



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

ALINE HELENA DELFINO STEFFENS

**PROJETO GEOTÉCNICO DO ATERRO DE ENCONTRO DO
VIADUTO KOBRA SOL NA VIA EXPRESSA – BR-282**

Florianópolis
2015

ALINE HELENA DELFINO STEFFENS

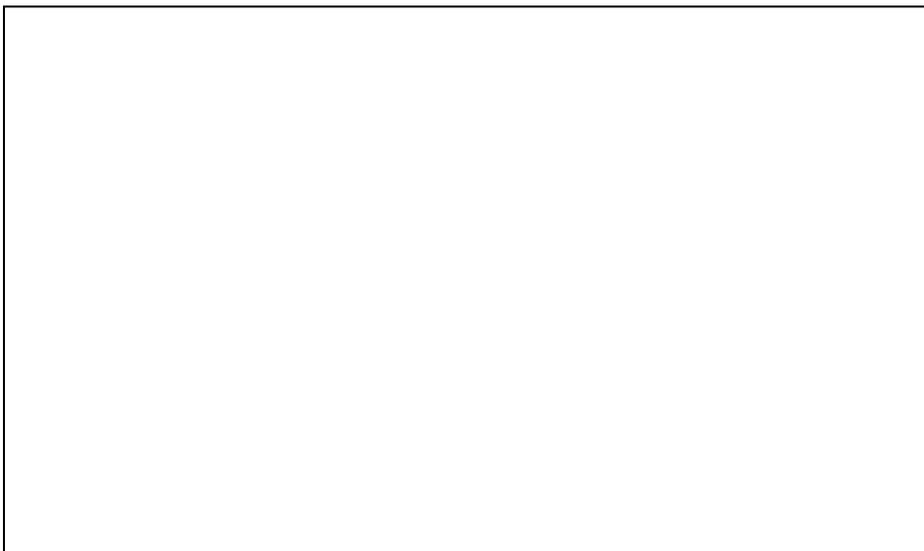
**PROJETO GEOTÉCNICO DO ATERRO DE ENCONTRO DO
VIADUTO KOBRASOL NA VIA EXPRESSA – BR-282**

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

Orientador: Marciano Maccarini, PhD.

Florianópolis
2015

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



ALINE HELENA DELFINO STEFFENS

**PROJETO GEOTÉCNICO DO ATERRO DE ENCONTRO DO
VIADUTO KOBRASOL NA VIA EXPRESSA – BR-282**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheira Civil ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Florianópolis, 26 de Novembro de 2015.

Prof. ° Luis Alberto Gomez, Dr.
Coordenador do Curso de Engenharia Civil - UFSC

Banca Examinadora:



Marciano Maccarini, PhD. - Orientador
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof. Henrique Magnani de Oliveira, Dr.
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Eng. Ângela Grando, M.Sc.
Doutoranda do PPGEC - UFSC

AGRADECIMENTOS

Inicialmente a Deus pelo acalento em momentos de medo, dúvidas e inseguranças.

Ao meu pai Luiz Steffens e a minha mãe Arliane Delfino pelo apoio e carinho ao longo de todos os anos de minha vida.

Agradeço ao professor Marciano Maccarini por todo o conhecimento transmitido ao longo da minha graduação, simplesmente não há meios de mensurar tudo que o senhor generosamente ensinou-me. Sou grata por todas as dúvidas atenciosamente respondidas, por todo o tempo despendido com minhas imprecisões, e por guiar-me de forma tão atenciosa e gentil.

Agradeço ao professor Henrique Magnani de Oliveira pelas orientações, correções e contribuições ao trabalho.

A minha amiga Fabiana Schwarz por estar ao meu lado em todos os momentos e sempre acolher-me de forma amável. Aos colegas Gustavo Noronha, Robson Akimura, Rodrigo Amaral, Lucas Alves, Arthur Preve, pelos momentos de alegria e crescimento profissional. A Marina Vaz, a Karina Tavares, a Bárbara Baron e ao Juliano Pavlak pela amizade sólida mantida ao longo dos últimos anos independente da minha freqüente ausência. Ao físico Ismael Rodrigues por seus ensinamentos e ótica diferenciada do mundo.

As engenheiras Ângela Grando, Fernanda Soares, Caroline Christ, Gisele Reginatto pelas oportunidades de melhoramento pessoal e profissional. Aos engenheiros Anderson Rosniecek e Luiz Guesser pela generosidade ao auxiliar-me com sua experiência.

A perspicaz Miryan Sakamoto, ao perseverante Pedro de Almeida e a engenhosa Julianna Baron pela gama de conhecimento obtida diariamente.

Aos servidores Edi e Roque pelos incontáveis auxílios nos Laboratório de Mecânica dos Solos e Materiais.

RESUMO

A presença de solos moles no subsolo da área de implantação da duplicação do aterro da BR-282, no encontro do viaduto Kobrasol, inferiu ao presente projeto geotécnico o estudo de parâmetros de compressibilidade, resistência não drenada e caracterização física do solo. Tais averiguações deram-se através da prospecção do solo de fundação por ensaios de campo (SPT, CPTu, *Vane Test* e dissipação) e de laboratório (densidade relativa dos grãos, limites de Atterberg, granulometria com sedimentação, resistência a compressão simples e adensamento convencional). A geometria do aterro e o caráter compressível do solo de fundação implicaram o dimensionamento de geodrenos para aceleração das deformações verticais, assim como a inclusão de geogrelhas no corpo do aterro para aumentar a estabilidade do conjunto aterro-solo de fundação. Neste sentido, foi necessário calcular o coeficiente de adensamento horizontal e vertical. Foi também realizada a análise de estabilidade do aterro para a seção mais crítica (altura do aterro com sobrecarga). Nesta seção, o fator de segurança é de 1,34 ao fim da construção do aterro assumido em um mês.

Palavras-chave: Solos moles. Parâmetros geotécnicos. Aterro reforçado com geogrelhas. Geodrenos. Estabilidade.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fatores que controlam os níveis marinhos e continentais responsáveis pelas mudanças do nível relativo do mar durante o Quaternário	19
Figura 2 - Relevo de Santa Catarina.....	22
Figura 3 - Perfil Esquemático do Relevo em Santa Catarina.....	23
Figura 4 - Principais tipos de solos em Santa Catarina.....	24
Figura 5 - Aumento da frota do Município de São José	26
Figura 6 - Localização de São José	27
Figura 7 - Local de duplicação da BR-282.....	27
Figura 8 - Mapa Geológico da área de estudo - Litologia	28
Figura 9 - Posição relativa dos Limites de Atterberg	33
Figura 10- Detalhes do equipamento para ensaios <i>Vane Test</i> sem atrito solo-haste	36
Figura 11 - Representação esquemática da célula de adensamento	43
Figura 12 - Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão	44
Figura 13 - Área de influência do dreno e detalhe da célula unitária.....	45
Figura 14 - Posição dos elementos filtrante na ponteira cônica.....	50
Figura 15 - Ábaco de identificação do comportamento típico de solos	53
Figura 16 - Recalque de uma placa circular	55
Figura 17 - Recalques no bordo de uma placa retangular.....	56
Figura 18 - Modos de ruptura de aterros sem reforço.....	58
Figura 19 - Distribuição de forças em uma fatia de solo (n).....	61
Figura 20 - Programa de observações	66
Figura 21 - Estruturação do trabalho	69
Figura 22 - Resumo dos procedimentos de pesquisa.....	77
Figura 23 - Resultados dos ensaios SPT local de estudo - Margem Sul	80
Figura 24 - Resultado dos ensaios SPT local de estudo - Margem Norte	80
Figura 25 - Perfil geotécnico - Margem Norte	82
Figura 26 - Perfil geotécnico - Margem Sul	83
Figura 27 - Resultados ensaio de CPTu -37S - km 4 + 857,45.....	84
Figura 28 - Carta de plasticidade	86
Figura 29 - Gráfico da granulometria das amostras.....	87
Figura 30 - Comportamento do solo - modificado de Robertson et al. (1986)	87
Figura 31 - Interpretação do subsolo com dados CPTu 37	89
Figura 32 - Curvas de compressibilidade ensaio de adensamento convencional	90
Figura 33 - Distribuição de OCR com a profundidade na área de estudo	93
Figura 34 - Ensaio de dissipação de poropressão 6,5m	95
Figura 35 - Ensaio de dissipação de poropressão 10m	95
Figura 36 - Ensaio de palheta a profundidade de 6,00m	99
Figura 37 - Ensaio de palheta a profundidade de 8,00m	100
Figura 38 - Ensaio de palheta a profundidade de 10,00m.....	100
Figura 39 - Correção do Su medido no ensaio de palheta	101
Figura 40 - Resistência não drenada ao longo do perfil do CPTu 37S x Valores de Su	103
Figura 41 - Curva Su com a profundidade (Su corrigida/Su não corrigida)	104
Figura 42- Variação da tensão efetiva com profundidade	106
Figura 43 - Dispersão do coeficiente de adensamento vertical.....	109
Figura 44 - Ganho de resistência com aumento do grau de adensamento.....	116
Figura 45 - Seção transversal no km 4+960, mostrando detalhes que compõem a solução composta de geodrenos, sobrecarga, geogrelhas e Terramesh.....	120
Figura 46 - Superfícies críticas de rupturas.....	122
Figura 47 – Seção esquemática do projeto de monitoramento do aterro	124
Figura 48 – Ilustração do projeto geotécnico do aterro de encontro do Viaduto Kobrasol na Via Expressa – BR-282.....	125

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificações do tamanho das partículas.....	31
Tabela 2- Classificação das argilas quanto a sensibilidade	38
Tabela 3 - Métodos de análises de estabilidade e tipos de rupturas.....	60
Tabela 4 - Tipos de geossintéticos e suas principais funções	63
Tabela 5 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.....	63
Tabela 6-Instrumentos para o programa de monitoramento	66
Tabela 7 - Locais de ensaio SPT.....	79
Tabela 8- Resultados dos ensaios de caracterização.....	85
Tabela 9 - Resultados dos ensaios adensamento convencionais.....	90
Tabela 10 - Comparativo de parâmetros de adensamento convencional	91
Tabela 11 - Classificação de qualidade das amostras	92
Tabela 12 - Parâmetros de resistência a compressão simples	97
Tabela 13 - Parâmetros do ensaio de palheta	98
Tabela 14 - Valores de recalques previstos nas margens Sul e Norte da rodovia (drenagem simples).....	106
Tabela 15 - Condições de drenagem (simples e dupla)	107
Tabela 16 - Resultado drenagem vertical (drenagem simples).....	110
Tabela 17 - Resultado drenagem radial sem efeito do amolgamento	111
Tabela 18 - Resultado drenagem radial considerando efeito do amolgamento.....	112
Tabela 19 - Altura da sobrecarga	114
Tabela 20- Parâmetros de entrada de Slide	117
Tabela 21 - Distribuição da área de geogrelhas no encontro	118
Tabela 22 - Fator de segurança com alteamento do aterro	119

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVO.....	17
1.1.1	OBJETIVO GERAL.....	17
1.1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1	AS PLANÍCIES COSTEIRAS.....	18
2.1.1	FLUTUAÇÕES DO NÍVEL RELATIVO DO MAR DURANTE O QUATERNÁRIO ..	18
2.1.2	AÇÃO DA DINÂMICA SEDIMENTAR ATUAL.....	21
2.1.3	FORMAÇÃO GEOLÓGICA E ASPECTOS DO RELEVO CATARINENSE.....	21
2.2	DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	25
2.2.1	GEOLOGIA E PEDOLOGIA LOCAL.....	28
2.3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	29
2.3.1	ENSAIOS GEOTÉCNICOS: PRINCÍPIOS E PARÂMETROS.....	30
2.3.1.1	TEXTURA, GRANULOMETRIA, TAMANHO E FORMA DOS GRÃOS.....	30
2.3.1.2	LIMITES DE ATTERBERG.....	32
2.3.1.3	MASSA ESPECÍFICA.....	33
2.3.1.4	RESISTÊNCIA NÃO DRENADA.....	34
2.3.1.5	COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS.....	38
2.3.1.6	SONDAGENS A PERCUSSÃO - SPT.....	48
2.3.1.7	ENSAIO DE PIEZOCONE - CPTU.....	49
2.3.2	MÉTODO DE ANÁLISE.....	54
2.3.2.1	DEFORMAÇÕES VERTICAIS.....	54
2.3.2.2	ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	58
2.3.3	INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	65
3	METODOLOGIA	68
3.1	PROCEDIMENTOS DE PESQUISA.....	68
3.1.1	SONDAGENS À PERCUSSÃO (SPT).....	70
3.1.2	PROCEDIMENTOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	70
3.1.3	METODOLOGIA DO ENSAIO DE COMPRESSIBILIDADE.....	70
3.1.4	ENSAIO DE PIEZOCONE E DISSIPACÃO DE POROPRESSÃO.....	71
3.1.5	PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA.....	72
3.1.5.1	ENSAIO DE PALHETA - <i>VANE TEST</i>	72
3.1.5.2	ENSAIO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES.....	73
3.1.6	ACELERAÇÃO DE RECALQUES COM GEODRENOS E SOBRECARGA PERMANENTE.....	73
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	76
4.1	PROCEDIMENTOS DE PESQUISA.....	76
4.1.1	DETERMINAÇÃO DO PERFIL GEOTÉCNICO.....	78
4.1.2	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	85
4.1.3	PARÂMETROS DO ADENSAMENTO CONVENCIONAL.....	90
4.1.4	ENSAIO DE DISSIPACÃO DE POROPRESSÃO.....	94
4.1.5	RESISTÊNCIA NÃO DRENADA E SENSIBILIDADE.....	97
4.2	RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS.....	105
4.2.1	ESTIMATIVAS DE RECALQUE.....	105
4.2.1	ACELERAÇÃO DE RECALQUES – DIMENSIONAMENTO DE GEODRENOS ...	108

	4.2.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	115
5	CONCLUSÕES	126
6	REFERÊNCIAS	127

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico vivenciado na região da Grande Florianópolis, na última década, fez-se concomitantemente à ascensão da frota veicular de sua população. Em movimento confrontante, houve o estagnar da mobilidade urbana na mesma. Tendo em vista as problemáticas constantes de mobilidade na região, a reavaliação da infraestrutura local faz-se mandatória.

Dentre as alternativas de soluções aplicáveis foi contemplada a ampliação da rodovia BR-282, ao longo da Via Expressa. Como parte integrante do trecho mencionado está prevista a construção do Viaduto Kobrasol. No encontro leste ocorrem solos moles, para os quais são necessários cuidados especiais no desenvolvimento do projeto do aterro, tanto do ponto de vista de resistência como de compressibilidade.

O presente trabalho esteve concentrado em desmembrar o perfil geotécnico do subsolo, fundamentado em ensaios de campo, assim como caracterização física do solo mole, a fim de propor o Projeto Geotécnico do Aterro de Encontro, no lado Leste BR-282, compatíveis às exigências geotécnicas e locais.

1.1 OBJETIVO

1.1.1 Objetivo geral

Desenvolver o projeto geotécnico do aterro de duplicação da BR-282, no trecho mais crítico da rodovia, atendendo aos requisitos de estabilidade e deformações.

1.1.2 Objetivos específicos

- i. Determinar o perfil geotécnico do solo de fundação do aterro.
- ii. Analisar os parâmetros de compressibilidade, resistência não drenada e caracterização física do solo, por intermédio de ensaios de laboratório e campo.
- iii. Calcular os recalques das camadas de solos moles sob o aterro em decorrência a sobrecarga aplicada.

- iv. Analisar a estabilidade do aterro reforçado por meio do programa Slide 6.0.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Disserta-se, neste capítulo, sobre a fundamentação teórica utilizada, indo do tocante das características e geologia da região litorânea, dos ensaios de laboratório e campo realizados e à proposta do projeto geotécnico a ser dimensionado. Buscou-se alicerçar o desenvolvimento do projeto geotécnico em princípios básicos da geotecnia que pautam cada etapa realizada.

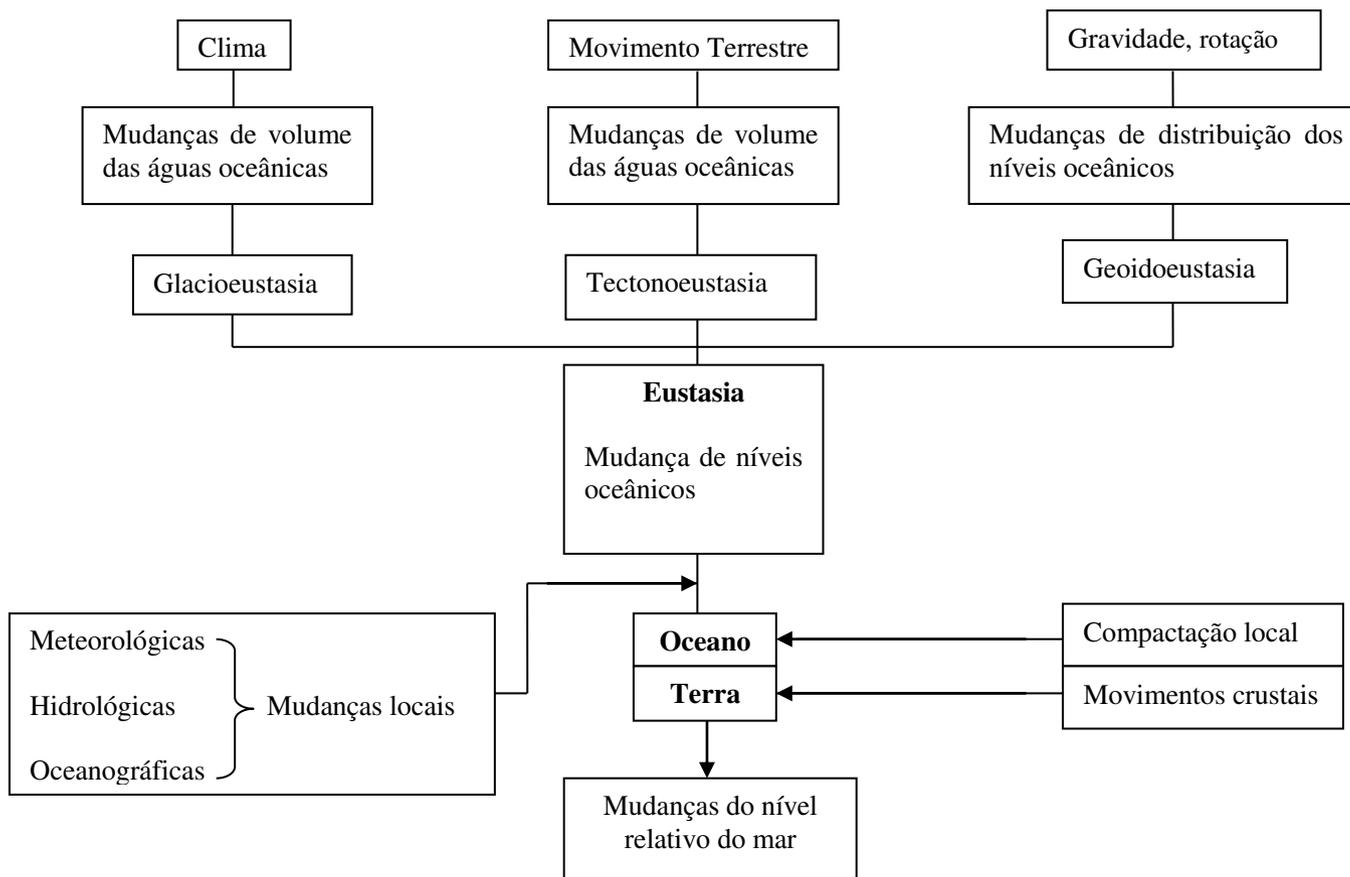
2.1 AS PLANÍCIES COSTEIRAS

2.1.1 Flutuações do nível relativo do mar durante o quaternário

“As planícies costeiras são superfícies geomorfológicas deposicionais de baixo gradiente, formadas por sedimentação predominantemente subaquosa, que margeiam corpos de água de grandes dimensões, como o mar ou oceano, representadas comumente por faixas de terrenos recentemente (em termos geológicos) emersos e compostos por sedimentos marinhos, continentais, flúvio marinhos, lagunares, paludiais etc., em geral de idade quaternária” (SUGUIO, 2003, p.11).

De acordo com Morner (1980 apud MARTIN et al., 1985, p.1), o panorama atual das planícies costeiras é consequência da relação de fatores modificadores do nível oceânico e continental, conforme Figura 1.

Figura 1 - Fatores que controlam os níveis marinhos e continentais responsáveis pelas mudanças do nível relativo do mar durante o Quaternário



Fonte: Adaptado de Suguio et al. (1985)

Suguio et al. (1985) apresenta como ações controladoras do nível dos continentes os movimentos crustais e compactação local nos itens:

- i. Movimentos tectônicos, tanto horizontais quanto verticais, que afetam a crosta terrestre segundo mecanismos cuja duração pode ser de instantânea (movimentos sísmicos) em período muito longo.
- ii. Movimentos isostáticos ligados às variações de carga em função da formação ou desaparecimento de calotas glaciais, erosão dos continentes e acumulação de depósitos em bacias sedimentares e transgressões e regressões sobre as plataformas continentais (hidroisostasia).
- iii. Deformações do geóide continental que constitui nossa referência atual.

O pesquisador Silveira (1996 apud SUGUIO, 2003, p.9) caracteriza o litoral brasileiro em cinco trechos: litoral amazônico ou equatorial, litoral nordestino ou das Barreiras, litoral oriental, litoral sudeste ou das escarpas cristalinas, litoral meridional ou subtropical. Este último engloba a região de Laguna no Estado de Santa Catarina à Foz do Arroio Chuí, no Rio Grande do Sul.

Dentre os fatores que influenciam na formação das planícies costeiras brasileiras, destaca-se a glacioeustasia, tendo em vista a posição central do Brasil na placa tectônica Sul Americana em quiescência tectônica. As variações relativas do nível do mar são resultados da composição variante do clima, dos movimentos terrestres e da superfície geoidal (SUGUIO, 2003, p.13).

Martin et al. (1985) não compartilha da identificação da glacioeustasia como causa das variações do nível do mar. De acordo com o autor, o alto nível do mar é oriundo do levantamento e, posteriormente, abaixamento do relevo geoidal até cerca de 5100 A.P. Desta forma, para ele é coerente afirmar que a “que a maior parte do litoral brasileiro tenha estado em submersão até cerca de 5.150 anos A.P., seguida de emersão até os nossos dias, quando se faz abstração das duas rápidas oscilações”.

2.1.2 Ação da dinâmica sedimentar atual

Tessler et al. (2005) contempla o clima de ondas e o regime de marés como os principais modeladores da dinâmica sedimentar atual. O primeiro condicionante oceanográfico é regido pela ação dos ventos oriundos do Atlântico Sul; a variação da amplitude dos regimes das marés e a velocidade de suas correntes são responsáveis pelo transporte de sedimentos nas linhas da costa.

Para Muehe (2006 apud GOIS; OLIVEIRA, 2010, p.461) a principal variável indutora dos processos costeiros de curto e médio prazo é o clima de ondas, responsável pelo transporte de sedimentos nos sentidos transversal e longitudinal à linha de costa.

“A configuração atual do litoral brasileiro é a conjunção das características geomorfológicas resultantes da herança geológica ligada aos eventos de separação gondwânica e afeiçãoamento tectônico Mesozóico e Cenozóico da margem continental sul americana e, numa escala de tempo geológica mais restrita (Quaternário), do modelado das planícies costeiras pelas oscilações relativas do nível do mar” (TESSLER et al., 2005, p.21).

2.1.3 Formação geológica e aspectos do relevo catarinense

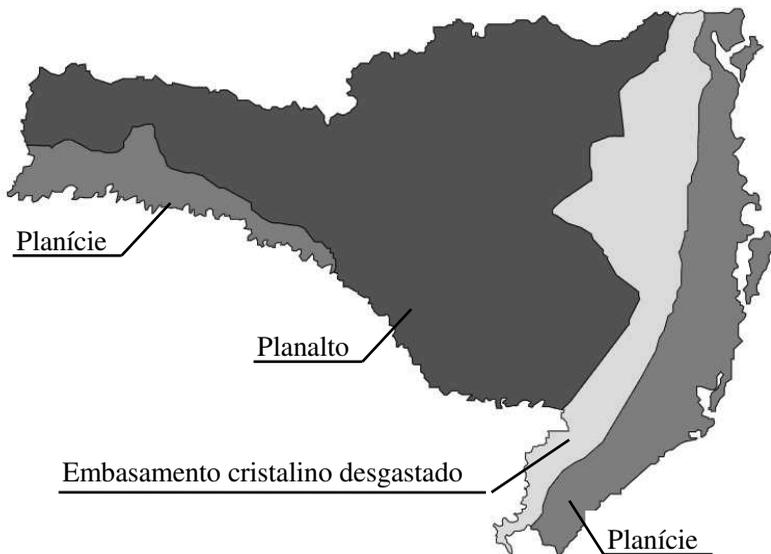
Santa Catarina apresenta um relevo com aspectos geológicos e geomorfológicos diversificados e complexos. O resultado desta diversidade, concomitantemente aos estágios de evolução e a idade dos terrenos, é a variação de rochas predominantes (MAAR et al., 2009, p.19).

De acordo com MAAR et al. (2009), conforme Figura 2, tem-se a exposição das transformações geológicas nas paisagens, as quais apontam-se a partir do litoral afloram:

- i. Na primeira faixa, uma área sedimentar descontínua, do quaternário, que desenha praias e mangues do atlântico catarinense;
- ii. Na segunda faixa, a formação de rochas magmáticas e metamórficas, do Pré-Cambriano, formando a região da Serra do Mar e as serras do leste do estado. Na área de formação Pré-

- Cambriana está o conjunto das rochas mais antigo do estado, com até 2,5 bilhões de anos;
- iii. Da área serrana em direção ao oeste, há uma terceira faixa de rochas sedimentares. Essas rochas, formadas nas eras Paleozoica e Mesozoica, constituem a Bacia Sedimentar do Paraná. A era Paleozoica e a Mesozoica proporcionaram drásticas transformações na paisagem. Atividades tectônicas, glaciação, aquecimento, clima árido e vulcanismo provocaram intensos depósitos de material sedimentar e magmático;
 - iv. Uma região coberta por derrames de lavas, que ocorreram também na era Mesozoica. As rochas vulcânicas extrusivas que se formaram deste fenômeno cobrem quase 50% da superfície de Santa Catarina, na formação da Serra Geral, no centro e no Extremo Oeste do estado. No Leste, as rochas basálticas que afloram na paisagem são as responsáveis pelas maiores altitudes.

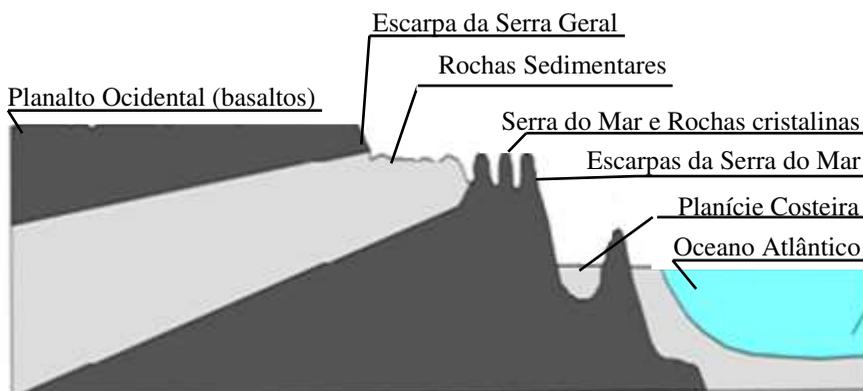
Figura 2 - Relevo de Santa Catarina



Fonte: Adaptado de Marr et al. (2009)

Maar et al. (2009) complementa, ainda, que o embasamento cristalino é formado por diferentes tipos de litologias (granulitos, gnaisses e migmatitos, xistos, filitos e granitos) e intensos processos de diastrofismo. O perfil esquemático do relevo de Santa Catarina (Figura 3) apresenta verticalmente os aspectos descritos por Carraro (2008 apud MAAR et al., 2009, p.21).

Figura 3 - Perfil Esquemático do Relevo em Santa Catarina



Fonte: Adaptado de Maar et al. (2009)

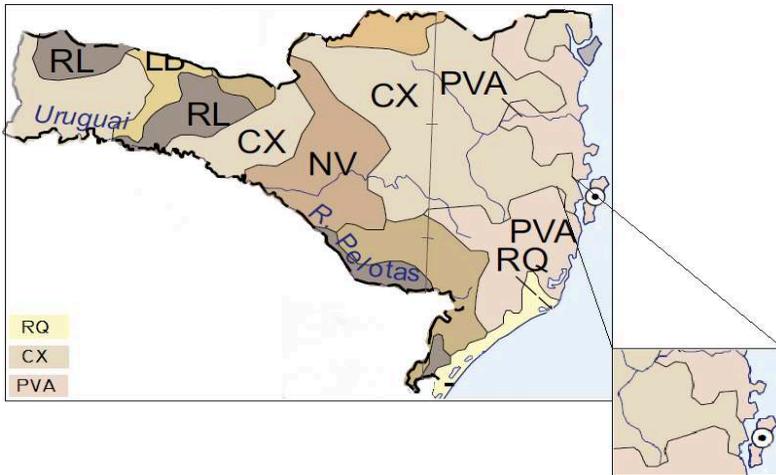
Em harmonia com Potter et al. (2004) há, no Estado de Santa Catarina, quatro domínios morfoestruturais, sete regiões geomorfológicas e treze unidades geomorfológicas. Dentro dessas destacam-se o domínio de depósitos sedimentares, das regiões de planícies costeiras e a unidade geomorfológica das planícies litorâneas. Esta última corresponde à área de 4.212km², dividida em duas porções: a primeira inicia na baía de Babitonga até o cabo de Santa Marta, junto ao Oceano Atlântico, e seguindo a direção norte-sul; a segunda, do cabo de Santa Marta para o sul, até a divisa com o Estado do Rio Grande do Sul (POTTER et al., 2004, p.20).

“Os componentes geológicos fundamentais destas planícies são os sedimentos siltico-argilosos e as areias finas quartzosas. Os sambaquis, depósitos conchíferos de origem humana, existem ao longo de toda a costa, e sua presença atesta a existência de um nível marinho subatual mais elevado. Compreende áreas planas ou quase planas, sujeitas ou não a

inundações periódicas, resultantes de acumulações fluviais, marinhas e lacustres. Os solos dominantes na área desta unidade são Glei Pouco Húmido, Areias Quartzosas Vermelho-Amarelas, Areias Quartzosas Marinhas, Solos Orgânicos, Cambissolo Gleico, Podzol e Solos Indiscriminados de Mangue” (POTTER et al.,2004, p.16).

Ao se analisar o Atlas Nacional de Solos do Brasil, do ano de 2010, de acordo com a Figura 4, os principais tipos de solos na planície litorânea são: PVA – Argissolo Vermelho-Amarelo, CX – Cambissolo Háptico e RQ – Neossolo Quartzarênico.

Figura 4 - Principais tipos de solos em Santa Catarina



Fonte: Adaptado de Atlas Nacional de Solos do Brasil (2010)

De acordo com Amaral (1993 apud MARANGON, 2004, p.103), os solos do tipo Argissolo Vermelho-Amarelo apresentam:

“Horizonte B textural, com variância de bem a moderadamente drenados, de profundos a pouco profundos, ocorrendo ocasionalmente solos rasos, com transição abrupta e argila de atividade alta (Ta), e também solos com teores de cascalho e estrutura em blocos subangulares a angulares. O horizonte A dominante é o moderado, a textura média/argilosa e o relevo forte ondulado e ondulado.”

Os solos classificados como Cambissolo, de acordo com Embrapa et al. (2006), são:

“Constituídos por material mineral com horizonte B incipiente subjacente a qualquer tipo de horizonte superficial, exceto hístico com 40cm ou mais de espessura, ou horizonte A chernozêmico, quando o B incipiente apresentar argila de atividade alta e saturação por bases alta. Plintita e petroplintita, horizonte glei e horizonte vértico, se presentes, não satisfazem os requisitos para Plintossolos, Gleissolos e Vertissolos, respectivamente. Dentro dos quais os Háplicos caracterizam-se quanto a ausência do horizonte A húmico e caráter flúvico dentro de 120cm a partir da superfície do solo”.

Embrapa et al. (2006) caracteriza os Neossolos Quartzarênicos como:

“Solos sem contato lítico, dentro de 50cm de profundidade, com sequência de horizontes A-C, porém apresentando textura areia ou areia franca em todos os horizontes até, no mínimo, a profundidade de 150cm a partir da superfície do solo ou até um contato lítico; são essencialmente quartzosos, tendo nas frações areia grossa e areia fina 95% ou mais de quartzo, calcedônia e pala e, praticamente, ausência de minerais primários alteráveis (menos resistentes ao intemperismo)”.

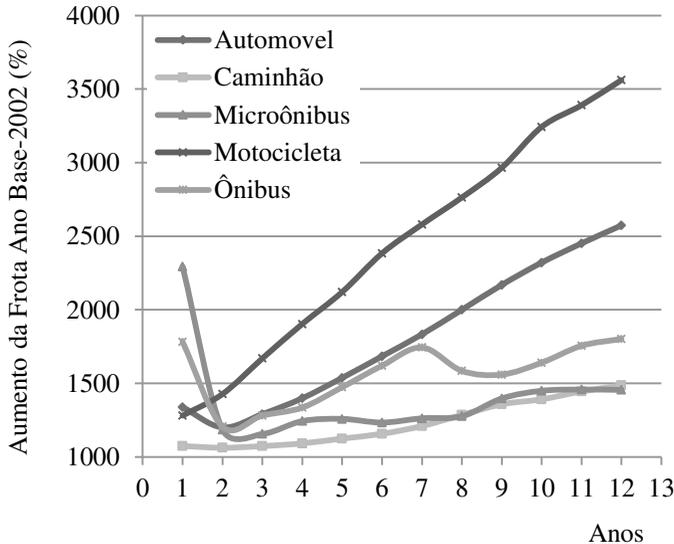
2.2 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O desenvolvimento econômico vivenciado na região da Grande Florianópolis, na última década, fez-se concomitantemente à ascensão da frota veicular de sua população.

De forma a obter um aspecto geral do aumento de veículos no município de São José, nos últimos anos, plotou-se, considerando ano 1 a frota de 2002, a ascensão do número de veículos em circulação segundo o site do Departamento Nacional de Trânsito - Denatran (Figura 5). Sabe-se que nem todos os veículos absorvidos anualmente no município irão utilizar a BR-282, contudo, a rodovia é a principal ligação entre a capital do estado e os demais municípios, ponderando-se pertinente a Figura 5.

Adentrando especificamente na malha rodoviária federal no estado de Santa Catarina, a BR-282 possui km 0 em Florianópolis, com traçado transversal no estado, até São Miguel do Oeste, com extensão de 684km. Comumente, chama-se de Via Expressa o trecho compreendido entre a cidade de São José e Florianópolis.

Figura 5 - Aumento da frota do Município de São José

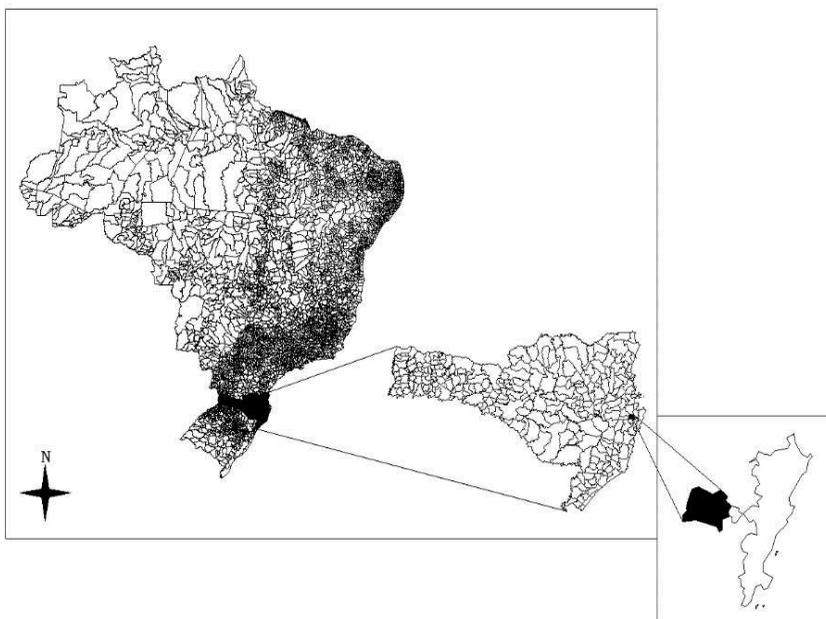


Fonte: Adaptado de Denatran (2015)

A cidade de São José, de acordo com IBGE (2014), possui uma extensão territorial de 150,453km² e está localizada nas coordenadas geográficas 27°36'55" de latitude e 48°37'39" de longitude, sendo banhada pelas águas das baías norte e sul da Ilha de Santa Catarina (Figura 6).

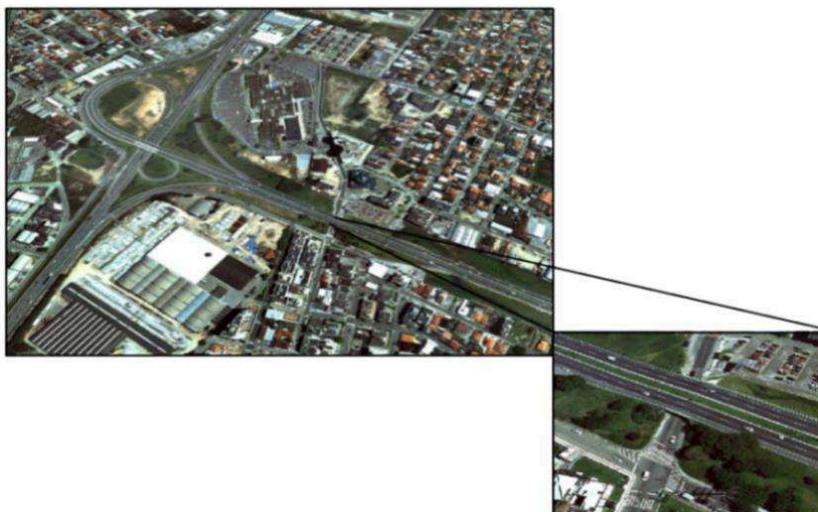
A área de estudo será limitada a partir do km 4 ao km 6, na cidade de São José, visando a implantação do Projeto Geotécnico do Aterro de Encontro do Viaduto Kobrasol, no Lado Leste, na Via Expressa – BR-282. O comprimento longitudinal da rodovia, na qual se encontra o aterro dimensionado, é de 150m (km 4+810 até o km 4+960), mas foi admitido informações geotécnicas do km 4 ao 6 (Figura 7).

Figura 6 - Localização de São José



Fonte: Aline Steffens

Figura 7 - Local de duplicação da BR-282

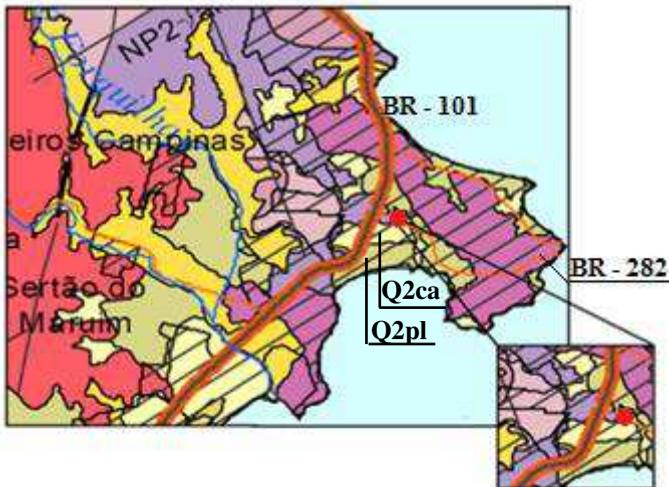


Fonte: Adaptado de Google Earth (2015)

2.2.1 Geologia e pedologia local

A distribuição litoestratigráfica da área em estudo está localizada no Mapa Geológico do Estado de Santa Catarina CPRM (2014), sob domínio geológico de coberturas sedimentares da era Cenozóica, do período quartanário e época Holoceno, conforme Figura 8.

Figura 8 - Mapa Geológico da área de estudo - Litologia



Fonte: Adaptado de CPRM (2014)

Destacam-se, na Figura 8, concordante à área de estudo, as litoestratigrafias:

Q2ca – Depósitos Colúvio-Aluvionares: conglomerados, arenitos conglomeráticos, areia grossa a fina, cascalheiras e sedimentos siltico-argilosos, recobrendo vertentes e encostas, calhas de rios e planícies de inundação. Inclui depósitos eluvionares recentes, de expressão restrita, com grande variação granulométrica e estratificação incipiente ou ausente.

Q2pl – Depósitos de Planície Lagunar: areias silticos-argilosas, mal selecionadas, laminação plano-paralela incipiente.

Restringindo-se ao local de implantação do aterro de encontro no lado leste, do viaduto Kobrasol, na Via Expressa – BR-282 não é identificada nesse mapa a ocorrência de solos moles. Contudo, o perfil geotécnico realizado por Maccarini (2014), com base nos ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), executados na área de estudo, evidencia a ocorrência desses solos na região. E, com base na geomorfologia do local recente (formadas durante o período Quaternário), constituída por sedimentos subaquosos, há coerência da presença de solos moles no local.

2.3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Vargas (1977) define solos, com aplicabilidade em Engenharia Civil, “como todo material da crosta terrestre que não oferecesse resistência intransponível a escavação mecânica e que perdesse totalmente toda resistência quando em contato prolongado com a água”.

Solos são constituídos estruturalmente por partículas sólidas, ar e água. A relação entre tais elementos impõe características específicas para cada tipo. A fração sólida do solo é resultado da decomposição de uma rocha matriz com variância quanto à origem. O produto da ação de decomposição é subdividido quanto ao processo de deposição, sendo classificado como: residuais, “transportados”, orgânicos, oriundos de evolução pedogênica e terras diatomáceas.

Dentre os fatores influenciadores na formação dos solos tem-se: expansão e contração térmica alternada das rochas sãs, alteração química dos minerais da rocha matriz, transporte e sedimentação, evolução pedogênica, natureza da rocha matriz, clima da região, agente intempérico de transporte, topografia da região, processos orgânicos (VARGAS, 1977, p.5).

Focalizando nos solos “transportados” tem-se a classificação destes quanto aos agentes de transporte, subdividindo-se em: coluviões, quando veículo de transporte é a gravidade; aluviões, referindo-se aos solos cujo agente intemperístico de transporte é a água; eólico, ao tratar-se do vento como veículo de transporte.

2.3.1 Ensaios geotécnicos: princípios e parâmetros

As peculiaridades de cada tipo de solo requerem a determinação das propriedades físicas dos solos por meio de ensaios de laboratório e campo. Tais práticas permitem estimar o tipo do solo e seu comportamento ao longo do período de solicitação. Salientando-se os solos moles, a fundamentação teórica apresentada a seguir centralizará em seus parâmetros.

Define-se solos moles, conforme Massad (2010), como solos sedimentares com baixa resistência à penetração (valores de SPT não superior a 4 golpes), em que a fração argila imprime-lhes as características de solo coesivo e compressível. Os ambientes de depósitos de solos moles não apresentam um padrão específico, abrangendo ambientes fluviais, costeiro, lagunas e baías (CHRISTOFOLETTI 1980 apud MASSAD, 2010, p.114).

As variantes acerca de solos moles envolvem os meios de deposição (água doce, salobra ou salgada), processo de deposição (fluvial ou marinhos) e ambientes de deposição (várzeas ou planícies de inundação, praias, canais de mar). A deposição de sedimentos é ainda função da litologia da área de erosão, do seu clima e do agente de transporte dos sedimentos. Logo, tais fatores são os responsáveis pela diferenciação de formação dos depósitos de sedimentares. Para que haja a formação destes últimos, fazem-se mandatórias condições ambientais estáveis (MASSAD, 2010, p.115).

2.3.1.1 Textura, granulometria, tamanho e forma dos grãos

Como já anteriormente supracitada, a estrutura do solo é trifásica, com parte sólida, líquida e gasosa. Vargas (1977) admite que o tamanho relativo dos grãos é chamado de textura, cuja medida é a granulometria.

Os diferentes tamanhos de grãos constituintes dos solos determinam as faixas granulométricas dos grãos em relação ao peso total.

A NBR 7181/1984 descreve o método de ensaio de análise granulométrica, com as técnicas de ensaio de peneiramento e ensaio de sedimentação. Previamente à aplicação dos procedimentos, é realizada a preparação da amostra conforme a NBR 6457/1986, em que há a descrição dos instrumentos adequados para a preparação das amostras, a

quantidade de material necessário para os ensaios de caracterização e as temperaturas apropriadas para determinação de cada parâmetro.

O ensaio de peneiramento consiste na agitação mecânica, em quantidade previamente preparada, das amostras retidas na peneira de 2,0mm. O peneiramento fino e a sedimentação sucedem-se em grãos menores passantes na peneira de 2,0mm. Em síntese, tem-se o uso de defloculante em parte da amostra passante na peneira 2,0mm para que haja a separação de grãos aderidos uns aos outros. Desta forma, as partículas ficam individualizadas, possibilitando a suspensão fina. A lei de Stokes preconiza que partículas, admitidas esféricas, quando em suspensão em meio líquido em regime laminar, por ação gravitacional terão velocidades uniformes proporcionais à massa e dependentes da forma desta.

A Tabela 1 expõe a variação das classificações existentes quanto à parte sólida presente no solo.

Será admitida argila como partículas com tamanho inferior a 0,002mm e silte correspondendo a partículas cujo tamanho está entre 0,06mm e 0,002mm, nos termos da NBR 6502/1995. Em concordância com Das (2012), as argilas são formadas principalmente por partículas lamelares, microscópicas e submicroscópicas de mica, argilominerais e outros minerais.

Tabela 1 - Classificações do tamanho das partículas

Nome da organização	Tamanho do grão (mm)			
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila
Instituto de Tecnologia de Massachusetts (MIT)	> 2	2 a 0,06	0,06 a 0,002	< 0,002
Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA)	> 2	2 a 0,05	0,05 a 0,002	< 0,002
Associação Americana de Rodovias Estaduais e Autoridades de Transporte (AASHTO)	76,2 a 2	2 a 0,075	0,075 a 0,002	< 0,002
Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS)	76,2 a 4,75	4,75 a 0,075	Grãos finos < 0,075	

Continuação da Tabela 1 - Classificações do tamanho das partículas

Nome da organização	Tamanho do grão (mm)			
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT)	60,0 a 2,0	2 a 0,06	0,06 a 0,002	< 0,002

Fonte: Modificado de Das (2012)

As faixas de tamanhos de grãos compõem curvas de distribuição granulométricas ditas bem graduadas, mal graduadas ou graduação regular.

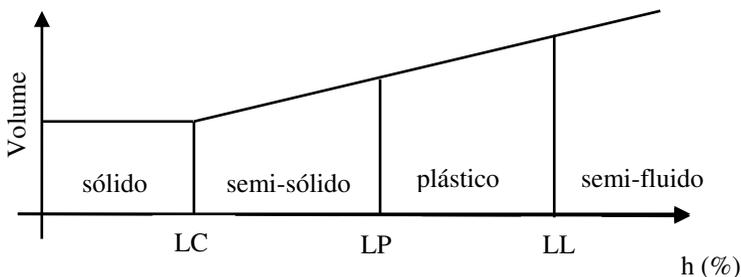
As curvas granulométricas não descrevem as partículas quanto à forma das mesmas, geralmente enquadradas em três categorias: volumosa, lamelar e fibrilar. A forma dos grãos depende do argilomineral que os constituem. Propriedades físicas (compressibilidade, índice de vazios, parâmetros de resistência ao cisalhamento) estão intrinsecamente relacionadas com a forma do grão.

2.3.1.2 Limites de Atterberg

Em virtude da estrutura cristalina das argilas ter maior área superficial, as partículas, quando envoltas por água e estimuladas por esforço de ruptura, terá uma resistência intrínseca, oriunda de forças capilares, grão a grão, decorrente da presença da água (coesão aparente). Há ainda duas outras origens para resistência ao cisalhamento: cimentação natural dos grãos e atração molecular (coesão verdadeira), (VARGAS, 1977, p.17).

O teor de umidade presente nos solos finos determinará em qual estado físico o mesmo se apresenta; em ordem crescente de acréscimo de água há: estado sólido, plástico e líquido. A Figura 9 expressa a relação entre a variação do teor de umidade (h) e o estados físicos.

Figura 9 - Posição relativa dos Limites de Atterberg



Fonte: Modificado Lambe e Whitman (1969 apud ESPÍNDOLA, 2011)

A plasticidade (capacidade dos solos de serem moldados sem variação de volume) das argilas é função da estrutura cristalina dos grãos combinada com o teor de umidade. A forma lamelar das partículas de argila admite seu deslizar, lubrificado pela água, quando aplicada uma força externa intervindo na distância relativa entre as superfícies (VARGAS, 1977, p.18).

Ao se observar as argilas em estado sólido não será visualizado plasticidade; contudo, com o acréscimo de água atingi-se o limite de plasticidade (LP) ocorrendo a passagem do estado sólido para o estado plástico; com contínuo aumento do teor de umidade o solo passará do estado plástico ao semi-fluido passando pelo limite de liquidez (LL). No estado físico semi-fluido as partículas estarão em suspensão na água, apresentando comportamento de um líquido viscoso.

A NBR 6459/1984 preconiza o método de determinação dos limites de plasticidade e liquidez. A NBR 6457/1986 descreve os procedimentos para preparação da amostra a ser ensaiada.

2.3.1.3 Massa específica

A relação entre a fração sólida de solo e o respectivo volume dos grãos define a massa específica destes últimos. O ensaio para determinação deste índice físico é detalhado pela NBR 6508/1984. A NBR 6457/1986, por sua vez, sistematiza a preparação das amostras para efetuação do ensaio.

2.3.1.4 Resistência não drenada

A capacidade dos solos de resistir a esforços tangenciais, atuantes diretamente na estrutura dos solos, está intimamente relacionada a dois fatores: resistência do contato entre partículas e arranjo estrutural (imbricamento). O primeiro é decorrente do atrito e da coesão do solo. A mobilização da resistência ao atrito entre as partículas é comumente explicada com analogia ao deslizamento de um corpo rígido sobre uma superfície plana.

A tensão tangencial capaz de provocar o deslizamento das partículas decorre em parte do atrito (função da tensão normal e do coeficiente de atrito entre o corpo e o plano), em parte da coesão e do “trabalho adicional necessário para movimentar uma partícula ascendentemente, quando se provoca um deslizamento horizontal nas partículas” (GERSCOVICH, 2012, p.78). Gerscovich (2012) acrescenta que, para solo denso, há um trabalho adicional maior devido à tendência de expansão volumétrica durante o cisalhamento, assim como do arranjo estrutural intertravado.

Admite-se, no âmbito da Geotecnia, a aplicação do critério de Mohr-Coulomb para análise das tensões cisalhantes nos solos. Tal critério consiste na adaptação da envoltória não linear de Mohr para uma envoltória de resistência que passa a ser definida por uma reta. A simplificação decorrente da linearização da envoltória de Mohr resulta no intercepto de coesão, coeficiente linear da reta, diferindo do real conceito de coesão, assim como o ângulo de inclinação da reta não representa o ângulo de atrito interno e a dilatância. Dentre as várias formulações de critérios de ruptura, as desenvolvidas por Coulomb e Mohr satisfazem adequadamente o comportamento dos solos quanto à análise do estado de tensões que provoca a ruptura.

Para análise de estabilidade de um aterro construído sobre solo mole é verificada a tensão cisalhante de ruptura para superfícies hipotéticas sem condições de drenagem; logo, a resistência não drenada do solo. Para determinação da resistência não drenada há ensaios de laboratório, ensaios de campo e correlações (PINTO, 2009, p.319). Os principais ensaios para determinação da resistência não drenada é a compressão triaxial e o ensaio de palheta.

a) Compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um carregamento axial sobre corpo de prova cilíndrico submetido a um estado hidrostático de tensões.

Os ensaios de compressão triaxial são classificados em: consolidado e drenado (CD), consolidado e não drenado (CU) e não consolidado não drenado (UU).

A escolha do tipo de ensaio de compressão triaxial está relacionada com o tipo de obra, a velocidade de construção e o tempo de análise. Para obras de escavações e análise de estabilidade de taludes ao longo prazo há o confinamento do solo com drenagem permitida, logo é apropriado o ensaio de CD para simular em laboratório as condições ocorrentes em campo. Para construção de barragens de terra, taludes de reservatórios e canais tem-se a condição CU. Os ensaios UU são utilizados para casos com a aplicação rápida de carga sem condição de drenagem como construção de aterro sobre solos moles. (HOLTZ E KOVACS 1981 apud ESPÍNDOLA, 2011, p.66)

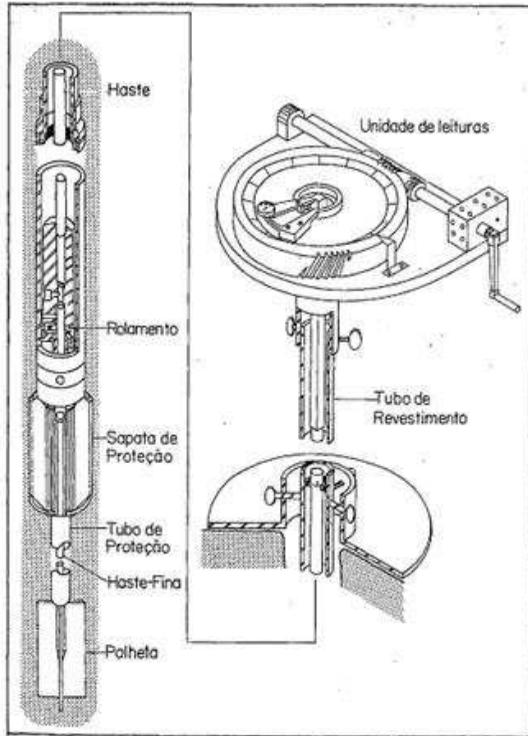
Um caso particular dos ensaios do tipo UU são os de compressão simples não confinado (RCS), nos quais se aplica um carregamento axial com velocidade controlada durante curto período de tempo. Os ensaios RCS tem, em média, uma duração de 10 a 15 minutos, para que não haja dissipação das tensões neutras. A resistência não drenada (S_u), obtida por meio do ensaio RCS, é aproximadamente 10 a 15% maior do que as oriundas dos ensaios UU. Tal fato deve-se à velocidade de carregamento mais rápida.

b) Ensaio de palheta

A resistência não drenada de solos argilosos pode ser determinada através do ensaio de palheta, também conhecido como *Vane Test*. Segundo a NBR 10905/1989, que descreve o método no Brasil, o ensaio consiste na inserção de uma palheta de seção cruciforme submetida a torque, a fim de cisalhar o solo por rotação. De acordo com Schnaid (2009 apud GAUER, 2010, p.48), o ensaio pode ser utilizado em solos de granulometria fina, como siltes, resíduos de mineração e outros geomateriais. Schnaid e Odebrecht (2012) destacam três condições para usabilidade do ensaio de palheta: N_{spt} menor ou igual a 2, correspondendo à resistência de penetração (q_c) menor ou igual a 1000kPa; matriz predominante argilosa; ausência de lentes de areia.

Utilizam-se dois tipos de equipamentos para ensaio de palheta, diferindo basicamente quanto à necessidade de perfuração prévia (Figura 10).

Figura 10- Detalhes do equipamento para ensaios *Vane Test* sem atrito solo-haste



Fonte: Ortigão e Collet (1989)

Ortigão e Collet (1986) advertem quanto à não eliminação total dos atritos internos e atrito solo-haste, resultando em parâmetros desprezíveis de confiabilidade.

De acordo com Chandler (1988 apud GAUER, 2004, p.50), a resistência não drenada é influenciada pela “velocidade de rotação da palheta, o tempo transcorrido entre a inserção da palheta e o início do ensaio, condições de drenagem, efeitos de amolgamento e não distribuições de tensões internas no solo, anisotropia de resistência”.

Sabendo o torque máximo medido durante a realização do ensaio em solo argiloso saturado, em condições não drenadas, e o diâmetro da palheta, interpreta-se o ensaio através da equação (1).

$$Su = 0,86 \frac{T}{\pi D^3} \quad (1)$$

Onde:

T = torque máximo medido;

D = diâmetro da palheta;

De acordo com Bjerrum (1972 apud ALMEIDA E MARQUES 2010), a resistência não drenada expressa na equação (1) deve ser corrigida conforme equação (2). Segundo o autor, o fator de correção μ aplicado é função do índice de plasticidade da argila, anisotropia da argila, a diferença entre a velocidade de carregamento da obra no campo e a velocidade do ensaio de palheta.

$$S_{u(\text{projeto})} = \mu S_{u(\text{palheta})} \quad (2)$$

O histórico de tensões transmite informações comportamentais dos solos, sendo medido pela razão de sobreadensamento (OCR). Pode-se mensurar o OCR por intermédio do ensaio de palheta, segundo proposta de Mayne e Mitchell (1988 apud ALMEIDA E MARQUES 2010, p.60), equações (3) e (4).

$$OCR = \alpha \frac{Su}{\sigma'_{vo}} \quad (3)$$

Sendo α encontrado com a equação (4).

$$\alpha = 22(I_p)^{-0,48} \quad (4)$$

Onde:

Su = resistência não drenada;

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva in situ.

Segundo Skempton e Northey (1952) a sensibilidade da argila foi definida por Terzaghi (1944) pela relação exposta na equação (5).

$$St = \frac{S_{up}}{S_{ua}} \quad (5)$$

Onde:

S_{up} = resistência não drenada de pico;

S_{ua} = resistência não drenada na condição amolgada.

Tabela 2- Classificação das argilas quanto a sensibilidade

Sensibilidade	St
Argilas insensíveis	1
Argilas de baixa sensibilidade	1 – 2
Argilas de média sensibilidade	2 – 4
Argilas sensíveis	4 – 8
Argilas com extra sensibilidade	> 8
Argilas com excepcional sensibilidade	> 16

Fonte: Adaptado de Skempton e Northey (1952 apud BARON 2010)

Ortigão (1995) relata a ocorrência de depósitos de argila com sensibilidade da ordem de 100, na Escandinávia e no Canadá; estes materiais, com extrema sensibilidade, perdem totalmente a resistência ao serem amolgados.

2.3.1.5 Compressibilidade dos solos

É sabido que, imediatamente após o carregamento vertical de solos moles, a água presente no esqueleto do solo será submetida à pressão imposta pelo carregamento; logo, haverá um aumento na pressão neutra. Em um segundo instante, é visualizada a dissipação do excesso de pressão neutra, havendo aumento nas tensões efetivas. Para tempo igual a zero, a distribuição de tensões totais é determinada pelos parâmetros elásticos não-drenados. Desta forma, para o tempo tendendo ao infinito, a distribuição de tensões totais da-se através de parâmetros elásticos drenados. Esse comportamento peculiar dos solos foi conceituado como adensamento pelo engenheiro austríaco Karl von Terzaghi, em 1923. A compressibilidade é entendida como a

“propriedade que certos corpos possuem de mudar de forma ou volume quando aplicada forças externas” (VARGAS, 1977, p.243).

2.3.1.5.1 Teorias de Adensamento

Na literatura difundida sobre adensamento em solos moles, destacam-se dois enfoques: a teoria de adensamento multidimensional de Terzaghi-Rendulic (1923) e Biot (1941-1955). A primeira é também conhecida como pseudo-multidimensional.

Segundo Lima (1993), o desenvolvimento da teoria do Adensamento de Terzaghi baseia-se nas seguintes hipóteses:

- i. O solo está saturado;
- ii. Os grãos do solo e o fluido intersticial são incompressíveis;
- iii. O solo é homogêneo;
- iv. A drenagem é unidirecional (vertical);
- v. É válida a lei de Darcy para o escoamento do fluido intersticial;
- vi. As deformações são apenas verticais;
- vii. Os fenômenos observados para pequenas massas de solo são estendidos às grandes;
- viii. Certas propriedades do solo, como módulo oedométrico e permeabilidade, permanecem constantes durante o processo;
- ix. A tensão total permanece constante ao longo do tempo;
- x. Há uma relação linear entre as variações da tensão efetiva e do índice de vazios;
- xi. As deformações são pequenas.

As hipóteses de que as propriedades dos solos não variam no processo de adensamento e que o índice de vazios varia linearmente com as tensões efetivas não são verificadas. Tais hipóteses foram admitidas com a finalidade de simplificar a solução matemática.

A consideração de que o índice de vazios varia linearmente com as tensões efetivas possibilitou o desenvolvimento do parâmetro grau de adensamento. É possível associar o aumento da tensão efetiva com o desenvolvimento do recalque através do grau do adensamento (equação 6) (PINTO, 2009, p.207).

O grau de adensamento é definido como “a relação entre a deformação ocorrida num elemento (ϵ), num determinado tempo, e a

deformação desse elemento quando todo o processo de adensamento tiver ocorrido (ε_f)", (PINTO, 2006, p.207).

Ainda com base na hipótese da variação linear entre as tensões efetivas e os índices de vazios foram desenvolvidos os conceitos de coeficiente de compressibilidade e coeficiente de adensamento, equações (7) e (8) respectivamente.

$$U_v = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_i} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_1}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = \frac{u_i - u}{u_i} \quad (6)$$

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = - \left(\frac{e_2 - e_1}{\sigma'_2 - \sigma'_1} \right) = - \left(\frac{\Delta_e}{\Delta_{\sigma'}} \right) \quad (7)$$

$$c_v = \frac{k_v (1 + e_{v0})}{a_v \gamma_w} \quad (8)$$

Onde:

u_i = acréscimo de tensão efetiva até instante t_i ;

u = acréscimo total de tensão efetiva no final do adensamento;

Δe = variação do índice de vazios para instante t diferentes;

$\Delta \sigma'$ = aumento da pressão efetiva.

k_v = coeficiente de permeabilidade;

e = índice de vazios inicial para a tensão vertical efetiva in situ;

a_v = coeficiente de compressibilidade;

γ_w = peso específico da água.

De acordo com Pinto (2006) para o problema de adensamento unidimensional são considerados como condições limites: a existência de condições drenantes nas extremidades da amostra; e que a sobrepressão neutra inicial, constante ao longo de toda a altura, é igual ao acréscimo de pressão aplicada

Para fazer a estimativa da velocidade de desenvolvimento dos recalques, ou parte do recalque final, a Teoria do Adensamento de Terzaghi admite a equação (9).

$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (9)$$

Onde:

c_v = coeficiente de adensamento vertical;

t = tempo de interesse de desenvolvimento do recalque;

H_d = maior distância de percolação da água no solo.

Massad (2010) apresenta as expressões de Taylor como forma aproximada de determinar o tempo necessário para o desenvolvimento dos recalques. Faz-se necessário conhecer apenas a porcentagem de adensamento vertical conforme equações (10) e (11).

$$T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2 \text{ para } U_v < 60\% \quad (10)$$

$$T_v = -0,933 \log(1 - U_v) - 0,085 \text{ para } U_v > 60\% \quad (11)$$

Schiffman et al. (1969 apud LIMA1993, p.2) observou boas soluções para situações de campo com o uso da teoria de Terzaghi, mesmo contendo algumas hipóteses afastadas do comportamento mecânico dos solos.

Biot desenvolveu sua teoria de adensamento através de complexa solução numérica. O autor idealizou a solução considerando: solo homogêneo e isotrópico; comportamento elástico-linear; carregamento constante com tempo; condições de contorno e geometria simplificada; reversibilidade das relações tensão *versus* deformação; pequenas deformações; o fluxo do fluido através dos poros do meio obedece à lei de Darcy; grãos ou partículas sólidas indeformáveis; fluido incompressível; o princípio das tensões efetivas; o carregamento é aplicado instantaneamente. (CAVALCANTI, 2002, p.11).

Segundo Correia (1982 apud FONTENELLE, 1987, p.27) a teoria de Biot desenvolvida para meio elástico linear isotrópico foi expandida para casos de anisotropia e visco-elasticidade, incorporando o efeito *Mandel-Cryer*. Tal efeito ocorre em meio poroso submetido a carregamento externo constante, consistindo no “aumento de poropressões acima dos valores de carregamento inicial, sem que haja qualquer variação de volume local aparente” (FONTENELLE, 1987, p.27).

A resistência de uma argila é função do índice de vazios e do arranjo estrutural. Contudo, o comportamento tensão-deformação no carregamento axial depende da tensão confinante aplicada em relação à tensão de pré-adensamento (PINTO, 2009, p.296).

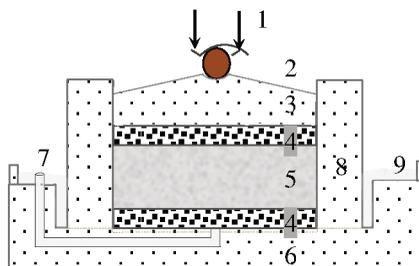
Ao realizar a coleta de amostras busca-se a conservação das características do solo em campo. Em laboratório, o ensaio de adensamento é afetado pela qualidade da amostra e seu eventual amolgamento. Pode-se conceituar o amolgamento como a mudança do arranjo estrutural das partículas do solo, causando o enfraquecimento da adesão das partículas. “Classificam-se cinco causas básicas de amolgamento: variação no estado de tensões efetivas, variações no teor de umidade e no índice de vazios, amolgamento da estrutura do solo, variação química, mistura e separação dos constituintes do solo” (HVORSLEV 1949 apud MONTEMEZZO, 2005, p.21).

Os ensaios de adensamento são classificados em: incrementais convencionais (adensamento convencional), incrementais contínuos e com velocidade controlada de deformação (CRS), (MOURA, 2004, p.5).

a) Ensaio de adensamento convencional

O ensaio de adensamento incremental, desenvolvido por Terzaghi e padronizado por Taylor (1942), trata de um processo lento e gradativo da aplicação de tensão vertical sobre uma amostra, de pequeno diâmetro, inundada. A aplicação incremental de tensão é feita através do acréscimo de peso sobre um equipamento composto por um sistema de alavanca, que permite a ação sobre a amostra de solo. O incremento de peso é feito de forma a duplicar a tensão aplicada na amostra, após o término do adensamento primário do estágio anterior. O adensamento ocorrido no solo está associado à drenagem da água presente na estrutura do solo. No Brasil o ensaio de adensamento convencional é preconizado pela NBR12007/1990. A norma descreve como objetivo do ensaio a determinação das propriedades de adensamento do solo, caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações, quando a amostra é lateralmente confinada e axialmente carregada. A Figura 11 apresenta a representação da célula de adensamento.

Figura 11 - Representação esquemática da célula de adensamento



Fonte: Adaptado da NBR12007/1990

Nota: 1 - Carregamentos; 2 - Esfera; 3 - Top Cap; 4 - Pedra porosa; 5 - Corpo de prova; 6 - Suporte inferior; 7 - Drenagem vertical; 8 - Suporte lateral; 9 - Controle da drenagem.

Os principais parâmetros obtidos no ensaio de adensamento são: tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c), índice de expansão (C_s) e coeficiente de adensamento vertical (c_v).

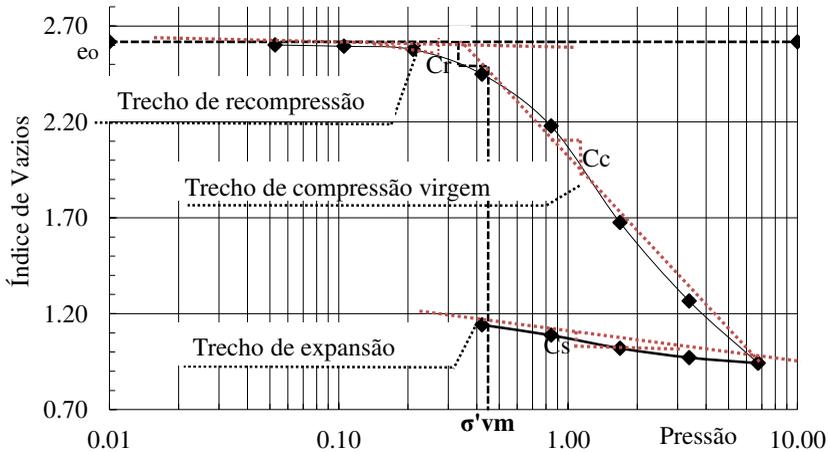
Dentre os resultados obtidos com o ensaio de adensamento, destaca-se a pressão de pré-adensamento explicada por Terzaghi (1941, apud VARGAS 1977, p.265) como:

“Ligação rígida entre as partículas pelo filme de água adsorvida, solidificada em torno das mesmas. Durante a sedimentação natural, como essa é muito lenta e por acréscimos de carga extremamente pequenos, tal ligação é mantida. Retirada a amostra do solo, manter-se-ia com pequena expansão, tal ligação. Entretanto ao ser carregado, agora de maneira bem mais violenta que na natureza, a ligação entre as partículas só poderia suportar pressões até o limite já suportado. As pressões superiores quebrariam as ligações intergranulares e o solo, fluidificado, se comprimiria segundo a reta virgem. Por essa concepção a pressão de pré-adensamento seria semelhante ao “ponto de escoamento” dos aços, quando esses passam a deformar-se plasticamente”.

Através da determinação da tensão de pré-adensamento verifica-se a razão de pré-adensamento (OCR), dado pela relação entre a

tensão de pré-adensamento com a tensão efetiva atuante. Na Figura 12 está representado o índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c), índice de expansão (C_s) e a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}).

Figura 12 - Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão



Fonte: Modificado de Almeida e Marques (2010)

De acordo com Caputo (1988), a determinação do OCR, equação (12), permite um reconhecimento de grande interesse prático, uma vez que estima o comportamento das argilas.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \quad (12)$$

Onde:

σ'_{vm} = tensão de pré-adensamento;

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva in situ atual.

O autor destaca três casos:

- i. Se $\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$, a camada argilosa é dita normalmente adensada.
- ii. Se $\sigma'_{vm} > \sigma'_{vo}$, é porque o solo já esteve sujeito a cargas maiores do que as atuais estando pré-adensado.

- iii. Se $\sigma'_{vm} < \sigma'_{vo}$, trata-se de um solo que ainda não atingiu as suas condições de equilíbrio e, portanto, ainda não terminou de adensar sob o próprio peso da terra. Tem-se, assim, o caso de um solo parcialmente adensado.

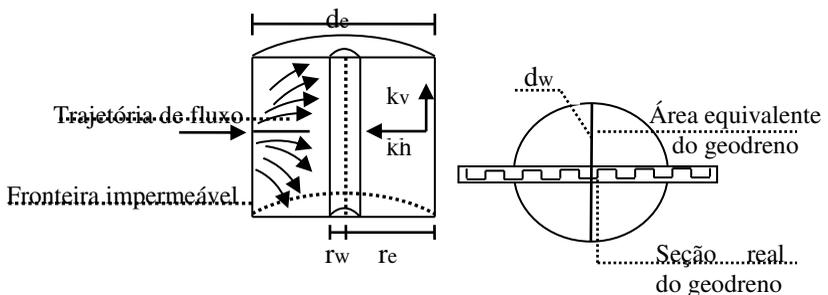
Holtz e Kovacs (1973) apontam, como fatores originadores de pré-adensamento em solos sedimentares, as ocorrências de:

- i. Erosão superficial com conseqüente alívio de tensões verticais atuantes.
- ii. Variação do nível de água causando acréscimo de tensões efetiva no interior das camadas.
- iii. Ressecamento do solo causado por variações do nível de água próximo à superfície de uma crosta pré-adensada.
- iv. Adensamento secundário, também conhecido como fluência que, por sua vez, provoca o envelhecimento da argila.
- v. Ações antrópicas, comuns de engenharia.

2.3.1.5.2 Teoria de Adensamento de Barron

A teoria de Barron (1948) é admitida como expansão da teoria de adensamento de Terzaghi. Barron desenvolveu sua teoria de adensamento idealizando drenos verticais de areia, posicionados em camadas compressíveis de solo, cujo espaçamento permitisse caminhos de drenagem horizontal inferiores aos caminhos de drenagem vertical (BEDESCHI, 2004, p. 19) (Figura 13).

Figura 13 - Área de influência do dreno e detalhe da célula unitária



Fonte: Modificado de Almeida e Marques (2010)

Segundo Bedeschi (2004), a teoria de Barron considera duas condições extremas de deformações verticais, conforme itens:

- i. Deformações verticais iguais (*equalstrain*): considera-se que as cargas distribuídas na superfície não são uniformes ao longo do processo de adensamento. As deformações verticais são consideradas iguais e uniformes durante o processo de adensamento.
- ii. Deformações verticais livres: admitem-se deformações verticais desuniformes e que a carga distribuída na superfície permanece constante.

Considerando a hipótese de deformações verticais iguais Barron obteve o grau de adensamento radial através da equação (13):

$$U_h = 1 - e^{-\left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{8T_h}{F_{(n)}} \right] \end{array} \right\}} \quad (13)$$

Sendo definido:

$$T_h = \frac{c_h t}{d_e^2} \quad (14)$$

$$F_{(n)} = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right) \cong \ln(n) - 0,75 \quad (15)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (16)$$

Onde:

c_h = coeficiente de adensamento horizontal;

t = tempo de interesse de desenvolvimento do recalque;

d_e = diâmetro de influência de um dreno;

d_w = diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular;

T_h = fator tempo para drenagem horizontal;

$F_{(n)}$ = função da densidade de drenos.

A eficiência dos geodrenos é afetada diretamente pelo amolgamento do solo durante o processo de cravação. A consideração do amolgamento da argila, no entorno do geodreno, da-se somando ao fator $F(n)$, equação (15), o fator F_s dado pela equação(17).

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k'_h} - 1 \right) \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) \quad (17)$$

Sendo definido:

$$d_s = 2 \left(\sqrt{\frac{4}{\pi} w \cdot l} \right) \quad (18)$$

Onde:

$kh/k'h$ = razão entre a permeabilidade horizontal das áreas não amolgada e amolgada;

d_s = diâmetro da área afetada pelo amolgamento;

d_w = diâmetro equivalente de um geodreno;

w = comprimento do mandril de cravação;

l = largura do mandril de cravação.

Segundo Almeida e Marques (2010), quando utilizado drenos verticais, em camadas de solos compressíveis menores que 10m, deve-se considerar drenagem combinada (drenagem radial e vertical) utilizando a teoria de adensamento de Carrillo (1942). Nesta, a porcentagem média de adensamento combinada é dada pela equação (19).

$$(1 - U) = (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (19)$$

Onde:

U = grau de adensamento global;

U_v = grau de adensamento devido ao fluxo vertical;

U_h = grau de adensamento devido ao fluxo horizontal.

2.3.1.6 Sondagens a percussão - SPT

O ensaio de sondagem à percussão (SPT) consiste na “perfuração e cravação dinâmica de amostrador-padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como da observação do nível do lençol freático” (NBR 6484, 2001, p.2). No Brasil o ensaio é preconizado pela NBR 6484/2001.

A cravação do amostrador padrão é realizada com golpes sucessivos de martelo de massa de 65kg, com altura de queda de 75cm sobre amostrador padrão bipartido. O solo coletado no amostrador padrão bipartido é identificado e utilizado para determinar a estratigrafia do terreno, com informações quanto à constituição e espessuras das camadas, através da descrição de testemunhos.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) os principais fatores que influenciam no resultado das sondagens são a técnica de escavação, os equipamentos utilizados e o procedimento de ensaio realizado. Os autores afirmam que a técnica aplicada é o fator mais importante, atentando-se aos fatos: da perfuração ser revestida e não preenchida totalmente com água; do uso de bentonita; do revestimento ser cravado além do limite de cravação; do ensaio ser executado dentro da região revestida. A interferência do equipamento ocorre quanto a energia transferida ao amostrador durante o processo de cravação, atentando-se aos elementos: martelo – energia transferida pelos diferentes mecanismos de levantamento e liberação para queda; massa do martelo e uso de cepo de madeira no martelo; hastes – peso e rigidez, comprimento; perda de energia nos acoplamentos; uso de válvula; uso de revestimento plástico interno.

Deve-se atentar às condições do solo que influenciam na resistência à penetração. Ao iniciar a penetração do amostrador, a resistência oferecida pelo solo inicialmente é oriunda do atrito nas superfícies externas e internas da base. Em decorrência da energia dos golpes aplicados no martelo, é gerado um excesso de pressões neutras que será dissipada com velocidade que depende da permeabilidade do solo (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012, p.31).

A resistência à penetração é função da resistência não drenada do solo decorrente da plasticidade, sensibilidade e fissuração da argila. Calcula-se o valor da resistência não drenada conforme equação (20).

$$Su = \frac{Fe - \gamma LAb}{(NcAb + \alpha Al)} \quad (20)$$

Sendo definido:

$$Fe = \left(\frac{E_{amostrador}}{\Delta \rho} \right) \left(\frac{1}{v} \right) \quad (21)$$

Onde:

Fe = força de reação do amostrador;

Ab = $(de^2 - di^2)/\pi 4$;

Al = $(de\pi + di\pi)l$;

Su = resistência não drenada;

Nc = $3,90 + 1,33 \ln (Ir)$;

γ = peso específico natural do solo;

L = profundidade do ensaio;

α = adesão do solo;

E amostrador = energia potencial gravitacional do sistema;

$\Delta \rho$ = penetração permanente do amostrador no solo.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) abordam-se os resultados dos ensaios SPT através da aplicação de métodos indiretos ou diretos. Os métodos indiretos consistem na utilização dos resultados do ensaio para estimar parâmetros geotécnicos dos solos; os diretos utilizam os resultados do ensaio de sondagem sem uso de parâmetros intermediário (previsão da capacidade de carga, recalques de um elemento de fundação).

2.3.1.7 Ensaio de Piezocone - CPTu

Os ensaios de piezocone (CPTu) possuem aplicabilidade em campo similar ao SPT, frente à determinação do perfil estratigráfico dos solos, de parâmetros geotécnicos e da espessura das camadas de solo no perfil.

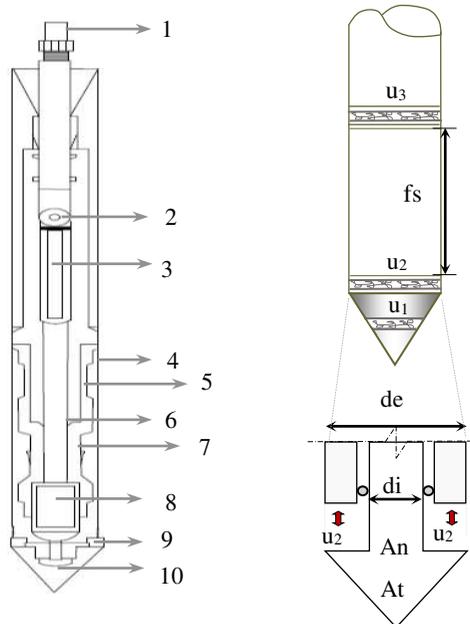
Em síntese, o ensaio de piezocone consiste na cravação, de uma haste padrão de 1m de comprimento, operada hidraulicamente, na qual está acoplada uma ponteira cônica que mede a resistência de ponta (q_c), as poropressões geradas e o atrito lateral. A aparelhagem padrão consiste em: luva de atrito, tubos externos, hastes internas, sistema de

medição dos esforços, equipamento de cravação, sistema de reação, cone.

A posição do elemento filtrante, que mede as poropressões geradas pode estar na face do cone (u_1), na base do cone (u_2) ou acima da base do cone (u_3). A escolha da posição do elemento filtrante na ponteira cônica, Figura 14, é função da aplicação posterior dos dados de poropressão (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012, p.69).

A cravação da ponteira no solo é realizada com velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é, em geral, 10cm², podendo chegar a seção transversal maior de 15cm², para equipamentos mais robustos. A seção de 5cm², ou menor, são compatíveis a condições especiais. Pode-se apontar como vantagens do ensaio CPTu: o registro contínuo da resistência a penetração, a eliminação da influência do operador nos parâmetros medidos, maior rapidez de execução do ensaio e, conseqüentemente, maior produtividade (FERREIRA; MACHADO, 2003, p.4 e SCHNAID e ODEBRECHT, 2012, p.68).

Figura 14 - Posição dos elementos filtrante na ponteira cônica



Fonte: Adaptado de Grando (2015)

Nota: 1 - Cabo; 2 - Acelerômetro; 3 - Inclinômetro; 4 - Luva de atrito; 5 - “*Strain Gauges*” da célula de carga de fs; 6 - Sensor de temperatura; 7 - “*Strain Gauges*” da célula de carga de qc; 8 - Transdutor de poropressão; 9 - Elemento filtrante medidor de poropressão; 10 - Cone de 60°.

A resistência de ponta (qc) e o atrito lateral (fs) medidos no ensaio de piezocone devem ser corrigidos conforme equação (22) e (23).

$$q_t = q_c + (1-a)u_2 \quad (22)$$

$$f_t = f_s - \frac{u_2 A_{st}}{Al} + \frac{u_3 A_{st}}{Al} \quad (23)$$

Onde:

q_t = resistência real mobilizada no ensaio;

q_c = resistência de ponta;

$a = AN/AT$;

u_2 = pressões neutras medidas na base do cone.

f_t = atrito lateral corrigido;

A_{sb} = área da base;

A_{st} = área do topo da luva de atrito;

Al = área lateral da luva de atrito;

u_2 = pressões neutras medidas na base do cone;

u_3 = pressões neutras medidas na luva de atrito;

f_s = atrito lateral.

De acordo com Lunne et al. (1997 apud ALMEIDA E MARQUES 2010), o ensaio de piezocone permite determinar os parâmetros:

- i. Resistência ao cisalhamento não drenada (S_u);
- ii. Razão de pré-adensamento (OCR);
- iii. Coeficiente de adensamento (ch e cv);
- iv. Módulo oedométrico, E_{od} ;
- v. Permeabilidade do solo (k_h e k_v);
- vi. Coeficiente de empuxo no repouso (ko);
- vii. Sensibilidade (St);
- viii. Módulo de Young (E_u);
- ix. Parâmetros efetivos (c' e ϕ');

x. Módulo cisalhante máximo (Gmáx).

As tensões de pré-adensamento transcrevem informações importantes quanto ao histórico de tensões dos depósitos de solos moles. Estas podem ser determinadas pelas equações (24) ou (25), pautando-se nos resultados obtidos no ensaio de CPTu.

$$\sigma'_{vm} = K_1 (q_t - \sigma'_{vo}) \quad (24)$$

$$\sigma'_{vm} = K_2 (q_t - u_2) \quad (25)$$

Onde:

σ_{vo} = tensão efetiva vertical *in situ*;

q_t = resistência de ponta;

u_2 = poropressão medida na base do cone;

k_1 e k_2 =

Ao carregar depósitos de solos moles com pressões abaixo da pressão de pré-adensamento do solo, as deformações serão, em geral, reversíveis e de magnitude considerada pequena. Para aplicação de pressões maiores do que a pressão de adensamento haverá deformações plásticas, irreversíveis e de magnitude considerável (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012, p.91).

Na carta de classificação do comportamento dos solos de Robertson (1990), (Figura 15), é considerado as grandezas Q_t e F_r normalizadas, equações (26) e (27) (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012, p.86).

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo} - u_o} \quad (26)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100\% \quad (27)$$

Onde:

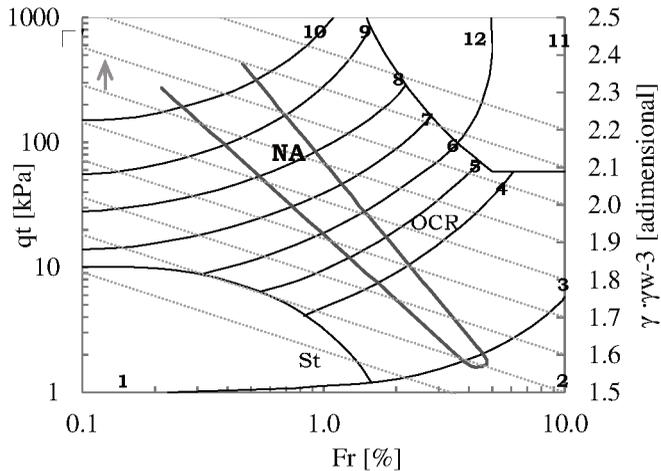
q_t = resistência real mobilizada no ensaio;

f_s = atrito lateral;

σ_{vo} = tensão vertical;

u_o = pressões hidrostáticas.

Figura 15 - Ábaco de identificação do comportamento típico de solos



Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012 apud ROBERTSON 1990)

Nota: 1 - Solo fino sensível; 2 - Solo orgânico e turfas; 3 - Argilas/argilas saturadas; 4 - Argila siltosa/silte argiloso; 5 - Siltes arenosos/areias siltsas; 6 - Areias limpas/areias siltsas; 7 - Areias com pedregulhos/areias; 8 - Areias/areias limpas; 9 - Areias finas rígidas.

A classificação de Robertson deve ser utilizada como guia para análise do comportamento do tipo de solo e não como meio de classificação granulométrica (DANZIGER, 1990, p.135).

Os parâmetros determinados com ensaios CPTu permitem estimar para argilas a resistência não drenada, conforme a equação(28), considerando um fator de capacidade de carga Nkt.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (28)$$

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), as argilas normalmente adensadas e ligeiramente pré-adensadas, de alta plasticidade, apresentam os valores de Nkt na faixa de 12 e 15, havendo ocorrências na faixa de 10 e 20. São comumente utilizados os valores citados como referência para estimar os valores de Su para todo o perfil de solo compressível.

Durante a realização do ensaio de CPTu é possível determinar o coeficiente de adensamento horizontal (c_h), expresso na equação (29), através do ensaio de dissipação. O ensaio consiste na interrupção da cravação do piezocone, em profundidades de interesse, medindo-se o tempo necessário para dissipar as poropressões geradas devido a cravação do cone.

$$c_h = \frac{T^* r^2 \sqrt{I_r}}{t_i} \quad (29)$$

Onde:

T^* = fator tempo em função da porcentagem de dissipação;

r = raio médio do piezocone;

t_i = tempo de dissipação;

I_r = índice de rigidez (G/Su).

Pautando-se nos métodos de expansão de cavidade e trajetória de deformações de Baligh et al. (1986) os autores Schnaid e Odebrecht (2012) explicam o campo de tensões e poropressões mobilizados ao redor do piezocone, em duas etapas: “primeiramente, calcula-se a distribuição de pressões neutras geradas pela penetração de um elemento cônico em um meio elastoplástico homogêneo e isotrópico; o segundo estágio assume essas poropressões como valores iniciais da teoria de adensamento de Terzaghi, calculando-se a dissipação ao redor de um cone estacionário”.

2.3.2 Método de Análise

2.3.2.1 Deformações verticais

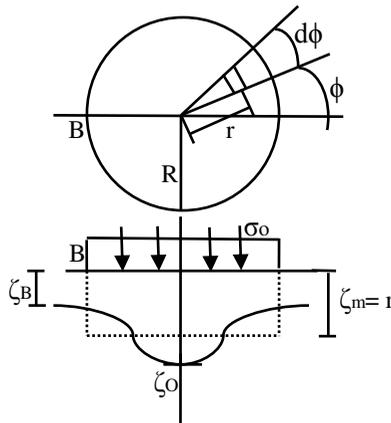
Vargas (1977) conceitua recalque como uma deformação vertical positiva de uma superfície qualquer delimitada no terreno. Para Almeida e Marques (2010), usualmente dividem-se os recalques em imediatos (ocorrendo mudança de forma sem mudança de volume do solo), recalques por adensamento primário (decorrentes da saída de água do solo) e recalque por compressão secundária (oriundos da fluência do solo).

a) Recalques imediatos

Para a estimativa dos recalques imediatos utilizam-se as fórmulas de Teoria de Elasticidade. Porém Vargas (1977) adverte quanto ao comportamento não elástico dos solos, tendo em vista que, cessada a aplicação das tensões no solo, as deformações não voltam a zero, mesmo havendo certa proporcionalidade entre tensões e deformações.

Para o cálculo do recalque, Vargas (1977) demonstra a integração da equação de Boussinesq, desenvolvida para deformações verticais da superfície de um semi-espaço carregado por uma carga puntiforme. A Figura 16 expõe graficamente as variáveis presentes nas equações (30) e (31), sendo, respectivamente, o recalque no centro e no bordo do círculo.

Figura 16 - Recalque de uma placa circular



Fonte: Adaptado Vargas (1977)

$$\zeta_0 = 2\sigma_0 R \frac{1-\mu^2}{E} \quad (30)$$

$$\zeta_B = \frac{2}{\psi} \zeta_0 \quad (31)$$

O valor médio do recalque da placa é dado pela equação (32).

$$\zeta_m = 0,85\zeta_o = 1,7 \frac{\sigma_o R}{E} (1 - \mu^2) = r \quad (32)$$

Onde:

σ_o = carga aplicada uniformemente distribuída;

R = raio da placa circular;

μ = coeficiente de Poisson;

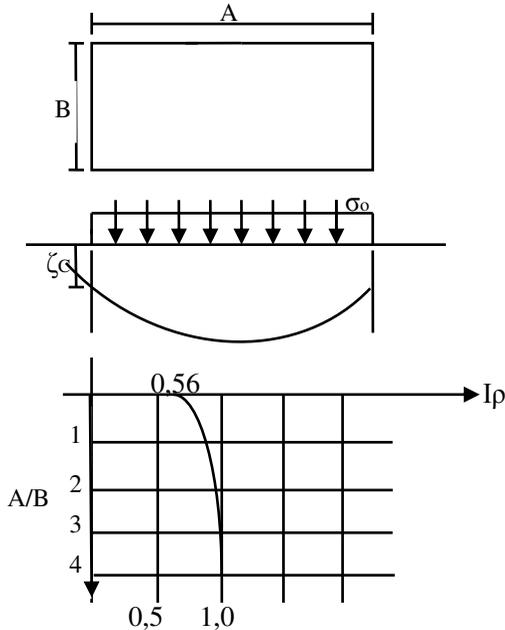
E = módulo de deformabilidade;

ζ_o = recalque no centro da placa.

Para placas retangulares, determina-se o recalque através da equação (33). O I_p pode ser determinada através Figura 17

$$\zeta_c = \sigma_o B \frac{1 - \mu^2}{E} I_p \quad (33)$$

Figura 17 - Recalques no bordo de uma placa retangular



Fonte: Adaptado de Vargis (1977)

Segundo VARGAS (1977), “para calcular o recalque, no centro de uma placa retangular de largura 2B e comprimento 2A, bastará multiplicar por quatro o recalque, no canto de uma placa de largura B e o comprimento A, considerando esse centro como os cantos de quatro placas idealmente justapostas”.

b) Recalques por adensamento primário

Os recalques por adensamento primário são decorrentes do escoamento da água ao aplicar uma força de compressão no solo, ocorrendo a diminuição do índice de vazios e , consequentemente, do volume dos poros. Para solos pré-adensados ($\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v < \sigma'_{vm}$), utiliza-se a equação (34) para solos em adensamento ($\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v > \sigma'_{vm}$), pela equação (35).

$$\Delta_h = \frac{h_{arg} C_r}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (34)$$

$$\Delta_h = h_{arg} \left[\frac{C_r}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (35)$$

Onde:

h_{arg} = espessura da camada de argila;

C_r = índice de recompressão;

C_c = índice de compressão;

σ'_{vm} = tensão pré-adensamento;

σ'_{vo} = tensão efetiva vertical *in situ*;

e_o = índice de vazios *in situ* para a profundidade de interesse;

$\Delta\sigma_v$ = acréscimo de pressão vertical oriunda das cargas externas.

A tensão de pré-adensamento, o índice de vazios iniciais e os índices de recompressão e compressão são determinados através do ensaio de adensamento (Figura 12).

c) Recalques por adensamento secundário

Os recalques por compressão secundária dão-se ao fim das deformações verticais oriundas do adensamento primário. Relaciona-se o adensamento secundário ao efeito da fluência do solo. A fluência é

decorrente de deformações viscoelásticas. A previsão do recalque é dada pela equação (36).

$$\frac{\Delta h_{\text{sec}}}{h_{\text{arg}}} = 0,15 \frac{C_c}{1 + e_o} \quad (36)$$

Onde:

C_c = índice de compressão;

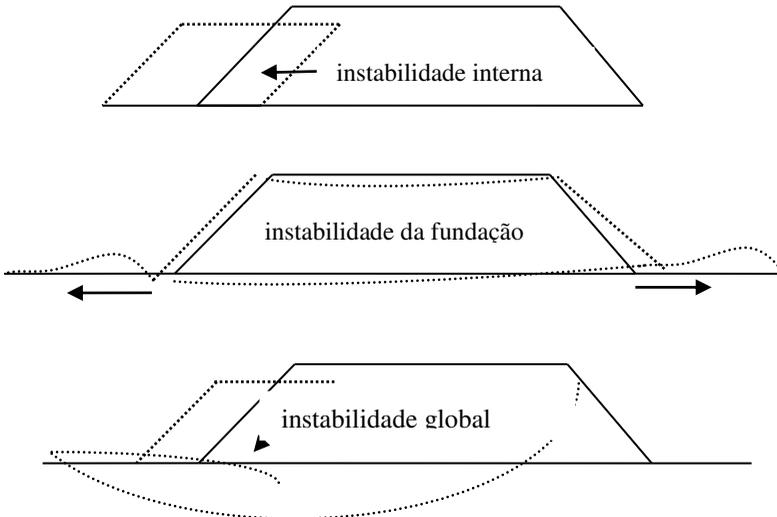
e_o = índice de vazios *in situ* para a profundidade de interesse;

h_{arg} = espessura da camada de argila.

2.3.2.2 Estabilidade de aterros sobre solos moles

As análises de estabilidade de aterros sobre solos moles envolvem o estudo dos modos de ruptura do aterro. Almeida e Marques (2010) apontam a possibilidade de rupturas devido a instabilidade interna (aterro), a instabilidade externa (fundação) e a instabilidade global (aterro e fundação), conforme a Figura 18.

Figura 18 - Modos de ruptura de aterros sem reforço



Fonte: Modificado de Almeida e Marques (2010)

Oliveira (2006, p.164) relaciona os modos de ruptura em camadas de argila mole com as categorias de ruptura de aterros reforçados sobre argila mole, conforme os itens:

- i. A instabilidade generalizada ocorre pelo modo de colapso, já que há a necessidade de ruptura do reforço que ocorre de forma brusca, reduzindo as forças resistentes abruptamente.
- ii. A instabilidade interna envolve a ruptura do material do aterro que normalmente não apresenta relaxação de tensões importante, e ocorre pelo modo de grande deslocamento, deslizamento relativo ou plastificação, quando a sollicitação se aproxima da resistência ao cisalhamento disponível, à medida que o aterro é elevado, ou eventualmente pelo modo de colapso, caso o incremento de tensão de uma camada, executada muito espessa e muito rapidamente por exemplo, eleve a sollicitação muito acima da resistência ao cisalhamento disponível.
- iii. A instabilidade de fundação de argilas moles tende a ocorrer pelo modo de grande deslocamento, deslizamento relativo ou plastificação, já que estes materiais são suscetíveis à relaxação de tensões e apresentam curvas tensão-deformação sem mudanças bruscas de curvatura. A instabilidade da fundação implica em que o reforço esteja íntegro, evitando o mecanismo de colapso.

Filho e Virgili (1998 apud SCOZ OLIVEIRA, 2006) classificam os métodos de análise de estabilidade de taludes em métodos analíticos, métodos experimentais e métodos observacionais. Os métodos analíticos são fundamentados na teoria do equilíbrio-limite e em modelos matemáticos de tensão e deformação; os experimentais são baseados em modelos físicos de diferentes escalas; os métodos observacionais consistem na análise de ruptura baseada em estudos de casos anteriores - retroanálises, ábacos de projetos, opinião de especialistas.

a) Métodos de análise de estabilidade para aterros reforçados que empregam fatias

“Este grupo de métodos discretiza a massa de solo envolvida por uma superfície de cisalhamento a qual se deseja verificar o fator de segurança, por meio de fatias verticais” (OLIVEIRA, 2006, p.321). Analisa-se o equilíbrio entre forças cisalhantes e resistentes em cada

fatia da massa de solo delimitada pela superfície de deslizamento. Faz-se por tentativas a determinação da superfície de cisalhamento com menor fator de segurança. A aplicação do método das fatias “é particularmente apropriada para geometrias de aterro e perfis geotécnicos complexos, pois toda a gama de variação pode ser objetiva e precisamente considerada” (OLIVEIRA, 2006, p.321). Dentre os vários métodos de análise que empregam fatias destacam-se Taylor (1949), Bishop (1955), Janbu (1973), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1977) e Sarma (1973).

A Tabela 3 apresenta um resumo de métodos de estabilidade com respectivas geometrias de ruptura e dinâmica do processo.

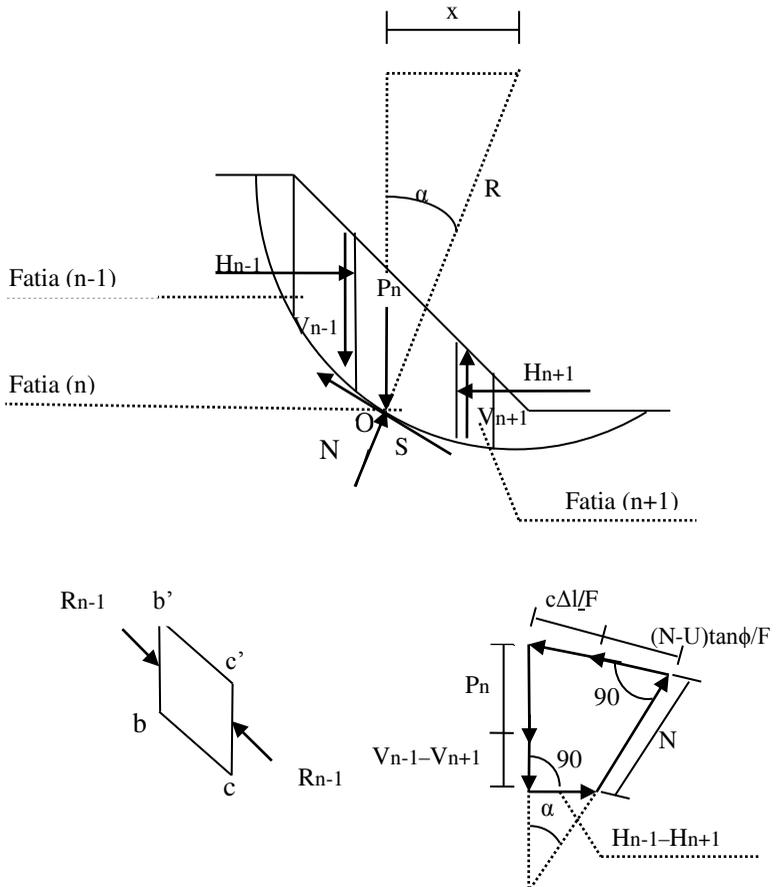
Tabela 3 - Métodos de análises de estabilidade e tipos de rupturas

Métodos de Análises de Estabilidade			
Tipo	Nome	Geometria de Ruptura	Dinâmica do processo
Equilíbrio Limite	Espiral Logarítmica	Ruptura Espiral	Não condicionado por estruturas reliquiarias
	Taylor	Ruptura Circulares	
	Fellenius		
	Bishop		
	Spencer		
	Tridimensional		
	Janbu	Rupturas não circulares	
Morgestern e Price			
Elementos Finitos			
Análise Limite	Diferenças Finitas	Tombamento/Queda de blocos	
	Multiblocos		
Equilíbrio Limite	Planar	1 plano	Condicionantes por estruturas reliquiarias
	Biplanar, em cunha	2 planos	
	Multiplanar	vários planos	

Fonte: Adaptado de Filho e Virgili (1988 apud SCOZ OLIVEIRA 2006)

O método de Bishop simplificado (1955) analisa o equilíbrio limite em seções do solo. Neste método, há identificação da cunha de escorregamento através de sua divisão em fatias de tamanho variados. A análise realizada por intermédio deste método trata da modificação do método de Fellenius, sendo averiguadas as reações entre as fatias vizinhas (Figura 19). O método Fellenius decorre de uma superestimação do fator de segurança, na ordem de 15% em relação ao de Bishop, fornecendo um valor conservador.

Figura 19 - Distribuição de forças em uma fatia de solo (n)



Fonte: Adaptado de Pereira (2013)

Onde:

P_n = peso da fatia;

S = resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura que corta a fatia n ;

N = reação normal do solo subjacente a área;

U = pressão neutra;

Δl = tamanho da base da fatia;

c = coesão do solo;

φ = ângulo de atrito do solo;

R_{n-1} e R_{n+1} = reações das fatias vizinhas;

H_{n-1} e H_{n+1} = componentes horizontais das reações das fatias vizinhas;

α = ângulo entre a base da fatia e a horizontal. Consideram-se positivos os ângulos correspondentes a fatias ativas e negativos a fatias passivas.

Com base no polígono de forças é possível obter o fator de segurança conforme equação (37):

$$F_s = \frac{1}{\sum P_n \sin \alpha} \frac{\left[\left[P_n + (V_n - 1) - (V_n + 1) - U \cos \alpha \right] \tan \varphi + c \Delta l \cos \alpha \right]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha + \tan \varphi}{F}} \quad (37)$$

2.3.2.3 Técnicas construtivas

Dentre os fatores pertinentes á escolha do método construtivo de aterros sobre solos moles, destacam-se as características geotécnicas dos depósitos, prazos construtivos, custos envolvidos, local de implantação do aterro e respectivas áreas circundantes (ALMEIDA e MARQUES, 2010, p.31).

A NBR 12553/2003 define geossintéticos como “produtos poliméricos (sintéticos ou naturais), industrializados, desenvolvidos para utilização em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções, dentre as quais destacam-se: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial”.

A Tabela 4 apresenta alguns tipos de geossintéticos com suas respectivas funções. Observa-se que a utilização de alguns geossintéticos são em técnicas de reforço e outras em técnicas de melhoramento de características físicas do solo.

Tabela 4 - Tipos de geossintéticos e suas principais funções

Tipo de Geossintético	Função característica					
	R.	S.	D.	F.	P.	B.
Geotêxtil tecido	x	x	x		x	
Geotêxtil não-tecido	x	x	x		x	
Geogrelha	x					
Georede			x			
Geodrenos			x			
Geomembranas		x	x	x		x
Geocélulas	x				x	
Geocompostos	x		x	x	x	x

Fonte: Adaptado de Antunes (2008 apud BARBOSA, 2010)

Nota: R - Reforço; S - Separação; D - Drenagem; F - Filtração; P - Proteção; B - Barreira.

As técnicas de reforço constituem na introdução de geossintéticos, ou similares, na massa de solo a fim de promover a adequação da capacidade de resistência do solo a esforços externos/internos e, conseqüentemente, a diminuir a deformabilidade do solo. Ao implementar reforços, há um melhoramento essencialmente estrutural, atuando no comportamento global, uma vez que parte dos esforços será transferido aos elementos de reforços. Desta forma, não há propriamente um melhoramento das propriedades/parâmetros físicos, como ocorre no uso de geodrenos, sobrecargas e demais técnicas construtivas (BORGES, 1995, p.20).

A Tabela 5 sintetiza alguns métodos construtivos, relacionando-os aos recalques no solo de fundação e/ou à estabilização do aterro.

Tabela 5 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles

Métodos Construtivos	Tratamento
Aterro reforçado	Estabilidade
Bermas laterais e reforço	
Construção em etapas	
Redução da altura do aterro	
Aterros leves	
Colunas de brita convencionais e encamisadas	
Colunas de solo estabilizado	

Continuação Tabela 5 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles

Aterro sobre estacas	Estabilidade
Substituição parcial	
Substituição total	Estabilidade e recalques
Pré-carregamento por vácuo	
Drenos verticais de areia ou geodrenos	Recalques
Drenos verticais parciais	
Sobrecarga temporária	

Fonte: Modificado de Leroueil (1997 apud ALMEIDA E MARQUES, 2010)

Os geodrenos são geossintéticos incorporados na camada de solo de fundação para facilitar a percolação da água contida no solo. A água retirada das camadas de solos moles é direcionada a pontos drenantes, posicionados na base do aterro. Geralmente os pontos drenantes fazem referência à construção de um colchão drenante feito com material de alta permeabilidade, como areia. Como resultado final da retirada da água, há a aceleração dos recalques, ocorrendo a mudança de direção de percolação de preferencial vertical para preferencialmente radial. Os geodrenos são pré-fabricados em forma de canaletas com núcleo de plástico envolto em um filtro de geossintético não tecido de baixa gramatura (ALMEIDA e MARQUES, 2010, p.38). Os filtros de geossintéticos evitam a colmatação dos drenos. A disposição dos geodrenos é feita verticalmente no solo de fundação distanciando-os de acordo com área de influência dos drenos.

O uso de geodrenos viabiliza a consolidação hidrodinâmica com drásticas reduções no tempo total da consolidação primária. Contudo, sua eficácia é reduzida em solos com elevado teor de matéria orgânica e em casos de grandes deformações por fluência (BORGES, 1995, p.20).

De acordo com a NBR 12553/2003, geogrelhas são “estruturas planas em forma de grelha constituída por elementos com função predominante de resistência a tração”.

A interação entre solo e geogrelha é analisada no âmbito da resistência ao arranchamento. A resistência ao arranchamento tem duas componentes: a resistência de interface e a resistência passiva do solo aos elementos transversais. Sendo a resistência de interface função do atrito e adesão desenvolvidos entre o elemento de reforço e o solo (TEIXEIRA, 2003, p.21).

“O atrito de interface entre solo e geogrelha depende do tipo de solo e da rugosidade da geogrelha, enquanto a contribuição da resistência passiva do solo aos elementos transversais depende de muitos fatores como a tensão de confinamento, geometria da geogrelha e da relação de diâmetros (a razão entre o tamanho médio dos grãos do solo e o tamanho das aberturas da geogrelha)”, (TEIXEIRA, 2003, p.23).

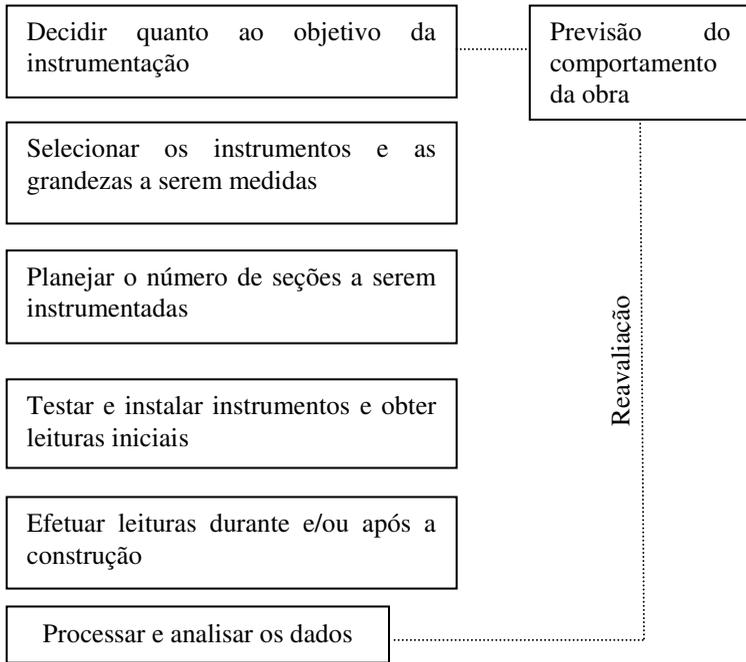
Todos os de geossintéticos devem possuir eficácia e funcionalidade ao longo da vida útil da obra, assim como devem apresentar resistência mecânica para resistirem a solicitações durante operações de manuseio, armazenamento e instalação do elemento.

2.3.3 Instrumentação geotécnica

O comportamento de aterros sobre solos moles frente às deformações e velocidade de adensamento deve ser acompanhado por instrumentação geotécnica. Esta abrange um programa de observação em que consta “a escolha do tipo e a quantidade de instrumentos a serem utilizados, sua localização e instalação, aquisição de dados e análise, e a interpretação dos resultados” (DNER, 1990, p.146).

O programa de observação é realizado em fases (Figura 20), que custeiam no máximo 3% do custo total da construção (DNER, 1990, p.147).

Figura 20 - Programa de observações



Fonte: DNER (1990)

A localização, quantidade de cada equipamento e o tipo devem ser analisado para cada caso específico. Na Tabela 6, destacam-se alguns instrumentos frequentemente utilizados.

Tabela 6 - Instrumentos para o programa de monitoramento

Instrumento	Função
Piezômetro Casagrande	Medir poropressões na massa de solo de fundação e em aterros. Tal instrumento permite medir a posição do nível de água em seu interior, calculando-se a altura da coluna de água sobre a ponta porosa
Placas de recalques	Medição de recalques na base de aterros através da diferença do nivelamento da semiesfera situada na extremidade da haste normal a placa

Continuação Tabela 6 - Instrumentos para o programa de monitoramento

Marcos superficiais	São pontos de referência instalados na superfície do terreno natural ou sobre o aterro, de forma a permitir seu nivelamento e a conseqüente observação de deslocamentos verticais do solo
Inclinômetros	Permite observação linear e contínua de deslocamentos horizontais ao longo da profundidade, e tem um papel preponderante no tocante a detecção de instabilidade em taludes

Fonte: DNER (1990)

Peck e Terzaghi et al. (1967 apud DNER, 1990, p.148) apresentam, como escopo da instrumentação, os itens:

- i. Detecção de perigo iminente;
- ii. Obtenção de informações vitais durante a construção;
- iii. Avaliação do comportamento de medidas corretivas (por exemplo, reforço de fundação);
- iv. Melhoria do método construtivo;
- v. Acumulação de experiência local;
- vi. Prova judicial;
- vii. Avaliação de modelos matemáticos e de mecanismos de comportamento.

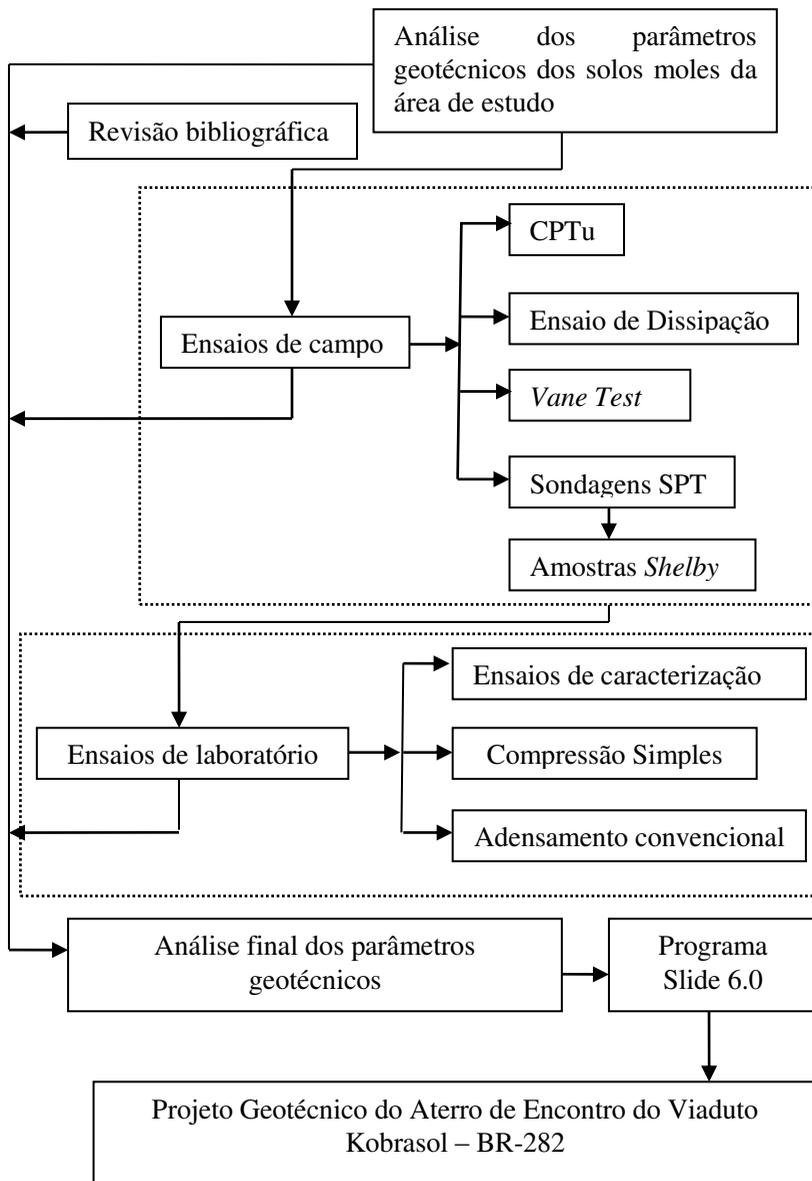
3 METODOLOGIA

Neste capítulo descreve-se sobre os processos metodológicos aplicados durante o desenvolvimento do Projeto Geotécnico do Aterro de Encontro do Viaduto Kobrasol na BR-282. Fez-se a utilização do programa Slide 6.0 para averiguação do fator de segurança crítico do aterro reforçado dimensionado. Este programa é de propriedade da empresa Rocscience Inc. – Toronto – Canadá. O programa permite escolher o método de análise de estabilidade de taludes a ser aplicado, assim como o tipo de superfície de ruptura.

3.1 PROCEDIMENTOS DE PESQUISA

Os procedimentos de pesquisa realizados no presente trabalho estão na Figura 21. Foram realizados ensaios de campo por empresas especializadas. Os ensaios de laboratório foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade de Federal de Santa Catarina. Ressalta-se que os ensaios de campo necessitam de complementação de ensaios de laboratório para que haja calibração dos parâmetros averiguados.

Figura 21 - Estruturação do trabalho



Fonte: Aline Steffens

3.1.1 Sondagens à percussão (SPT)

Ao longo do eixo longitudinal foram realizados dez ensaios na margem Sul, da estaca 4+458 a 5+095, e dez na margem norte da estaca 4+507 a 5+148.

A partir dos ensaios realizados, foi possível estimar o perfil geotécnico do local de estudo, destacando-se a presença de argila mole de forma preponderante na margem Sul da rodovia. Dos pontos de sondagens foram coletadas amostras indeformadas com tubos Shelby nos furos SP – 36S, SP – 42S, SP – 43S, SP – 32N. Com a determinação dos índices de resistência a penetração é possível identificar em quais profundidades encontra-se camadas de solos moles.

3.1.2 Procedimentos de caracterização

Os ensaios de caracterização como limites de Atterberg, massa específica e granulometria com sedimentação, foram realizados em poucas amostras devido à limitada quantidade de material coletado. Para amostras retiradas dos furos SP –36 S e SP –32N fez-se a determinação dos índices físicos através da caracterização completa.

As normas utilizadas nesta parte do trabalho foram: NBR 6457/1986 – Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, NBR 6459/1984 – Determinação do limite de liquidez, NBR 7180/1984 – Determinação do limite de plasticidade, NBR 7181/1984 – Análise granulométrica.

3.1.3 Metodologia do ensaio de compressibilidade

Tendo em vista que o comportamento dos solos é função da trajetória de tensões e do nível de deformação, realizou-se o ensaio de adensamento convencional em amostras de solos moles coletadas nos furos SP – 36S e SP – 32N. Os ensaios de adensamento unidimensional são preconizados pela NBR12007/1990 que se pauta na teoria de Terzaghi.

Para as amostras coletadas nos furos SP – 36 S e SP –32N foram realizados oito estágios de carregamento e quatro de descarregamentos. No primeiro estágio, aplica-se o peso dependente ao braço de alavanca e correspondente à pressão de 0,05kg/cm². A cada mudança de estágio, a pressão aplicada ao corpo de prova é duplicada.

Com a realização de ensaio de adensamento convencional, determinam-se as tensões de pré-adensamento, coeficiente de adensamento vertical, a razão de pré-adensamento, o coeficiente de permeabilidade, o índice de vazios das amostras, índices de recompressão, índice de compressão e o peso específico natural.

3.1.4 Ensaio de piezocone e dissipação de poropressão

Dentre as sondagens realizadas na área de estudo, a sondagem SP – 37S, localizado no km 4+863, é a que apresenta maior camada de solos moles. A posição da sondagem SP – 37S serviu de guia para escolha do local de realização do ensaio de piezocone designado de CPTu – SP37. O ensaio de piezocone foi realizado no km 4+857, na margem Sul da rodovia, com afastamento de 22,10m em relação ao eixo central das pistas.

O ensaio consistiu na cravação estática de uma haste acoplada a uma ponteira cônica (ângulo de vértice de 60°) e área transversal de 10cm². Os ensaios empregaram um penetrômetro estático, de procedência italiana TG 63 150 (Pagani), com capacidade de reação de 150kN (15tf). O sistema hidráulico do penetrômetro é acionado por motor a diesel, obtendo-se a reação através de ancoragens helicoidais. Para efeito das medições de poropressão, todos os procedimentos rotineiros de manutenção da saturação do sistema foram observados. Nos ensaios, a ponteira foi cravada com velocidade de penetração constante de aproximadamente 2 cm/s. As normas aplicáveis à metodologia em estudo são a NBR 12069/1991 – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT), PROC-INV-04 – Ensaio de penetração de cone com medida de poropressão – CPTu, a ASTM D-5778-07 – *Standard test method for performing electronic friction cone and piezocone testing of soils*.

À medida que se procede a cravação das hastes no solo, efetua-se, a cada 2cm de profundidade, a aquisição automática de dados da resistência à penetração da ponta (q_c), da resistência por atrito lateral ou local (f_s) - medido em uma luva com área lateral de 150cm², da poropressão - por meio de um elemento poroso de bronze sinterizado localizado na base do cone (posição u2), do ângulo de inclinação da ponteira cônica em relação à vertical.

Em campo foi realizado o ensaio de CPT até 3m de profundidade. A partir dos 3m de profundidade mediu-se junto com a resistência de ponta e o atrito lateral a poropressão (CPTu). Fez-se o pré furo de 3m para ultrapassar a camada de aterro atual sem danificar o equipamento.

Foram realizados dois ensaios de dissipação um aos 6,5m de profundidade e outro aos 10m. Buscou-se verificar o tempo para dissipação de 60% dos excessos de poropressão geradas devido a cravação do cone no solo. O ensaio de dissipação de poropressão a 6,5m de profundidade não atingiu os valores mínimos de estabilização após duas horas de ensaio, sendo interrompido por solicitação do supervisor responsável pelo ensaio. O ensaio de dissipação a 10m de profundidade foi finalizado após 30 minutos, ocorrendo em 18 minutos a dissipação de 60% do excesso de poropressão.

3.1.5 Procedimentos dos ensaios de resistência

Com a finalidade de determinar a resistência não drenada do solo de fundação foi executado em campo o ensaio de palheta e em laboratório o ensaio de compressão simples.

3.1.5.1 Ensaio de palheta - *Vane Test*

A resistência não drenada foi determinada aos 6,0m, 8,0m e 10,0m de profundidade ao longo de uma única perfuração vertical no km 4+856,53m, com afastamento de 21,90m ao Sul. As normas aplicáveis ao ensaio são NBR 10905/1989 – Ensaio de palheta *in situ* e ASTM D-2573-08 – *Standard test method for field vane shear test in cohesive soil*.

O equipamento utilizado nos ensaios de palheta consiste em um modelo elétrico da Geotech, munido de dispositivo *slip-coupling* para auxiliar na identificação do atrito do sistema. A utilização deste dispositivo visa eliminar das leituras qualquer efeito de atrito nas hastes que acionam a palheta. Após a cravação da palheta no solo, na profundidade de ensaio, posiciona-se a unidade de torque e medição, zeram-se os instrumentos e se aplica imediatamente o torque, com uma velocidade de $6 \pm 0,6^\circ/\text{minuto}$. As medições de torque e rotação são efetuadas no topo do sistema de hastes. Os ensaios empregaram palhetas com 6,5cm de diâmetro e 13,0cm de altura e outras de 5,0cm de diâmetro e 10,0cm de altura.

Ao término do ensaio para obtenção da resistência não-drenada, procedem-se 10 voltas rápidas da palheta, reiniciando-se as medições de modo a se obter a resistência não- drenada amolgada.

3.1.5.2 Ensaio de resistência a compressão simples

Escolheu-se o ensaio de compressão simples para determinar a resistência não drenada do solo, em laboratório, devido à rapidez e facilidade de execução do ensaio.

O ensaio foi realizado em amostras coletadas nos pontos SP – 36 S, SP – 42S e SP – 43S, à profundidade de 4,0 a 4,6m, 5,0 a 5,4m e 4,0, respectivamente. Foram moldados dois corpos de prova por ponto, todos com 76,2mm de altura e 11,4cm² de seção transversal. A duração do ensaio foi de aproximadamente uma hora para todas as amostras ensaiadas.

3.1.6 Aceleração de Recalques com geodrenos e sobrecarga permanente

Optou-se pelo uso de geodrenos com sobrecarga para aceleração dos recalques. Utilizou-se a metodologia descrita por Almeida e Marques (2010) para o cálculo de geodrenos.

a) Sequência de cálculo para dimensionamento de geodrenos:

- i. Determina-se a espessura da camada de argila mole a consolidar (harg); a distância máxima vertical de drenagem (Hd); os coeficientes de adensamento vertical (cv) e horizontal (ch); o espaçamento admitido entre geodrenos (l); escolha do tempo (t) admissível para o desenvolvimento dos recalques.
- ii. Drenagem vertical: mensura-se o fator tempo Tv por intermédio da equação (9) e, posteriormente, a porcentagem de drenagem vertical (Uv) através da equação (10) ou (11).
- iii. Drenagem radial:
 - determinação do diâmetro equivalente do geodreno (dw) em função da largura (a) e espessura (b) do geodreno por meio da equação (38).

$$d_{w=} = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (38)$$

- determinação do diâmetro de influência do geodreno (d_e) em função do espaçamento entre eles (l). Para malhas quadradas de $l = 1,13l$ e para malhas triangulares de $l = 1,05l$.

- cálculo do fator $F(n)$ por intermédio da equação (15) e do fator Th através da equação (14). A mensuração da porcentagem de adensamento radial (U_h) é calculada através da equação (13).

- iv. Drenagem combinada: mensuração do grau de adensamento global U por intermédio da equação (19).

Caso o grau de adensamento U não corresponda ao desejado para o tempo (t) de projeto previsto, altera-se o espaçamento entre geodrenos (l) recalculando-se a drenagem radial, sendo verificado o novo grau de adensamento. O valor mínimo de l recomendado em literatura técnica é 1,5m.

b) Sequência de cálculo para o dimensionamento de colchão drenante:

Quando a vazão de saída de água dos geodrenos é de tal magnitude que necessitam da construção de um colchão drenante deve-se verificar a necessidade do uso de drenos horizontais para o escoamento da água. Cedergren (1967 apud ALMEIDA e MARQUES, 2010, p.118) desenvolveu um método de perda de carga em um colchão drenante, considera-se uma malha quadrada de geodrenos espaçados l , utilizado para calcular a posição dos drenos horizontais na base do aterro, conforme equações (40):

$$h_{cd} = \frac{q_d \cdot y^2}{2 \cdot k_{colchão} \cdot A \cdot l} \quad (39)$$

Sendo definido:

$$q_d = r l^2 \quad (40)$$

$$A = l h_{colchão} \quad (41)$$

Considerando que a altura de perda de carga no colchão drenante (h_{cd}) deve ser, no máximo, igual a espessura do colchão drenante ($h_{colchão}$), tem-se:

$$y^2 = \frac{2k_{colchão} (h_{colchão})^2}{r} \quad (42)$$

Onde:

q_d = descarga por geodreno;

h_{cd} = a altura de perda de carga no colchão drenante;

r = velocidade de recalque (igual a $\Delta h/t$);

l = espaçamento entre drenos;

y = distância da linha do centro do aterro até o ponto de interesse;

$k_{colchão}$ = permeabilidade do material do colchão drenante;

A = área do colchão referente a uma linha de drenos;

$h_{colchão}$ = espessura do colchão drenante.

O valor da velocidade de recalque deve ser estimado a partir da curva recalque x tempo para primeiras semanas de adensamento, de acordo com orientação de Almeida e Marques (2010).

De acordo com Maccarini (2014), na prática, para casos recorrentes, a altura de colchão drenante é de 0,5m a 1,0m.

c) **Uso de sobrecarga permanente**

Com a finalidade de explorar ao máximo o benefício da incorporação de geodrenos nos solos compressíveis, utilizam-se sobrecargas. A sobrecarga é aplicada no corpo do aterro para que haja a aceleração dos recalques. A espessura da sobrecarga, normalmente, é da ordem de 25% a 30% da espessura de aterro (MACCARINI, 2014).

As sobrecargas devem ser levadas em consideração na análise de estabilidade do talude.

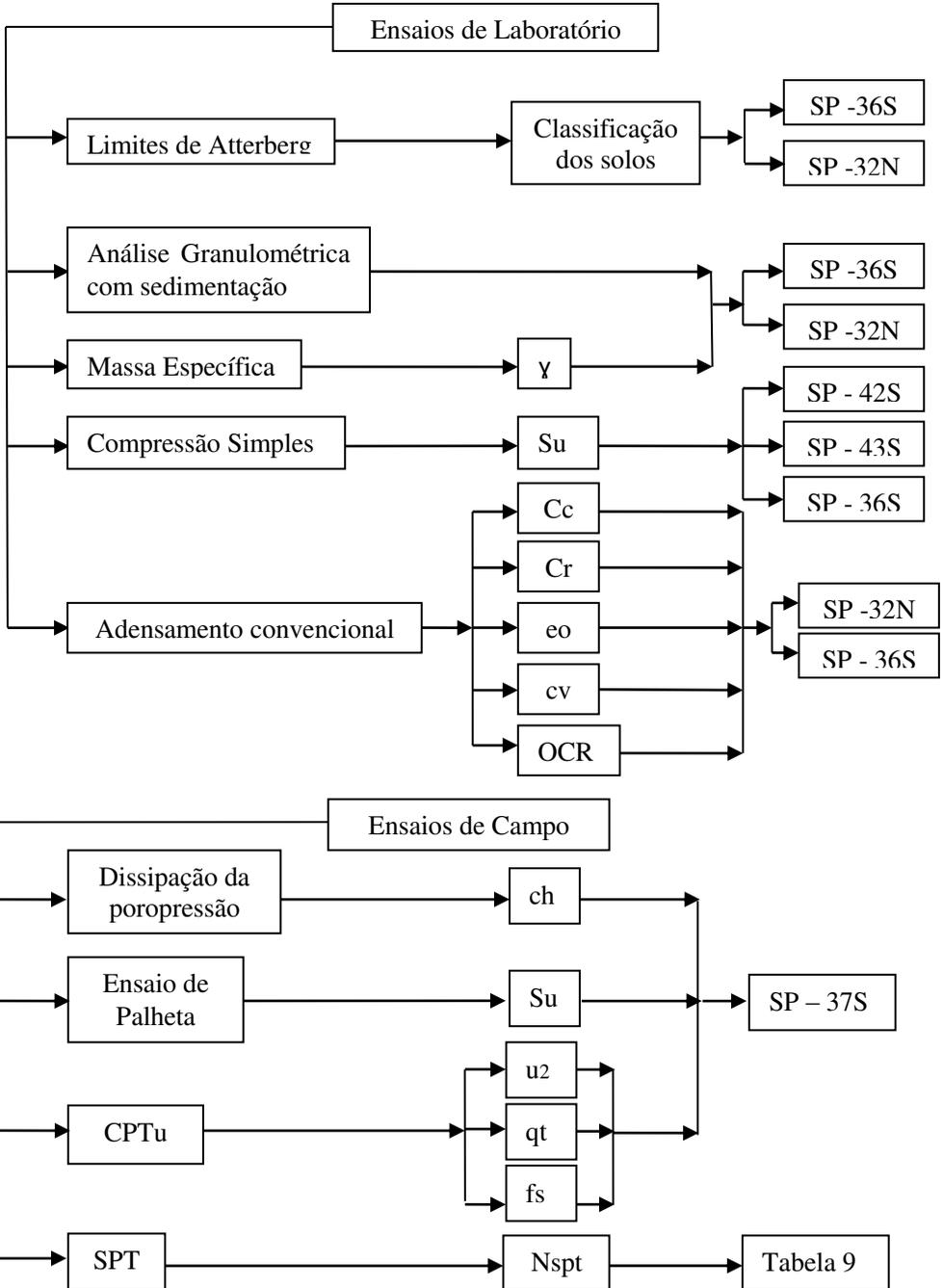
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados decorrentes dos ensaios realizados em laboratório e campo, assim como o projeto geotécnico do aterro de encontro no Lado Leste na BR-282 serão apresentados neste capítulo.

4.1 PROCEDIMENTOS DE PESQUISA

A exposição dos resultados obtidos será apresentada de forma sistemática a fim de favorecer a compreensão dos mesmos. A Figura 22 relaciona as sondagens e os ensaios empregados para a determinação dos parâmetros geotécnicos.

Figura 22 - Resumo dos procedimentos de pesquisa



4.1.1 Determinação do perfil geotécnico

a) Dados a partir de sondagem a percussão - SPT

Foram realizadas 20 sondagens a percussão ao longo da BR-282 entre o km 4 e 6, das quais 10 sondagens foram executadas na margem Sul e as demais na margem Norte, conforme Tabela 7. Os resultados dos ensaios de sondagem permitem a determinação do perfil geotécnico do solo de fundação.

O nível do lençol freático está em média a profundidade de 1,45m, observando-se a presença de uma camada espessa de argila mole de aproximadamente 7,0m na margem Norte (Figura 25) e 9,0m na Sul (Figura 26). As sondagens SP – 42S e SP – 43S indicaram uma redução da camada mole ao afastar-se lateralmente da rodovia em direção ao Sul. As profundidades dos topos da camada de argila mole em relação à cota do terreno natural são aproximadamente 4,0m no lado Sul e 2,0m no lado Norte.

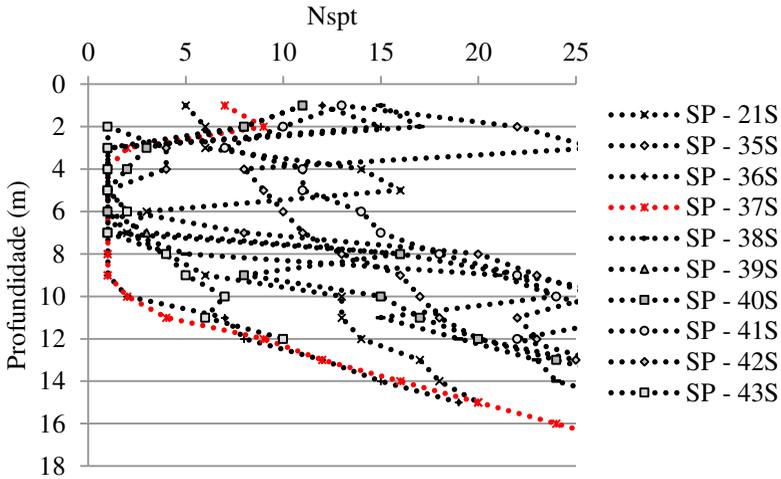
Os valores de N_{spt} por profundidade para as margens Sul e Norte foram plotados, conforme Figura 23 e Figura 24, para visualizar a dispersão de valores. Na Tabela 7 estão os locais onde foram realizados os furos de sondagens.

Tabela 7 - Locais de ensaio SPT

Amostra	km	Afastamento	Prof. (m)
SP - 41 S	4+458m	31,04m - LE	15,45
SP - 40 S	4+556m	26,49m - LE	14,45
SP - 39 S	4+644m	23,05m - LE	14,45
SP - 38 S	4+735m	25,71m - LE	14,45
SP - 37 S	4+863m	17,87m - LE	17,80
SP - 36 S	4+914m	28,99m - LE	15,45
SP - 43 S	4+924m	44,00m - LE	12,45
SP - 42 S	4+954m	44,505m - LE	12,45
Início do Viaduto Sul	4+960m		
SP - 21 S	5+039m	23,44m - LE	15,45
SP - 35 S	5+095m	26,78m - LE	15,45
Final do Viaduto Sul	5+124m		
SP - 23 N	4+507m	21,12m - LD	15,45
SP - 29 N	4+646m	17,73m - LD	13,45
SP - 05 N	4+712m	24,15m - LD	15,45
SP - 30 N	4+746m	32,71m - LD	16,45
SP - 31 N	4+812m	39,84m - LD	15,45
SP - 22 N	4+869m	31,56m - LD	15,45
SP - 32 N	4+935m	18,75m - LD	15,45
Início do Viaduto Norte	4+960m		
SP - 33 N	5+020m	19,95m - LD	10,80
SP - 34 N	5+070m	21,42m - LD	10,96
Final do Viaduto Norte	5+124m		
SP - 04 N	5+148m	27,09m - LD	15,45

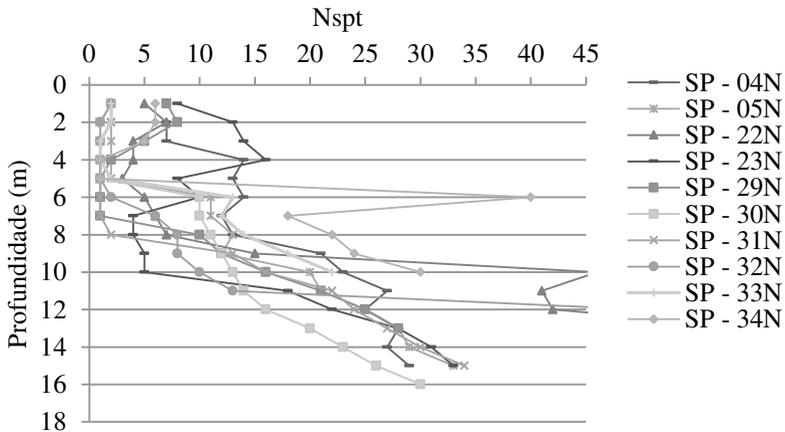
Fonte: Adaptado de Maccarini (2014)

Figura 23 - Resultados dos ensaios SPT local de estudo - Margem Sul



Fonte: Aline Steffens

Figura 24 - Resultado dos ensaios SPT local de estudo - Margem Norte

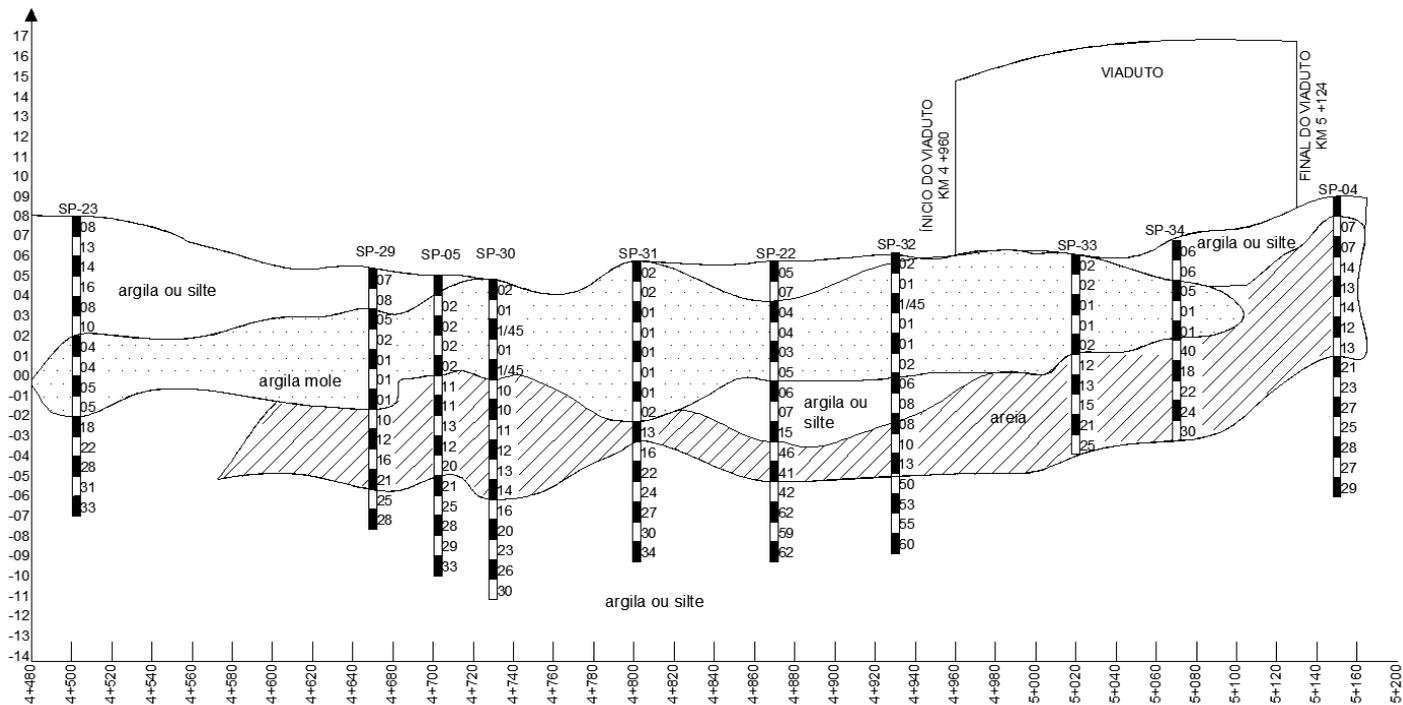


Fonte: Aline Steffens

Na margem Sul (Figura 23) os valores de N_{spt} em profundidades superficiais são inferiores a 5 golpes, havendo uma dispersão maior dos valores de N_{spt} em relação aos da margem Norte (Figura 24). O perfil mais crítico (SP – 37S) é destacado neste lado da rodovia. O ponto SP – 37S possui 9,0 metros de argila com índice de resistência a penetração inferior a 4 golpes.

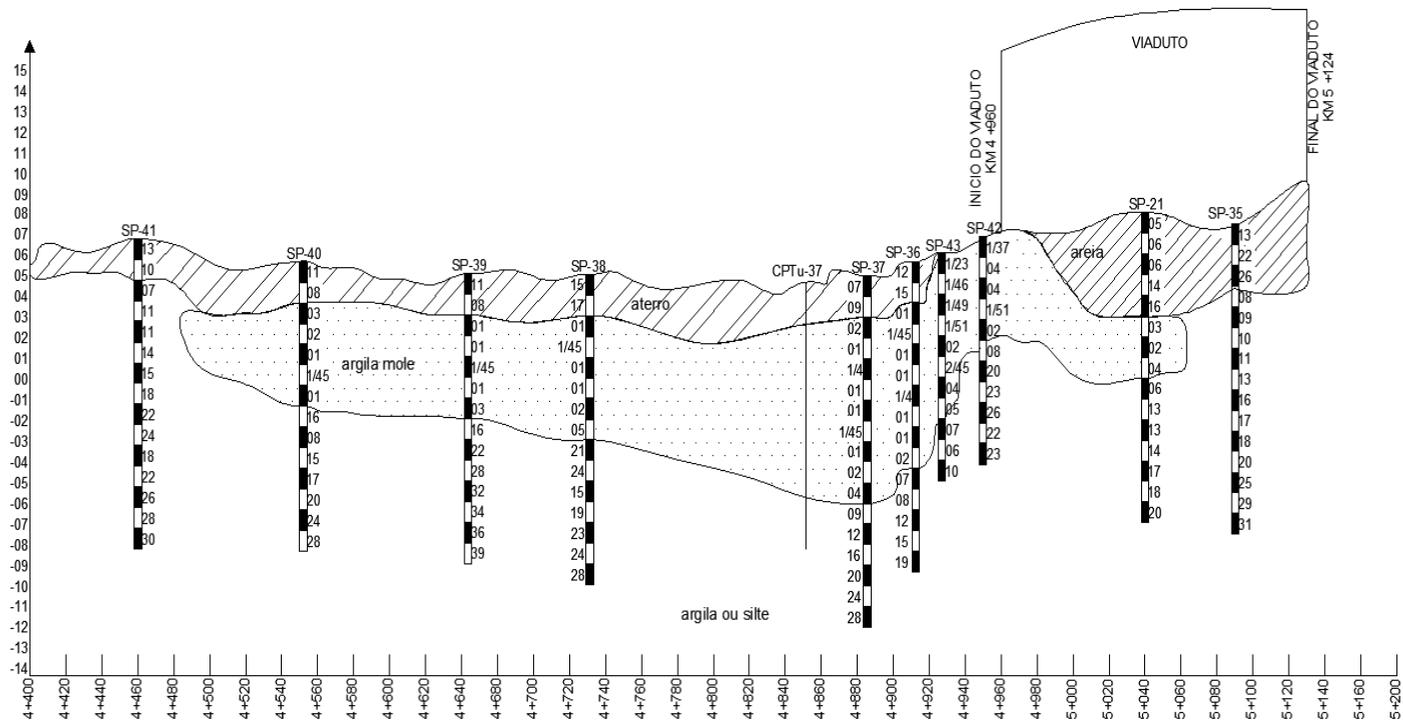
Por intermédio da Figura 24 é perceptível que na margem Norte há uma concentração de valores de N_{spt} inferior a 10 golpes até profundidade de 8,0m. Ainda atendo-se à margem Norte, os pontos SP – 32N e SP – 22N apresentam uma maior dispersão dos valores de N_{spt} em relação aos demais furos de sondagem realizados. Certamente ater-se a ensaios com amostras destes pontos pode implicar em parâmetros geotécnicos não representativos.

Figura 25 - Perfil geotécnico - Margem Norte



Fonte: Aline Steffens

Figura 26 - Perfil geotécnico - Margem Sul

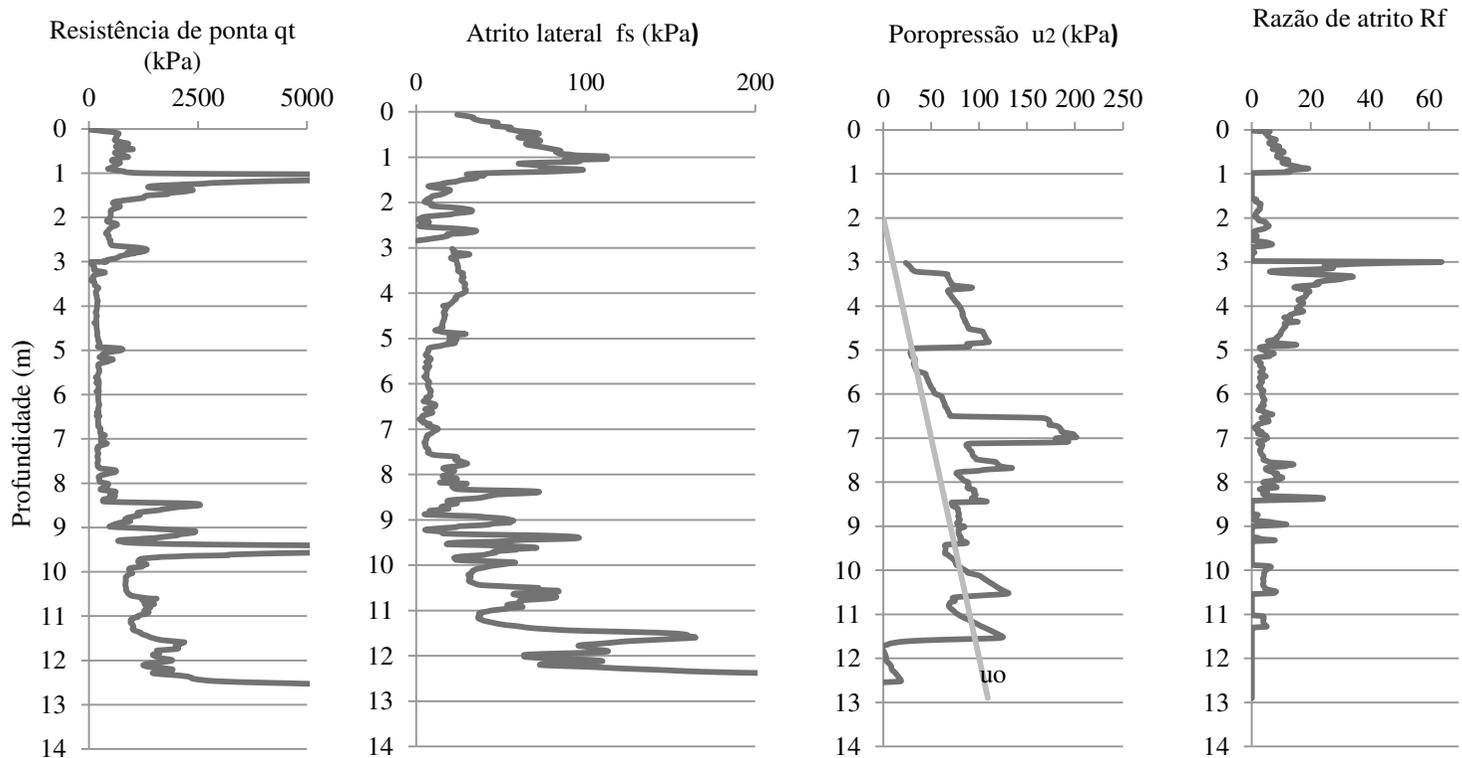


Fonte: Aline Steffens

b) Dados a partir do ensaio de Piezocone - CPTu

Os resultados obtidos do ensaio de CPTu – 37S são apresentados na Figura 27.

Figura 27 - Resultados ensaio de CPTu -37S - km 4 + 857,45



Fonte: Adaptado de relatório ensaios de campo – Projeto BR-282

As análises realizadas com base nos resultados do ensaio de CPTu serão apresentadas em itens a seguir.

4.1.2 Classificação dos solos

a) Caracterização do solo

Na engenharia os sistemas de classificação comumente utilizam composição granulométrica e os índices de Atterberg. Optou-se confrontar os resultados do ensaio de piezocone com a classificação unificada proposta por Casagrande.

Verifica-se, Figura 29, que as porcentagens de silte e argila nas amostras dos furos SP – 32N e SP – 36S são superiores a 50%, logo é considerado de granulação fina. Na Figura 28 consta a carta de plasticidade, classificando os pontos supracitados na zona de alta compressibilidade MH ou OH.

Tabela 8- Resultados dos ensaios de caracterização

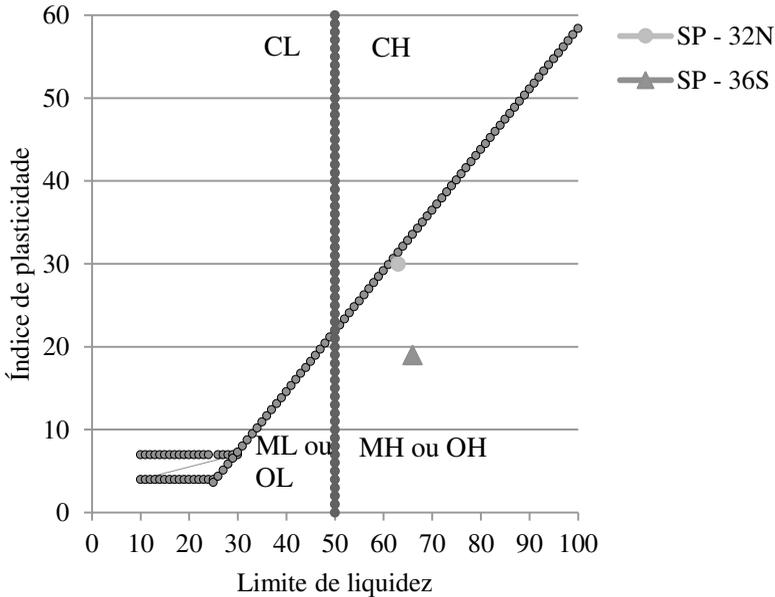
Amostra	Prof. (m)	δ (kN/m ³)	Wn (%)	Limite de Consistência		
				LL (%)	LP(%)	IP (%)
SP – 32N	6,0-6,6	25,2	48,2	63	33	30
SP – 36S	4,0-4,6	23,9	110	66	48	18
Amostra	Granulometria					
	Prof. (m)	A.G. (%)	A.M. (%)	A.F. (%)	Silte (%)	Argila (%)
SP – 32N	6,0-6,6	0,00	2,29	12,30	62,65	22,76
SP – 36S	4,0-4,6	3,98	15,15	11,84	50,75	18,24

Fonte: Aline Steffens

Nota: δ - Peso específico dos sólidos; Wn - Teor de umidade natural; WL - Limite de Liquidez; IP - Índice de Plasticidade; A.G. - Areia grossa; A.M. - Areia média; A.F. - Areia fina.

A compressibilidade dos solos está diretamente relacionada com o índice de plasticidade (IP), quanto maior o IP mais compressível é o solo. Sabe-se que a presença de matéria orgânica e areia reduzem o IP. Segundo Jenkins (apud CAPUTO, 1988), os solos são classificados como fracamente plásticos para IP entre 1 e 7, medianamente plásticos para IP entre 7 e 15, e altamente plásticos para IP maiores que 15.

Figura 28 - Carta de plasticidade



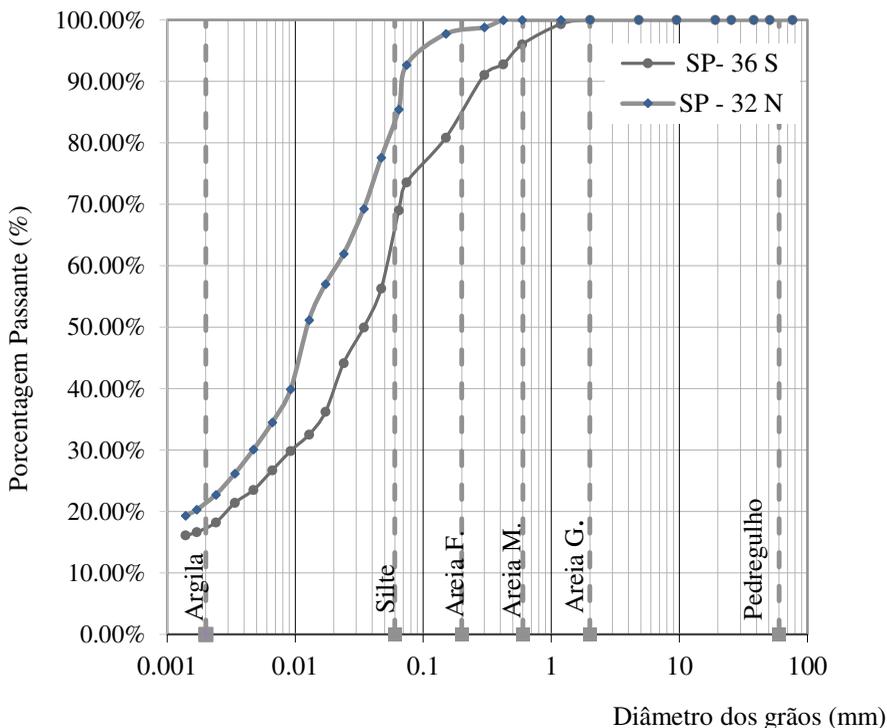
Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Nota: CL - Argila com baixa compressibilidade; CH - Argila com alta compressibilidade; ML- Silte com baixa compressibilidade; OL - Solo orgânico com baixa compressibilidade; MH- Silte com alta compressibilidade; OH - Solo orgânico com alta compressibilidade.

A Figura 29 descreve as curvas granulométricas das amostras do solo de fundação. Percebe-se que a maior porcentagem granulométrica é da faixa Silte.

Ressalta-se que as amostras analisadas foram designadas como argila em decorrência ao comportamento de um solo argiloso, mesmo contendo majoritariamente partículas com diâmetros correspondentes aos siltes.

Figura 29 - Gráfico da granulometria das amostras



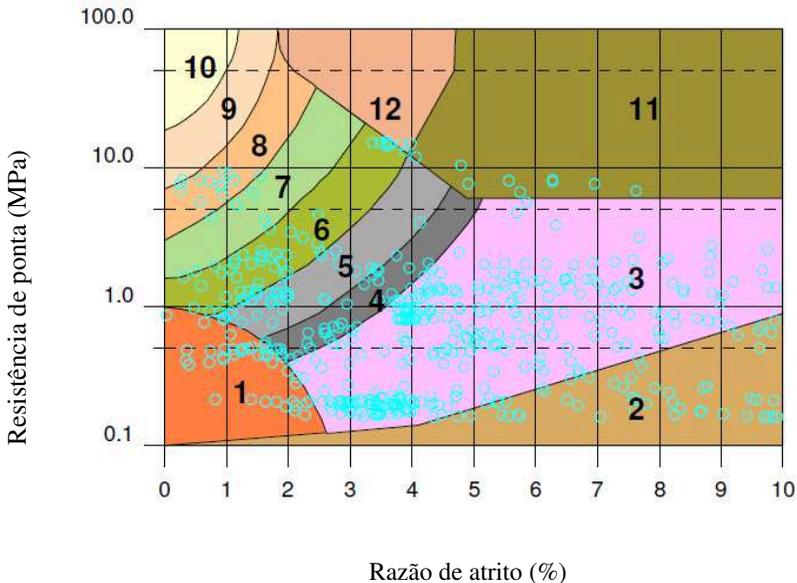
Fonte: Aline Steffens

b) Classificação a partir do ensaio de Piezocone

“O objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista de engenharia, é poder estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos, orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema” (PINTO, 2006, p.63).

Há diversificados sistemas de classificação do solo, diferenciados entre si quanto aos parâmetros admitidos e sua aplicação prática. O ensaio de piezocone com determinação de parâmetros em campo permite a classificação comportamental do solo. O ensaio de piezocone CPTu – 37S resultou na classificação do comportamento do solo conforme Figura 30.

Figura 30 - Comportamento do solo - modificado de Robertson et al. (1986)



Fonte: Adaptado do relatório dos ensaios de campo – Projeto BR-282

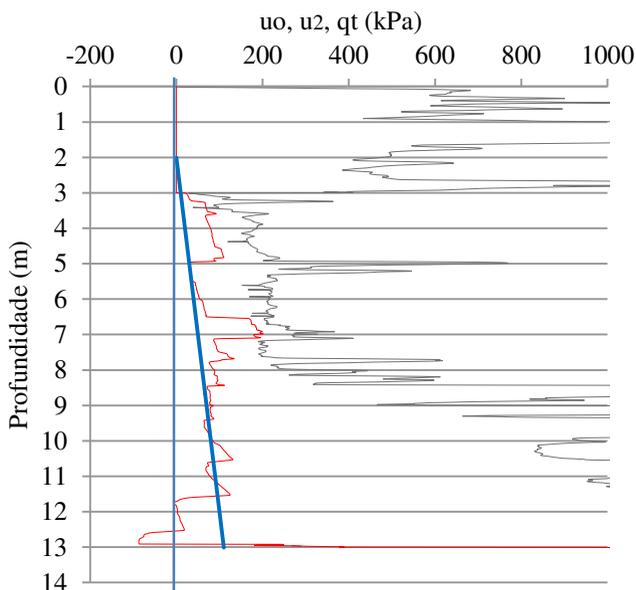
NOTA: 1 - Solo fino sensível; 2 - Matéria orgânica, Turfa; 3 - Argila; 4 - Argila siltosa a argila; 5 - Silte argiloso a argila siltosa; 6 - Silte arenoso a silte argiloso; 7 - Areia siltosa e silte arenoso; 8 - Areia a areia siltosa; 9 - Areia; 10 - Areia com pedregulho a areia; 11 - Solo fino muito rijo; 12 - Areia a areia argilosa. Solos dos tipos 11 e 12 são sobreadensados ou cimentados.

A Figura 30 expõe a preponderância de pontos plotados na zona 3 – Argila, fato compatível com perfil geotécnico determinado com base nas sondagens a percussão. Na carta de classificação de Robertson et. al. (1986) há pontos plotados em zonas de solos com comportamento mais resistente e menos compressível, que englobam lentes de areias e pequenos pedregulhos. É válido destacar que o comportamento argiloso não é unicamente função do teor de argila, mas também de sua atividade.

A Figura 31 apresenta os resultados dos parâmetros u_2 , u_0 e q_t . É consensual que o aumento da resistência de ponta está associado a solos com maior permeabilidade. Logo, pressupõe-se que o excesso de poropressão seja menor/nulo nos locais com camadas de solo de baixa

permeabilidade. Tal apontamento não é verificado ao longo de todo o perfil de CPTu. Visualizam-se picos de excesso de poropressão em profundidades com aumento da resistência de ponta. Tais picos podem ser devido a presença de conchas. Em profundidades profundas a combinação dos de valores de q_t , u_2 e u_0 são característicos de solos dilatantes.

Figura 31 - Interpretação do subsolo com dados CPTu 37



Fonte: Aline Steffens

Na Figura 31 dos 6m de profundidade aos 8m mediu-se um grande excesso de poropressão. Entretanto, o perfil apresenta uma curva u_2 praticamente similar à de q_t até aos 5m. Aos 7m de profundidade há um pico de excesso de poropressão para um relativo aumento de q_t . Tais apontamentos devem ser levados em consideração quanto ao uso dos valores de u_2 em correlações posteriores.

4.1.3 Parâmetros do adensamento convencional

A Tabela 9 apresenta os resultados obtidos com ensaio de adensamento convencional. As curvas de compressibilidade das amostras submetidas ao ensaio está presente na Figura 32. A amostra do SP – 32N foi observada como sendo solo mole arenosa, descrevendo um curva de adensamento característica a esse tipo de solo.

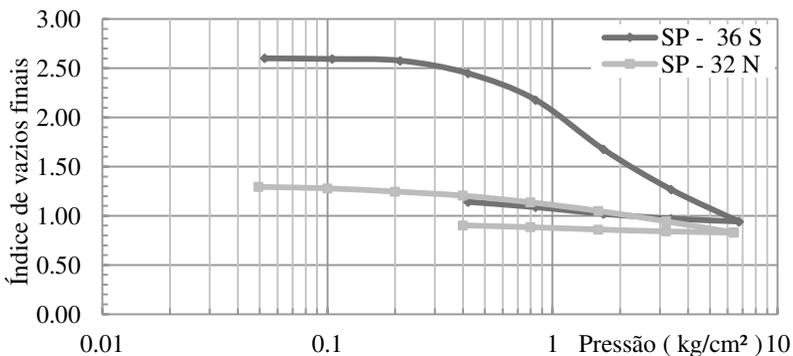
Tabela 9 - Resultados dos ensaios adensamento convencionais

Amostra	Prof. (m)	Wn (%)	$\gamma_n(\text{kN/m}^3)$	$\sigma'_{vm}(\text{kN/m}^2)$	OCR
SP – 36S	4,0-4,6	110,1	13,88	58	0,73
SP – 32N	6,0-6,6	48,2	16,11	52	1,21
Amostra	Prof. (m)	eo	cv (cm ² /s)	Cr	Cc
SP – 36S	4,0-4,6	2,62	$1,4 \times 10^{-3}$	0,13	1,50
SP – 32N	6,0-6,6	1,31	$3,9 \times 10^{-3}$	0,052	1,35

Fonte: Aline Steffens

Nota: Wn - Teor de umidade natural; γ_n - Peso específico aparente natural; σ'_{vm} - Pressão de pré-adensamento; Cr - Índices de recompressão; Cc - Índice de compressão; eo - Índice de vazios inicial; cv - coeficiente de adensamento; OCR - razão de pré-adensamento.

Figura 32 - Curvas de compressibilidade ensaio de adensamento convencional



Fonte: Marciano Maccarini (2014)

As análises posteriores serão realizadas com os resultados obtidos a partir da amostra SP – 36S.

Os valores dos parâmetros encontrados para as amostras analisadas são compatíveis com demais autores que estudaram solos da região, com exceção de Espíndola (2011), Tabela 10.

Tabela 10 - Comparativo de parâmetros de adensamento convencional

Autor	Prof (m)	eo	Cc	CR	cv (cm²/s 10⁻⁴)	σ'vm (kPa)
Santos (1997)	5,0	-	1,54	0,531	-	25
	3,0	-	0,54	0,100	-	20
	2,3	-	0,78	0,276	-	31
	2,5	-	1,00	0,378	-	40
Oliveira (2006) e Maccarini e Oliveira (2001)	2,0-16,0	2,9-4,5	1,1-2,0	0,3-0,45	0,7 a 1	21-50
Espíndola (2011)	9,7	2,28	1,37	0,418	170	155
	14,0	2,09	1,14	0,372	14	165
	10,0	2,58	0,57	0,16	89	150
	9,0	2,52	0,64	0,197	43	140
	9,0	2,33	0,62	0,187	-	200
Steffens (2015)	4,0-4,6	2,62	1,50	0,41	0,14	58

Fonte: Modificado de Baran (2014)

Como a coleta de amostras em campo não pode ser acompanhada, optou-se por verificar a qualidade das amostras segundo os critérios de Sandroni (2006), Lunne et al.(1997) e Coutinho (2007),Tabela 11.

Tabela 11 - Classificação de qualidade das amostras

Autor/Amostra	OCR	Qualidade da amostra - $\Delta e/e_0$			
		Excelente	Boa/Regular	Ruim	Muito Ruim
SP – 36S	0,73	-	-	-	0,20
Sandroni (2006)	< 2	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10
SP – 32N	1,21			0,10	
Sandroni (2006)	< 2	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10
Lunne, Berre e Strandvik (1997)	1-2	< 0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
Coutinho (2007)	1-2,5	< 0,05	0,05 - 0,08	0,08 - 0,14	>0,14

Fonte: Aline Steffens

A classificação de qualidade das amostras não é satisfatória. Acredita-se que a principal causa da má qualidade das amostras seja a prática de coleta realizada, uma vez que em laboratório os cuidados necessários à extrusão dos solos e moldagem dos corpos de prova foram efetuados.

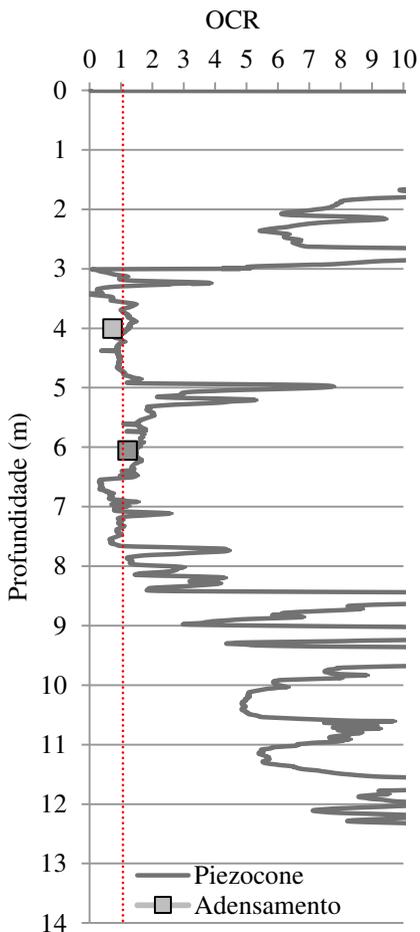
O amolgamento das amostras reduz a tensão de pré-adensamento, a variação do índice de vazios com a alternância da tensão efetiva, a diminuição da permeabilidade podendo causar uma avaliação equivocada da evolução dos recalques com o tempo.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), alternativamente a mensuração de $OCR = \sigma'_{vm}/\sigma'_i$ os autores Chen e Mayne (1996) propuseram a determinação de OCR por meio da equação (43):

$$OCR = 0,53 \frac{q_t - u_2}{\sigma_{vo}} \quad (43)$$

Através da equação (43) é possível determinar a distribuição de OCR com a profundidade comparando-a com valores obtidos por meio do ensaio de adensamento (Figura 33).

Figura 33 - Distribuição de OCR com a profundidade na área de estudo



Fonte: Aline Steffens

Assim, pode ser observado que há concordância entre os valores de OCR determinados pelo ensaio de adensamento e CPTu. Para análise da distribuição de valores do OCR com a profundidade, deve-se desconsiderar os 3 metros iniciais por configurar o aterro atual.

Dos 3m de profundidade até 5m tem-se a indicação de uma camada de solo preponderantemente normalmente adensada ($OCR \approx 1$). Subsequentemente há uma camada de solo mole pré-adensada até 6,5m, retornando a um solo normalmente adensado da profundidade de 6,5m até 7,75m. A partir de 7,75m o solo é pré-adensado.

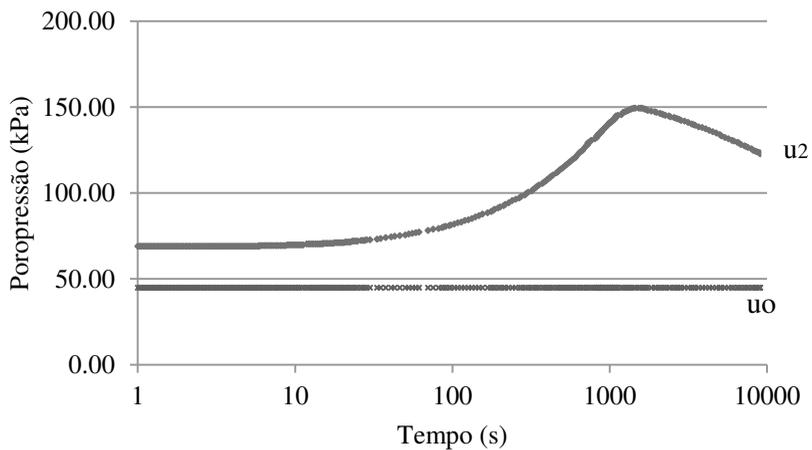
A constatação da razão de pré-adensamento permite visualizar a mudança de comportamento do solo, ao longo do perfil geotécnico, quanto ao grau de deformações. Para camadas em condição pré adensada estima-se baixas deformações, para camadas em condição de sub adensamento grandes deformações.

4.1.4 Ensaio de dissipação de poropressão

A duração dos ensaios de dissipação buscou atender 60% de dissipação dos excessos de poropressão, contudo para profundidade de 6,5m, após 2,5 horas de ensaio, não se averiguou valores mínimos de estabilização, sendo o ensaio interrompido por solicitação do supervisor. O mesmo não foi observado para profundidade de 10,0m, realizando-se o ensaio em 0,52 horas e atingindo 60% de dissipação posteriormente a 0,3 horas de análise. Para o ensaio de dissipação realizado na profundidade de 6,5m esperava-se o coeficiente de adensamento horizontal pequeno.

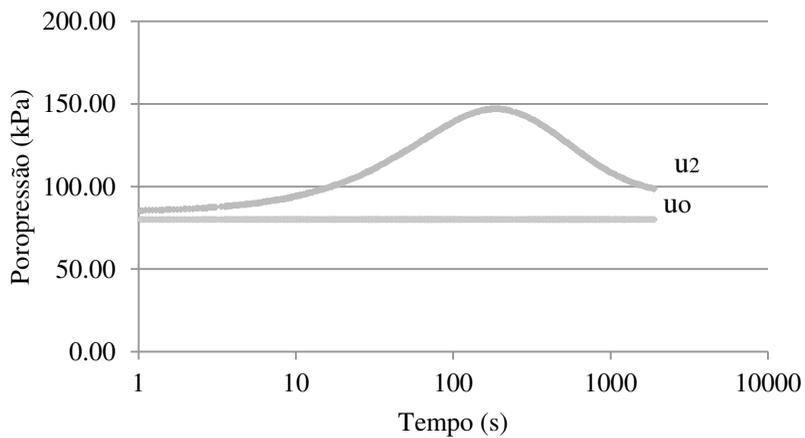
No dia da realização do ensaio o operador relatou a influência da passagem de veículos, nas atuais pistas de rolamento na BR-282, na aquisição de dados. Tal fato deve-se a proximidade das pistas ao ponto prospectado. Os resultados obtidos estão dispostos graficamente na Figura 34 e Figura 35.

Figura 34 - Ensaio de dissipação de poropressão 6,5m



Fonte: Adaptado do relatório dos ensaios de campo

Figura 35 - Ensaio de dissipação de poropressão 10m



Fonte: Adaptado do relatório dos ensaios de campo

A cravação do piezocone gera uma ascensão gradativa de poropressão de 45kPa para 150kPa para a profundidade de 6,5m. O mesmo aspecto comportamental da dissipação no solo é visto para a profundidade de 10,0m, contudo a ascensão de poropressão é de 80kPa atingido o ápice em 150kPa.

O relatório de ensaios apresentado pela empresa destaca que na análise dos parâmetros obtidos foi observada a compactação de solo não usual para região, principalmente na profundidade do primeiro ensaio de dissipação.

Para o ensaio de dissipação à profundidade de 10,0m, calcula-se o coeficiente adensamento horizontal por intermédio da equação (29), foi admitido fator de tempo para posição na base do cone de 60%, raio médio do piezocone de 18mm, I_r igual a 100 e t_i de 1089,50s resultando no valor de coeficiente de adensamento horizontal de $4,22 \times 10^{-7} \text{m}^2/\text{s}$.

O comportamento da curva de dissipação para 10,0m é dita do tipo III, com solo com comportamento na faixa pré-adensada dilatante de acordo artigo de Sully et al. (1999). Desta forma, deve-se corrigir o valor de c_h admitido PA para NA. De acordo com Odebrecht e Schnaid (2012) uma estimativa do coeficiente de adensamento horizontal na faixa de comportamento normalmente adensada pode ser determinada pela equação (44), proposta por Jamiolkowski et al. (1985).

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} c_h(\text{Piezocone}) \quad (44)$$

Para C_r igual a 0,13 e C_c igual 1,50 a razão RR/CR é 0,10. Assim sendo, o valor corrigido do coeficiente horizontal é $4,22 \times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$. A fim de comparar o valor do coeficiente de adensamento vertical determinados pelo ensaio de adensamento opera-se a conversão de $c_h(NA)$ para $c_v(NA)$, através da equação (45).

$$c_{v(NA)} = \frac{k_v}{k_h} c_{h(NA)} \quad (45)$$

A razão da permeabilidade vertical pela horizontal é função da natureza da argila em conformidade com Ladd et al. (1977) e Jamiolkowski (1985 apud ODEBRECHT E SCHNAID, 2012). Considerando as descrições do material prospectado nos ensaios SPT, o solo de fundação

será admitido com macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis. Para este caso a razão kv/kh abrange a faixa de 1/2 a 1/4. Adotando-se kv/kh igual a 1/3 o coeficiente de permeabilidade vertical é $1,4 \times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$.

4.1.5 Resistência não drenada e sensibilidade

Fez-se o ensaio de compressão simples em seis corpos de prova com amostragem dos pontos SP – 36S, SP – 42S, SP – 43S, sendo os resultados obtidos apresentados na

Tabela 12.

Observa-se que os valores de Su não diferem de forma considerável entre os dois corpos de prova ensaiados.

Ressalta-se que os valores do parâmetro Su são afetados por fatores como amostragem, estocagem, anisotropia e tempo de solitação. Segundo Pinto (2006), o tempo de execução do ensaio recomendado é de 10 a 15 minutos para que não ocorra a drenagem, o que resultaria em valores de resistência não drenada maiores do que os determinados com velocidade de carregamento compatível com a execução do aterro.

No presente trabalho o parâmetro Su foi determinado cerca de 50 minutos após início do ensaio em todos os corpos de prova, para que internamente ocorresse a equalização da poropressão ao longo do corpo de prova, enquanto ensaiados.

Tabela 12 - Parâmetros de resistência a compressão simples

Amostra	Corpo de Prova	Prof. (m)	Wn (%)	$\gamma_n(\text{kN/m}^3)$	Su (kN/m ²)	Nspt
SP – 36S	CS - 1	4,0-4,6	102,90	13,99	27,6	1
	CS - 2		103,69	13,84	27,2	
SP – 42S	CS - 3	5,0-5,4	22,30	19,16	34,4	1/51
	CS - 4		21,30	19,54	40,5	
SP – 43S	CS - 5	4,0	100,45	15,02	13,7	1/49
	CS - 6		104,44	14,30	14,9	

Fonte: Aline Steffens

Nota: e_0 - Índice de vazios inicial; W_n - Teor de umidade natural; γ_n - Peso específico aparente natural; S_u - Resistência não drenada; N_{spt} - Resistência à penetração (SPT).

O Vane test é o principal ensaio para estimar o S_u do solo, contudo os resultados em geral fornecem valores levemente maiores do que os reais in situ, devido velocidade de rotação da haste durante a realização do ensaio.

Na Tabela 13 está apresentada a resistência não drenada, para três profundidades diferentes, realizados em campo no local de prospecção do ensaio do CPTu- 37S.

Tabela 13 - Parâmetros do ensaio de palheta

Amostra	Prof. (m)	SuInd (kN/m ²)	SuAmol (kN/m ²)	St	Classificação Skempton e Northey (1952)
CPTu - 37S	6,0	12,3	0,74	16,62	Argilas com excepcional sensibilidade
	8,0	34,86	4,24	8,22	Argilas com extra sensibilidade
	10	69,43	39,28	1,77	Argilas de baixa sensibilidade

Fonte: Aline Steffens

Nota: S_u Ind - Resistência não drenada de pico solo indeformado; S_u Amol - Resistência não drenada solo amolgado; St - Sensibilidade do solo.

Os valores de S_u para profundidades de 8,0m e 10,0m não são típicos de solos moles do local, tendo em vista que em tais profundidades foram prospectados solos misturados com areia.

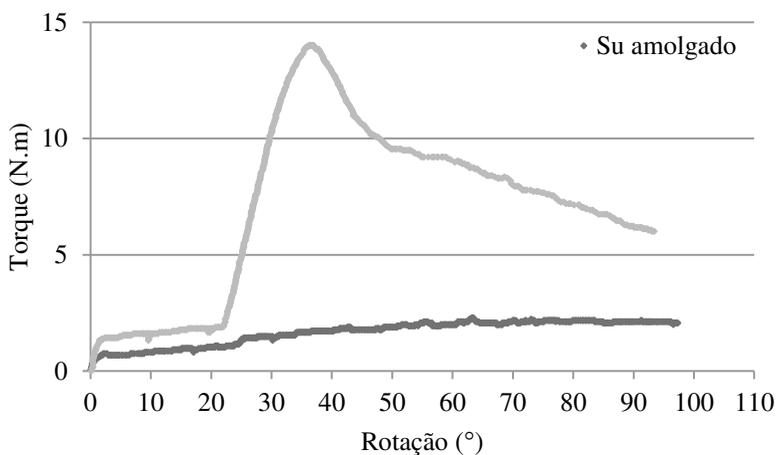
Para as profundidades de 6,0m, 8,0m e 10m, buscou-se na literatura de Skempton e Northey (1952), enquadrar o perfil estudado nas categorias de sensibilidade (Tabela 13). Aos 8,0m e 10,0m de profundidade nas camadas de solo ensaiada há areia, fato que reduz a sensibilidade do solo.

Em literatura técnica, buscaram-se valores comparativos quanto à sensibilidade de argilas já estudadas na Grande Florianópolis sendo destacado Oliveira (2006) e Blanger e Pedroso (2001 apud ESPÍNDOLA 2011). O primeiro mensurou a sensibilidade das argilas na Via Expressa Sul - Florianópolis/SC a profundidades de 2,0m e 16,0m, classificando-as como

argilas de média sensibilidade e argilas sensíveis (3 e 6). Blanger e Pedroso (2001) averiguaram a sensibilidade em Jurerê - Florianópolis/SC para profundidades de 9,0m e 9,6m, 6,0m e 6,6m, 2,0m e 5,0m, 4,0m e 6,5m, classificando as argilas como de baixa sensibilidade e média sensibilidade (1,5-3,0; 2,0-3,0; 1,3-2,4; 1,5-2,8).

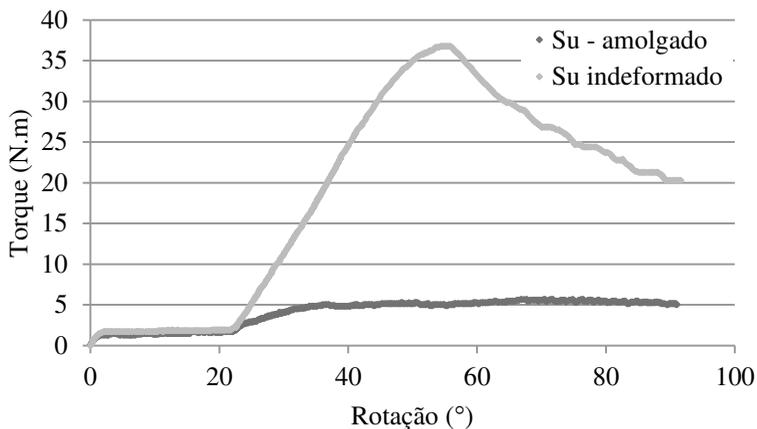
Os resultados obtidos para área de estudo expressam solos mais sensíveis, isto é, mais facilmente perdem a estruturação original do solo. A Figura 36, a Figura 37 e a Figura 38 apresentam os gráficos dos ensaios de palheta para o solo indeformado e amolgado.

Figura 36 - Ensaio de palheta a profundidade de 6,00m



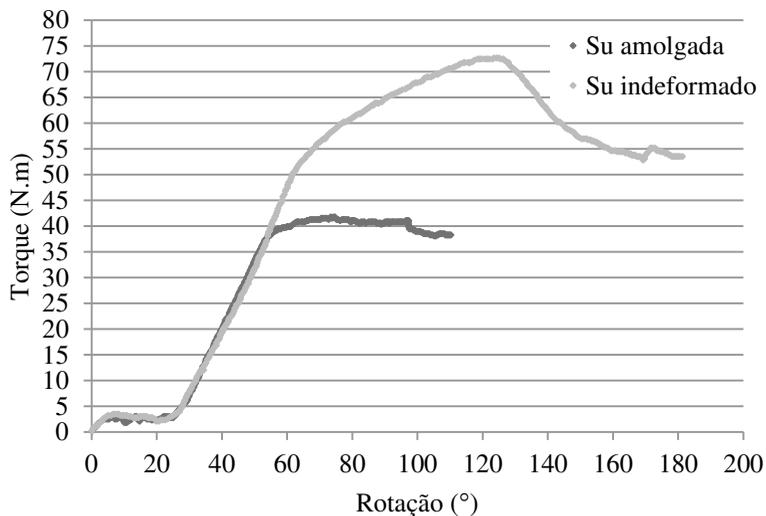
Fonte: Adaptado do relatório dos ensaios de campo

Figura 37 - Ensaio de palheta a profundidade de 8,00m



Fonte: Adaptado do relatório dos ensaios de campo

Figura 38 - Ensaio de palheta a profundidade de 10,00m



Fonte: Adaptado do relatório dos ensaios de campo

As curvas da Figura 36 e Figura 37 são representativas de solos argilosos; a curva da Figura 38 indica que o ensaio foi realizado em solo

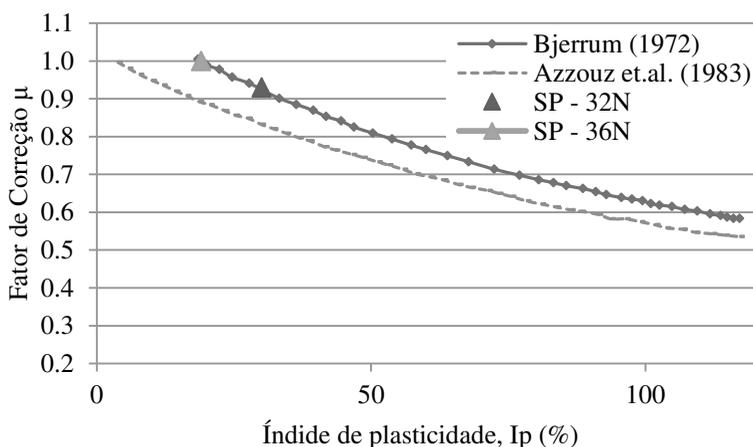
argilo arenoso, no qual a presença de areia conduz ao crescimento da resistência não drenada quase linear nas rotações iniciais. Nas duas primeiras curvas do ensaio de palheta é observado que o ângulo de rotação no pico é superior a 30° indicando amolgamento da argila segundo Almeida e Marques (2010).

Pautando-se na análise dos valores de q_t obtidos no ensaio piezocone, e no valor de S_u de $12,3\text{kN/m}^2$, obtido por meio do *Vane test* a profundidade de $6,0\text{m}$, calculou-se o N_{kt} , para o presente caso é igual a 9. Fixando este valor ao perfil prospectado é possível determinar a variação da resistência não drenada com a profundidade.

Os valores de S_u medidos pelo ensaio de palheta devem ser corrigidos quanto a anisotropia e velocidade de execução do ensaio de palheta em campo. Para tanto é utilizado o fator de correção empírico μ , estimado através de retroanálises, por autores como Bjerrum (1973), Azzouz et al. (1983).

Na Figura 39 foi plotado o índice de plasticidade dos pontos SP - 32N e SP - 36S.

Figura 39 - Correção do S_u medido no ensaio de palheta



Fonte: Aline Steffens

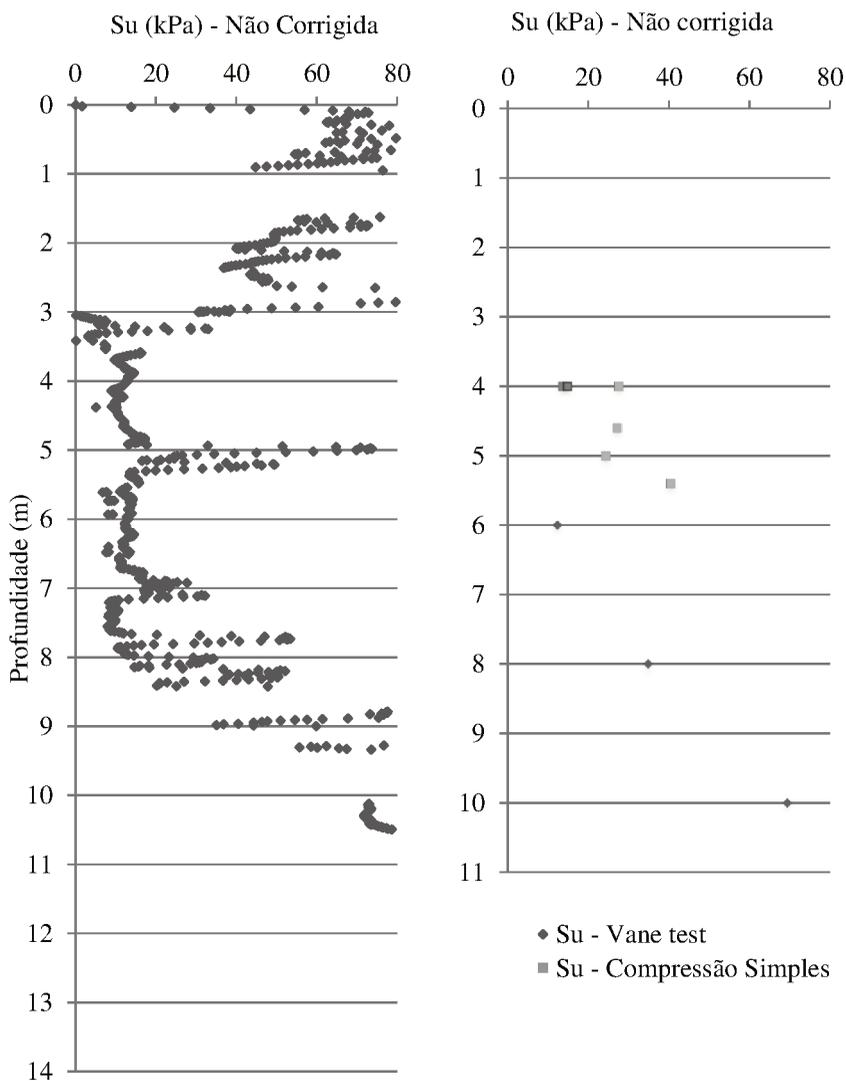
Para o ponto SP - 32N, o valor de μ é 0,93, enquanto para o ponto SP - 36S o fator de correção é 1,0 (Figura 39). Considerando o perímetro de estudo, certamente a quantidade de ensaios de índice de plasticidade não

é suficiente, contudo, prefere-se admiti-los a negligenciar a correção da resistência não drenada.

Na Figura 40 estão plotados a resistência não drenada aferida pelo piezocone frente aos valores determinados por meio do *Vane Test* e compressão simples. O local de execução do ensaio de palheta infelizmente não é compatível aos locais de coleta das amostras estudadas a compressão simples, porém admiti-se correlacioná-los devido à proximidade.

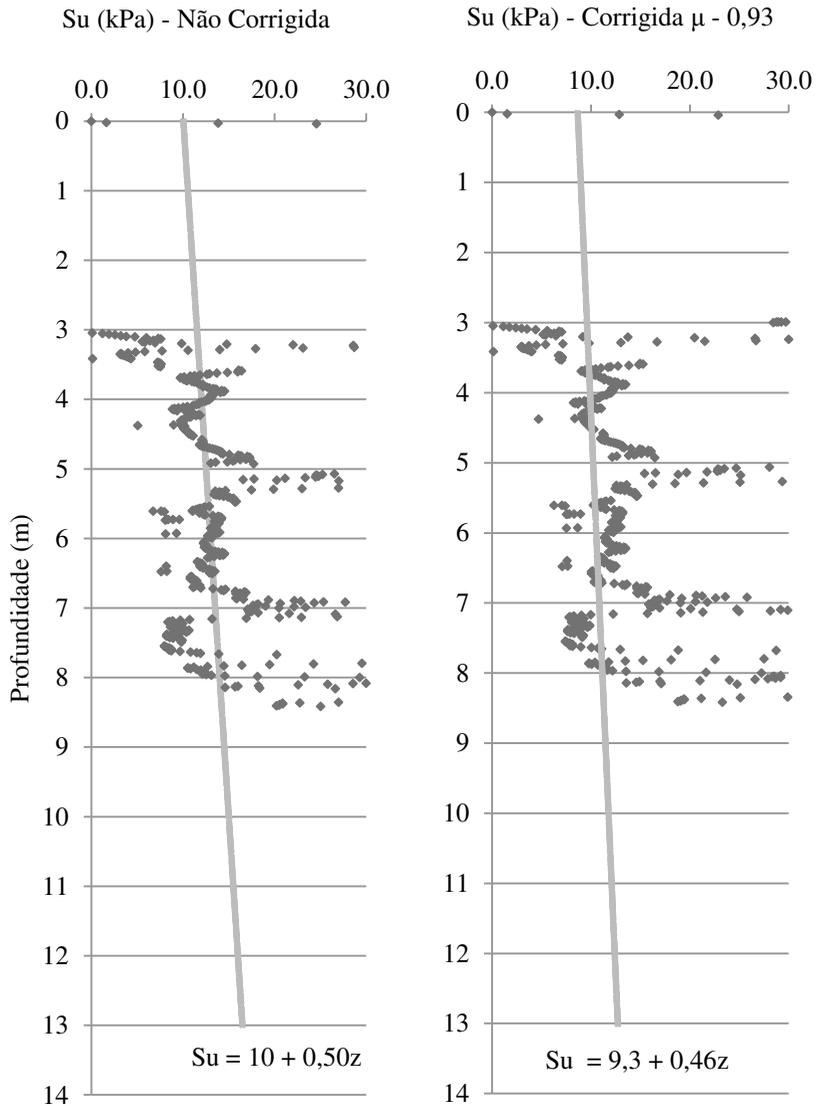
A Figura 40 expõe coerência entre os valores de S_u pelos ensaios de *Vane Test* e compressão simples. Deve-se atentar quanto aos valores mais elevados não corresponderem aos solos moles típicos da região. A origem de tais valores deve-se geralmente a presença de pequenas pedras, conchas, e lentes de areias.

Em busca de visualizar a descrição de valores da resistência ao cisalhamento na camada de solo mole, restringe-se o valor de S_u até 30kPa, estimando a melhor reta que descreve a variação S_u com a profundidade, conforme Figura 41. A importância da avaliação da resistência não drenada está diretamente relacionada com o cálculo da estabilidade do aterro e a solução a ser adotada.

Figura 40 - Resistência não drenada ao longo do perfil do CPTu 37S x Valores de S_u 

Fonte: Aline Steffens

Figura 41 - Curva Su com a profundidade (Su corrigida/Su não corrigida)



4.2 RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS

Neste item é apresentada a aplicação dos parâmetros dos solos determinados em campo e laboratório, com as respectivas soluções propostas de estabilização de aterro e aceleração de recalque.

4.2.1 Estimativas de recalque

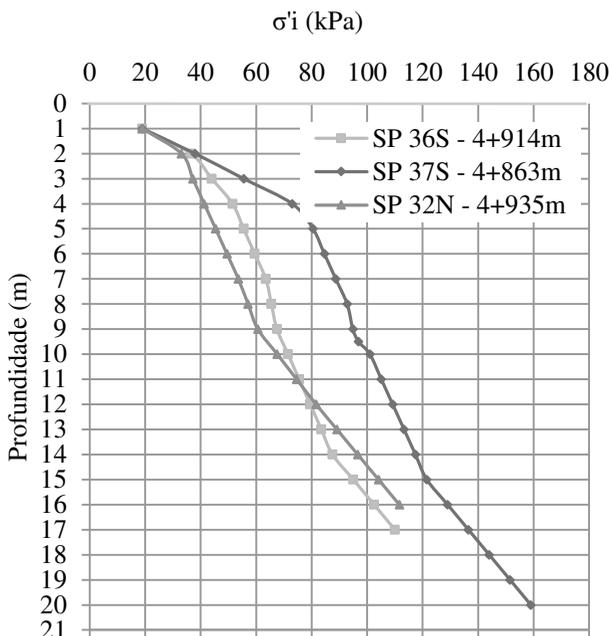
Para o estudo da tensão efetiva atual no solo de fundação foram considerados os N_{spt} dos furos SP – 36S 9+914m e SP – 37S 4+863m atribuindo o peso específico de $14,1\text{kN/m}^3$ para solos moles, $17,5\text{kN/m}^3$ para camadas de siltes e argilas e $17,0\text{kN/m}^3$ camadas de areias.

A seção com maior altura de aterro dar-se no km 4+960m, todavia não há ensaios de SPT para essa seção, em decorrência a este fato optou-se por utilizar a média dos valores de tensão efetiva no ponto médio da camada dos pontos supracitados.

Na Figura 42 está apresentada variação da tensão efetiva com a profundidade para os pontos SP – 36S e SP – 37S. Na margem norte foi realizado a mesma análise considerando o SP – 32N 4+935m.

O solo utilizado para construção do aterro não foi especificado anteriormente à realização do projeto geotécnico. Desta forma, deve-se atentar ao uso de material com características similares ao especificado no projeto.

Figura 42- Variação da tensão efetiva com profundidade



Fonte: Aline Steffens

Foram calculados os valores de recalque por meio das equações (34) e (35) para as camadas de solo mole na margem Norte e Sul. A Tabela 14 expressa os parâmetros admitidos para o cálculo, assim como o resultado obtido.

Tabela 14 - Valores de recalques previstos nas margens Sul e Norte da rodovia (drenagem simples)

Sul		Norte	
harg (m)	7,00	harg (m)	5,50
Cr	0,13	Cr	0,13
eo	2,62	eo	2,62
σ'_{vm} (kN/m ²)	58,00	σ'_{vm} (kN/m ²)	58,00

Continuação Figura 14 - Posição dos elementos filtrante na ponteira cônica

σ'_{vo} (kN/m ²)	80,00	σ'_{vo} (kN/m ²)	43,00
Cc	1,50	Cc	1,50
$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	130,00	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	130,00
σ'_f (kN/m ²)	210,00	σ'_f (kN/m ²)	173,00
$\log(\sigma'_{vm}/\sigma'_{vo})$	0,00	$\log(\sigma'_{vm}/\sigma'_{vi})$	0,13
$\log(\sigma'_f/\sigma'_{vo})$	0,56	$\log(\sigma'_f/\sigma'_{vm})$	0,47
Cr/1+eo	0,00	Cr/1+eo	0,03
Cc/1+eo	0,41	Cc/1+eo	0,41
Δh (m)	1,21	Δh (m)	1,11

Fonte: Adaptado de Maccarini (2014)

A espessura da camada de solo mole admitida para as margens Sul e Norte para o cálculo do recalque foi realizada com base no perfil geotécnico.

A evolução dos recalques com tempo é calculado na teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi, expressa nas equações (10) e (11). Averigua-se o tempo necessário para que ocorra 90% do recalque previsto (t_{90}).

De forma a visualizar o quão longo período seria o desenvolvimento natural dos recalques previstos, configurou-se duas possibilidades: a primeira com uma face drenante posicionada na superfície do terreno, e a segunda com duas faces drenantes a camada de solo mole. Esta última é embasada nas sondagens realizadas que evidenciam a presença de uma camada contínua de areia.

A Tabela 15 apresenta os tempos necessários para ocorrência de 90% do recalque previsto.

Tabela 15 - Condições de drenagem (simples e dupla)

Lado	harg (m)	H (m)	cv (m ² /s)	Uv (%)	t ₉₀ (meses)
Sul	7,0	3,5	1,4 x 10 ⁻⁸	90	213
		7,0			852
Norte	5,5	2,75	1,4 x 10 ⁻⁸	90	131
		5,5			526

Fonte: Adaptado de Maccarini (2014)

Os tempos necessários para o desenvolver dos recalques são impraticáveis. Os recalques estimados são significativos, sendo necessário acelerá-los ainda durante a construção do aterro para que apenas uma fração do mesmo ocorra após a construção da rodovia.

4.2.1 Aceleração de recalques – dimensionamento de geodrenos

a) Determinação do coeficiente de adensamento vertical e horizontal

É consensual que para casos de aterros apoiados sobre camadas de solos moles com espessuras significativas, e/ou que sejam encontros de pontes ou viadutos, os recalques devam ser acelerados ainda durante a execução da obra. A aceleração de recalques gera vários benefícios para a rodovia, tais como: o aumento de resistência da camada de fundação ainda durante a construção dos aterros; a diminuição significativa de irregularidades na pista, diminuição de esforços horizontais nas estacas de pontes e viadutos.

Os coeficientes de adensamento vertical e horizontal requerem uma análise cautelosa quanto a confiabilidade dos valores admitidos. As amostras coletadas para o adensamento foram classificadas como de qualidade ruim ou muito ruim. Desta forma fez-se a determinação do coeficiente de adensamento vertical através do método de Taylor (1942) e Casagrande (1940), resultando em $2,3 \times 10^{-7} \text{m}^2/\text{s}$ para o primeiro e $1,52 \times 10^{-7} \text{m}^2/\text{s}$ para o segundo (Figura 43). A comparação entre os módulos objetivaram mitigar possíveis erros no procedimento de determinação gráfica de tais parâmetros.

Os valores encontrados para os parâmetros não são compatíveis com a estratigrafia do local. Tal assertiva é pautada nos ensaios SPT e CPTu realizados na área de estudo. O perfil geotécnico oriundo do CPTu evidencia a presença de solo mole de 3,0m a 8,0m de profundidade com resistência de ponta na faixa de 150kPa a 250kPa. Os valores de resistência de ponta a partir de 8,0m possuem módulos maiores, com considerável dispersão de valores, não correspondentes a solos moles, assim como, os valores de S_u para profundidade de 8,0m e 10,0m também evidenciam parâmetro incompatível a solos moles.

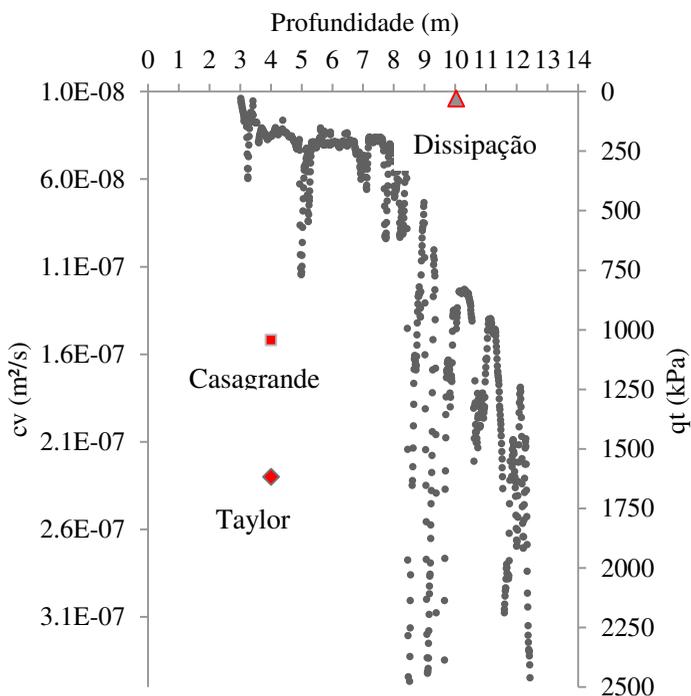
O coeficiente de adensamento horizontal determinado pelo ensaio de dissipação foi realizado a 10,0m de profundidade, fato que compromete a representatividade do parâmetro a camada estudada devido . Como já

mencionado, aos 10,0m de profundidade há presença de lentes de areia e conchas.

Destaca-se que o ensaio de dissipação aos 6,0m foi interrompido com tempo transcorrido de 148 minutos não atingindo nem 50% de dissipação do excesso de poropressão. O ensaio a 10,0m foi finalizado com 30 minutos.

Na Figura 43 estão apresentados os valores de c_v determinados pelo ensaio de adensamento e dissipação com as respectivas resistências de ponta.

Figura 43 - Dispersão do coeficiente de adensamento vertical



Fonte: Aline Steffens

Aos 4,0m de profundidade os valores de q_t são menores que 300kPa, valor que corresponde a solos moles. Contudo, o coeficiente de adensamento vertical das amostras ensaiadas, determinado através do

ensaio de adensamento convencional, é menor do que o coeficiente de adensamento vertical determinado pelo ensaio de dissipação aos 10,0m. Os valores de q_t a 10,0m são aproximadamente 1000kPa não correspondendo a solos moles (Figura 43).

b) Drenagem vertical e radial

Em conformidade com a metodologia apresentada no item 3.1.7.1 referente ao dimensionamento de geodrenos, tem-se os resultados da parcela de drenagem vertical expostos na Tabela 16.

Tabela 16 - Resultado drenagem vertical (drenagem simples)

Dados de entrada			Drenagem vertical	
Tempo (t)meses	$c_v = (m^2/s)$	Hd(m)	Fator T_v	$U_v(\%)$
0,25	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0002	2
0,5	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0004	2
0,75	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0006	3
1	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0008	3
2	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0015	4
3	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0023	5
4	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0030	6
5	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0038	7
6	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0045	8
7	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0053	8
8	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0060	9
9	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0068	9
10	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0075	10
11	$1,41 \times 10^{-8}$	7,0	0,0083	10

$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (10) \quad U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \quad (11)$$

Fonte: Aline Steffens

Na Tabela 17 há a parcela da drenagem radial para malha triangular com espaçamento entre drenos de 1,5m. Nesta estão empregadas as relações

para o diâmetro de influência do geodreno, calculado com $d_e = 1,05l$, e para o diâmetro equivalente do geodreno, encontrada com $d_w = \frac{2(a+b)}{\pi}$.

A malha triangular garante uma abrangência maior de toda a área onde os drenos forem cravados e, portanto, uma uniformidade maior na dissipação do excesso de poropressão.

Tabela 17 - Resultado drenagem radial sem efeito do amolgamento

Tempo (t) meses	l(m)	de(m)	a (m)	b(m)	dw(m)	n	F(n)	Th	Uh(%)
0,25	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,01	4
0,5	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,02	7
0,75	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,03	11
1	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,04	14
2	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,09	26
3	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,13	36
4	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,18	45
5	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,22	52
6	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,27	59
7	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,31	65
8	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,36	69
9	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,40	74
10	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,45	77
11	1,5	1,58	0,10	0,005	0,07	24	2,4	0,49	80

$$U_h = 1 - e^{-(8T_h/F(n))} \quad (14) \quad T_h = \frac{c_h t}{d_e^2} \quad (15)$$

$$F_n \cong \ln(n) - 0,75 \quad (16) \quad n = \frac{d_e}{d_w}$$

(17)

Fonte: Aline Steffens

A fim de considerar o efeito do amolgamento do solo ao redor de um geodreno, oriundo da cravação, foi recalculado a porcentagem de

adensamento devido à drenagem radial acrescentando-se ao fator F(n) o valor de Fs dado pela equação(17).

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k_h'} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{2}{d_w} \cdot \sqrt{\frac{4wl}{\pi}} \right) \quad (19)$$

Onde:

w = comprimento de um mandril retangular;

l = largura de um mandril retangular;

kh/kh' = razão da permeabilidade da zona intacta e a permeabilidade da zona amolgada.

Segundo Almeida e Marques (2009) estudos indicam valor médio de kh/kh' igual a 2,5; w e l na ordem de 6,0cm e 12,0cm. O resultado do efeito do amolgamento está apresentado na Figura 14.

Tabela 18 - Resultado drenagem radial considerando efeito do amolgamento

Tempo (t) meses	l (m)	kh/k'h	w(m)	dw(m)	Fs	F(n)	F(n)+Fs	Th	Uh(%)
0,25	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,01	2
0,5	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,02	4
0,75	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,03	6
1	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,04	8
2	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,09	16
3	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,13	23
4	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,18	29
5	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,22	35
6	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,27	40
7	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,31	45
8	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,36	49
9	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,40	53
10	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,45	57
11	1,5	2,5	0,06	0,07	1,79	2,42	4,20	0,49	61

Fonte: Aline Steffens

A diminuição da parcela de drenagem radial em virtude do efeito do amolgamento é de grandeza considerável, contudo deve-se atentar para a

possibilidade da razão kh/kh' e as dimensões do mandril encontradas em literatura técnica não serem efetivamente representativos ao presente caso estudo.

Os geodrenos deverão atravessar a camada de aterro atual e o colchão drenante (ainda a ser construído). Portanto, é necessário que seja adicionado ao comprimento total do geodreno 1m a partir da base da camada de areia, garantindo-se uma boa interface entre geodreno e camada de areia.

A profundidade média dos geodrenos considerou os valores de N_{spt} típicos para solos moles e conseqüentemente as profundidades nos quais esses foram encontrados. A profundidade média dos geodrenos estimada é de 12m.

O comprimento total de geodrenos a ser cravado ao longo do aterro é calculado pela equação(46):

$$P_t = \left(\frac{bL}{A} \right) P \quad (46)$$

Onde:

b = base da plataforma da rodovia (incluindo os espaços previstos para as marginais);

L = comprimento na longitudinal da rodovia;

A = área abrangida por um geodreno;

P = profundidade média de cravação dos geodrenos.

Considerando $b = 100m$, $L = 150m$ (km 4+810m até km 4+960m), $A = 3,14m^2$, $p = 12,0m$, tem-se o comprimento total de geodrenos de 57.324m.

É recomendado que se mantenha o dimensionamento equivalente a 11 meses, mas que seja adotado na prática como tempo de consolidação de recalques 15 meses, como forma de compensar, em parte, perdas de carga hidráulica total que ocorrem na camada de areia abaixo da camada de argila mole e eventuais ineficiências dos geodrenos.

Associaram-se ao uso de geodrenos sobrecargas ao aterro, com espessura de 27% da espessura do aterro. As espessuras de sobrecarga previstas ao longo do eixo da rodovia estão na Tabela 19.

Tabela 19 - Altura da sobrecarga

km	Espessura do aterro (sem pavimento) (m)	Espessura de sobrecarga (m)
4+810m	1,2	0,4
4+840m	2,0	0,6
4+870m	3,0	0,8
4+900m	4,3	1,2
4+930m	5,3	1,4
4+960m	6,0	1,6

Fonte: Adaptado de Maccarini (2014)

c) Colchão drenante

O volume de areia para o colchão drenante será de 0,5m x 150,0m de comprimento x 100,0m de largura (considerando inclusive as marginais), totalizando 7500m³.

Para construção do colchão drenante deverá ser escavada parte do aterro da atual Via Expressa.

Como recalque previsto é da ordem de 1,21m, haverá necessidade de remover o excesso de sobrecarga $1,6\text{m} - 1,21 = 0,39\text{m}$ para que a cota final do aterro (considerando a estrutura de pavimentação de 0,5m) seja de 6,5m.

Para que o processo de adensamento não seja retardado verifica-se a necessidade do uso de drenos horizontais. Considerando a equação (42) e admitindo a velocidade de recalque de $6,67 \times 10^{-8}$ m/s, a permeabilidade da areia do colchão drenante de 10^{-4} m/s e altura do colchão drenante de 0,50m, obtém-se que distância máxima a que se deve colocar drenos horizontais (y) é de 27,0m a partir do eixo central do aterro. Desta forma, devem-se instalar drenos horizontais a uma distância de $2y = 54\text{m}$. A velocidade de recalque admitida considerou que para o tempo de 2 meses ocorrerá 29% do recalque previsto para margem Sul (1,21m). Para margem Norte será mantida a distância entre drenos de 54m.

4.2.2 Análise de estabilidade

A análise do ganho de resistência do solo mole na fundação do aterro requer informações quanto ao cronograma de execução da obra e o tempo para liberação ao tráfego de veículos após a finalização da construção.

Para que seja possível averiguar o ganho de resistência do solo de fundação, ao longo do período de alteamento, será admitido que a construção do aterro será executada em quatro etapas de 1,9m totalizando 7,6m em um mês.

O ganho de resistência está associado a carga externa aplicada sobre a camada de solo mole, logo é função da altura do aterro. Como a altura do aterro é variável ao longo do período de construção, será considerado a altura máxima do aterro atuando a partir de um mês.

Foi usado o método de Leroueil et al. (1985) para determinação do ganho da resistência não drenada. Esta é baseada na estimativa da variação das tensões efetivas por intermédio da equação(47), sendo o ganho de resistência para o presente caso, admitido como descrito na equação (48).

$$Su = 0,25\sigma'v \quad (47)$$

$$Su = Su_{original} + 0,25(U_{(t)} \Delta\sigma'v) \quad (48)$$

A margem Sul por possuir maior espessura de argila mole representa a situação mais crítica, do ponto de vista de estabilidade.

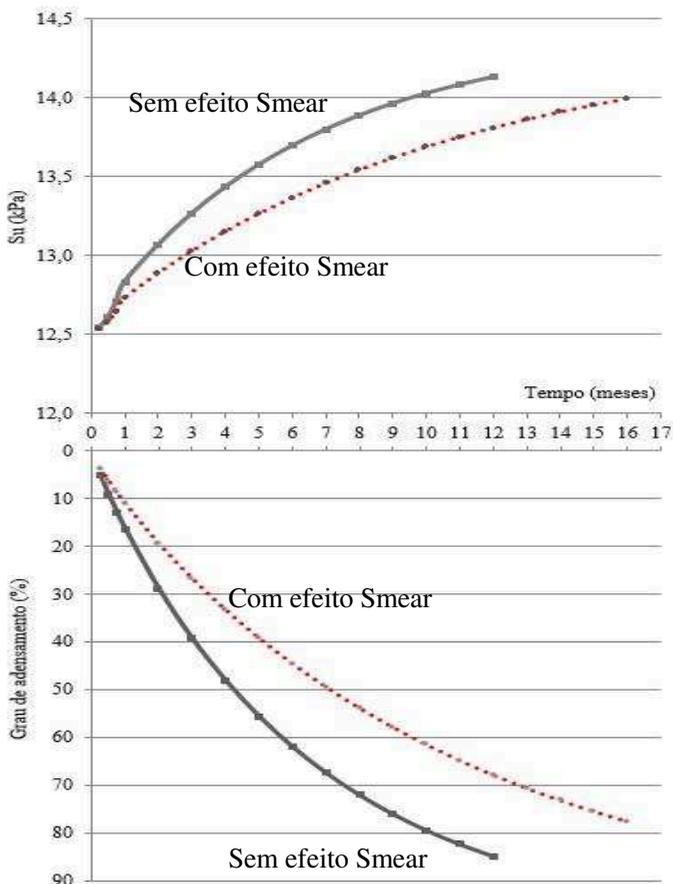
Assume-se que a situação representada na Figura 44 é a condição mais crítica, momento no qual o maior valor de sobrecarga estará atuando (1,6m).

A sobrecarga é alocada como parte constituinte do corpo do aterro, acrescentando-se a altura do aterro em 1,6m. Logo, foi analisada a estabilidade do aterro com 7,6m de altura. Optou-se por considerar a sobrecarga como parte constituinte do aterro, em virtude da resistência ao cisalhamento que a sobrecarga atribuirá ao mesmo. O efeito de submersão concomitante a redução da altura da camada de drenagem não será considerada.

Na Figura 44 está exposta o aumento da resistência não drenada com respectivo grau de adensamento para z igual a 7,0m. O valor da resistência não drenada é dado pela equação (49).

$$Su = 9,3 + 0,46z + (0,25U \Delta\sigma'v) \quad (49)$$

Figura 44 - Ganho de resistência com aumento do grau de adensamento



Fonte: Aline Steffens

O amolgamento decorrente da cravação do geodreno (efeito smear) reduz o grau de adensamento e conseqüentemente retarda o ganho de resistência não drenada. Na Figura 44 estão plotadas as curvas do grau de adensamento com as respectivas curvas do ganho de resistência com e sem efeito smear. É notório o aumento do valor do grau de adensamento quando se despreza o efeito smear, assim como a redução do tempo necessário para que seja atingido o U_t desejado.

Com auxílio do programa Slide 6.0 fez-se a análise de estabilidade do aterro para altura de 7,6m. Verificou-se o fator de segurança de 0,82 para o aterro projetado, sem a incorporação de geogrelhas, na seção mais crítica (km 4+960m). Os parâmetros admitidos para cada tipo de material constituinte do aterro utilizados no Software Slide estão Tabela 20.

Tabela 20- Parâmetros de entrada de Slide

Material/Nome	γ (kN/m ³)	c ou Su(kN/m ²)	ϕ (°)	Cor
Pavimento	21,0	10	45	
Aterro compactado	20,0	5	35	
Solo residual	20,0	1	35	
Terramesh	22,0	10	40	
Concreto armado	25,0	100	35	
Argila mole	14,1	Variável	0	
Areia	17,0	0	30	
Silte e argila	17,5	3	27	
Aterro atual	20,0	5	35	
Solo + malha Terramesh	20,0	20	35	
Colchão drenante	18,0	0	30	
Argila mole sob aterro existente	14,5	Variável	0	

Fonte: Adaptado de Maccarini (2014)

As geogrelhas a serem instaladas possuem resistência à tração nominal de 600kN/m orientadas na direção transversal da rodovia. Entretanto, foi utilizado para análise de estabilidade do aterro geogrelhas com resistência à tração nominal de 400kN/m. Considerou-se o fator de redução da resistência à tração nominal de 1,5. No fator de redução de 1,5 é considerado o fator de redução parcial devido a danos mecânicos de instalação, à degradação química e à biológica, respectivamente nos valores de 1,1, 1,1 e 1,2. Não foi considerado o fator de redução parcial devido à

fluência para o tempo de vida útil da obra por considerar os valores recomendados em literatura técnica superestimados.

Do km 4+960 ao km 4+910 serão instaladas três geogrelhas. A partir do km 4+910 até km 4+880 serão necessárias duas geogrelhas. Do km 4+880 ao km 4+850 será instalada apenas uma geogrelha. O espaçamento vertical entre as geogrelhas é de 30cm do km 4+850 ao km 4+960. Na Tabela 21 está a distribuição da área de geogrelhas ao longo rodovia.

Tabela 21 - Distribuição da área de geogrelhas no encontro

Local/km	Número de geogrelhas	Área de geogrelhas (m²)
4+960 a 4+910m	3	$50 \times 3 \times 65 = 9750$
4+910 a 4+880m	2	$30 \times 2 \times 65 = 3900$
4+880 a 4+850m	1	$30 \times 1 \times 65 = 1950$
Valor total da área para o encontro		15600

Fonte: Adaptado de Maccarini (2014)

“O geossintético atua como um reforço passivo. Os solos de fundação e aterro, ao se deslocarem horizontalmente, induzem deformações no geossintético, que reage e mobiliza um reforço de tração resistente, restringindo o deslocamento das camadas de solo” (ALMEIDA e MARQUES, 2009, p.136).

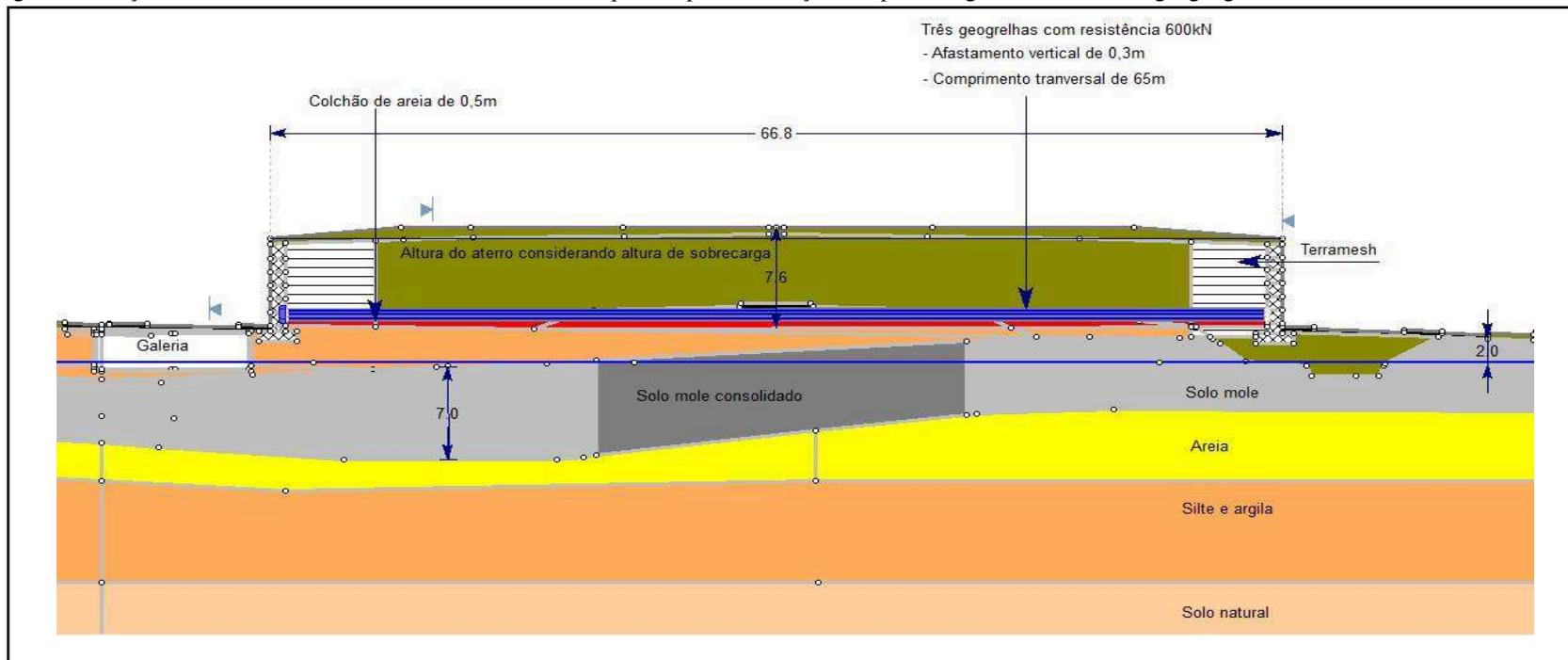
Na Tabela 22 está demonstrado o aumento do fator de segurança juntamente com o ganho de resistência com o tempo, para superfícies de ruptura circular e poligonal. Foi considerado até 0,75 meses a atuação de uma sobrecarga durante a construção devido ao tráfego de veículos de 12kN/m². Averiguou-se que a situação mais sensível a instabilidade ocorre no primeiro mês. Na Figura 45 está apresentada a seção mais crítica do aterro no km 4+960 no primeiro mês de construção.

Tabela 22 - Fator de segurança com alteamento do aterro

Tempo (meses)	h (m)	Sem efeito da zona amolgada ao redor do geodreno				Com efeito da zona amolgada ao redor do geodreno			
		Ut (%)	Su = Su original + 0,25 x UΔσ'v	FS		Ut (%)	Su = Su original + 0,25 x UΔσ'v	FS	
				Circular	Poligonal			Circular	Poligonal
0,25	1,9	5	12,54	3,471	3,072	4	12,54	3,471	3,037
0,5	3,8	9	12,61	2,211	2,173	6	12,58	2,210	2,172
0,75	5,7	13	12,70	1,623	1,551	9	12,64	1,621	1,550
1	7,6	16	12,83	1,380	1,344	11	12,73	1,378	1,342
2	7,6	29	13,07	1,387	1,348	19	12,89	1,382	1,345
3	7,6	39	13,27	1,392	1,352	27	13,03	1,386	1,348
4	7,6	48	13,43	1,396	1,355	33	13,15	1,389	1,350
5	7,6	56	13,58	1,400	1,358	39	13,26	1,392	1,352
6	7,6	62	13,70	1,403	1,360	45	13,37	1,395	1,354
7	7,6	67	13,80	1,406	1,361	49	13,46	1,397	1,355
8	7,6	72	13,89	1,408	1,363	54	13,54	1,399	1,357
9	7,6	76	13,97	1,410	1,366	58	13,62	1,401	1,360
10	7,6	79	14,03	1,412	1,367	61	13,69	1,403	1,361
11	7,6	82	14,09	1,414	1,368	65	13,75	1,405	1,362

Fonte: Aline Steffens

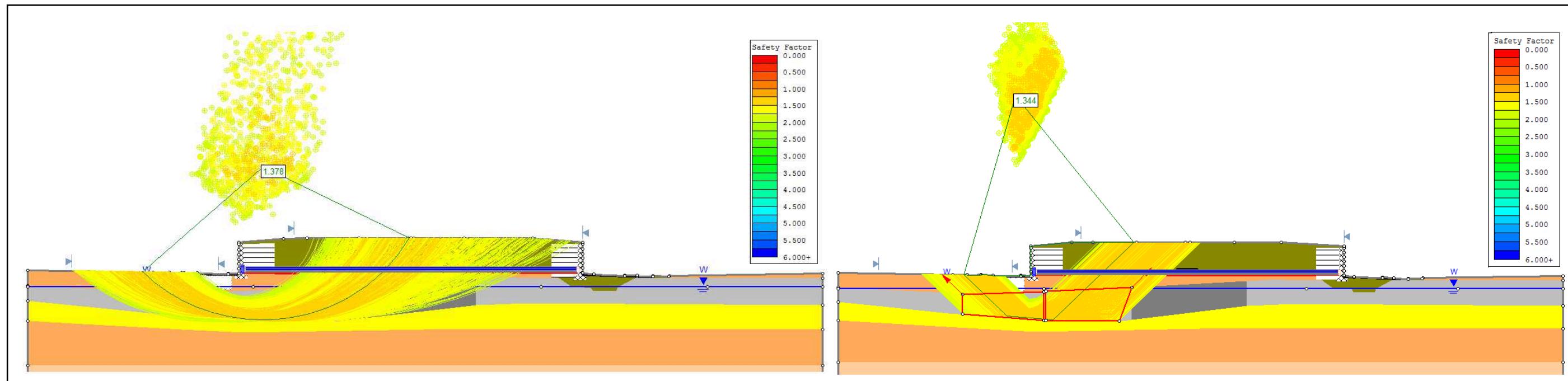
Figura 45 - Seção transversal no km 4+960, mostrando detalhes que compõem a solução composta de geodrenos, sobrecarga, geogrelhas e Terramesh



Fonte: Aline Steffens

Na Figura 46 estão as superfícies críticas para ruptura circular e não circular. Nesta figura é possível verificar que a superfície circular com menor fator de segurança inicia-se no meio do aterro passando pela camada de solo mole na profundidade mais profunda na qual há solo mole. A superfície não circular também passa pela profundidade mais profunda da camada de solo mole, porém inicia-se aproximadamente aos 23m do comprimento transversal do aterro no lado esquerdo da obra.

Figura 46 - Superfícies críticas de rupturas



Fonte: Aline Steffens

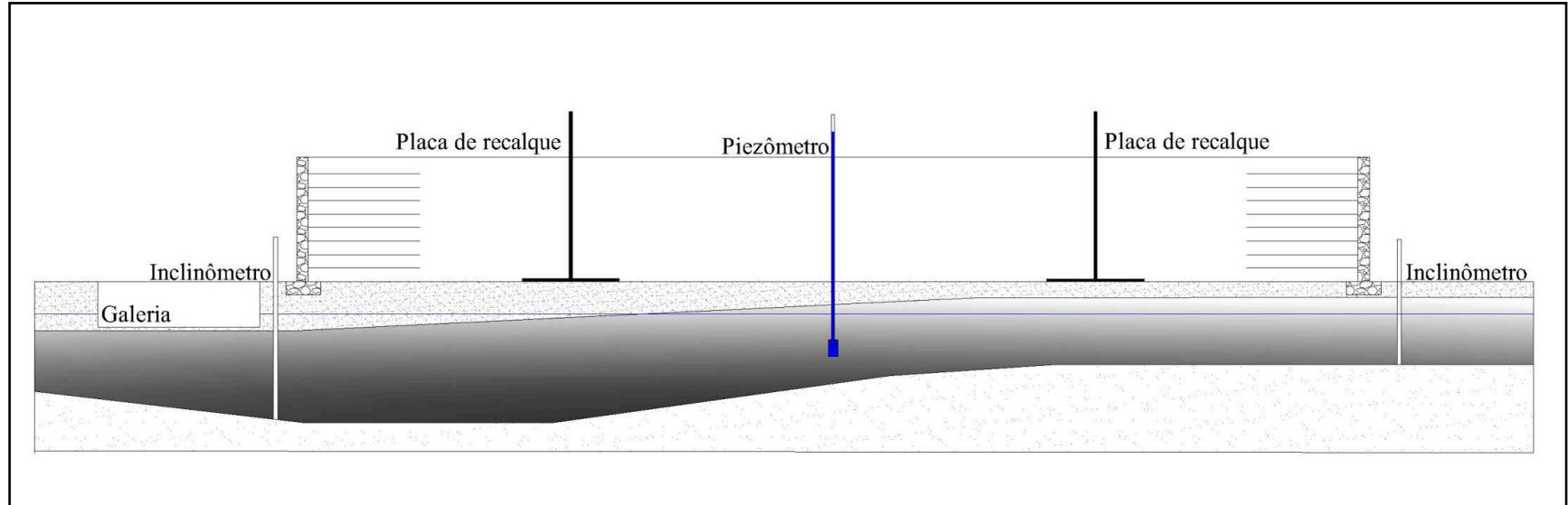
O monitoramento do aterro objetiva verificar se a velocidade de construção do aterro segue as premissas de projeto quanto a estabilidade; garantir a integridade de obras vizinhas; contribuir para o planejamento da obra (ALMEIDA; MARQUES, 2010, p.197).

De acordo com Almeida e Marques (2010), para que os objetivos do monitoramento sejam atingidos deve-se atender aos itens:

- i. Conhecer a grandeza da medida que o instrumento fornecerá e a faixa de variação esperada;
- ii. As análises devem ser realizadas logo após as leituras, a fim de que haja tempo adequado para decisões com relação à obra;
- iii. A especificação técnica da instrumentação deve informar como os instrumentos serão instalados, sua locação e profundidade, a periodicidade das leituras e de que forma as medidas serão realizadas. Deve também informar o prazo para a apresentação das análises, os valores de alerta e as decisões associadas a esses valores;
- iv. Os instrumentos devem ser locados por coordenadas e altimetria. A instrumentação deve ser, na medida do possível, instalada próxima a locais onde foram executados sondagens e ensaios.

Na Figura 47 está uma seção esquemática do projeto de monitoramento do aterro. Na Figura 48 está uma ilustração de como será o aspecto final do projeto geotécnico do aterro de encontro do Viaduto Kobrasol na Via Expressa – BR-282.

Figura 47 – Seção esquemática do projeto de monitoramento do aterro



Fonte: Aline Steffens

Figura 48 – Ilustração do projeto geotécnico do aterro de encontro do Viaduto Kobrasol na Via Expressa – BR-282



Fonte: Aline Steffens

5 CONCLUSÕES

O projeto geotécnico desenvolvido é resultado final da análise de parâmetros de compressibilidade, resistência não drenada e caracterização física do solo por intermédio de ensaios de laboratório e campo. A qualidade do estudo geotécnico e apropriada definição de tais parâmetros é fundamental para o dimensionamento do aterro sobre mole.

A confiabilidade dos parâmetros geotécnicos é de suma importância para que as soluções propostas quanto à estabilidade e as deformações previstas representem a condição real. Desta forma, o grande desafio para o dimensionamento do aterro deu-se na escolha dos parâmetros geotécnicos a serem utilizados no desenvolvimento do trabalho, destacando-se os coeficientes de permeabilidade e a resistência não drenada da camada de solo mole.

O resultado do ensaio de dissipação realizado a 10m de profundidade não caracteriza bem a camada de solo mole por estar próxima a uma camada drenante (excesso de pressão neutras praticamente zero).

Os valores de resistência não drenada determinados através do ensaio de resistência à compressão simples são compatíveis aos de Vane test e Piezocone, os quais foram realizados em pontos próximos do local de coleta da amostra.

Os valores de recalques calculados (1,21m para margem Sul e 1,11m para margem Norte) justificam a utilização de geodrenos com aplicação de sobrecarga. Para 11 meses há aceleração de 82% dos recalques totais.

Na etapa mais crítica de construção do aterro (altura de 7,6m, já incluso sobrecarga, (mesmo considerando-se um tempo de construção relativamente rápido de 1 mês) o fator de segurança é 1,34. O uso de bermas não foi considerado em virtude da limitação de espaço para construção das vias marginais. O ganho de resistência não drenada, durante a construção do aterro, foi considerado na análise de estabilidade para a etapa crítica.

A estabilidade interna, de fundação e global estão asseguradas para o período de construção e utilização.

É proposta a instalação de instrumentação (inclinômetros, placas de recalques e piezômetros) para controlar a velocidade de construção de forma a assegurar a estabilidade.

6 REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S. **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010. 256p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3406**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ*. Rio de Janeiro: ABNT, 1991a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905**: Solo – Ensaio de palheta *situ*. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12553**: Geotêxteis. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Solo – Amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rocha e Solo – Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR12007**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6508**: Solo – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro:ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ATLAS NACIONAL DE SOLOS DO BRASIL. Acesso em: agosto de 2015. Disponível em: http://geoftp.ibge.gov.br/atlas/atlas_nacional_do_brasil_2010/2_territorio_e_meio_ambiente/atlas_nacional_do_brasil_2010_pagina_78_solos_principais_tipos.pdf.
- BARAN, K.R. **Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí-SC**. 2011. 495p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil.

- BARBOSA, G.S. **Pavimentos com base reforçada com geogrelhas: análise de desempenho.** 2010. 495p. Trabalho de Diplomação – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Departamento de Engenharia Civil.
- BARONI, M. **Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca.** 2010. 249p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Engenharia Civil.
- BEDEESCHI, M.V.R. **Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca.** 2004. 172p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
- BORGES, J.M.L. **Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos.** 1995. 495p. Dissertação (Doutoramento) – Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia Civil.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações.** 3 Ed. V 1. Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos. 1988. 242p
- CAVALCANTI, M.C.R. **Análise por elementos de contorno de meios poro-elásticos saturados pela teoria de Biot** 2002. 495p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Pós-Graduação de Engenharia.
- DANZIGER, F.A.B. **Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaio de piezocone: Aplicação a argilas moles.** 1990. 609p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
- DAS, B.M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** São Paulo: Thompson Learning, 2007. 562p.
- DENATRAN. **Departamento Nacional de Trânsito.** Acesso em: agosto de 2015. Disponível em: <http://www.denatran.gov.br/frota.htm>
- DNER. **Manual de projeto e execução de aterros sobre solos moles.** Rio de Janeiro: Geomecânica s/a, 1990. 227p.
- EMBRAPA. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos.** 2ª ed. Rio de Janeiro: Centro Nacional de Pesquisas de Solos, 2006.
- ESPÍNDOLA, M.S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do aeroporto internacional Hercílio Luz, Florianópolis.** 2011. 495p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil.
- FERREIRA, R.S. **Ensaio de cone – CPT Mecânica executado comercialmente: Proposta de especificação técnicas visando credenciamento no PBQP-H.** In: Trabalho apresentado no I Simpósio de Geotecnia do Centro Oeste, Julho de 2003, Cuiabá.
- FONTENELLE, A.S. **Análise numérica de aterro sobre solo compressível utilizando as teorias de estados críticos e de adensamento**

- de Biot.** 1987. 495p. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Pós-Graduação de Engenharia.
- GAUER, E.A. **Influência da velocidade de rotação da mini-palhetas na resistência de um solo siltoso.** 2010. 118p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
- GOIS L.A.; OLIVEIRA N.M.G.A. **A Contribuição do Escoamento Superficial e da Drenagem de Águas Pluviais para os Processos Erosivos no Litoral de Olinda, Pernambuco, Brasil.** Pernambuco: Revista de Gestão Costeira Integrada. 2010.
- GRANDO, A. **Investigação Geotécnica de dois Depósitos de Argila Mole de Santa Catarina.** 2015. 271p. Qualificação de Tese de Doutorado – Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil.
- HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. **An Introduction to Geotechnical Engineering.** Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1981.
- LIMA, G.P. **Estudo de uma teoria não-linear para o adensamento unidimensional.** 1993. 125p. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Pós-Graduação de Engenharia.
- MAAR, A; PERON A; NETTO F.D.P. **Santa Catarina – História, espaço geográfico e meio ambiente.** Florianópolis: Editora Insular, 2009. 256 p.
- MACCARINI, M. **Comunicação Pessoal.** 2014.
- MACCARINI, M. **Notas de Aula.** 2014.
- MARANGON, M. **Proposição de estruturas típicas de pavimentos para região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência.** 2004. 609p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
- MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- MONTEMEZZO, R.F. **Estudo comparativo de ensaios de compressão confinada em argilas e areias saturadas utilizando CRS.** 2005. 495p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil.
- MOURA, A.P. **Adensamento com velocidade controlada de deformação (CRS): desenvolvimento do equipamento e realização de ensaios em solos moles do leste de Santa Catarina.** 2004. 495p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil.
- OLIVEIRA, H.M. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados a ruptura.** 2006. 495p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Pós-Graduação de Engenharia.

- SCOZ OLIVEIRA, V. **Análise de estabilidade de bi e tridimensional de talude estabilizado em solo grampeado.** 2006. 495p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil.
- ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. 374. p, 1995.
- ORTIGÃO, J.A.R.; COLLET, H.B.; **A Eliminação de erros atrito em ensaios de palheta.** Local (Rio de Janeiro): 1986.
- PEREIRA, T.S. **Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra.** 2013. 495p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Agrícola.
- PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 Aulas.** 3ª edição. São Paulo: Oficina de Texto, 2006.
- POTTER. R. O; CARVALHO, A.P; FLORES, C. A; BOGNOLA, I; ET. AL. **Embrapa Solos. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento nº 46.** Rio de Janeiro: Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. 21 ed, 2004.
- SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: oficina de textos, 2012.
- SUGUIO, K. **Tópicos de geociências para o desenvolvimento sustentável: as regiões litorâneas.** In: Revista do Instituto de Geociência. 2003.
- MARTIN L; SUGUIO, K; BITTENCOURT A.C.S.P; DOMINGUEZ J.M.L; FLEXOR J.M; AZEVEDO A.E.G. **Flutuações do nível relativo do mar durante o quaternário superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira.** In: Revista Brasileira de Geociência, Agosto de 1985.
- SULLY, J. P.; ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; WOELLER, D. J. An Approach to Evaluation of Field CPTu Dissipation Data in Overconsolidated Fine-Grained Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 36(2), p. 369–381, 1999.
- TESSLER M. G; GOYA. S. **Processos costeiros condicionantes do litoral brasileiro.** São Paulo: Revista do Departamento de Geografia. 2005.
- TEXEIRA, S.H.C. **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados.** 2003. 495p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos.
- VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.