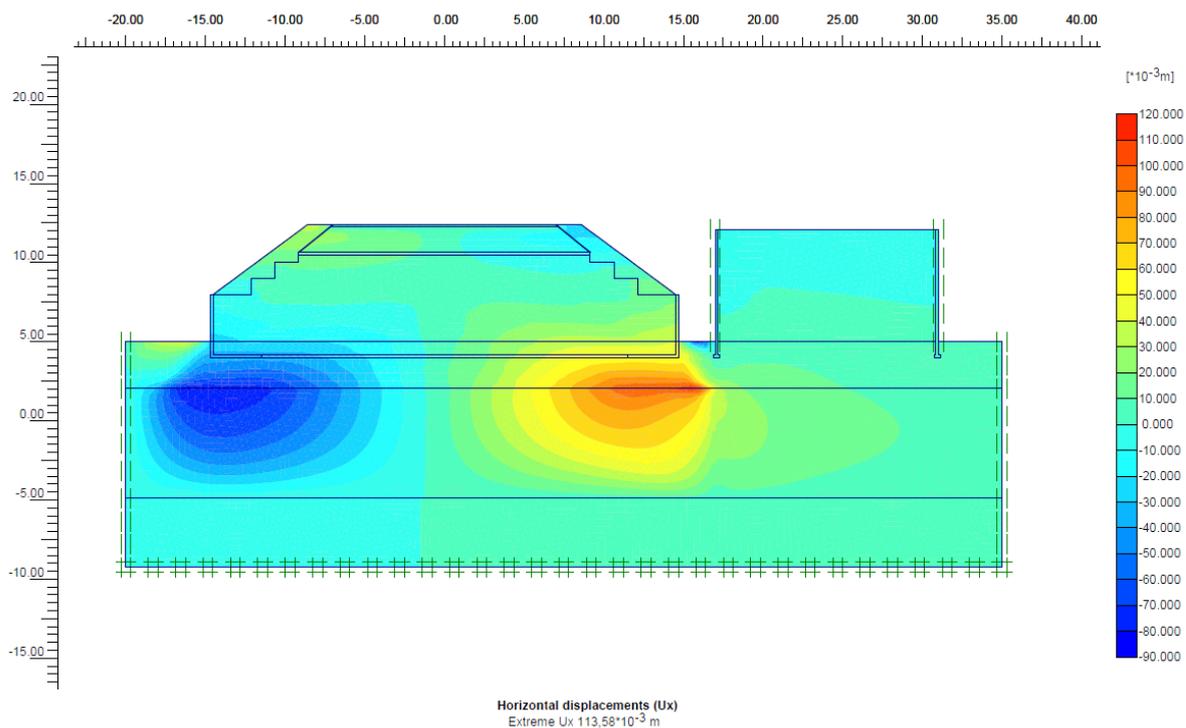


Fonte: Da autora.

Verifica-se, portanto, a coerência dos valores encontrados para os recalques em ambos os métodos utilizados. Além disso, destaca-se que os deslocamentos verticais e horizontais gerados pelo aterro com solo compactado, quando comparados aos do EPS, foram muito superiores, fato que justifica a utilização de um material leve nesta situação.

Observa-se, ainda, a alta influência dos deslocamentos gerados pela construção do aterro com solo compactado ao lado da estrutura de terra armada existente no local. Ou seja, de acordo com as Figuras 65 e 66, ao lado desta estrutura poderão ocorrer recalques na faixa de 8 a 40 cm e deslocamentos horizontais entre 4,0 a 11,3 cm, valores muito superiores aos gerados pelo aterro com blocos de EPS.

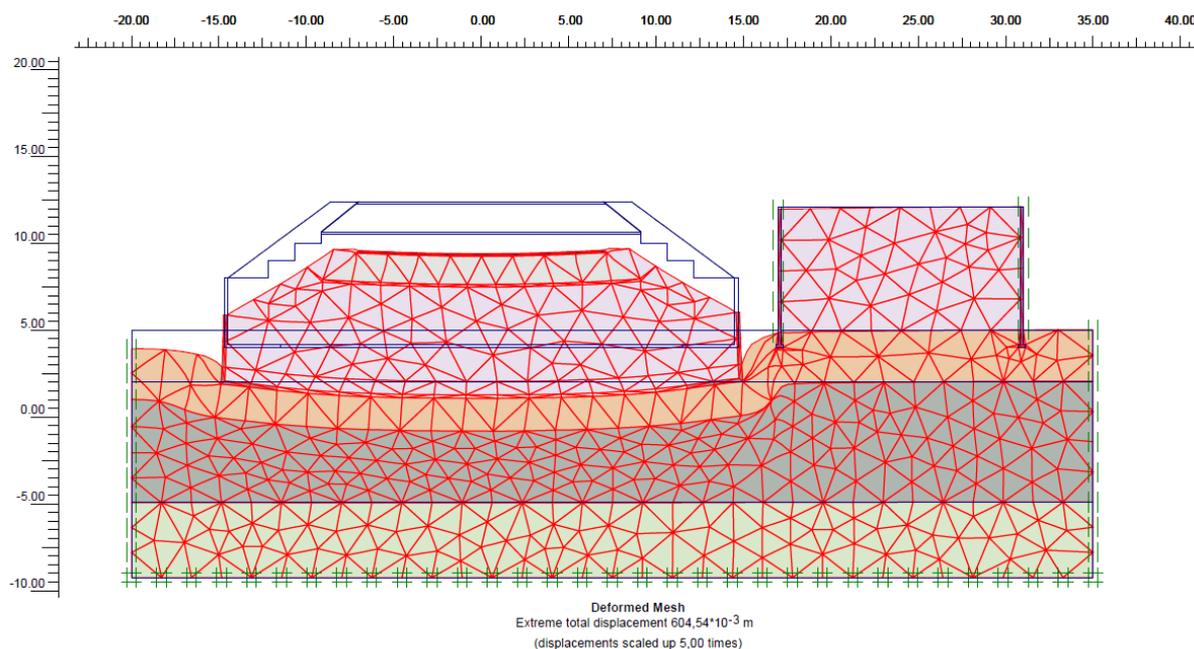
Figura 66 - Deslocamentos horizontais pelo Plaxis - aterro com solo compactado - plastic



Fonte: Da autora.

Em relação a malha de elementos finitos a deformação ocorrida foi significativa (Figura 67), o que influencia diretamente no solo de fundação ao lado da estrutura de terra armada existente.

Figura 67 - Malha deformada ampliada 5 vezes para aterro com solo compactado



Fonte: Da autora.

## 5.6 JUSTIFICATIVAS PARA A ESCOLHA DO ATERRO COM EPS

Após as análises realizadas, verificou-se que a presença da camada de argila e o peso dos materiais que irão compor o aterro de encontro em questão, estão diretamente ligados a magnitude dos deslocamentos que ocorrerão no solo de fundação.

Nesse sentido, a hipótese inicial com solo compactado, além de promover deslocamentos consideráveis, pode provocar o colapso da estrutura de terra armada ao lado, visto que esta se encontra com patologias devido ao adensamento anterior da camada de argila. Além disso, a implantação dos blocos de fundação para os pilares do viaduto é possível somente após o adensamento da camada de argila. Isso porque deslocamentos desta magnitude geram esforços elevados no solo, o que podem ocasionar o rompimento das estruturas de fundação.

Assim, a construção do aterro de encontro com a utilização de EPS, além de promover baixos deslocamentos no solo de fundação, que ocorreriam durante um longo período de tempo, traz a possibilidade de implantação das estruturas de fundação antes da construção do aterro.

Outras vantagens do EPS em relação ao solo compactado referem-se a leveza do material e a possibilidade da sua instalação até mesmo com chuvas fracas, acelerando o ritmo da obra. Embora seu custo seja relativamente alto se comparado à alternativa inicial, as análises desta pesquisa mostraram a inviabilidade técnica da construção do aterro com a utilização de solo compactado.

## 6 CONCLUSÕES

A crescente demanda de obras de infraestrutura viária localizadas sobre depósitos de argila mole, camada altamente compressível, gera a necessidade de estudos relacionados às soluções geotécnicas referentes a problemática dos deslocamentos. Uma alternativa bastante viável consiste na utilização de blocos de EPS para aterros rodoviários. Dessa forma, após o desenvolvimento desta pesquisa, as principais conclusões a respeito desta alternativa são discutidas a seguir.

O solo de fundação do aterro de encontro do viaduto em questão é composto por três camadas (arenosa, argilosa e silte-arenosa), cujos parâmetros foram estimados por meio de correlações com o ensaio de piezocone (CPTu 2) realizado no km 7 + 319,19 m. Por outro lado, os parâmetros de compressibilidade da camada de argila, considerada levemente pré-adensada, foram obtidos de um ensaio de compressão confinada, em que a amostra indeformada foi retirada do km 7 + 510 m. O resumo desses parâmetros pode ser observado na Tabela 23 e a determinação correta de seus valores foi fundamental para as análises posteriores.

Em relação ao aterro com EPS, os parâmetros basearam-se em um projeto geotécnico real e em valores típicos da literatura conforme a Tabela 24. Embora os valores tenham sido uma estimativa, mostraram-se coerentes com as propriedades reais de cada material.

A determinação dos recalques gerados pela obra estudada foi realizada, primeiramente, por meio do cálculo baseado na teoria do adensamento unidimensional. O valor encontrado para este método foi 13 cm e corresponde ao recalque por adensamento primário da camada argilosa. Foram desconsiderados os recalques imediato e por adensamento secundário, visto que estes são de pequena magnitude quando comparados ao anterior.

Logo após, a partir da modelagem numérica por elementos finitos, encontrou-se recalques na faixa de 9,3 a 9,5 cm, coerentes com o encontrado pelo cálculo da teoria do adensamento unidimensional (13 cm). A diferença de valores pode ser justificada pelo fato de que o programa *Plaxis* apresenta uma análise bidimensional, permitindo a distribuição dos deslocamentos na malha de elementos finitos. No que diz respeito aos deslocamentos horizontais, os valores foram encontrados apenas pelo programa *Plaxis*, sendo menores do que os verticais, como esperado, e oscilando entre 0,88 e 0,89 cm.

Os resultados anteriores ocorrerão ao longo de 3 a 14 anos, quando estimados pelo programa *Plaxis*, e de 5 a 22 anos, em relação ao recalque calculado pela teoria, admitindo um grau de adensamento de 90% da camada de argila. Isso demonstra o baixo impacto que a obra

irá ocasionar no solo de fundação, ou seja, os deslocamentos ocorrerão durante um período de tempo considerável permitindo que ocorra a acomodação das estruturas do local.

Além disso, verificou-se a baixíssima influência destes deslocamentos na estrutura de terra armada existente. Isso porque, de acordo com o programa *Plaxis*, ao lado da estrutura poderão ocorrer deslocamentos verticais da ordem de 3,0 cm e horizontais em torno de 0,9 cm.

A avaliação quanto a possibilidade de flutuação dos blocos de EPS considerou uma situação bastante conservadora, visto que a região nunca apresentou enchentes que atingissem o nível da BR-101. Desse modo, a cota adotada para esta situação foi 5,6, correspondente a 0,60 m acima do nível do terreno onde o aterro de encontro será construído (cota 5,0). Constatou-se, então, que o peso dos materiais sobre a camada de EPS (861,8 kN/m) foi muito superior ao estimado (608,10 kN/m) para o fator de segurança mínimo (1,3) considerado para estes casos. Portanto, o aterro de encontro mostrou-se uma solução segura contra a possibilidade de flutuação dos blocos de EPS.

Por fim, para a justificar a utilização do EPS no aterro de encontro em questão, avaliou-se a hipótese inicial desta estrutura com solo compactado. Neste caso, a previsão do recalque por adensamento primário baseada no cálculo teórico foi 67 cm, enquanto a realizada pelo programa *Plaxis* resultou no valor de 60,4 cm. Em relação aos deslocamentos horizontais, o valor máximo encontrado pelo *software* foi 11,3 cm.

Conclui-se, portanto, que deslocamentos desta magnitude influenciam o solo de fundação e podem provocar a instabilidade da estrutura de terra armada do local. Ou seja, ao lado desta estrutura podem ocorrer deslocamentos verticais da ordem de 40 cm e horizontais em torno de 11,3 cm. Estes valores são aproximadamente 13 e 12 vezes maiores aos respectivos resultados encontrados para o aterro com EPS.

Assim, por todas as razões apresentadas, demonstrou-se que a solução geotécnica para o aterro de encontro com a utilização de EPS (Poliestireno Expandido) atinge todos os requisitos necessários e mostrou-se satisfatória quanto as condições de entorno.

## REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles - Projeto e Desempenho**. 1º ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2010.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterro Sobre Solos Moles - Projeto e Desempenho**. 2º ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2014.

ARELLANO, D. Preliminary Design Procedure for EPS-Block Geofom Lightweight Fill In Levees Overlying Soft Ground. 27th Annual Association of State Dam Safety Officials Conference. **Anais...** . p.24, 2010. Seattle, Washington.

AVESANI NETO, J. O. **Caracterização do Comportamento Geotécnico do EPS Através de Ensaio Mecânicos e Hidráulicos**, 2009. Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia. São Carlos.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. 6º ed. Rio de Janeiro, 1967.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. DE H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações. Ensaio Estáticos e Dinâmicos**. São Paulo, 2013.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7º ed. São Paulo, 2014.

DIENSTMANN, G. **Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande-RS**, 2011. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Porto Alegre.

DNER. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM/IPR. **Manual de Projeto e Execução de Aterros sobre Solos Moles**, p. 227, 1990. Rio de Janeiro: RJ. 4218/072-B.

DNER. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNER-PRO 381/98**, p. 34, 1998. Rio de Janeiro.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. 2018. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/>>. Acesso em: abril/2018.

ESPÍNDOLA, M. S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz**, 2011. Florianópolis, Brasil: Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

GERSCOVICH, D. M. Tensões em solos. Notas de Aula. UERJ. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/tensoes.pdf>>. Acesso em: 1/1/2011.

GRANDO, Â. **Propriedades e Parâmetros Geotécnicos de Depósitos com Argilas Moles de Santa Catarina**, 2018. Florianópolis, Brasil: Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. Estimation of SPT N values from the CPT. **American society for testing and materials**, 1993.

KULHAWY, F.; MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundations Design**. Ithaca, NY: Cornell University, 1990.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. **Blackie Academic & Professional**, p. 352, 1997.

MACCARINI, M. Construção de Aterro Sobre Solos Moles com Utilização de EPS. **GEOSUL**, p. 9, 2013. Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Disponível em: <<https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/geosul2013criciuma/2013-maccarini.pdf>>. Acesso em Agosto de 2017.

MACCARINI, M. **Projeto do Aterro de Encontro do Viaduto da Pista de Duplicação da BR-470, na Interseção com a BR-101, com Utilização de EPS**. Florianópolis, 2017.

MAGNANI, H. O. **Comportamento de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles Levados à Ruptura**, 2006. Rio de Janeiro, Brasil: Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.

MARANGON, M. Investigação Geotécnica e Parâmetros Para Fundações. **Apostila do Curso de Geotecnia de Fundações e Obras de Terra**, 2018. Juiz de Fora: UFJF. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/pagina-do-aluno/notas-de-aula/geotecnia-de-fundacoes-e-obras-de-terra-20173/>>. .

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DE MIO, G. **Condicionantes Geológicas na Interpretação de Ensaios de Piezocone para identificação Estratigráfica na Investigação Geotécnica e Geoambiental**, 2005. São Carlos, Brasil: Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo - USP.

NBR10905. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de Palheta in Situ**, p. 9, 1989. Rio de Janeiro.

NBR12007. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional**, p. 13, 1990. Rio de Janeiro.

NBR12069. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT)**, p. 10, 1991. Rio de Janeiro.

NBR6459. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do Limite de Liquidez**, p. 6, 1984. Rio de Janeiro.

NBR7180. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo -**

**Determinação do Limite de Plasticidade**, p. 3, 1984. Rio de Janeiro.

NBR7181. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Análise Granulométrica**, p. 13, 1984. Rio de Janeiro.

PINTO, C. DE S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3º ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PLAXIS. **Plaxis – Material Models Manual**. Disponível em: <<https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>>. Acesso em: março de 2018, 2018.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Canadá: Rainbow-Bridge Book Co, 1980.

PRF. Polícia Rodoviária Federal, 2018. Disponível em: <<https://www.prf.gov.br/portal>>. Acesso em: abril/2018.

PROSUL. **Prosul – Engenharia - Projetos, Supervisão e Planejamento**. Florianópolis. Acervo técnico, 2017.

REFFATTI, M. E. **Análise Numérica de uma Escavação de Grande Porte em Porto Alegre / RS: Caso de Obra**, 2002. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Porto Alegre.

ROBERTSON, P. K. Interpretation of Cone Penetration Tests - A Unified Approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46(11), p. 1337–1355, 2009.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. 5º ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc, 2015.

SAKAMOTO, M. Y. **Solução Geotécnica com Utilização de EPS em Aterros Sobre Solo Mole**, 2018. Florianópolis, Brasil: 200p. Monografia - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo**. 2º ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SUGUIO, K. **Geologia do Quaternário e Mudanças Ambientais**. São Paulo, 2010.

SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. Flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 15(4), p. 273–286, 1985.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. DE. Análise. Projeto e Execução de Fundações Rasas. In: PINI (Org.); In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q; CARVALHO, C S; NIYAMA, S. (Coord). **Fundações – Teoria e Prática**. 2º ed, p.227–264, 1998. São Paulo: Pini.

TEIXEIRA, L. M. **Análise numérica do comportamento de um oleoduto sujeito a movimentos de encosta**, 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

VALERIM JR., V. **Análise e dimensionamento de um aterro sobre solos moles – lote 29 – BR-101-Sul: estudo de caso**, 2010. Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC. Criciúma.