



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Robson Ribeiro Amorim

USO DE GEOSSINTÉTICO DO TIPO GEODRENO COMO ACELERADOR DE
RECALQUE EM CONSTRUÇÕES DE ATERRO SOBRE SOLO MOLE EM RODOVIAS

Palmas – TO

2018

Robson Ribeiro Amorim

USO DE GEOSSINTÉTICO DO TIPO GEODRENO COMO ACELERADOR DE
RECALQUE EM CONSTRUÇÕES DE ATERRO SOBRE SOLO MOLE EM RODOVIAS

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.sc Edivaldo Alves dos Santos.

Palmas – TO

2018

Robson Ribeiro Amorim

USO DE GEOSSINTÉTICO DO TIPO GEODRENO COMO ACELERADOR DE
RECALQUE EM CONSTRUÇÕES DE ATERRO SOBRE SOLO MOLE EM RODOVIAS

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e
apresentado como requisito parcial para obtenção do
título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro
Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.sc Edivaldo Alves dos Santos.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. M.sc Edivaldo Alves dos Santos

Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof.a Dr^a. Elizabeth Hernández Zubeldia

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. Exp. Euzir Pinto Chagas

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2018

Aos meus pais, irmão e esposa
Dedico.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pelo o dom da vida, por ter me escolhido e capacitado para me tornar um profissional qualificado além de guiar e me ajudar nas mais difíceis batalhas.

Agradeço aos meus pais Osmar Carlos Ribeiro e Cecília do Carmo Amorim, e irmão Daniel Ribeiro Amorim, que não mediram esforços para me ajudar nas horas mais difíceis, me incentivando e dando forças durante toda caminhada, por acreditar em mim mesmo quando eu não acreditava.

Agradeço a minha esposa Vangela de Matos Bezerra, pelo carinho e amor dedicado, pela paciência e compreensão durante toda a elaboração deste trabalho, agradeço também a toda sua família que sempre me incentivou a concluir mais esta etapa da minha vida.

Ao mestre e professor Edivaldo Alves dos Santos, por aceitar me orientar neste estudo, por todo conhecimento compartilhado e pelas suas contribuições e correções.

RESUMO

O trabalho apresenta os resultados de uma pesquisa voltada ao dimensionamento de geossintético do tipo geodrenos, adotado como solução para aterro sobre solo mole tendo como foco as obras viárias. A abordagem do estudo combinou a utilização de drenos verticais e camada de colchão drenante para acelerar o tempo necessário do adensamento total. Para o dimensionamento foi aplicado os parâmetros geotécnicos obtidos através de busca bibliográfica.

As principais etapas deste trabalho abrangeram a elaboração do problema hipotético para a região em estudo; busca de parâmetros geotécnicos reais; o dimensionamento do adensamento primário em cada estaca ao longo do trecho; o tempo necessário para que se ocorra 90% do adensamento total; o dimensionamento de drenos verticais para a redução do tempo total de recalque. Os resultados obtidos ao longo do estudo permitiram a comprovação de que o uso de geodreno acelera o tempo necessário para o adensamento reduzindo assim os gastos com a manutenção.

Palavras-chave: Solo mole, geodrenos, aterro sobre solo mole, obras rodoviárias

ABSTRACT

The present work presents the results of a research geosynthetic geotechnical design, adopted as solution for landfill on soft ground, focusing on road works. The study's approach combined the use of vertical drains and draining mattress layer to accelerate the time required for total densification. For the sizing, the geotechnical parameters obtained through bibliographic search were applied.

The main stages of this work covered the elaboration of the hypothetical problem for the region under study; search for actual geotechnical parameters; the dimensioning of the primary density in each stake along the stretch; the time required for 90% of the total density to occur; the design of vertical drains to reduce the total settling time. The results obtained during the study allowed the verification that the use of geotextiles accelerates the time necessary for the densification, thus reducing maintenance costs.

Keywords: Just soft, geotextiles, landfill on soft ground, road works

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| FIGURA 1 - PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DE TRÊS TIPOS DE ENSAIO IN SITU: ENSAIO DO CONE, PALHETA E PRESSIOMÉTRICO | 12 |
| FIGURA 2 - APARELHO DO ENSAIO DE PALHETA; HASTE E TUBO DE REVESTIMENTO | 14 |
| FIGURA 3 - AMOLGAMENTO DO SOL | 14 |
| FIGURA 4 - FATOR DE CORREÇÃO SU MEDIDO NO ENSAIO DE PALHETA EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE PLASTICIDADE . | 16 |
| FIGURA 5 - DETALHE DA SONDA DO PIEZOCONO: (A) MEDIDA DA POROPRESSÃO EM DOIS PONTOS; (B) DETALHE DA POROPRESSÃO ATUANDO NA PONTA..... | 17 |
| FIGURA 6 - CORREÇÕES ÀS MEDIDAS DO ENSAIO DE PIEZOCONO E DETALHES PARA CALIBRAÇÃO..... | 17 |
| FIGURA 7 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS A PARTIR DOS DADOS DO PIEZOCONO (BQ) | 19 |
| FIGURA 8 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS A PARTIR DOS DADOS DO PIEZOCONO (FR)..... | 19 |
| FIGURA 9 - TRECHOS PARA COLETA DE DADOS PARA ÍNDICES DO ENSAIO DE ADENSAMENTO | 22 |
| FIGURA 10 - MÉTODO PACHECO SILVA | 24 |
| FIGURA 11 - TIPOS DE RECALQUES | 25 |
| FIGURA 12 - RECALQUE POR ADENSAMENTO IMEDIATO: ESQUEMA DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA BASE DO ATERRO..... | 25 |
| FIGURA 13 - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE A PARTIR DA CURVA DE COMPRESSÃO - MÉTODO DE PACHECO SILVA | 27 |
| FIGURA 14 - CAMADA TÍPICA COM DRENAGEM SIMPLES | 28 |
| FIGURA 15 - CAMADA TÍPICA COM DRENAGEM DUPLA | 29 |
| FIGURA 16 - FATOR TEMPO EM FUNÇÃO DA PORCENTAGEM DE RECALQUE PARA ADENSAMENTO..... | 29 |
| FIGURA 17 - CURVA RECALQUE VERSUS TEMPO DE CAMPO..... | 30 |
| FIGURA 18 - COMPRESSÃO SECUNDÁRIA SEGUNDO ABORDAGEM TRADICIONAL | 31 |
| FIGURA 19 - MODOS DE RUPTURA DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES SEM REFORÇO: A) DESLIZAMENTO LATERAL DO ATERRO, B) RUPTURA DA FUNDAÇÃO, C) RUPTURA GLOBAL ATERRO FUNDAÇÃO | 32 |
| FIGURA 20 - SEÇÃO DE RUPTURA CIRCULAR | 34 |
| FIGURA 21 - SEÇÃO DE RUPTURA PLANAR | 34 |
| FIGURA 22 - MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES | 35 |
| FIGURA 23 - COMPARAÇÃO ENTRE OS CUSTOS DAS ALTERNATIVAS DE SOLUÇÃO | 36 |
| FIGURA 24 - ATERRO LEVE COM ISOPOR..... | 36 |
| FIGURA 25 - SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DE ATERRO SOBRE SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DE SOLO MOLE | 37 |
| FIGURA 26 - SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DE ATERRO SOBRE SUBSTITUIÇÃO TOTAL DE SOLO MOLE | 37 |
| FIGURA 27 - BERMAS DE EQUILÍBRIO | 38 |
| FIGURA 28 - CONSTRUÇÃO POR ETAPAS | 38 |
| FIGURA 29 - SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DE ATERRO COM PRÉ-CARREGAMENTO | 39 |
| FIGURA 30 - GEODRENOS E SOBRECARGA TEMPORÁRIA..... | 39 |
| FIGURA 31 - ESCOAMENTO FINAL DAS ÁGUAS DO COLCHÃO DRENANTE | 40 |
| FIGURA 32 - SISTEMA DE CONSOLIDAÇÃO A VÁCUO..... | 41 |
| FIGURA 33 - ATERRO ESTAQUEADO | 41 |

| | |
|------------------------------------------------------------------|----|
| FIGURA 34 - IDENTIFICAÇÃO DO TRECHO DE JAZIDA DE SOLO MOLE | 43 |
| FIGURA 35 - PERFIL TOPOGRÁFICO DA ÁREA EM ESTUDO | 44 |
| FIGURA 36 - TRECHO DA VIA EM ESTUDO | 44 |

LISTA DE TABELA

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| TABELA 1 - PRINCIPAIS PARÂMETROS OBTIDOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO | 10 |
| TABELA 2 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DE ACORDO COM NÚMERO DE GOLPES SPT | 11 |
| TABELA 3 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO, PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS E RECOMENDAÇÕES..... | 13 |
| TABELA 4 - FATORES DE SEGURANÇA MÍNIMO | 32 |
| TABELA 5 – COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE MÉTODOS DE FATIAS PARA SUPERFÍCIES CIRCULARES DE ATERRO GRANULARES SOBRE SOLO MOLE (ADAPTADO DE DUNCAN EE WRIGHT, 2005) | 33 |
| TABELA 6 - MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE DE FATIAS | 33 |
| TABELA 7 - PORCENTAGEM DE CONSOLIDAÇÃO DE PROJETO | 41 |
| TABELA 8 - RESUMO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS SOLOS COMPRESSÍVEIS..... | 45 |
| TABELA 9 - PARÂMETROS DOS MATERIAIS PRESENTES NA FUNDAÇÃO | 45 |
| TABELA 10 - RESULTADOS | 58 |

LISTA DE SIMBOLOS

Abreviaturas

| | |
|------|---------------------------------------------|
| CPT | Cone penetration test |
| CPTu | Piezocone penetration test |
| DMT | Dilatômetro de Marchetti |
| DNER | Departamento Nacional de Estradas e Rodagem |
| EPS | Poliestireno expandido |
| FS | Fator de segurança |
| IP | Índice de plasticidade |
| LL | Limite de liquidez |
| LP | Limite de plasticidade |
| NA | Normalmente adensado |
| PA | Pré-adensado |
| PMT | Pressiômetro |
| SM | Sondagem mista |
| SPT | Standard penetration test |

Alfabeto Latino

| | |
|------|------------------------------------------------|
| a | Relação de áreas AN.AT-1 |
| Bq | Parâmetro de classificação dos solos |
| c' | Coesão efetiva |
| Cc | Coeficiente ou Índice de compressão |
| Ch | Coeficiente de adensamento horizontal |
| Cr | Coeficiente ou Índice de recompressão |
| Cs | Coeficiente ou Índice de expansão |
| Cv | Coeficiente de adensamento vertical |
| CR | Razão de compressão |
| CU | Resistencia consolidada não drenada |
| dw | Diâmetro equivalente de um geodreno retangular |
| de | Diâmetro de influência de um geodreno |
| D | Diâmetro da palheta |
| eo | Índice de vazios |
| s | Atrito lateral |
| Fr | Atrito lateral normalizado |
| Go | Módulo cisalhante a pequenas deformações |
| Gs | Densidade real dos grãos |
| hadm | Altura admissível |
| harg | Espessura da camada de solo mole |
| hd | Distância de drenagem |
| hcr | Altura crítica |
| Ic | Índice de classificação do material |
| Ir | Índice de rigidez |
| K0 | Coeficiente de empuxo no repouso |
| kh | Coeficiente de permeabilidade horizontal |
| kv | Coeficiente de permeabilidade vertical |
| n | Densidade de geodrenos |
| Nkt | Fator de cone |
| O | Razão de sobreadensamento |
| CR | Resistência de ponta |
| qc | Resistência de ponta corrigida |
| qt | Resistência de ponta líquida normalizada |

| | |
|------|--------------------------------------------|
| Qt | Raio do piezocone |
| R | Razão de atrito |
| Rf | Razão de recompressão |
| RR | Resistência não drenada |
| Su | Sensibilidade das argilas |
| St | Espaçamento entre geodrenos |
| S | Tempo de dissipação de 50% da poro-pressão |
| t50% | Torque |
| T | Fator tempo de dissipação horizontal |
| Th | Fator tempo de dissipação vertical |
| Tv | Fator tempo |
| T* | Poro-pressão na ponta do cone |
| u | Poro-pressão na base do cone |
| 1 | Poro-pressão na luva do cone |
| u2 | Resistencia não consolidada não drenada |
| u3 | Grau de adensamento total |
| UU | Grau de adensamento radial ou horizontal |
| U | Grau de adensamento vertical |
| Uh | Volume de vazios |
| Uv | Volume de sólidos |
| VV | Umidade natural in situ |
| VS | Limite de liquidez |
| wn | Limite de plasticidade |

Alfabeto Grego

| | |
|-------------------------|---------------------------------------------|
| σ'_{vm} | Tensão de pré-adensamento |
| σ'_{vo} | Tensão efetiva inicial no meio da subcamada |
| $\Delta\sigma_v$ | Acréscimo de tensão no meio da subcamada |
| $\gamma_{\text{água}}$ | Peso específico da água |
| γ_{areia} | Peso específico da areia |
| γ_{arg} | Peso específico do solo mole |
| γ_{at} | Peso específico do aterro |
| γ_m | Peso específico do solo residual |

SUMÁRIO

| | |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 5 |
| 1.1 PROBLEMA DE PESQUISA | 6 |
| 1.2 HIPÓTESES | 6 |
| 1.3 OBJETIVOS | 6 |
| 1.3.1 Objetivo Geral | 6 |
| 1.3.2 Objetivos Específicos | 6 |
| 1.4 JUSTIFICATIVA | 6 |
| 2. REFERENCIAL TEÓRICO | 8 |
| 2.1 SOLO..... | 8 |
| 2.1.1 Solo Mole | 8 |
| 2.1.1.1 Solos moles de origem fluvial - Aluviões..... | 9 |
| 2.1.1.2 Solos moles de origem marinha..... | 9 |
| 2.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS | 9 |
| 2.2.1 Investigações preliminares..... | 10 |
| 2.2.2 Investigações Complementares | 12 |
| 2.2.2.1 Ensaio de palheta (Vane Test) | 13 |
| 2.3 RECALQUE..... | 24 |
| 2.3.1 Análise de recalque..... | 24 |
| 2.3.1.1 Recalques Imediatos | 25 |
| 2.3.1.2 Recalques diferidos das fundações sobre argila | 26 |
| 2.3.1.3 Recalques Primários..... | 26 |
| 2.3.1.4 Recalques Secundários | 29 |
| 2.4 MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO | 31 |
| 2.4.1 Fatores de segurança – DNER-PRO 381/98..... | 31 |
| 2.4.2 Modos de Ruptura..... | 32 |
| 2.4.2.1 Ruptura da fundação: Altura crítica do aterro | 33 |
| 2.4.2.2 Ruptura global do conjunto aterro-solo | 33 |
| 2.4.3 Modelos de Análise de Estabilidade..... | 33 |
| 2.4.4 Ganho de resistência ao longo de adensamento..... | 34 |
| 2.5 MÉTODOS CONSTRUTIVOS PARA ATERRO SOBRE SOLO MOLE | 35 |
| 2.5.1 Alternativas de solução | 35 |
| 2.5.1.1 Aterros leves..... | 36 |
| 2.5.1.2 Remoção de solo mole..... | 37 |

| | | |
|----------------|------------------------------------------------------------|-----------|
| 2.5.1.3 | Uso de bermas | 37 |
| 2.5.1.4 | Construção por etapas | 38 |
| 2.5.1.5 | Pré carregamento | 38 |
| 2.5.1.6 | Geodrenos e sobrecarga temporária..... | 39 |
| 2.5.1.7 | Aterro estaqueado | 41 |
| 3. | METODOLOGIA..... | 43 |
| 3.1 | PROCEDIMENTOS DE PESQUISA | 43 |
| 3.2 | OBJETO DE ESTUDO | 43 |
| 3.3 | PARÂMETROS UTILIZADOS NO DIMENSIONAMENTO | 45 |
| 3.4 | ANÁLISE DO RECALQUE | 46 |
| 3.4.1 | Estimativa de Recalques | 46 |
| 3.4.2 | Aceleração dos recalques com uso de Geodrenos | 47 |
| 3.5 | DIMENSIONAMENTO DE COLCHÕES DRENANTES HORIZONTAIS | 50 |
| 4. | RESULTADOS E DISCUSSÃO | 51 |
| 4.1 | ESTACA 01..... | 51 |
| 4.2 | ESTACA 02..... | 55 |
| 5. | CONCLUSÃO..... | 59 |
| | REFERÊNCIAS | 60 |

1. INTRODUÇÃO

Segundo Oliveira (2006), a ocupação do território brasileiro concentrou ao longo do tempo nas regiões litorâneas entre a Serra do Mar, Serra Geral e o Oceano Atlântico. Nesses lugares ocorrem depósitos de argila mole de origem marinha e aluviais, e que se estendem por todo país.

Em projetos rodoviários, sempre existe a preocupação quanto a estabilidade do condutor, o grande problema desta estabilidade é a falta de contato que o carro tem com a pista. Embora exista diversas preocupações quanto, ao limite de velocidade, curvas acentuadas, visibilidade, tempo de frenagem, entre outras, nenhuma dessas pode ser resolvida se o carro não estiver estável. Pela a grande expansão das cidades, obras verticais e obras rodoviárias estão sendo projetadas em solos de pior capacidade, por tanto os engenheiros estão sendo obrigados a dimensionar sobre camadas de solo mole.

De acordo com Vertematti (2004) a construção sobre essas camadas de solo, ou seja, uma camada de baixa resistência não drenada e baixa compressibilidade, é um desafio. Pois a garantia de estabilidade e verificação quanto aos recalques, precisam ser avaliadas, de forma que essas duas condições sejam inferiores ao exigido por norma.

Segundo DNER-PRO 381/98, em obras rodoviárias o recalque excessivo pode acarretar diversos problemas a pista, dentre os mais preocupantes, está a ruptura do aterro da rodovia, e falta de estabilidade por falta de contato veículo-pista. Para dimensionar aterros sobre este tipo de solo, são necessários ensaios para determinação de parâmetros que vão subsidiar nosso dimensionamento, estes ensaios estão descritos neste trabalho.

Além dos ensaios de campo e de laboratório, também são necessários certos cuidados para melhoramento do solo, e ou transpassagem de carga do aterro para um solo de melhor qualidade, dentre esses métodos para transpassar a carga proveniente da obra, ou aterro, está o uso do geossintéticos. Para o uso desta solução são necessários parâmetros geotécnicos definidos com base nas investigações e ensaios de campo e laboratório (ALMEIDA E MARQUES, 2014).

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Grandes recalques provenientes de aterros sobre solo mole, compromete rodovias em toda malha rodoviária brasileira, com problemas de ruptura do pavimento e instabilidade para o condutor. Por tanto o problema de pesquisa deste trabalho é: Aterros construídos sobre solo mole tem a condição de apresentar deformações excessivas, gerando instabilidade. Diante das possibilidades de soluções, seria viável tecnicamente ou não o uso de geossintético?

1.2 HIPÓTESES

Dentre várias possibilidades de soluções, o geossintético por ter a função de reforço, filtração, separação, drenagem e controle de erosão, apresenta uma viabilidade técnica para problemas decorrentes de solo mole.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Entre as diversas soluções para aterro sobre solo mole, avaliar o ganho de tempo reduzido em função do geodreno, com ênfase em obras rodoviárias.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Identificar um trecho rodoviário que apresente jazida de solo mole;
- Obter parâmetros geotécnicos de compressibilidade e de resistência do solo mole;
- Calcular o tempo necessário para consolidação do aterro sobre solo mole, com e sem o uso do geodreno.

1.4 JUSTIFICATIVA

De um modo geral toda rodovia apresenta problemas com recalque, às vezes esta causa ruptura do pavimento e instabilidade na rodovia, podendo assim causar desconforto e até mesmo acidentes para população.

Em um trecho rodoviário no qual se apresenta uma depressão excessiva, por alguns segundos o veículo perde contato com a pista, podendo assim o condutor perder o controle total do veículo. Por tanto este trabalho irá dentre diversas possibilidades existentes, propor a que apresenta melhor viabilidade técnica para um problema específico.

Este estudo iniciará também futuras discussões de quais são os métodos mais viáveis e econômicos para o problema de solo mole no encabeçamento de ponte, tendo em vista que o problema abordado neste trabalho implica diretamente neste caso.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 SOLO

O termo solo origina-se do Latim solum = suporte, superfície, base. Segundo a NBR 6502 – Rochas e Solos, a definição de solo é “Material proveniente da decomposição de rochas pela ação de agentes físicos ou químicos, podendo ou não conter matéria orgânica”, ou simplesmente, produto da decomposição e desintegração da rocha pela ação de agentes atmosféricos.

A palavra solo pode ter várias definições de acordo com a área profissional em que se é aplicado, na engenharia este material tem como função absorver as cargas geradas pelas obras, Vargas (1977), “sob ponto de vista puramente técnico, aplica-se o termo solo a materiais da crosta terrestre que servem de suporte, são arrimados, escavados ou perfurados e utilizados nas obras de Engenharia Civil”.

O solo está presente em todo tipo de obra, sendo utilizado como base para fundações, por tanto o estudo sobre as características deste material é fundamental para que se tenha uma obra econômica e satisfatória.

2.1.1 Solo Mole

Segundo a NBR 6484 – Execução de sondagens de simples reconhecimento do solo, solo mole pode ser definido como material que possui a resistência a penetração do ensaio SPT não superior a quatro golpes.

De acordo com Massad (2003), os solos argilosos podem ser de origem marinha ou fluvial, sendo que ambos ocorrem constantemente nas planícies costeiras do Brasil. As argilas moles também se caracterizam por apresentar valores altos de umidade natural (w). Elevados limites de liquidez (LL) e elevado valores de limites de plasticidade (LP).

2.1.1.1 Solos moles de origem fluvial - Aluviões

Suguió (2010) descreve estas formações como. “Os aluviões são materiais constituídos por materiais erodidos, retrabalhados e transportados pelos cursos d’água nos seus leitos e margens”. São também depositados nos fundos de lagoas e lagos, sempre associados a ambientes fluviais.

Segundo Massad (2003), esse solo tem como origem a deposição de sedimentos nas partes mais baixas dos cursos de rios, sendo que na época de cheia, ao ocuparem vastas áreas depositam este material em regiões pouco drenantes formando assim este solo fino e sem coesão. O autor também descreve que por se tratar de grandes áreas, de vasta topografia, e das características dos rios de planície, que formam e abandonam meandros, a heterogeneidade horizontal também é grande, as espessuras das camadas moles são em torno de 1 a 7 metros podendo ser maiores dependendo do rio que as deu origem.

2.1.1.2 Solos moles de origem marinha

De acordo com Massad (2003 p. 116), os primeiros estudos sistemáticos das argilas de nosso litoral foram desenvolvidos em fins da década de 1930 e começo da década de 1940. Desde essa época, acreditava-se que esses solos tinham em comum a história geológica, presumida como simples, isto é, haviam se formado num único ciclo de sedimentação, contínuo e ininterrupto.

A variação do volume de água descrita como eustasia e as alterações dos continentes chamados isostasia, está relacionada diretamente com o nível relativo dos oceanos. (MARTIN et al., 1986b) *apud* (SUGUIÓ, 2010).

2.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Na construção de qualquer obra é necessário ter conhecimento sobre o solo em que vai se construir, especialmente quando tratado de solo mole. Para elaboração de um projeto de aterro sobre solo mole, seja ele para obras verticais ou rodoviárias, os ensaios de laboratório e de campo são indispensáveis.

Almeida e Marques (2014) apresentam de forma fácil e didática como proceder quanto à investigação geotécnica em obras com este problema. A tabela 01 nos exemplifica diversos parâmetros obtidos a partir de ensaios de laboratório e de campo referente ao solo mole.

Tabela 1 - Principais parâmetros obtidos dos ensaios de laboratório e de campo

| Ensaio | Tipo | Objetivo do Ensaio | Principais parâmetros obtidos |
|-------------|-------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|
| Laboratório | Caracterização completa | Caracterização geral do solo; interpretação dos demais ensaios | w_n , w_L , w_p , G_s , curva granulométrica |
| | Adensamento | Cálculo de recalques e de recalques x tempo | C_c , C_s , s'_{vm} , C_v , e_o |
| | Triaxial UU | Cálculos de estabilidade (S_u é afetado pelo amolgamento) | S_u |
| | Triaxial CU | Cálculos de estabilidade; parâmetros para cálculos de deformabilidade 2D (MEF) | S_u , c' , Φ' |
| Campo | Palheta | Cálculos de estabilidade | S_u , S_t |
| | Piezocone (CPTu) | Estratigrafia; recalques x tempo (a partir do ensaio de dissipação) | Estimativa do perfil de S_u , Ch (C_v) |
| | Tbar | Resistencia não drenada | Estimativa do perfil de S_u |
| | Dilatômetro (DMT) | Ensaio complementar | S_u , OCR , K_0 |
| | Pressiômetro (PMT) | Ensaio complementar | S_u , G_o |

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2014)

2.2.1 Investigações preliminares

Para a definição do tipo de solo, posição do lençol freático, as espessuras das camadas e dos perfis geológico-geotécnico, é preciso fazer uma sondagem no solo. Esta sondagem conhecida como SPT, nos permite ter subsídios para um melhor conhecimento do solo.

Em solos propriamente ditos como solo mole, o número de golpes para penetração dos 30 cm finais do amostrador, de forma geral é igual à zero ($N_{spt} = 0$), segundo (ALMEIDA E MARQUES 2014).

Segundo Massad (2010) a sondagem a percussão desde que executada de acordo com a NBR 6484, também nos permite analisar outros atributos da amostra, como por exemplo, a plasticidade e a granulometria, além de nos informar o índice de resistência a penetração do solo. A NBR 7181 classifica as argilas e os siltes argilosos com o N_{spt} inferior a 2 golpes como muito mole, como somente mole a camada que apresenta valores entre 3 e 5 golpes, como podemos ver na tabela 02.

Tabela 2 - Classificação dos Solos de acordo com Número de Golpes SPT

| Solo | Índice de resistência a penetração | Designação |
|----------------------------|------------------------------------|-----------------------|
| Areia e siltes arenosos | <4 | Fofa |
| | 5 a 8 | Pouca Compacta |
| | 9 a 18 | Medianamente Compacta |
| | 19 a 40 | Compacta |
| | > 40 | Muito compacta |
| Argilas e siltes argilosos | <2 | Muito mole |
| | 3 a 5 | Mole |
| | 6 a 10 | Média |
| | 11 a 19 | Rija |
| | >19 | Dura |

Fonte: NBR 7250

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) *apud* Santos (2015) as amostras são classificadas de acordo com as normas citadas acima, este material é coletadas a cada metro de ensaio. O ensaio consiste em prevê a cravação de um amostrador no \varnothing_{Ext} 50mm no fundo da escavação, podendo ou não ser revestido, com um peso de um martelo de 65kg a uma altura de 75cm usa se a queda deste peso para determinação do N_{spt} , que é quantidade de golpes necessários para penetração dos 30cm, após a escavação inicial dos primeiros 15cm.

Schnaid e Odebrecht (2012) *apud* Santos (2015) citam que somente o ensaio do SPT não é recomendado para previsão de deformação em solos moles. Isso ocorre por que o ensaio não quantifica de forma confiável o valor da tensão de pré-adensamento, este sendo um valor essencial para o calculo do recalque. Para fornecimento deste parâmetro, é mais confiável a utilização dos ensaios de palheta, adensamento oedométrico e de piezocone, estes já são conhecidos e nos mostra uma correlação confiáveis e seguras para o cálculo de deformação.

Ainda nessa fase preliminar segundo Almeida e Marques (2014) é necessária a determinação da umidade natural (W_n) e dos limites de Atterberg (NBR 6459 e NBR 7180)

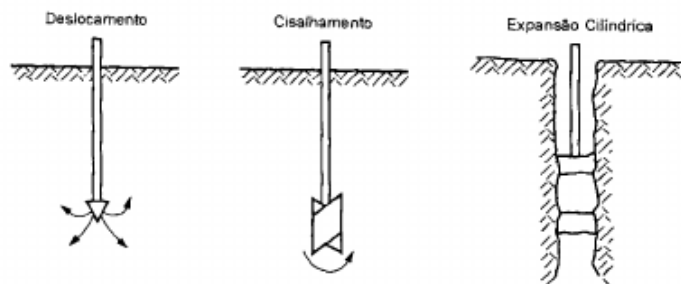
De acordo com Almeida e Marques (2014) *apud* Santos (2015) é importante que o material da amostra seja retirado da parte inferior do amostrador, ou seja o bico, de modo que o avanço do teste, muitas vezes realizado com trépano e água, não modifique qualquer característica do solo, este material precisa ser armazenado de forma correta, após a coleta deve-se colocar dentro de um saco plástico, e dentro de uma caixa de isopor protegida assim das ações de intempéries.

2.2.2 Investigações Complementares

De acordo com Massad (2010) entende -se como “ensaios de campo” ou “ensaios *in situ*” os ensaios feitos *in loco*. Este ensaio como dito acima, é indispensável para qualquer obra de terra, com ele podemos obter parâmetros do solo como, coeficiente de permeabilidade, módulo de deformabilidade, resistência ao cisalhamento e coeficiente de empuxo em repouso que são necessários para qualquer dimensionamento de obras de terra. Os ensaios *in situ* de modo geral são de custo mais baixo, e fornecem o resultado de forma mais rápida, estes ensaios na maioria das vezes precisa-se de um complemento campo-laboratório.

Segundo Massad (2010) os ensaios *in situ* podem ser divididos em duas formas, a primeira usando modelos de correlações empíricas com resultados de ensaios, conseguimos determinar parâmetros dos solos. A segunda exige a construção de modelos matemáticos que nos possibilita a determinação dos parâmetros do solo. A fig. 01 nos mostra 3 tipos de ensaios *in situ*, de palheta por rotação, o penetrométrico (ensaio de cone) por deslocamento e o pressiométrico expansão de cavidade cilíndrica, no qual o solo e levado a ruptura de modos diferente.

Figura 1 - Princípio de funcionamento de três tipos de ensaio *in situ*: ensaio do cone, palheta e pressiométrico



Fonte: Massad (2010)

Segundo Almeida e Marques (2014) em dimensionamentos de aterro sobre solo mole usa-se os ensaios de laboratórios para a caracterização completa do solo, que incluem a análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, a determinação dos limites de liquidez e plasticidade, a determinação da massa específica dos grãos.

A NBR necessária para os ensaios de adensamento e sedimentação é a (NBR 6508 – ABNT, 1984b). Almeida e Marques (2014) ainda nos diz que:

Em alguns casos, determinasse a porcentagem de matéria orgânica em peso. Pode – se usar a medida da perda de peso em estufa com temperatura acima de 440°C (NBR 13600 – ABNT, 1996), procedimento mais rápido e de menor custo, ou, preferencialmente, o método da Embrapa (Embrapa, 1997), por meio da determinação da porcentagem de carbono orgânico.

Tabela 3 - Características gerais dos ensaios de laboratório e de campo, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações

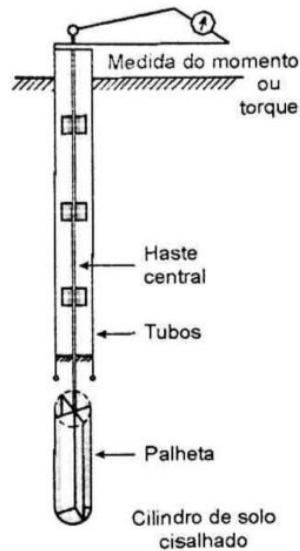
| Ensaio | Tipo | Objetivos do Ensaio | Principais Parâmetros | Outros parâmetros | Observações e Recomendações |
|-------------|-------------------------|-------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Laboratório | Caracterização completa | Caracterização geral do solo; interpretação dos demais ensaios | Wn, Wl, Wf, Gs, Curva Granulométrica | Estimativa da compressibilidade | Recomenda - se a determinação do teor de matéria orgânica em solos muito orgânicos e turfas |
| | Adensamento | Cálculo de recalques e de recalques x tempo | Ccr, Csr, σ_{vm} , Cv, eo | Eoed, C α | Essencial para cálculo de magnitude e velocidade de recalques; pode ser substituído pelo ensaio contínuo CRS |
| | Triaxial UU | Cálculo de estabilidade (Su é afetado pelo o amolgamento) | Su | | É mais afetado pelo amolgamento do que o ensaio CU |
| | Triaxial CU | Cálculo de estabilidade; parâmetros para cálculos de deformabilidade 2D (MEF) | Su, C', Φ' | Eu | Ensaio CAU (adensamento anisotrópico) é o mais indicado |
| Campo | Palheta | Cálculo da estabilidade | Su, St | OCR | Essencial para determinação resistência não drenada da argila |
| | Piezocone (CPTu) | Estratigrafia; recalques x tempo (a partir do ensaio de dissipação) | Estimativa do perfil de Su, Ch (Cv) | perfil de OCR, K ₀ , Eoed, St | Ensaio recomendado pela relação custo/benefício favorável |
| | Tbar | Resistência não drenada | Estimativa do perfil de Su | | Não requer correção de poropressão; mais comumente usado em <i>offshore</i> |
| | Dilatômetro (DMT) | Ensaio complementar, em geral | Su, OCR, K ₀ | Ch, Eoed | Menos comum em argilas muito moles |
| | Pressiômetro (PMT) | Ensaio complementar, em geral | Su, Go | Ch | Menos comum em argilas muito moles |

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2014)

2.2.2.1 Ensaio de palheta (Vane Test)

O aparelho consiste em um torquímetro acoplado a um conjunto de hastes rígidas, tendo em sua extremidade uma palheta, formada por um conjunto de lâmina retangulares, delgadas e dispostas perpendicularmente entre si, (MASSAD 2010).

Figura 2 - Aparelho do ensaio de palheta; haste e tubo de revestimento

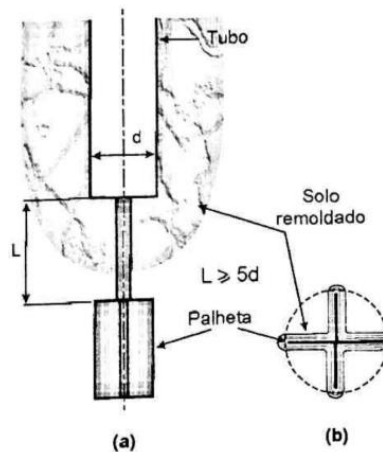


Fonte: Massad (2010)

Este ensaio é usado para obtenção dos resultados dos valores de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) da camada de solo mole, além deste valor podemos também determinar a partir deste ensaio o valor da resistência não drenada amolgada, uma vez que faz se correlação direta com S_u , nos informa também a sensibilidade do solo mole.

Segundo Massad (2010) existe dois problemas na interpretação e na execução do ensaio de palheta, o primeiro é que o solo se remolda, após a introdução da palheta ou pelo tudo de revestimento da sapata, usados para proteger a palheta, (ver Figura 2). O segundo problema é a ruptura do solo quando se inicia a rotação da palheta, este tem-se como solução um número maior de palhetas, no entanto agravaria o primeiro problema.

Figura 3 - Amolgamento do sol



Fonte: Almeida e Marques (2014)

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) *apud* Santos (2015), este ensaio consiste em uma palheta de dimensões uniformes, posicionada a uma profundidade desejada do ensaio, sendo no mínimo 5 vezes o diâmetro do tubo, coloca-se uma força de torque no intuito de cisalhar o solo por meio da rotação. Os autores também nos indicam que a velocidade padrão do ensaio é de 6°/minuto. Durante o ensaio, coletam-se leituras a cada 2°, para elaboração da curva Torque x Rotação. Deve-se girar a palheta em 10 revoluções completas em um intervalo inferior a 5 minutos, para obtenção da resistência não drenada do solo amolgado (S_{ua}).

Os valores da resistência não drenada podem ser calculados pela equação 1, para solo natural ou amolgado.

$$S_u = \frac{0,86T}{\pi D^3} \quad [01]$$

Assim temos:

T: torque máximo (kN.m);

D: diâmetro da palheta (m);

S_u : resistência não drenada natural ou amolgada (kN/m² ou kPa).

Almeida e Marques (2014) nos mostra que o S_u constante no topo e na base da palheta não é verificado. Mas em estudos realizados em argilas de Londres, a equação 01 pode nos proporcionar resultados conservativos na ordem de 9%.

A equação 02 apresenta a relação entre a condição natural (S_u) e a condição amolgada (S_{ua}). Podendo assim encontrar o valor da Sensibilidade da argila (S_t).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ua}} \quad [02]$$

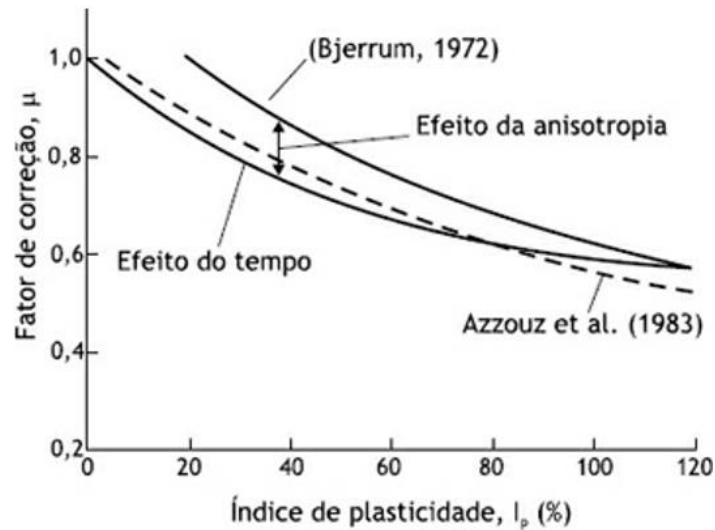
As argilas brasileiras têm sensibilidade na faixa de 1 a 8, com valores médios entre 3 e 5, (Schnaid, 2009) *apud* (Almeida e Marques, 2014).

Após medida a resistência não drenada S_u a partir do ensaio de palheta, este valor precisa ser corrigido por um fator de correção (Bjerrum, 1972) *apud* (Almeida e Marques, 2014). Então o valor da resistência obtido em ensaio (palheta), deve ser multiplicado pelo o fator de correção. Como podemos analisar na (Figura 4), o fator de correção é função do índice de plasticidade da argila que incorpora dois efeitos: a anisotropia da argila e a velocidade de carregamento em obra e ensaio conforme (Figura 4).

$$S_u (\text{projeto}) = \mu \cdot S_u (\text{palheta})$$

[03]

Figura 4 - Fator de correção S_u medido no ensaio de palheta em função do índice de plasticidade



Fonte: Bjerrum, 1972 apud Almeida e Marques (2014)

2.2.2.2 Ensaio de Piezocone

O ensaio do Cone introduzido na Holanda na década de 1930, consiste em cravação por meio de esforço estático, com a velocidade média de 2 cm / s. Este ensaio permite ao Engenheiro quantificar parâmetros importantes para o dimensionamento geotécnico.

Entre diversos parâmetros obtidos por este ensaio, Almeida e Marques (2014) frisa a definição da estratigrafia do depósito de solo mole, definição do perfil contínuo de resistência não drenada e obtenção dos coeficientes de adensamento do solo.

A resistência utilizada nas correlações de modo geral é chamada como resistência corrigida (q_t). Como podemos ver na Figura 5 a poropressão atua de forma desigual na geometria do cone. Schnaid e Odebrecht (2012) citam que por este motivo a resistência da ponta do cone precisa ser corrigida, essa correção pode ser feita através da equação 4.

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

[04]

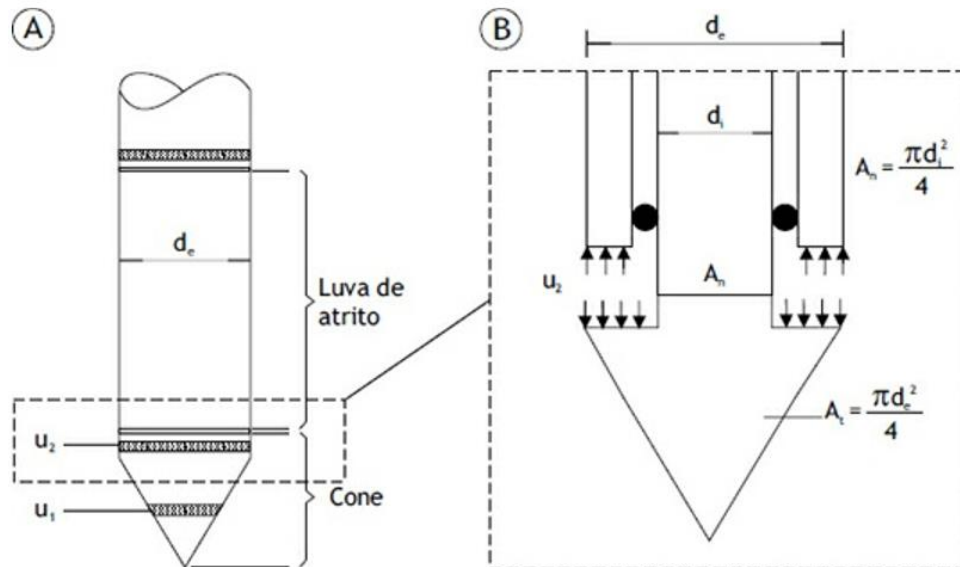
Assim temos:

q_c = resistência de ponta medida no cone (kPa)

u_2 = poropressão medida na base do cone (kPa)

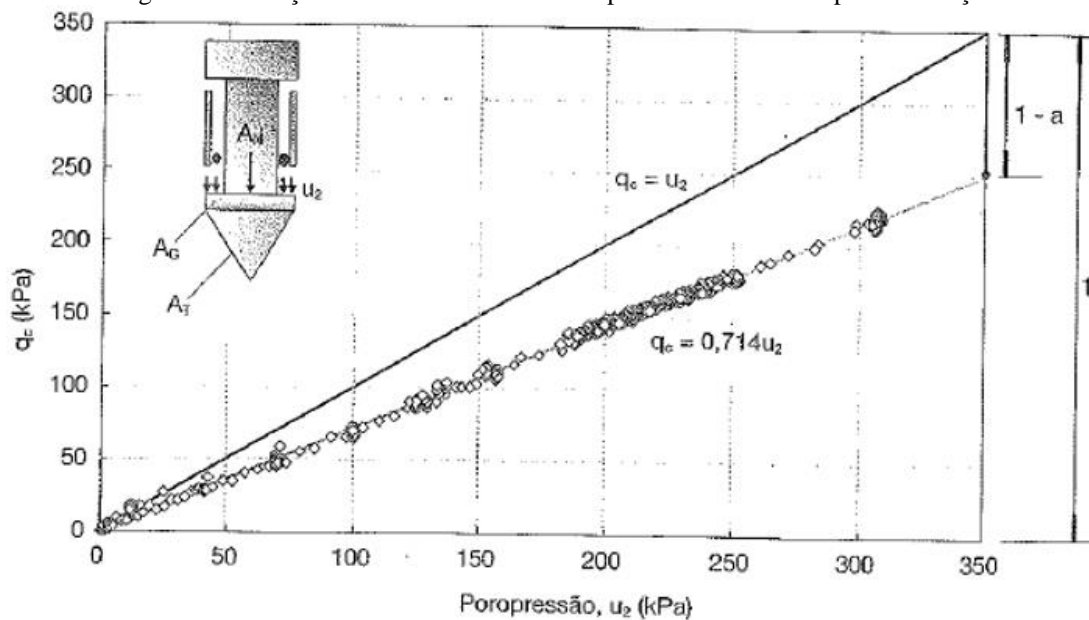
α = relação de áreas A_n / A_t , este dado é fornecido pela empresa responsável pelo ensaio, entretanto este valor é determinado por meio da calibração do equipamento de acordo com a Figura 6.

Figura 5 - Detalhe da sonda do piezocone: (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando na ponta



Fonte: Almeida e Marques (2014)

Figura 6 - Correções às medidas do ensaio de piezocone e detalhes para calibração



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

Schnaid e Odebrecht (2012) citam que é possível agrupar materiais segundo seu comportamento de acordo com as grandezas normalizadas Q_t , B_q , e Fr .

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

[05]

Assim temos:

Q_t = grandeza normalizada;

q_t = resistência de ponta corrigida, em kPa;

u_0 = poropressão hidrostática na profundidade do ensaio, em kPa;

σ_{v0} = tensão vertical total na profundidade do ensaio, em kPa.

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

[06]

B_q = grandeza normalizada;

q_t = resistência de ponta corrigida, em kPa;

u_0 = poropressão hidrostática na profundidade do ensaio, em kPa;

σ_{v0} = tensão vertical total na profundidade do ensaio, em kPa;

u_2 = poropressão medida na base do piezocone, em kPa.

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

[07]

Assim temos:

Fr = grandeza normalizada;

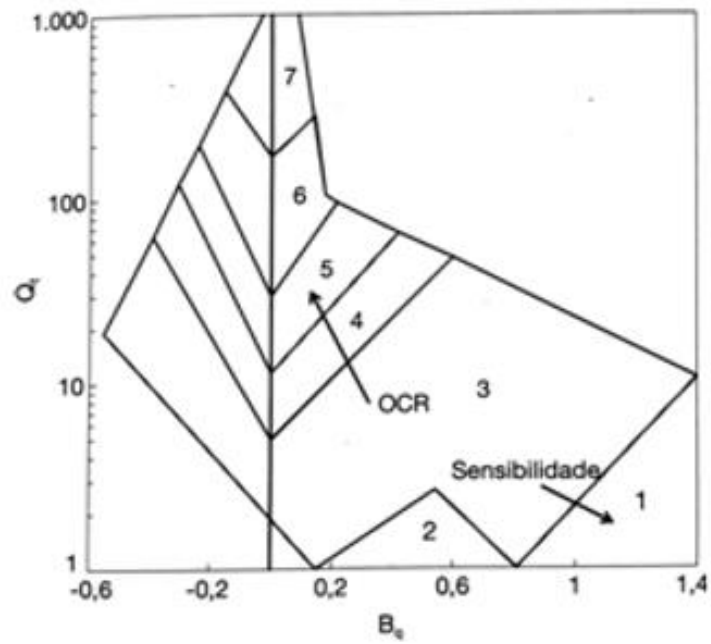
f_s = resistência do atrito lateral medida no piezocone, em kPa;

q_t = resistência de ponta corrigida, em kPa;

σ_{v0} = tensão vertical total na profundidade do ensaio, em kPa.

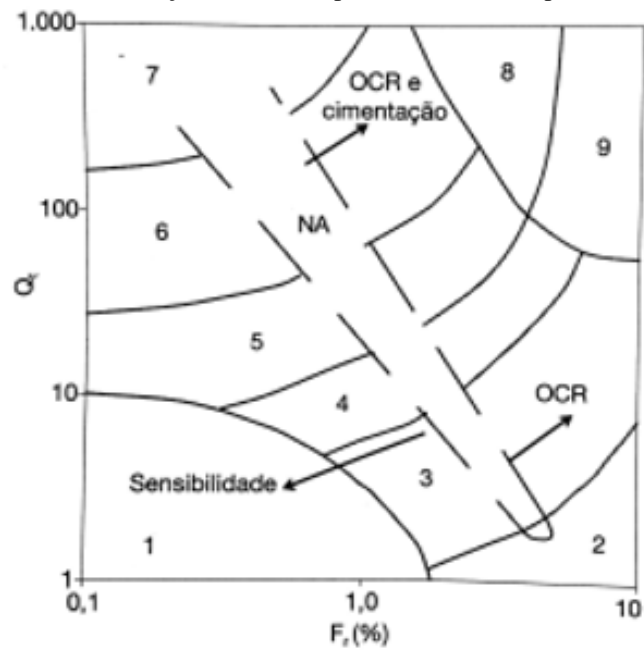
Os valores acima calculados podem ser utilizados para classificação do solo de acordo com a Figura 7 e Figura 8. Os tipos de solos podem ser agrupados de acordo com o seu comportamento, o quadro 01 com nos mostra alguns tipos de solo. (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Figura 7 - Classificação dos solos a partir dos dados do piezocone (B_q)



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Figura 8 - Classificação dos solos a partir dos dados do piezocone (F_r)



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Quadro 1 - Classificação de solos por tipo de comportamento

| Zonas | Tipos de Solos |
|-------|------------------------------------|
| 1 | Solo fino sensível |
| 2 | Solo orgânico e turfas |
| 3 | Argilas - argilas siltosas |
| 4 | Argilas siltosas - silte argiloso |
| 5 | Siltes argilosos - areias siltosas |
| 6 | Areias limpas - areias siltosas |
| 7 | Areias com pedregulhos - areias |
| 8 | Areias - areias limpas |
| 9 | Areias finas rígidas |

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Schnaid e Odebrecht (2012) citam que valores de Bq entre 0,5 e 1,0 indicam provável ocorrência de solo mole.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) o ensaio de piezocone é o mais indicado para obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), para camadas de solo mole, este coeficiente pode ser facilmente calculado através da equação 08.

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

[08]

Assim temos:

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada, em kPa;

σ_{v0} = tensão vertical total na profundidade do ensaio, em kPa;

N_{kt} = fator empírico de cone.

A resistência ao cisalhamento não drenada, está ligado diretamente com um fator empírico de cone, este valor pode ser facilmente encontrado por uma correlação com o ensaio de palheta. (ALMEIDA e MARQUES, 2014)

Com a realização do ensaio de piezocone, podemos determinar o coeficiente de adensamento horizontal do solo (Ch). A metodologia do ensaio consiste em monitorar a dissipação durante todo o ensaio, e na paralização do piezocone na profundidade pré-estabelecida, o coeficiente de adensamento horizontal pode ser determinado de acordo com a equação 09, (SCHNAID E ODEBRECHET, 2012).

$$C_h = \frac{T^* \cdot R^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50\%}}$$

[09]

Assim temos:

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

R = Raio do piezocone;

I_r = índice de rigidez;

$t_{50\%}$ = Tempo de dissipação de 50% da poropressão.

2.2.2.3 Ensaio de Adensamento Convencional (Oedométrico)

Segundo Pinto (2006) o ensaio de adensamento convencional oedométrico respeita as seguintes hipóteses.

- O solo é totalmente saturado;
- O fluxo d'água é unidimensional;
- A compressão é unidimensional;
- O solo é homogêneo;
- As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais;
- O fluxo é governado pela Lei de Darcy;
- Os parâmetros do solo não variam no processo de adensamento;
- O índice de vazios é proporcional à variação de tensão efetiva;

Este ensaio é normalizado pela (NBR 12007 – ABNT, 1990), consiste na aplicação de cargas axiais verticais a corpos de prova cilíndricos, confinados, colocados entre pedras porosas para facilitar a drenagem, essas cargas são frequentes e crescentes de modo que as medidas de deformações verticais sejam anotadas.

De acordo com Almeida e Marques (2014) o ensaio é essencial para determinação do recalque e sua evolução durante o tempo.

[...] O ensaio de adensamento é essencial para o cálculo da magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo. O ensaio de adensamento convencional de carregamento incremental (NBR 12007 - ABNT, 1990), com cada incremento de carga aplicado durante 24 horas, é o comumente realizado. Para a melhor determinação da tensão de sobreadensamento, por vezes realizam-se estágios intermediários de carga. A tensão vertical máxima a ser aplicada deve ser escolhida em função da história de tensões do depósito e da altura de aterro a ser aplicada. No caso de argilas muito moles, deve se iniciar

com tensões verticais baixas, de 1,5 ou 3 kPa, dobrando-se a carga em sequência até atingir a tensão vertical necessária, que, mesmo para aterros baixos, deve ser da ordem de 400 kPa, no mínimo. Esse nível de tensões permite a melhor definição da curva virgem e também avaliar a qualidade da amostra, pois amostras de argilas moles de boa qualidade têm trecho virgem com clara curvatura no gráfico $\log \sigma'_v \times e$.

De acordo com a redução da altura do corpo de prova ao término do estágio e o índice de vazios do corpo de prova no início de cada estágio, determina-se o índice de vazios para cada estágio, Equação 10.

$$e_o = \frac{V_V}{V_S} \quad [10]$$

Assim temos:

V_V : Volume de vazios;

V_S : Volume de sólidos.

$$C_c = C_s = C_r = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad [11]$$

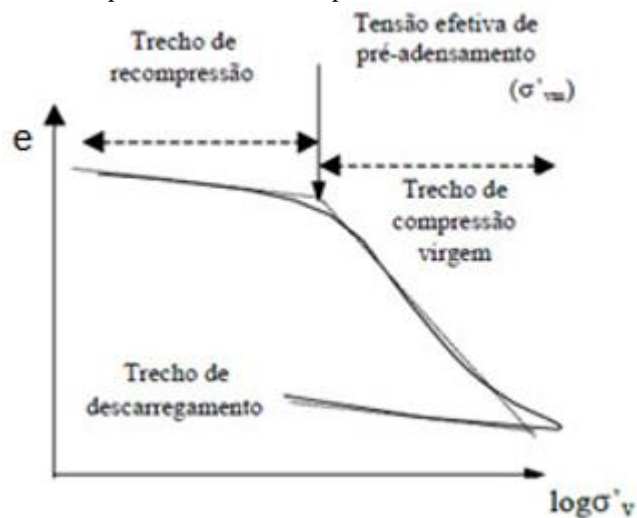
Assim temos:

C_c = Índice de compressão medido no trecho virgem;

C_s = Índice de expansão obtido no ciclo de carregamento e descarregamento;

C_r = Índice de recompressão obtido no trecho de recompressão.

Figura 9 - Trechos para coleta de dados para índices do ensaio de adensamento



Fonte: Gerscovich, Martins e Lima *apud* Santos (2015).

De acordo com Almeida e Marques (2014) citam dois cuidados que é preciso para realização do ensaio.

- 1) A tensão máxima aplicada deve ser escolhida de acordo com o histórico de tensões do depósito e da altura do aterro que será construído;
- 2) Para argilas muito moles os estágios iniciais de tensões devem ter 1,5 ou 3,0 kPa, nos estágios posteriores em que as tensões serão dobradas até a tensão máxima necessária, deve ser aplicada uma tensão de no mínimo 400 kPa.

Com o ensaio de adensamento podemos identificar os valores dos coeficientes do histórico de tensões do solo, valor esse que será usado para definir se o solo está pré adensado ou normalmente adensado.

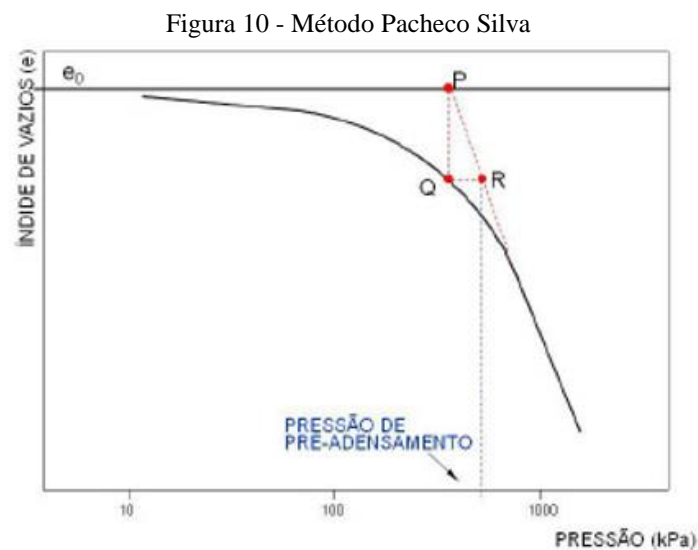
Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) se o valor da tensão vertical efetiva do presente for maior que o valor da tensão efetiva sofrida pelo o solo no passado, por tanto o solo é normalmente adensado, caso a tensão vertical efetiva do presente for maior que a tensão efetiva sofrida pelo solo no passado, nesse caso o solo é pré-adensado. Os autores também citam que estes valores podem estimar se o solo sofrerá deformações plásticas ou não, quando solicitado durante e após a construção.

Tensões abaixo da tensão de pré-adensamento σ'_{vm} , sofrerá deformações bem pequenas, para tensões acima σ'_{vm} , neste caso teremos deformações plástica. A obtenção dos valores de OCR permite conhecer se o solo está pré adensado ($OCR > 1$) ou normalmente adensado ($OCR \cong 1$). A equação 12 determina a razão de sobreadensamento OCR.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}$$

[12]

O método mais eficaz para a determinação dos valores de σ'_{vm} é o de Pacheco Silva, este método consiste em prolongar uma reta virgem até tocar a horizontal do índice de vazios inicial da amostra, neste ponto traça se uma vertical até tocar a curva do ensaio, neste ponto traça se uma nova horizontal até tocar a primeira reta virgem, é considerado como o ponto de pré adensamento a intersecção da horizontal desenhada com a primeira reta virgem, como mostra a Figura 10 (PINTO, 2006).



Fonte: Gerscovich, Martins e Lima *apud* Santos (2015).

2.3 RECALQUE

A definição de recalque segundo Almeida e Marques (2014), é que qualquer movimentação vertical descendente de um elemento estrutural em consequência da deformação de sua fundação que é apoiada em um determinado solo.

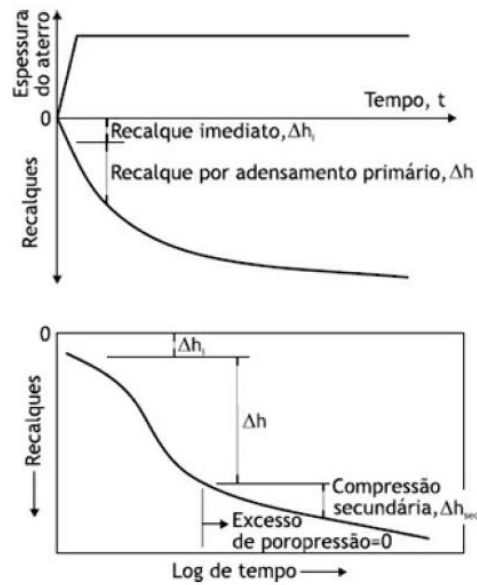
De acordo com Vargas (1977 p. 247), existem os recalques de fundações produzidos por ruptura do terreno, recalques por solapamento hidráulico, recalques provenientes das ruínas ou deteriorização da própria estrutura das fundações estes são denominados recalques anormais, existe também os recalques provenientes da compressibilidade do solo, este denominado recalques normais. O autor também discrimina que os recalques normais são divididos em dois tipos, os provenientes de deformações a volume constante do solo, isto é, deformações que se dão a índice de vazios constantes – as quais são, impropriamente, muitas vezes, chamadas de “deformações plásticas” – e os recalques por adensamento – os quais se dão com a variação do índice de vazios.

2.3.1 Análise de recalque

Os recalques sofridos em aterro sobre solo mole, são divididos em três tipos, recalques imediatos (Δh_i), recalques primários (Δh), e recalques secundários (Δh_{sec}), apresentados esquematicamente na Figura 11.

A somatória dos recalques imediatos e primários dar-se o nome de recalques construtivos, em uma obra de aterro sobre solo mole o objetivo do projeto geotécnico é garantir a cota final após está somatória.

Figura 11 - Tipos de recalques



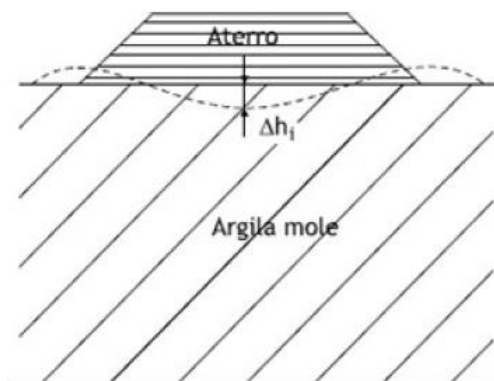
Fonte: Almeida e Marques, (2014).

2.3.1.1 Recalques Imediatos

Quando se aplica uma carga na superfície de um aterro, ocorrem em sua fundação os chamados recalques imediatos, estes ocorrem instantaneamente após esta aplicação, não havendo nenhuma variação de volume de argila. Portanto este recalque é conhecido como recalques não drenados, elástico ou distorcionais (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Um das melhores maneiras de se calcular os recalques imediatos, é pelas de Teoria da Elasticidade. No entanto como os solos não são materiais elásticos, e mesmo que haja uma proporção entre as tensões e deformações, se retiramos a tensão, a deformação não se iguala a zero. Por tanto na engenharia de solos, a constante E ganha o nome de “módulo de deformabilidade”, (VARGAS, 1977, p. 247).

Figura 12 - Recalque por adensamento imediato: esquema dos deslocamentos verticais na base do aterro



Fonte: Almeida e Marques, (2014).

2.3.1.2 Recalques diferidos das fundações sobre argila

Para se estudar os recalques causados por camadas argilosas, é preciso levar em consideração o fenômeno do adensamento das camadas argilosas.

O fenômeno de adensamento pode ser compreendido através do modelo mecânico, Vargas (1977, p. 254) afirma que ele

Ao admitir o cilindro contendo lateralmente o solo (de modo a impedir qualquer deformação lateral), o líquido incompressível, em comparação com a mola, e os orifícios nas laterais do cilindro suficientemente pequenos, para que a água escoe lentamente (o que corresponde à baixa permeabilidade das camadas argilosas).

2.3.1.3 Recalques Primários

Segundo Almeida e Marques (2014), o método para se calcular a magnitude do recalque por adensamento primário leva em consideração a separação das camadas de fundação em subcamadas correspondentes aos dados disponíveis de ensaios de adensamento.

O gráfico da Figura 13 nos mostra os parâmetros que são óbitos a partir da curva de compressão, ela também nos apresenta a determinação da tensão de sobre adensamento pelo método de Pacheco Silva (1970).

Almeida e Marques vêm nos mostrar que a equação para o cálculo do recalque por adensamento primário para uma cama de argila de espessura (h_{arg}) com tensão efetiva vertical *in situ* σ'_{vo} , e tensão de sobre adensamento σ'_{vm} , no meio da subcamada, é:

$$\Delta h = h_{arg} \left[\frac{C_r}{1+e_{vo}} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \right) + \frac{C_c}{1+e_{vo}} \times \log \left(\frac{(\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_{vm})}{\sigma'_{vm}} \right) \right] = \quad [13]$$

Assim temos:

h_{arg} : Espessura da camada de solo mole;

C_r : Índice de recompressão;

C_c : Índice de compressão;

e_{vo} : Índice de vazios;

$\Delta \sigma_v$: Acréscimo de tensão no meio da subcamada;

σ'_{vo} : Tensão vertical *in situ* no meio da subcamada;

σ'_{vm} : tensão de pré-adensamento no meio da subcamada.

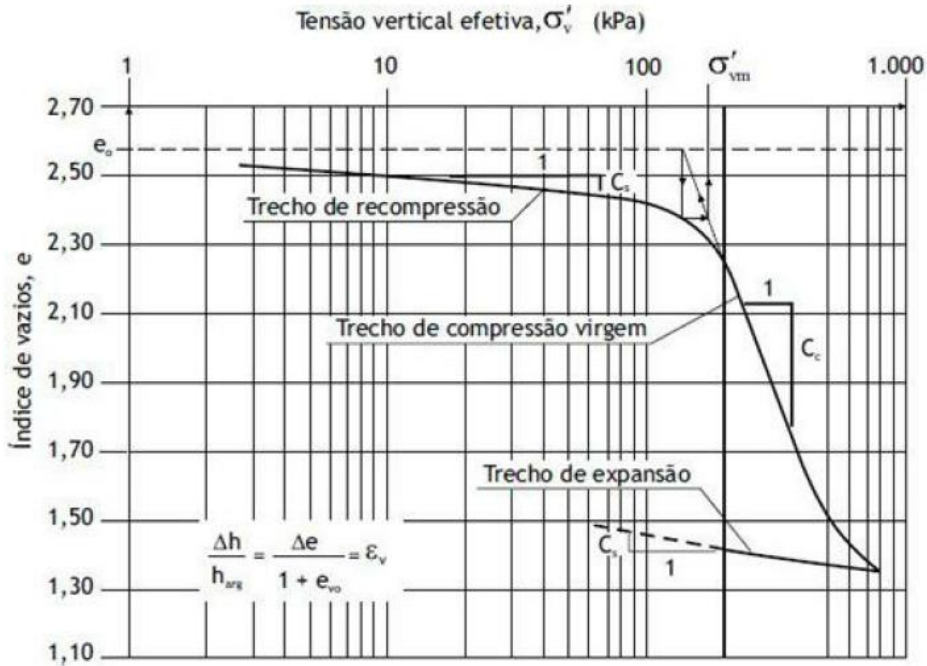
Onde o onde C_r e C_c são os índices de recompressão e compressão; e_{vo} , o índice de vazios *in situ* para a profundidade de desejada. O acréscimo de tensão devido à carga de

aterro, $\Delta\sigma_v$, é calculado em função da geometria do problema, conforme ilustrado na Equação 14, sendo:

$$\Delta\sigma_v = \gamma_{at} * h_{at} \quad [14]$$

Onde γ_{at} é o peso específico do aterro e h_{at} , a sua espessura.

Figura 13 - Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão - Método de Pacheco Silva



Fonte: Almeida e Marques, (2014).

- **Drenagem unidimensional – 1D**

De acordo com Almeida e Marques (2014) *apud* Pinto (2006), Terzaghi nos mostra em sua teoria que o cálculo do recalque *versus* o tempo, para caso de drenagem vertical é realizado pelo o produto do recalque por adensamento primário Δh pela porcentagem média de adensamento vertical U_v .

$$\Delta h(t) = U_v \times \Delta h \quad [15]$$

Onde U_v é obtido através da função do fator de tempo T_v , demonstrado na equação 16. O fator de tempo é a função do coeficiente de adensamento (C_v) e a distância de drenagem (hd):

$$T_v = \frac{C_v \times t}{hd^2} \quad [16]$$

Assim temos:

C_v : coeficiente de adensamento vertical do solo;

t : tempo de adensamento;

h_d : distância de drenagem;

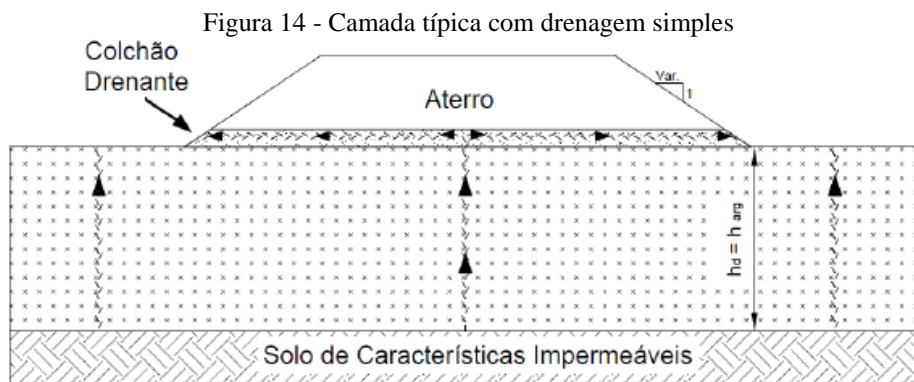
Segundo Almeida e Marques (2014) a distância de drenagem para uma camada de argila que será drenada em uma única direção e a própria espessura da camada de argila (h_{arg}), já no caso de camadas com drenagem em ambas as faces, o valor é ($h_{arg}/2$), sendo que a pior situação sempre será exatamente a espessura/2, a figura 05 e a figura 06 ilustram os dois tipos de drenagem existente em uma camada compressível. Para uma boa estimativa da variação do recalque com o tempo é preciso fazer uma boa escolha do valor do “ C_v de projeto”. De modo geral usa-se dados fornecidos por laboratórios (C_{vlab}) e de ensaios de campo (C_{vpiez}).

Para o cálculo de T_v , em carregamentos usuais, usam-se as equações a seguir:

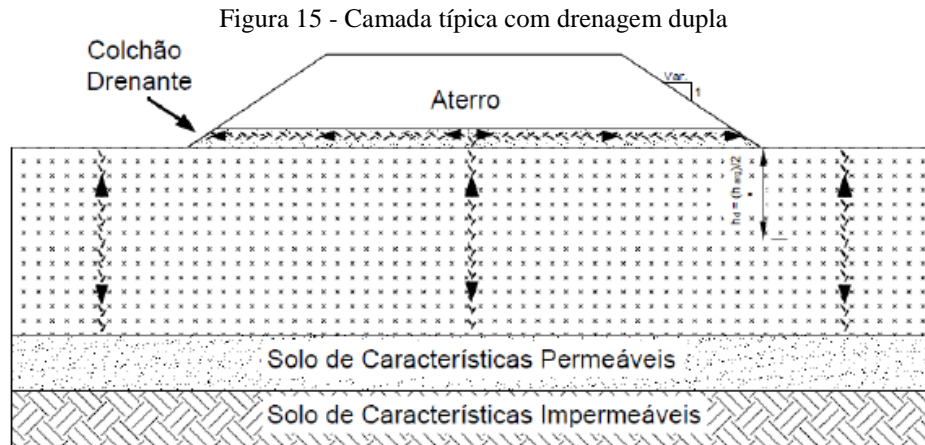
$$T_v = \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot u_v^2, \text{ aproximação para } U_v \text{ de } 0\% \text{ a } 52\% \quad [17]$$

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U_v(\%)), \text{ aproximação para } U_v > 52\% \quad [18]$$

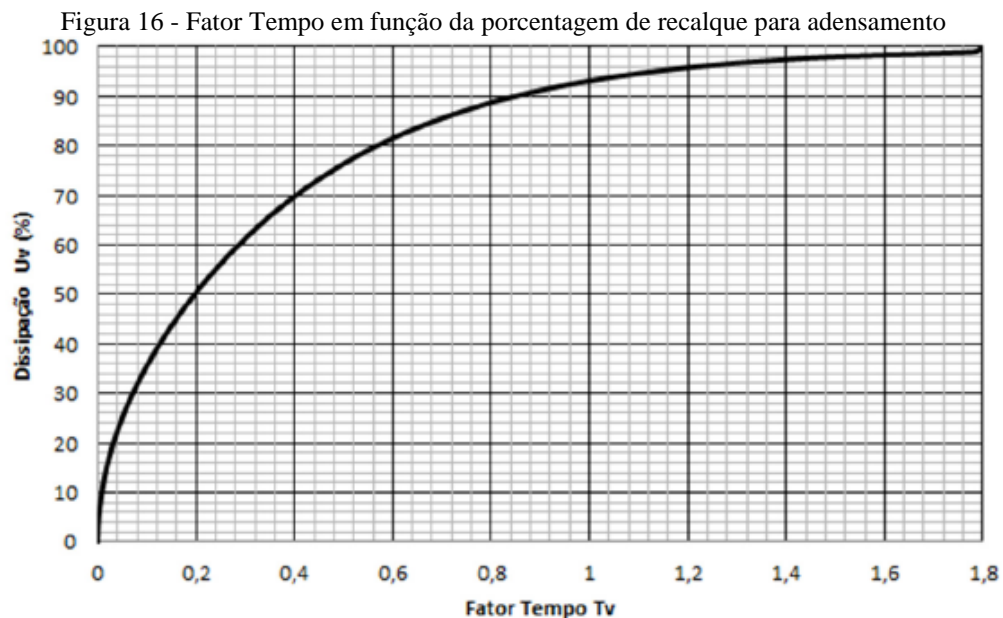
Para determinação do Fator Tempo pode-se utilizar o gráfico ilustrado na Figura 16.



Fonte: Santos (2015)



Fonte: Santos (2015)



Fonte: Santos *apud* Pinto (2006)

2.3.1.4 Recalques Secundários

São relacionados como recalques secundários a compressão lenta que continua a ocorrer sobre o solo após o desenvolvimento dos recalques previstos como recalques primários, (PINTO, 2006, p. 222). O autor também nos diz que as pressões neutras que teoricamente deveriam ter sido dissipadas, na verdade, não teriam sido completamente dissipadas, estaria ocorrendo alguma pressão, justificando assim a saída de água do interior do solo. Os coeficientes de adensamento secundário podem variar entre 0,5% a 2%, sendo que para argilas adensadas, esse valor pode chegar a 3%, Pinto (2006, p. 222) afirma que.

Os valores de coeficientes de adensamento secundário, em função da deformação específica, variam entre 0,5% a 2%, para argilas normalmente adensadas, podendo atingir valores de 3% ou mais para argilas muito plásticas e argilas orgânicas. Um coeficiente de adensamento secundário igual a 1% significa que, se a camada de argila tiver 10m de espessura e seu adensamento primário praticamente terminar em 2 anos, 20 anos após a construção deverá ocorrer um recalque adicional de 10cm (1% de 10m), dos 20 aos 200 anos, mais 10cm. Para argilas sobre adensadas, o efeito do adensamento secundário depende do nível de tensões atingido pelo carregamento, sendo pequeno desde que a tensão de pré-adensamento não seja ultrapassada.

Segundo Almeida e Marques (2014), o adensamento secundário haverá somente após o adensamento primário, em que se é calculado o coeficiente de adensamento compressão secundária $C\alpha$, obtido pela inclinação da reta indicada na Figura 17, a cada acréscimo de tensão vertical aplicada. O recalque secundário é determinado pela equação 19.

$$\Delta h_{\text{sec}} = \frac{\left(C\alpha \times h_{\text{arg}} \times \left(\log\left(\frac{t'}{t}\right) \right) \right)}{1+e_o} = \quad [19]$$

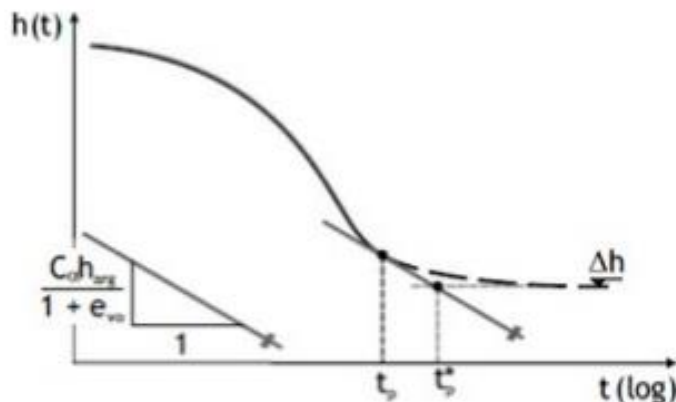
O recalque total versus o tempo é determinado através da Equação 22, sendo que o t_p pode ser calculado através da Figura 17.

$$\text{para } t \leq t_p \gg \Delta h(t) = U(Tv) \cdot \Delta \quad [20]$$

$$\text{para } t \leq t_p \gg \Delta h(t) = \Delta h \quad [21]$$

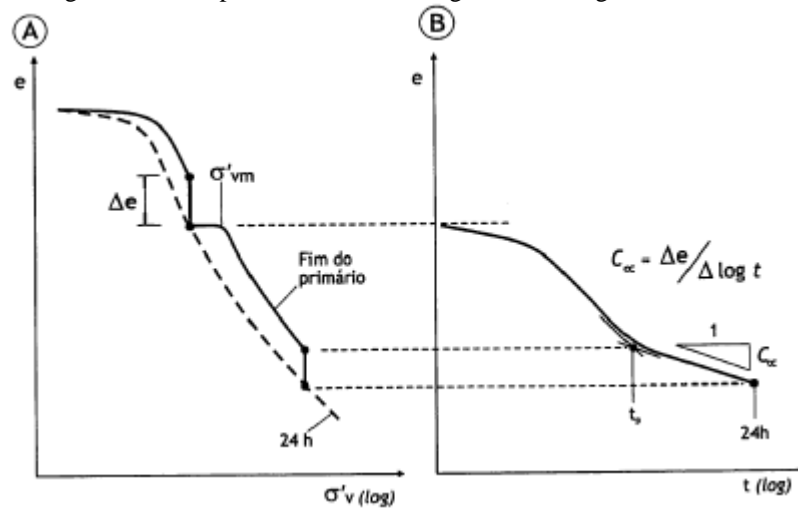
$$t \geq t_p \gg \Delta h a + \left(\frac{C\alpha h_{\text{arg}}}{1+e_{vo}} \right) \log\left(\frac{t}{t_p}\right) \quad [22]$$

Figura 17 - Curva recalque versus tempo de campo



Fonte: Almeida e Marques, (2014) *apud* Marques (2005).

Figura 18 - Compressão secundária segundo abordagem tradicional



Fonte: (A) curvas de compressão ao fim do primário e de 24 horas; (B) variação do índice de vazios de um estágio de carregamento (Martins, 2005) *apud* Almeida e Marques, (2014).

2.4 MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO

Na construção de um aterro, a fase mais complicada é da construção. Para obras rodoviárias e necessário tomar alguns cuidados quanto a estabilidade da obra, como por exemplo, a carga de trem, tipo da rodovia, isso para ter conhecimento se o ganho de resistência do solo foi adequado, antes da liberação para o trânsito deve-se garantir que 96% dos recalques primários já tenham ocorrido. Evitando assim qualquer transtorno posterior causado por recalque.

2.4.1 Fatores de segurança – DNER-PRO 381/98

Para efeito de dimensionamento de aterro sobre solo mole, a norma do DNER-PRO 381/98 classifica os aterros em 3 classes.

Classe I – Próximos a estrutura rígida e a extensão do aterro classe 1 necessariamente precisa ter pelo menos 50 m para cada lado da interseção.

Classe II – São aterros distantes a estruturas sensíveis, porém tem se uma altura superior a 3 metros.

Classe III – São aterros distantes a estruturas sensíveis, e tem se uma altura inferior a 3 metros.

A tabela 04 nos mostra os fatores de segurança mínimos adotados.

| Aterro Classes | FS mínimo |
|----------------|-----------|
| I | 1,4 |
| II | 1,3 |
| III | 1,2 |

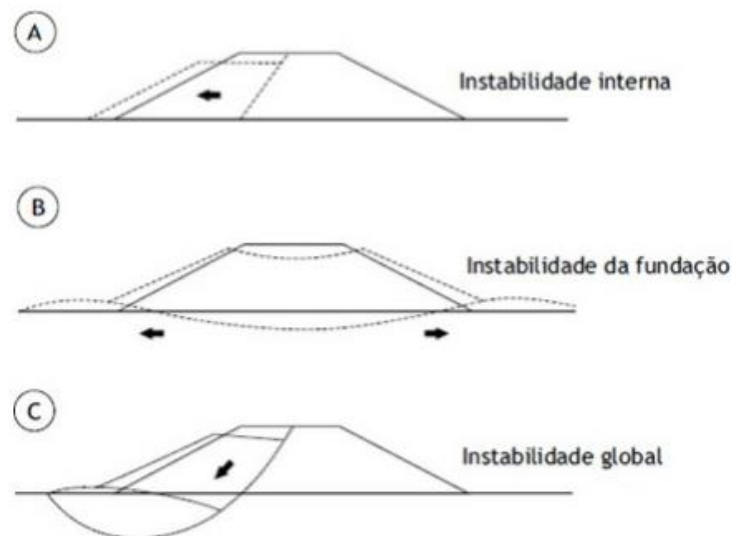
Fonte: DNER-PRO 381/98

2.4.2 Modos de Ruptura

A Figura 19, cita 3 diferentes modos de ruptura de um aterro. Incluem a ruptura pelo corpo do aterro sem envolver a argila mole (Fig. 19A); a ruptura da fundação argilosa como um problema de capacidade de carga (Fig. 19B); e a ruptura global do conjunto aterro-fundação (Fig. 19C). Segundo Palmeira; Ortigão, (2004) deve se verificar também a extrusão lateral do solo mole.

Segundo Almeida e Marques (2014) a análise deve ser feita em todos os modos de ruptura do aterro, no entanto os modos que governam este problema, são os de ruptura na fundação e os de ruptura global.

Figura 19 - Modos de ruptura de aterros sobre solos moles sem reforço: A) Deslizamento lateral do aterro, B) Ruptura da fundação, C) Ruptura global aterro fundação



Fonte: Almeida e Marques, (2014).

- Ruptura do aterro sem envolvimento com a camada de solo mole;
- Ruptura do solo de fundação devido a problemas de capacidade de carga;
- Ruptura global do conjunto aterro-solo de fundação.

2.4.2.1 Ruptura da fundação: Altura crítica do aterro

A primeira análise o aterro participa somente como carga, e não com a sua resistência, para essa análise estima-se o valor da altura crítica h_{cr} , pela equação 23 (MASSAD, 2000).

$$h_{cr} = \frac{5,5xSu}{\gamma_{at}} = \quad [23]$$

Levando em consideração o fator de segurança, temos o valor da altura de aterro admissível Equação 24.

$$h_{adm} = \frac{h_{cr}}{F_s} = \quad [24]$$

2.4.2.2 Ruptura global do conjunto aterro-solo

Os métodos de equilíbrio limite empregados nas análises de estabilidade global admitem o mesmo FS em quaisquer pontos das superfícies de ruptura e o solo como material plástico, isto é, passível de deformações.

A prática de engenharia tem utilizado os softwares comerciais disponíveis no mercado que usualmente utilizam os métodos de fatias, tais como Fellenius, Spencer, Bishop modificado e Janbu.

Tabela 5 – Comparação entre resultados de métodos de fatias para superfícies circulares de aterro granulares sobre solo mole (Adaptado de Duncan e Wright, 2005)

| Método de fatias | Fatores de segurança |
|----------------------------------|----------------------|
| Fellenius | 1,08 |
| Bishop | 1,22 |
| Spencer | 1,19 |
| Janbu simplificado, com correção | 1,16 |
| Janbu simplificado, sem correção | 1,07 |

Fonte: Almeida e Marques, (2014).

2.4.3 Modelos de Análise de Estabilidade

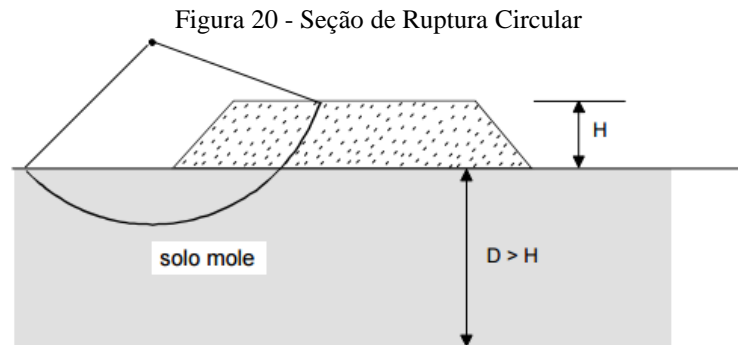
DNER-PRO 381/98 recomenda alguns métodos para a verificação de estabilidade.

Tabela 6 - Métodos de Equilíbrio Limite de Fatias

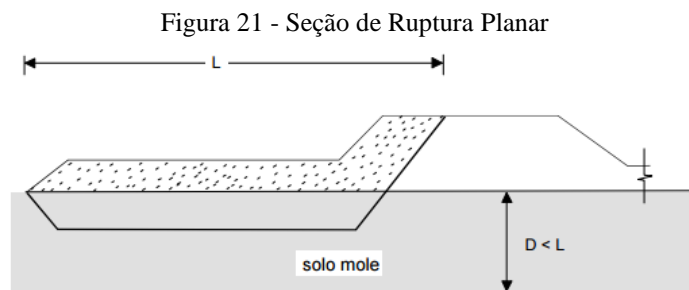
| Métodos recomendados | Fs obtido pelo equilíbrio de | Superfície de Ruptura |
|-------------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| Bishop | Momentos | Circular |
| Janbu simplificado, corrigido | Forças Horizontais | Circular e/ou poligonal |
| Spencer, Sarma, Morgenstern e Price | Momentos e Forças horizontais | Circular e/ou poligonal |

Fonte: DNER-PRO 381/98

A norma recomenda também a análise de estabilidade para ambos os casos de ruptura.



Fonte: DNER-PRO 381/98



Fonte: DNER-PRO 381/98

2.4.4 Ganho de resistência ao longo de adensamento

As análises de estabilidade em aterros a longo prazo, deve se levar em consideração o ganho de resistência do solo mole ao longo do tempo de adensamento de projeto.

Mesri (1975) apud (ALMEIDA e MARQUES, 2014) estimou a correlação entre os valores de resistência não drenada do solo mole e sua tensão de pré-adensamento conforme demonstrado na Equação 1, no item 2.2.2.1.

Como o comportamento do solo é análogo, e o acréscimo de resistência não drenada só é considerada para casos de aterro construídos em etapas, para aterro sobre solo mole, a Equação 25 mostra a correção comprovada por Leuroueil (1985) e Wood (1990) apud (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

$$S_{uz} = 0,25 \cdot \sigma'_{vo}$$

[25]

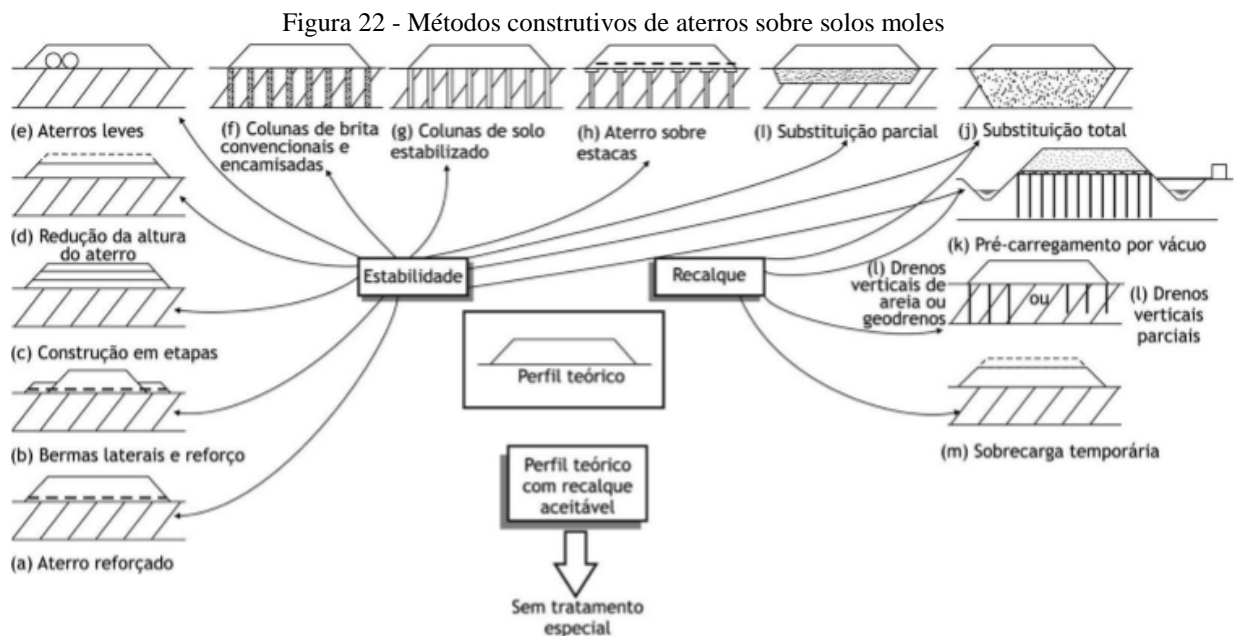
Lembrando que, a cada nova etapa de projeto, no caso deste estudo, obras rodoviárias após a construção do aterro, e o tempo necessário para o adensamento, é necessário a

verificação da estabilidade do aterro, e a realização de ensaios como o *vane test* para verificações de deformações e de ganho de resistência.

2.5 MÉTODOS CONSTRUTIVOS PARA ATERRO SOBRE SOLO MOLE

Na escolha do melhor método, deve se levar em consideração as características geotécnicas do depósito, para quais fins se destina a obra, prazos construtivos e custo de obra. (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Na Figura 22, os autores apresentam diversos métodos para construção de aterro sobre solos moles, alguns métodos contemplam o controle de recalque, outros o controle de estabilidade. Mas a maioria dos métodos proposto contemplam a verificação para o controle quanto a recalque e estabilidade do aterro.



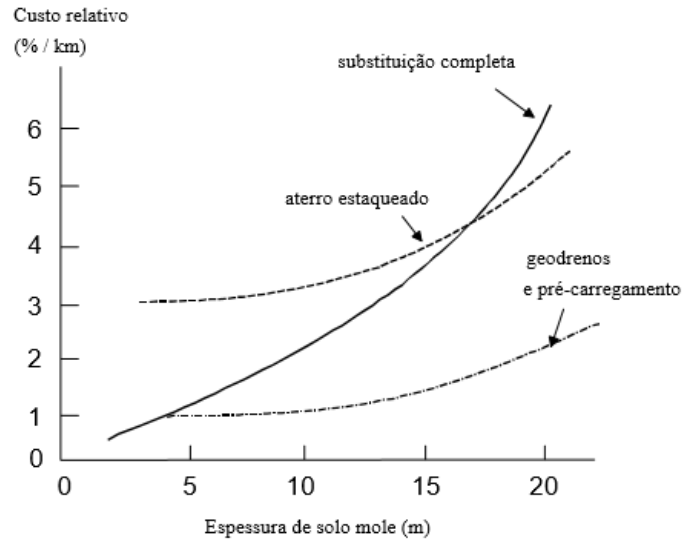
Fonte: Almeida e Marques, (2014).

2.5.1 Alternativas de solução

- Aterros leves
- Substituição total da cama de aterro sobre solo mole
- Bermas de equilíbrio
- Construção por etapas
- Pré-carregamento ou sobre carga temporária
- Geodrenos e sobrecarga
- Aterro estaqueado

Através da Figura 23 a norma DNER – PRO 381/98 nos exemplifica com uma comparação típica entre os custos relativos entre alguns métodos mostrados no item anterior.

Figura 23 - Comparação entre os custos das alternativas de solução



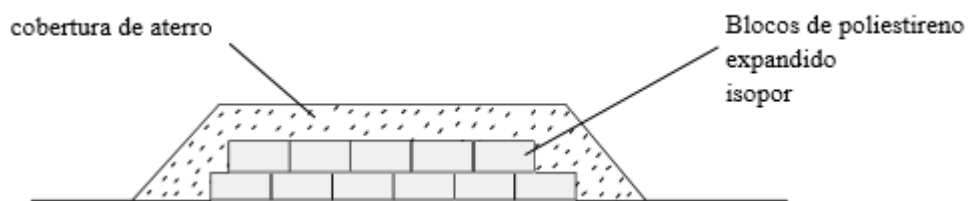
Fonte: DNER-PRO 381/98

2.5.1.1 Aterros leves

O uso de aterros leves, só será econômico se usado em aterros classificados como classe 01, este tipo de aterro é tecnicamente viável se o aterro for alto e próximo a produtora do material leve, como por exemplo usinas termelétricas que produzem o rejeito denominado cinza volante.

O uso de isopor tem uma vantagem muito grande, pois seu peso específico em relação a outros materiais é muito baixo, entretanto, temos o problema do alto custo do material, podemos usar também materiais vazados para deixarmos vazios por dentro do aterro.

Figura 24 - Aterro leve com isopor



Fonte: DNER-PRO 381/98

2.5.1.2 Remoção de solo mole

Esta solução apesar de liberada pelo o DNER, sempre que possível deve-se ser evita, pois é um método que pode vir a acarretar diversos problemas para a obra. Desde questões ambientais como custo para o bota fora.

Segundo Almeida e Marques (2014) a espessura máxima para que se use este método é de 4 m, para retirada parcial ou completa. O critério da norma DNER-PRO 381/98 é que a espessura máxima para retira total do solo é de 3 m, sendo não autorizado a retirada parcial.

Desníveis ocorrerão ao longo do processo construtivo, portanto é comum corrigir possíveis recalques diferenciais ao longo da construção dos aterros (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Figura 25 - Seção Transversal Típica de Aterro sobre Substituição Parcial de Solo Mole



Fonte: Santos (2015)

Figura 26 - Seção Transversal Típica de Aterro sobre Substituição Total de Solo Mole

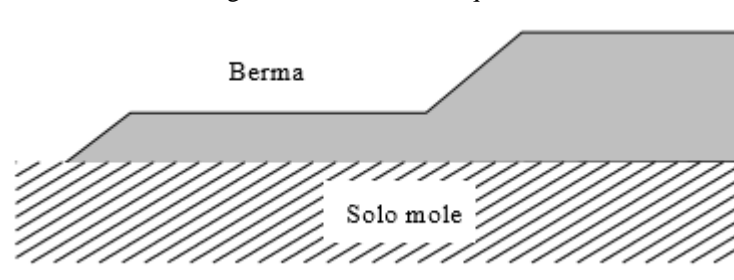


Fonte: Santos (2015).

2.5.1.3 Uso de bermas

Em um dimensionamento sobre o solo mole, os dois maiores problemas é o recalque e a estabilidade da obra. O uso das bermas é para estabilizar e suavizar a inclinação média de um aterro, aumentando o fs contrarruptura. O projeto de bermas e feito diante de tentativas, mudando a geometria do problema até se atingir o fs desejado.

Figura 27 - Bermas de Equilíbrio

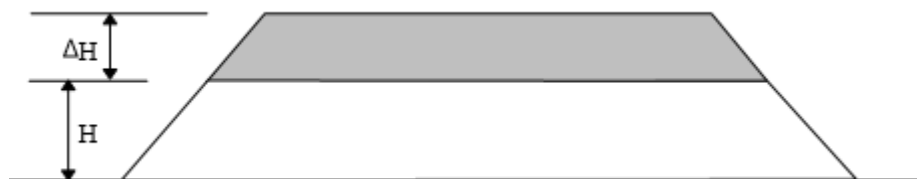


Fonte: DNER-PRO 381/98

2.5.1.4 Construção por etapas

Consiste em dividir a altura total do aterro em duas ou três camadas, a altura desta primeira etapa precisa ser a altura crítica, para que seja estável, sendo que o prazo de construção da primeira necessariamente precisa ser respeitado, para que o processo de consolidação dissipe parte das poropressões e que o solo mole ganhe resistência.

Figura 28 - Construção por etapas



Fonte: DNER-PRO 381/98

Para obras rodoviárias esta solução só será eficaz se empregada em conjunto com os Geodrenos e sobrecargas temporária, pois estes aceleram o tempo de dissipação

2.5.1.5 Pré carregamento

De início o método mais comum, consiste em aplicar uma carga geralmente entre 25 a 30% do peso do aterro, objetivando atingir os recalques primários. O tempo para permanência da sobrecarga é determinado através do adensamento e posteriormente através da instrumentação e análise dos recalques e poropressões.

Segundo Almeida e Marques (2014) a grande desvantagem desse método é o prazo necessário para estabilização dos recalques, isso em função a baixa permeabilidade do solo mole, por isso é preciso avaliar a evolução dos recalques pós-constructivos com o tempo, para planejamento das manutenções.

Figura 29 - Seção Transversal Típica de Aterro com Pré-carregamento



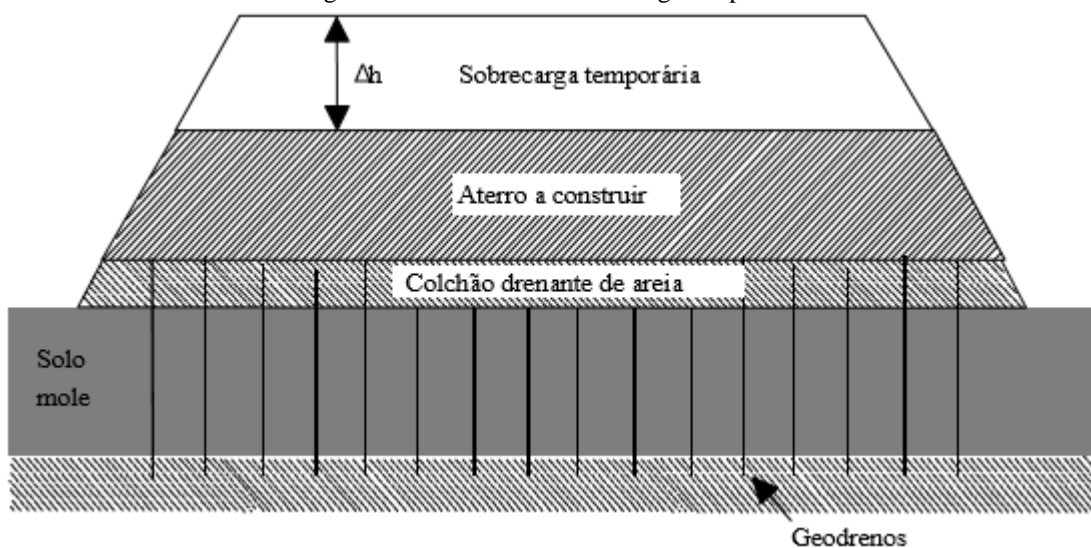
Fonte: Souza (2015).

2.5.1.6 Geodrenos e sobrecarga temporária

Segundo DNER – PRO 381/98 os geodrenos são constituídos de materiais sintéticos os e dispostos em uma malha para melhorar a drenagem e acelerar os recalques construtivos. Feito de material sintético com 0,10m de largura e entre 3 a 5 mm de espessura, fincados como estaca no terreno, atualmente substituem os antigos drenos feitos de areia, pois este tipo de dreno não pode ser mais usado segundo a norma.

O geodreno é composto por dois materiais, o miolo drenante e o revestimento, o primeiro tem como objetivo conduzir a água até a superfície do terreno e drená-la através do colchão drenante, e claro resistir qualquer solicitação proveniente de obra, o segundo tem por objetivo reter o ingresso do solo, e permitir a passagem da água.

Figura 30 - Geodrenos e sobrecarga temporária



Fonte: DNER-PRO 381/98

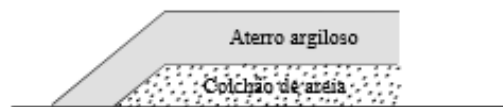
Através de uma espessura mínima de 0,3m de areia, forma-se um colchão drenante e os geodrenos são cravados até uma profundidade que ultrapasse a camada de solo ruim. Esta camada de areia deverá ter a capacidade de drenagem livre e não atrapalhar a movimentação de equipamentos.

DNER-PRO 381/98 nos mostra que se deve ter um cuidado especial para esta solução, conforme Figura 31.

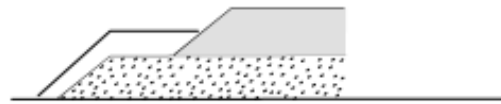
- ✓ Extensão fora do aterro
- ✓ Drenos longitudinal na vertical
- ✓ Tubos drenantes

Figura 31 - Escoamento final das águas do colchão drenante

Erro comum



Soluções



Bica corrida



Dreno



Fonte: DNER-PRO 381/98

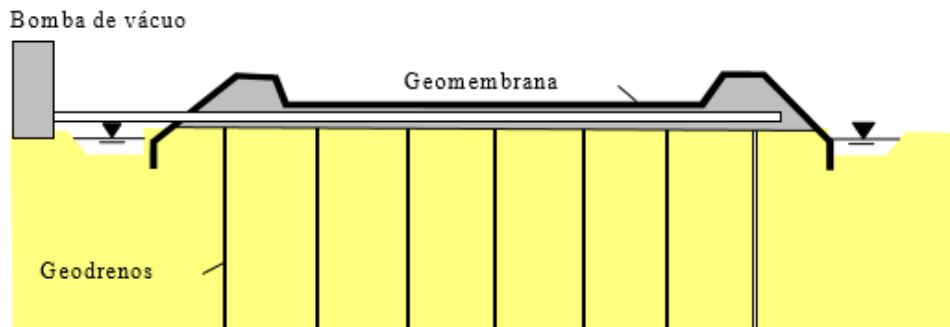
Ortigão (1995) cita que a verificação quanto à disposição das malhas em projeto, e baseada segundo ensaios de piezocone, pois tal ensaio nos fornece a estratigrafia detalhada e valores de coeficientes de consolidação radial do solo.

Tabela 7 - porcentagem de consolidação de projeto

| Classe Aterro | Porcentagem de consolidação a ser atingida antes da retirada da sobrecarga temporária |
|---------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| I | 96% |
| II | 90% |
| III | 80% |

Fonte: DNER-PRO 381/98

Figura 32 - Sistema de consolidação a vácuo



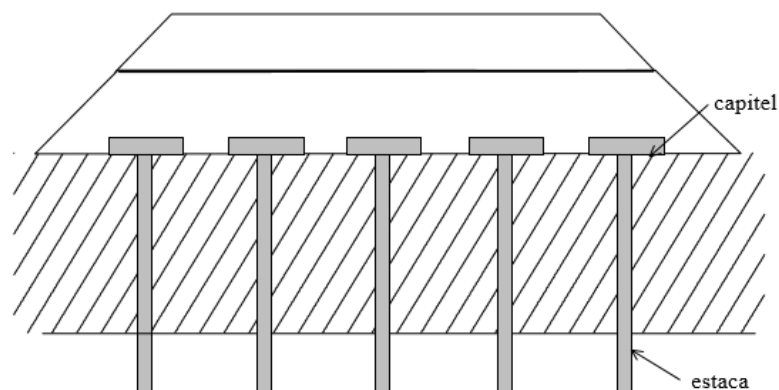
Fonte: DNER-PRO 381/98

2.5.1.7 Aterro estaqueado

O propósito desta solução é transferir a sobrecarga do aterro para uma camada mais resistente do solo, uma vez que estas estacas ultrapassam a camada de solo mole e atingi um solo denominado mais resistente. As estacas serão dispostas em malhas, e seu material de modo geral é concreto armado e madeira, sendo que os topos das estacas recebem um capitel de concreto armado.

Este capitel, nada mais é que uma pequena laje, de dimensões 1 m x 1m ou 1,5 m x 1,5 m. Um trabalho granular e compacto é executado sobre os capiteis para melhor distribuir as cargas, o aterro é construído posteriormente de forma convencional.

Figura 33 - Aterro estaqueado



Fonte: DNER-PRO 381/98

Segundo Almeida e Marques (2014) este método reduz o tempo de execução da obra, caso adotado estacas com intuito de transmitir as cargas do aterro para um solo mais resistente, pode se eliminar a ocorrência de recalques.

Coluna de brita vibrocompactadas, técnica está conhecida como vibrossubstituição, utiliza a introdução de britas na camada de solo mole, que por sua vez é amolgado e substituído, em seguida ganha-se resistência por meio da vibração, pois o material britado sofre um rearranjo, diminuindo assim seus vazios.

Além do ganho de resistência, as colunas de brita proporcionam também a redução e a aceleração dos recalques com tempos de adensamento mais exíguos que os geodrenos. Também pode-se citar a redistribuição de cargas do aterro ao novo substrato (MASSAD, 2010).

3. METODOLOGIA

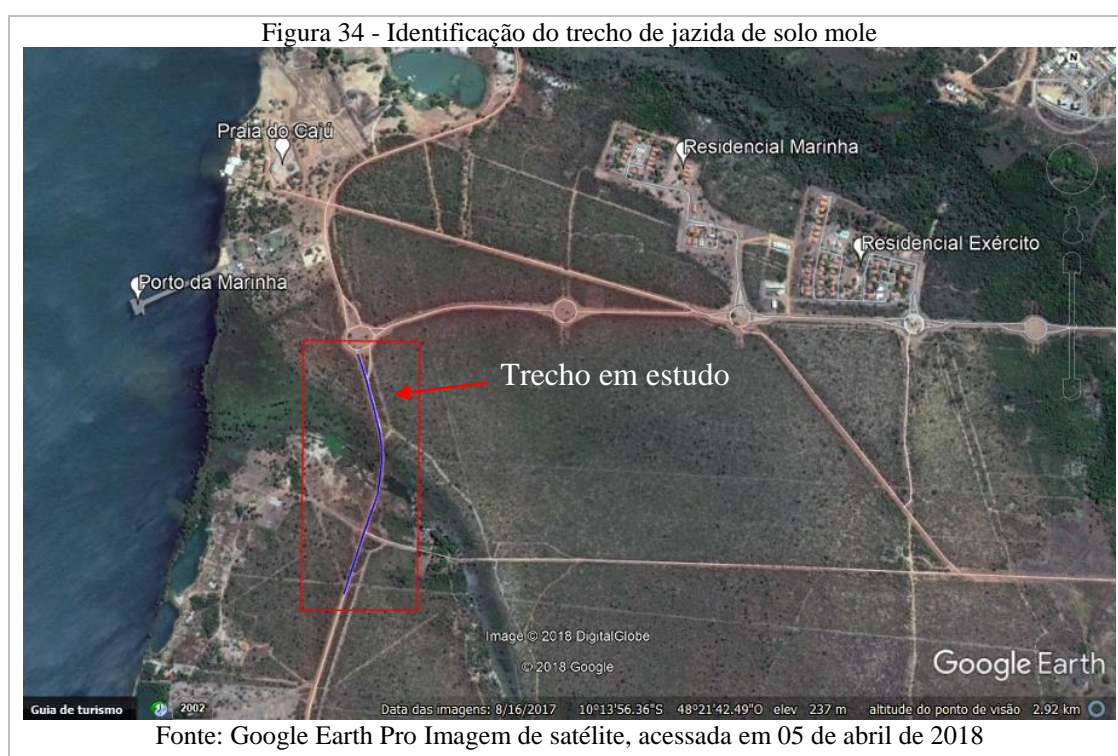
3.1 PROCEDIMENTOS DE PESQUISA

De acordo com a boa prática de engenharia e adequada à bibliografia especializada, foi realizada uma pesquisa junto a órgãos específicos da área de engenharia da cidade de Palmas/TO. Na falta do fornecimento dos parâmetros geotécnicos necessários para a elaboração deste trabalho, foi desenvolvido um problema fictício nas margens do lago de Palmas/TO, adotando como parâmetros geotécnicos reais os dados obtidos pelo autor SANTOS. S. F, em seu estudo no ano de 2015, dando assim prosseguimento ao estudo em questão.

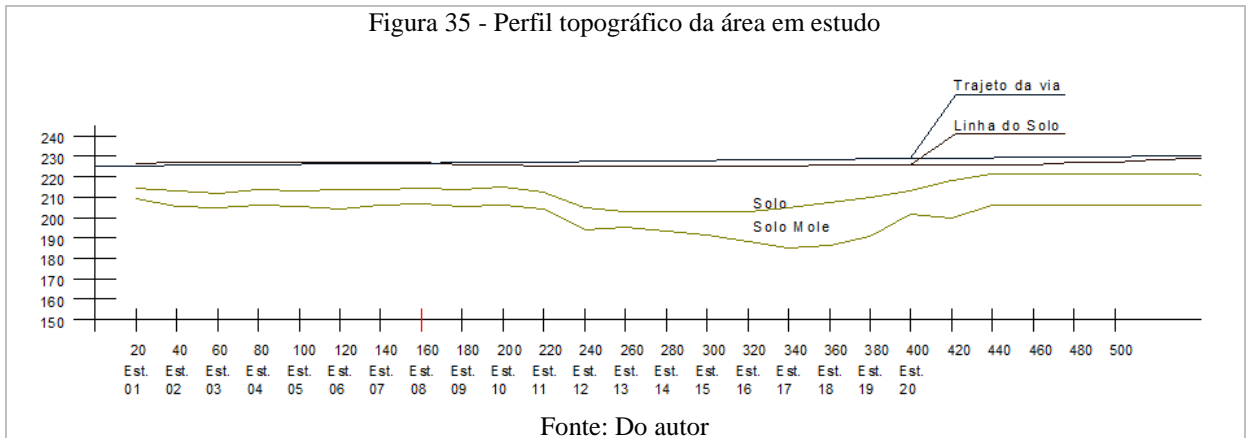
3.2 OBJETO DE ESTUDO

O lago de Palmas/TO que possui aproximadamente 172 km de extensão e foi formado devido a construção da Usina Hidrelétrica Luís Eduardo Magalhães. Somente na Capital do Tocantins, são aproximadamente 54 km de espelho d'água. As margens desse lago existem obras ativas de infraestrutura, e pontos onde ainda não existe projetos de infraestrutura, no entanto com o acelerado crescimento de Palmas, estudos para pavimentação de estradas as margens do lago se farão necessários.

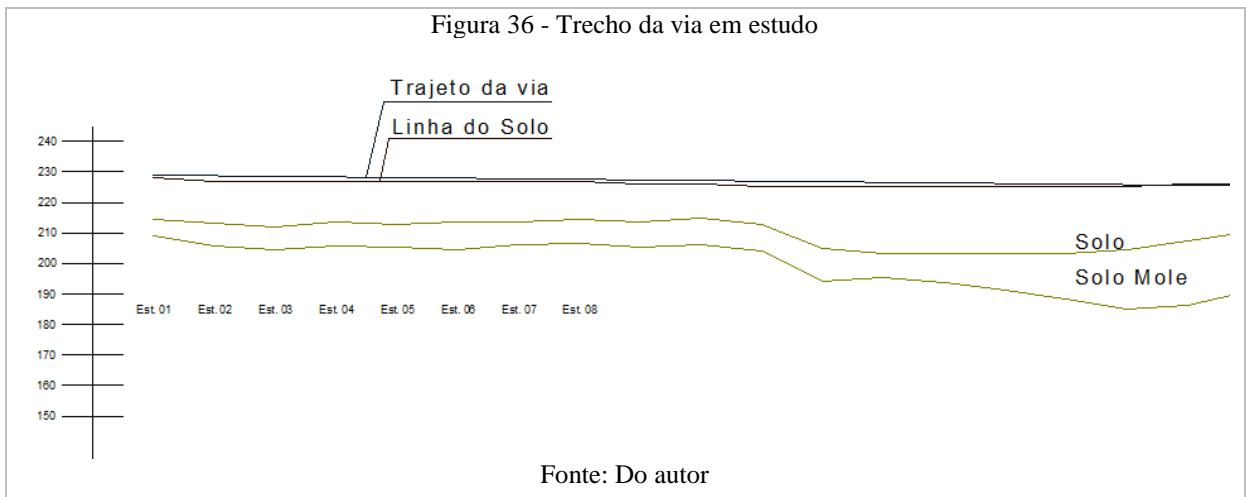
Neste sentido foi elaborado um problema fictício, que devido à elevação do lençol freático, possivelmente aparecerá as margens do lago de Palmas.



Para a elaboração de um projeto de pavimentação de uma área em Palmas, foi identificado uma jazida de solo mole, a aproximadamente 13 (treze) metros de profundidade. Foi elaborado sondagens em alguns pontos e montado o perfil longitudinal da rodovia conforme Figura 35.



Foi empregado um greide de 1 (um) %, no qual foi identificado que nas estacas 01 a 08, existe a necessidade de aterrar, gerando assim um aterro sobre solo mole.



3.3 PARÂMETROS UTILIZADOS NO DIMENSIONAMENTO

Para a sequência do dimensionamento foi utilizado parâmetros geotécnicos encontrados pelo acadêmico Felipe Souza Santos em seu trabalho de conclusão de curso da Universidade Federal de Santa Catarina. Nas tabelas Tabela 8 e Tabela 9, segue um resumo dos parâmetros utilizados.

Tabela 8 - Resumo dos parâmetros geotécnicos dos solos compressíveis

| Profund. | Descrição | Símb. | Valor | Unid. |
|-------------------|---------------------------------------|----------------|--------------|----------------------|
| 13,00 a 22,00m | Peso específico | γ_{arg} | 14,00 | [kN/m ³] |
| | Índice de vazios | e_o | 3,06 | - |
| | Índice de compressão | C_c | 1,20 | - |
| | Índice de recompressão | C_r | 0,13 | - |
| | Razão RR/CR | RR/CR | 0,11 | - |
| | Coeficiente de adensamento horizontal | C_h | 2,13 E-03 | [cm ² /s] |
| | Coeficiente de adensamento vertical | C_v | 1,06 E-03 | [cm ² /s] |
| | Tensão de Pré-adensamento | σ'_{vm} | 65,00 | [kPa] |
| | Resistência não drenada | S_u | 10+1,2z | [kPa] |

Fonte: Santos (2015)

Tabela 9 - Parâmetros dos materiais presentes na fundação

| Altura aterro | Descrição | Símbolo | Valor | Unid. |
|----------------------|-----------------------------------|------------------|--------------|----------------------|
| 2,00 a 3,50m | Peso específico do aterro | γ_{at} | 19,00 | [kN/m ³] |
| | Peso específico do solo residual | γ_m | 19,00 | [kN/m ³] |
| | Peso específico da areia | γ_{areia} | 17,00 | [kN/m ³] |
| | Ângulo de atrito do aterro | ϕ_{at} | 20,00 | [grau] |
| | Ângulo de atrito do solo residual | ϕ_m | 30,00 | [grau] |
| | Ângulo de atrito da areia | ϕ_{areia} | 27,00 | [grau] |
| | Coesão do aterro | C_{at} | 15,00 | [kPa] |
| | Coesão do solo residual | C_m | 10,00 | [kPa] |
| | Coesão da areia | C_{areia} | 5,00 | [kPa] |

Fonte: Santos (2015)

3.4 ANÁLISE DO RECALQUE

Neste trabalho foi calculado o valor efetivo do recalque primário, não levando em consideração os recalques imediato e secundário, pois o imediato ocorre principalmente devido a compressão dos gases, não gerando grandes problemas a obras viárias, e o secundário por ocorrer em períodos de tempo muito longo, sendo assim a estrutura se adapta às novas solicitações não gerando assim grandes problemas a obra. Posteriormente foi analisado o tempo necessário para que o valor do recalque ocorra, sem/ e com o uso de geodreno.

3.4.1 Estimativa de Recalques

- Tensão Vertical Efetiva:

Através da Equação 26, encontra-se o valor da Tensão Vertical Efetiva.

$$\sigma'_{vo} = \left(\frac{harg}{2}\right) \times (\gamma_{arg} - \gamma_{agua}) = \quad [26]$$

- Acréscimo de tensão vertical devido ao aterro:

Aplicar equação 14, demonstrada no item 2.3.1.3, para se estimar o valor do acréscimo de tensão devido ao aterro.

$$\Delta\sigma_v = \hat{h} \times \gamma_{at}$$

- Recalque Primário:

Aplicar Equação 13, demonstrada no item 2.3.1.3. Neste item vale lembrar que o solo está em adensamento.

$$\Delta h = harg \left[\frac{Cr}{1 + e_{vo}} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \right) + \frac{Cc}{1 + e_{vo}} \times \log \left(\frac{(\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v)}{\sigma'_{vm}} \right) \right] =$$

- Fator de tempo:

Aplicando a Equação 16, demonstrada no item 2.3.1.1. Encontra-se o fator de tempo necessário para o cálculo do tempo real de adensamento. No entanto é necessário definir o grau de adensamento global médio desejado, ou seja, qual a porcentagem do recalque desejada. Para este cálculo o item 2.3.1.1 nos mostra a partir do grau de adensamento desejado qual a fórmula correta para se encontrar o fator de tempo, assim posteriormente o cálculo do tempo para acontecer o recalque.

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U_v(\%)), \text{ aproximação para } U_v > 52\%$$

Com o valor do fator de tempo, através da Equação 16, item 2.3.1.1, pode-se calcular o tempo necessário para acontecer 90% do recalque.

$$T_v = \frac{C_v \times t}{hd^2}$$

3.4.2 Aceleração dos recalques com uso de Geodrenos

Devido ao crescimento da ocupação de áreas com ocorrência de solos compressíveis, os problemas com estabilidade e grandes recalques vem-se tornando corriqueiro em todo país. Em obras rodoviárias esta ocorrência, acarreta diversos outros problemas tais como trinca, deslizamentos, falta de aderência dentre outros. A utilização de geossintético em especial os geodrenos verticais é uma das alternativas que aceleram os recalques e conseqüentemente o ganho de resistência quanto à compressão.

Drenagem Vertical

Aplicando o fator de tempo demonstrado no item 3.4.1, temos.

$$T_v = \frac{C_v \times t}{hd^2}$$

Correlacionando com a Teoria de Terzaghi, obtém – se a porcentagem de drenagem vertical.

$$U_v = 30\%$$

Drenagem Radial

A drenagem radial podemos calcular através da equação demonstrada no item 2.3.1.1, a seguir.

$$U_h \geq \frac{(-U + U_v)}{(U_v - 1)} =$$

A seguir demonstraremos o procedimento para o dimensionamento do geodreno, utilizado como acelerador do valor total de adensamento.

Dimensionamento da Malha de Geodreno

1. Definir os parâmetros geotécnicos necessários: C_v , Ch , Kh , $Kh/K'h$;

2. Definir a padrão de cravação, em malha quadrada ou triangular e as grandezas geométricas pertinentes: dw , dm , ds e $harg$. O padrão triangular é mais eficiente e o quadrado ligeiramente mais fácil de executar;

Diâmetro equivalente de um geodreno:

Adotando-se o comprimento **a** e a largura **b**, calcula-se o diâmetro equivalente do geodreno.

$$dw = \frac{a + b}{2} \quad [27]$$

Diâmetro equivalente de um mandril de escavação:

Adotando-se **w** é como comprimento e **l** a largura.

$$dm = \sqrt{\frac{4}{\pi}} \times w \times l \quad [28]$$

Diâmetro da região afetada pelo amolgamento:

$$ds = 2 \times dm \quad [29]$$

3. Estimar a capacidade de descarga do geodreno (qw) para o estado de tensões representativo do caso;
4. Definir grau de adensamento global médio desejado para a camada e definir o tempo aceitável (tac) para obter;
5. Definir se será considerada drenagem combinada ou somente radial, que é mais conservativa;

Pelos os geodrenos serem elementos que ultrapassam os solos compressíveis, fazendo com que a distância entre as camadas drenantes diminua para metade da distância horizontal entre os geodrenos.

6. Definir espaçamento l (tentativa inicial) e calcular de;

Diâmetro equivalente da malha triangulares:

Aplicando a equação a seguir.

$$de = 1,05 \times l \quad [30]$$

7. Calcular F(n) Equação 29, incluindo o efeito do amolgamento Equação 36, e Equação 38 no caso de resistência hidráulica do geodreno ser relevante.

Densidade de geodrenos:

$$n = \frac{de}{dw} \quad [31]$$

Função relacionada a densidade de geodreno:

$$Fn = \ln(n) - 0,75 \quad [32]$$

Influência do amolgamento na instalação do dreno:

$$Fs = \left(\left(\frac{kh}{k'h} \right) - 1 \right) x \ln \left(\frac{ds}{dw} \right) = \quad [33]$$

Resistência hidráulica do geodreno:

$$Wq = 2 x \pi \left(\frac{kh}{qw} \right) x L^2 = \quad [34]$$

Se o valor de $Wq > 0,10$, o valor da resistência hidráulica do dreno não pode ser desprezado. Segundo Hansbo (1982) *apud* Vertematti (2015), precisamos acrescentar o valor de Fq.

$$Fq = \pi x z x (L - z) x \frac{kh}{qw} = \quad [35]$$

8. Com o valor obtido no passo 9 e de F(n) no passo 8, calcula-se Th e o tempo tcal necessário para se obter o adensamento desejado;

$$Th = - \left(\frac{Fn+Fs+Fq}{8} \right) x (1 - Uh) = \quad [36]$$

9. Calcular o valor do recalque, utilizando o geodreno, para isso calcula-se o valor da drenagem combinada.

$$(1 - U) = (1 - Uv)x (1 - Uh) \quad [37]$$

Dimensionar o valor do adensamento primário;

$$\Delta h(t) = \Delta h x U \quad [38]$$

10. Se t_{cal} for maior que t_{ac} , reduzir tentativamente l , usar um padrão triangular, se ainda não utilizado, ou empregar o geodreno com q_w maior, e repetir os passos de 8 a 11 até obter t_{cal} menor ou igual a t_{ac} .

$$t = \left(\frac{T h x d e^2}{c h} \right) = \quad [39]$$

3.5 DIMENSIONAMENTO DE COLCHÕES DRENANTES HORIZONTAIS

Para a utilização de geodrenos para acelerar o recalque, necessariamente é preciso dimensionar o chamado “drenos franceses”, que consiste em drenos horizontais envolta em geotêxtil, no interior da camada de areia drenante.

Por se tratar de um estudo bibliográfico, para o dimensionamento do colchão drenante, foi utilizado os parâmetros do material demonstrado por Almeida e Marques (2014).

- **Descarga por geodreno:**

$$q_d = r x l^2 \quad [40]$$

- **Distância do dreno francês dentro do colchão drenante:**

$$y^2 = 2 x k x h^2 / r \quad [41]$$

- **Altura de perda de carga no colchão:**

$$h_{cd} = r x y^2 / (2 x k x h) \quad [42]$$

A altura de perda de carga necessariamente precisa ser no máximo, igual a espessura do colchão drenante. O resultado nos apresenta o valor de y , e as distâncias dos drenos franceses.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

- Estimativa do Recalque

4.1 ESTACA 01

- Tensão Vertical Efetiva:

Através da Equação 26, encontra-se o valor da Tensão Vertical Efetiva.

$$\sigma'_{vo} = \left(\frac{13,45}{2}\right) \times 14 - 10 = 26,90 \text{ kPa}$$

- Acréscimo de tensão vertical devido ao aterro:

Aplicar equação 14, demonstrada no item 2.3.1.3.

$$\Delta\sigma_v = 1,90 \times 19,00 = 36,10 \text{ kPa}$$

- Recalque Primário:

Aplicar Equação 13, demonstrada no item 2.3.1.3. Neste item vale lembrar que o solo está em adensamento.

$$\Delta h = 13,45 \left[\frac{0,13}{1+3,06} \times \log\left(\frac{65,00}{26,90}\right) + \frac{1,20}{1+3,06} \times \log\left(\frac{26,90+36,10}{65,00}\right) \right] = 0,11 \text{ m}$$

- Fator de tempo:

O valor adotado do grau de adensamento foi 90%.

$$Tv = 1,781 - 0,933 \log(100 - 90(\%)) = 0,848$$

$$0,848 = \frac{2747,52 \text{ cm}^2/\text{mês} \times t}{(672,5 \text{ cm})^2} = 140 \text{ meses}$$

Serão necessários 140 meses para se obter 90% do valor do recalque encontrado.

- Aceleração dos recalques com uso de Geodrenos

Drenagem Vertical

$$T_v = \frac{0,00106 \times 9 \times (30 \times 24 \times 60 \times 60)}{672,5^2}$$

$$T_v = 0,055$$

Correlacionando com a Teoria de Terzaghi, obtém – se a porcentagem de drenagem vertical.

$$U_v = 30\%$$

Drenagem Radial

$$U_h \geq \frac{(-0,96 + 0,30)}{(0,30 - 1)} \geq 94,28\%$$

Dimensionamento da Malha de Geodreno

Definir os parâmetros geotécnicos necessários: C_v , C_h , K_h , $K_h/K_v h$;

| | | | |
|-------|-----------------------------|---------------|-----------------------------|
| C_v | 1,06E-03 cm ² /s | C_h | 2,13E-03 cm ² /s |
| K_h | 1,00E-08 m/s | $K_h / K_v h$ | 2,5 |

Definir a padrão de cravação, em malha quadrada ou triangular e as grandezas geométricas pertinentes: d_w , d_m , d_s e h_{arg} . O padrão triangular é mais eficiente e o quadrado ligeiramente mais fácil de executar;

Diâmetro equivalente de um geodreno:

Adotando-se o comprimento **a** de 0,15m e a largura **b**, como 0,005m.

$$d_w = \frac{0,15 + 0,005}{2} = 0,0775 \text{ m}$$

Diâmetro equivalente de um mandril de escavação:

As dimensões do mandril foram adotadas como 10 cm x 15 cm, onde **w** é o comprimento igual a 10 cm e **l** a largura igual a 15 cm.

$$dm = \sqrt{\frac{4}{\pi}} \times 0,10 \times 0,15 = 0,1382 \text{ m}$$

Diâmetro da região afetada pelo amolgamento:

$$ds = 2 \times 0,1382 = 0,2764 \text{ m}$$

| | | | |
|----|---------|------|---------|
| dw | 0,0775m | ds | 0,2764m |
| dm | 0,1382m | harg | 13,45m |

11. Estimar a capacidade de descarga do geodreno (qw) para o estado de tensões representativo do caso;

$$Q_w = 6,50E-06 \text{ m}^3/\text{s}$$

12. Definir grau de adensamento global médio desejado para a camada e definir o tempo aceitável (tac) para obter;

90% em 12 meses

13. Definir se será considerada drenagem combinada ou somente radial, que é mais conservativa;

Pelos os geodrenos serem elementos que ultrapassam os solos compressíveis, fazendo com que a distância entre as camadas drenantes diminua para metade da distância horizontal entre os geodrenos.

Será adotada a drenagem combinada (radial e vertical).

14. Definir espaçamento l (tentativa inicial) e calcular de;

Diâmetro equivalente da malha triangulares:

Aplicando a equação a seguir.

$$de = 1,05 \times 2,00 = 2,10 \text{ m}$$

15. Calcular F(n) Equação 29, incluindo o efeito do amolgamento Equação 36, e Equação 38 no caso de resistência hidráulica do geodreno ser relevante.

Densidade de geodrenos:

$$n = \frac{2,10}{0,0775} = 27,10 \text{ m}$$

Função relacionada a densidade de geodreno:

$$Fn = \ln(27,10) - 0,75 = 2,55m$$

Influência do amolgamento na instalação do dreno:

$$Fs = (2,5 - 1) \times \ln\left(\frac{0,2764}{0,0775}\right) = 1,91$$

Resistência hidráulica do geodreno:

$$Wq = 2 \times \pi \left(\frac{1,00E-8}{6,50E-6}\right) \times 6,725^2 = 0,44 > 0,10$$

Portanto o valor da resistência hidráulica do dreno não pode ser desprezado. Por isso precisamos acrescentar o valor de Fq.

$$Fq = \pi \times 3,36 \times (6,725 - 3,36) \times \frac{1,00E - 8}{6,50E - 6} = 0,055$$

16. Com o valor obtido no passo 9 e de F(n) no passo 8, calcula-se Th e o tempo tcal necessário para se obter o adensamento desejado;

$$Th = -\left(\frac{2,55 + 1,91 + 0,055}{8}\right) \times \ln(1 - 0,9428) = 1,615$$

17. Calcular o valor do recalque, utilizando o geodreno, para isso calcula-se o valor da drenagem combinada.

$$(1 - U) = (1 - 0,30) \times (1 - 0,9428)$$

$$U = 95,99\%$$

$$\Delta h(t) = 0,11 \times 95,99$$

$$\Delta h(t) = 0,10m$$

18. Se tcal for maior tac, reduzir tentativamente l, usar um padrão triangular, se ainda não utilizado, ou empregar o geodreno com qw maior, e repetir os passos de 8 a 11 até obter tcal menor ou igual a tac.

$$t = \left(\frac{1,615 \times (2,10m)^2}{0,5521m^2}\right) = 12,90 \text{ meses}$$

4.2 ESTACA 02

A) Tensão vertical efetiva:

$$\sigma'_{vo} = 27,60 \text{ kPa}$$

B) Acréscimo de tensão vertical devido ao aterro:

$$\Delta\sigma_v = 51,30 \text{ kPa}$$

C) Recalque primário:

$$\Delta h = 0,51 \text{ m}$$

D) Tempo necessário para adensamento:

$$t(\text{meses}) = 147 \text{ meses}$$

E) Drenagem vertical:

Aplicando-se a condição de dupla drenagem, conforme os perfis geológico-geotécnicos, obtém-se:

$$hd = 6,90 \text{ m}$$

Aplicando o fator tempo:

$$Tv = 0,052$$

Correlacionando com a Teoria de Terzaghi, de acordo com o gráfico ilustrado na Figura 16, obtém-se a porcentagem de drenagem vertical:

$$U_v = 28\%$$

F) Drenagem radial:

$$U_h \geq 94,44\%$$

- **Diâmetro equivalente de um geodreno:**

$$d_w = 26,90 \text{ kPa}$$

- **Diâmetro equivalente de um mandril de cravação Tensão Vertical Efetiva:**

$$d_m = 0,1382 \text{ m}$$

- **Diâmetro da região afetada pelo amolgamento:**

$$d_s = 0,2764 \text{ m}$$

- **Diâmetro de influência da malha triangular de geodrenos:**

$$d_e = 2,10 \text{ m}$$

- **Densidade de geodrenos:**

$$n = 27,10 \text{ m}$$

- **Função relacionada a densidade de geodrenos:**

$$F_{(n)} = 2,55 \text{ m}$$

- **Fator para consideração do amolgamento do geodreno:**

$$F_s = 1,91 \text{ m}$$

- **Fator para consideração da resistência hidráulica do dreno:**

$$W_q = 0,46 > 0,10$$

$$F_q = 0,057$$

- **Fator tempo para drenagem radial:**

$$T_h = 1,631 \text{ m}$$

- G) Drenagem combinada:**

$$U = 95,99\%$$

- H) Recalque total durante o período de adensamento:**

$$\Delta h_{(h)} = 0,49 \text{ m}$$

- Dimensionamento de colchões Drenantes Horizontais

Para a utilização de geodrenos para acelerar o recalque, necessariamente é preciso dimensionar o chamado “drenos franceses”, que consiste em drenos horizontais envolta em geotêxtil, no interior da camada de areia drenante.

Por se tratar de um estudo bibliográfico, para o dimensionamento do colchão drenante, foi utilizado os parâmetros do material demonstrado por Almeida e Marques (2014).

- Velocidade de Recalque (r) = $1,50E-7$ m/s
- Permeabilidade do material do colchão (k) = $10E-4$ m/s
- Altura do colchão drenante = $0,50$ m

- **Descarga por geodreno:**

$$q_d = 1,50E-7 \times 2,10^2 = 6,615E-7$$

- **Distância do dreno francês dentro do colchão drenante:**

$$y^2 = 2 \times 10E-4 \times 0,50^2 / 1,50E-7$$

$$y = 18,25 \text{ m}$$

- **Altura de perda de carga no colchão:**

$$h_{cd} = 1,50E-7 \times 18^2 / (2 \times 10E-4 \times 0,50)$$

$$h_{cd} = 0,48 \text{ m}$$

A altura de perda de carga necessariamente precisa ser no máximo, igual a espessura do colchão drenante.

Como no cálculo se obteve um valor de $y = 18$, ou seja, para os dados apresentados, seria necessário instalar drenos franceses a uma distância de $2y = 36$ m entre si.

Esta técnica mundialmente conhecida tem como objetivo além de acelerar o recalque, reduzir deformações pós-construtivas, aumentar de forma rápida a resistência ao cisalhamento dos solos moles e viabilizar a solução de construção por etapas.

Neste estudo optou-se pelo espaçamento de 2,00 metros para evitar o amolgamento do solo mole entre os geodrenos, outro parâmetro importante usado neste presente trabalho foi a relação entre permeabilidade não amolgada e amolgada, $(kh/k'h)$, para o cálculo do efeito de amolgamento $F(s)$. É comum o uso deste parâmetro entre 1,5 a 2,5. (ALMEIDA E MARQUES, 2014)

A tabela a seguir demonstra o resultado obtido ao longo das 8 (oito) estacas verificadas. Sendo que os valores dos recalques como podemos constatar, praticamente não foi modificado, pois a função do geodreno não é diminuir o valor do recalque e sim acelera-lo.

Tabela 10 - Resultados

| Estacas | Valores de recalques sem Geodreno (m) | Valores de recalques com Geodreno (m) | Tempo de recalque sem Geodreno (meses) | Tempo de recalque com Geodreno (meses) |
|----------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| 01 | 0,11 | 0,10 | 140 | 12,90 |
| 02 | 0,51 | 0,49 | 147 | 13,03 |
| 03 | 0,49 | 0,47 | 171 | 12,94 |
| 04 | 0,31 | 0,29 | 142 | 12,86 |
| 05 | 0,25 | 0,24 | 155 | 12,94 |
| 06 | 0,11 | 0,10 | 142 | 12,90 |
| 07 | 0,02 | 0,02 | 149 | 12,91 |
| 08 | 0,02 | 0,02 | 149 | 12,91 |

Fonte: Do Autor

Comparando os resultados, podemos verificar que sem o uso do Geodreno têm-se o tempo necessário para que ocorra o recalque estimado em média de 150 meses aproximadamente, no entanto optando pelo o uso do Geodreno, pode-se diminuir esse tempo para aproximadamente 12 meses. Obtendo a porcentagem estimada do recalque, pode-se recuperar a obra dentro de um espaço de tempo curto, podendo economizar os gastos com uma recuperação prolongada.

5. CONCLUSÃO

A abordagem utilizada no estudo do uso de geossintético do tipo geodreno para acelerar o tempo necessário para o adensamento total, mostrou-se adequado para obras rodoviárias. Pois o uso deste método proporciona uma maior rapidez na obtenção do valor total de adensamento.

Para o dimensionamento do recalque é necessário uma gama de parâmetros geotécnicos do solo, neste estudo foi utilizado os valores pesquisados pelo o autor SANTOS, S. F. em seu estudo para a cidade de Florianópolis/SC, descritos na Tabela 8 e Tabela 9.

A partir dos valores pesquisados em campo pelo o autor SANTOS, S. F. e representados neste trabalho, pôde-se calcular os valores do adensamento em cada estaca, bem como, o tempo necessário para que ocorram de acordo com as características do solo e geométrica do aterro. Levando em consideração esses aspectos os valores dos recalques em cada estaca foram de aproximadamente 23 (vinte e três) cm, tendo como tempo necessário para ocorrer 90% do valor total de adensamento, 150 (cento e cinquenta) meses.

Buscando acelerar o tempo necessário para se obter o valor do recalque calculado bem como, resolver o problema do volume de solo adensado ao longo das 08 (oito) estacas, foram dimensionados drenos verticais, drenos horizontais e camada de colchão drenante de acordo com a bibliografia, os quais obtivemos resultados bastante satisfatórios. A variação do tempo de adensamento ao longo do trecho em estudo foi de aproximadamente 12 (doze) meses. A diferença entre a utilização do geodreno e a não utilização do geodreno é de aproximadamente 92%. Comprovando assim a viabilidade técnica do método construtivo.

Os dados levantados neste estudo, fornecem um ponto inicial bastante interessante para novos trabalhos sobre o uso de geossintéticos como solução para aterro sobre solo mole.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ALMEIDA, M. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho, 2ª edição revista e atualizada.** São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e Solos.** Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.** Rio de Janeiro, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Granulométrica.** Rio de Janeiro, 1984c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos.** Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905: Solo – Ensaio de palheta *in situ*.** Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007: Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional.** Rio de Janeiro, 1990.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER-PRO 381: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias.** Rio de Janeiro, 1998.

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

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia.** São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

OLIVEIRA, H. M. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2006.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 3 edições. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SUGUIO, K. **Geologia do Quaternário e mudanças ambientais**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

SANTOS, S. F. **ATERROS SOBRE SOLOS MOLES: DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS DA PONTE SOBRE O RIO TRÊS RIACHOS, BR-101 (SC)**. Dissertação (Trabalho de Conclusão de Curso) - UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA CENTRO TECNOLÓGICO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics**. 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009. v. 1.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

VARGAS, M. **Aterros na Baixada de Santos**. Revista Politécnica, Edição Especial, p. 48-63, 1973.

VARGAS, M. **Introdução a Mecânica dos Solos**. Edição Especial, 1977.

VERTEMATTI J.C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Editorial Edgard Blücher. 2004.