



MINISTÉRIO DA INFRAESTRUTURA
DEPARTAMENTO NACIONAL DE
INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA-GERAL
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E
PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS EM
TRANSPORTES
Setor de Autarquias Norte
Quadra 03 Lote A
Ed. Núcleo dos Transportes
Brasília – DF – CEP 70040-902
Tel./fax: (61) 3315-4831

JUNHO 2022

NORMA DNIT 381/2022 – PRO

Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias – Procedimento

Autor: Instituto de Pesquisas em Transportes – IPR

Processo: 50600.000743/2020-41

Origem: Revisão da norma DNER – PRO 381/98

Aprovação pela Diretoria Colegiada do DNIT na reunião de 30/05/2022.

Direitos autorais exclusivos do DNIT, sendo permitida reprodução parcial ou total, desde que citada a fonte (DNIT), mantido o texto original e não acrescentado nenhum tipo de propaganda comercial.

Palavras-chave:

Solos moles, aterros, obras viárias

Nº total de páginas

36

Resumo

Este documento estabelece os procedimentos a serem adotados em projetos de aterros sobre solos moles para obras viárias. Abordam-se os critérios de projeto, as investigações geotécnicas, as alternativas de solução e a instrumentação para acompanhamento da obra.

Abstract

This document establishes the procedures to be adopted for the landfills design on soft soils for road works. Design criteria, geotechnical investigations, solution alternatives and instrumentation for monitoring the work are approached.

Sumário

Prefácio	1
1 Objetivo	1
2 Referências normativas	1
3 Definições	2
4 Critérios de Projeto	3
5 Investigações Geotécnicas	6
6 Tipos de Solução	14
7 Instrumentação e Acompanhamento da Obra	18
Anexo A (Informativo) – Ensaio de Campo	22
Anexo B (Informativo) – Ensaio de Laboratório	23
Anexo C (Informativo) – Parâmetros e informações geotécnicas	24

Anexo D (Informativo) – Fluxograma para concepção do projeto de aterros sobre solos moles	25
Anexo E (Informativo) – Tipos de solução	26
Anexo F (Informativo) – Instrumentação	30
Anexo G (Informativo) – Bibliografia	33
Índice geral	35

Prefácio

A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas em Transportes – IPR/DPP, para servir como documento base, visando estabelecer os diferentes procedimentos para projeto em aterros sobre solos moles para obras viárias. Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 – PRO.

1 Objetivo

Esta norma estabelece as condições que devem ser atendidas para projetos de aterros rodoviários sobre solos moles.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas):

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT

- 380/2022 – PRO: Utilização de geossintéticos em aterros sobre solos moles para obras viárias – Procedimento.
- b) AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 4428:2014 – Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing.
- c) _____. ASTM D 7181:2020 – Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.
- d) _____. ASTM D 7400:2019 – Standard Test Methods for Downhole seismic Testing.
- e) _____. ASTM D 3441:2016 – Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Testing of Soils.
- f) _____. ASTM D 6635:2015 – Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer.
- g) _____. ASTM D 4767:2011 (Reapproved 2020) – Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.
- h) _____. ASTM SUBCOMMITTEE D 18.02.10 (1986), J.H. Schmertmann, Chairman, "Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test", ASTM Geotechn. Testing Journal, Vol. 9, 2, June, 93-101.
- i) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA E ENGENHARIA AMBIENTAL. ABGE (2018). Geologia de Engenharia e Ambiental. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE), São Paulo, 912p.
- j) _____. ABGE (2013). Ensaio de permeabilidade em solo: Orientações para sua execução no campo. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE), São Paulo, 912p.
- k) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 9820:1997 – Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem – Procedimento.
- l) _____. ABNT NBR 6484:2020 – Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.
- m) _____. ABNT NBR 13292:2021 – Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante.
- n) _____. ABNT NBR 14545:2021 – Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável.
- o) _____. ABNT NBR 16853:2020 – Solo – Ensaio de adensamento unidimensional.
- p) _____. ABNT NBR 10905:1989 – Solo – Ensaio de palheta *in situ* – Método de ensaio.
- q) _____. ABNT NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações.
- r) COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R. & OLIVEIRA, A.T.J. (2001). Geotechnical properties of Recife soft clays. Solos e Rochas, São Paulo, v.23, n.3, p. 177-204.
- s) EUROPEAN STANDARDS: EUROCODE – Geotechnical design, 2004.
- t) INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 22476-4:2012 Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 4: Ménard pressuremeter test.
- u) LUNNE, T., BERRE, T. & STRANDVIK, S. (1997). Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. In Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, p. 81-102.

3 Definições

Para os efeitos deste documento, aplicam-se os seguintes termos e definições:

3.1 Adensamento

Redução progressiva, ao longo do tempo, do volume de uma massa de solo, resultante da diminuição do seu volume de vazios, devido à expulsão de ar ou água, causada por efeito do peso próprio ou acréscimo de tensão externa.

3.2 Adensamento primário

Redução progressiva do volume de uma massa de solo sob o efeito da aplicação dos esforços de compressão. Esta redução é devida, principalmente, à expulsão de água dos vazios do solo, acompanhada por uma transferência da pressão suportada pela água intersticial para o esqueleto sólido.

3.3 Adensamento secundário

Redução progressiva do volume de uma massa de solo, após a completa dissipação das poropressões geradas pelo carregamento sob o efeito da aplicação de esforços de compressão. Esta redução é devida ao ajustamento da estrutura interna da massa de solo, depois que todo esforço de compressão tenha sido transferido da água intersticial para o esqueleto sólido.

3.4 Estado Limite Último

Condição limite associada ao colapso.

3.5 Estado Limite de Utilização

Condição limite associada a problemas de desempenho, tais como trincas inaceitáveis, deformações, vibrações ou comprometimentos à funcionalidade plena da obra.

3.6 Razão de pré-adensamento (OCR)

Relação entre a tensão de pré-adensamento e a tensão efetiva atual.

3.7 Recalque

Deslocamentos verticais descendentes em solo.

3.8 Recalque primário

Recalques devido a adensamento primário.

3.9 Recalque secundário

Recalques devido a adensamento secundário.

3.10 Recalque total

Soma do recalque primário e secundário.

3.11 Recalque residual

Recalques primário e secundário remanescentes em período definido (recalque total menos recalque ocorrido).

3.12 Resistência ao cisalhamento não drenada (S_u)

Máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura em condição não drenada.

3.13 Solo mole

Solos sedimentares finos, de alta plasticidade, alta compressibilidade e baixa resistência e permeabilidade, cuja fração argilosa confere características de solo coesivo e compressível.

3.14 Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm})

Máxima tensão efetiva vertical a que um solo já esteve submetido.

4 Critérios de Projeto

O desenvolvimento de projetos deve seguir os critérios definidos nesta norma, tendo como foco a segurança contra ruptura (estado limite último) e o desempenho (estado limite de utilização).

Esses critérios serão estabelecidos em função da Classe de Aterro e do Tipo de Rodovia.

4.1 Classes de aterro

Classes de Aterro estão associadas ao desempenho exigido do aterro em função das condições de serviço as quais se inserem. Do ponto de vista geotécnico, diferenciam-se três Classes de Aterro:

- a) Aterros Classe I: Enquadram-se nesta classe os aterros junto a estruturas rígidas, tal como os encontros de pontes e viadutos e demais interseções, bem como aterros próximos a estruturas sensíveis como oleodutos, bueiros apoiados sobre fundações profundas etc. A extensão do aterro Classe I deve ser \geq a 50 m para cada lado da interseção.
- b) Aterros Classe II: São os aterros que não estão próximos a estruturas sensíveis, porém são altos ($h > 3$ m). A altura do aterro deve ser calculada como a distância vertical entre o terreno natural e a cota de topo do pavimento. No cálculo de tensões, os diferentes pesos específicos dos materiais deverão ser considerados.
- c) Aterros Classe III: São aterros baixos, com altura < 3 m e afastados de estruturas sensíveis.

4.2 Tipo de rodovia

Classificado em função da existência ou não de pavimentação do leito estradal.

- a) Rodovias Tipo 1: rodovias não pavimentadas cujo projeto não prevê a instalação de pavimento;

NOTA 1: Se houver previsão de pavimentação em projeto, para esse tipo de rodovia, passará então a ser considerada como Rodovia Tipo 2.

- b) Rodovias Tipo 2: rodovias pavimentadas.

4.3 Análise de Estabilidade (Estado Limite Último)

As análises de estabilidade de taludes deverão ser realizadas para verificar se todos os fatores de segurança atendem aos requisitos mínimos normativos, para todos os mecanismos de instabilização possíveis, em diferentes condições de carregamento. Os modos de falha incluem, mas não se limitam, a superfícies de ruptura com geometria circular e não-circular.

Como requisito mínimo deverá ser utilizado o método do equilíbrio limite através de metodologias de cálculo consagradas, tais como: Bishop Simplificado, Spencer ou Morgenstern e Price, adotando o menor Fator de Segurança das cinemáticas analisadas. No projeto, deve-se pesquisar o mecanismo de falha que produz o menor fator de segurança para cada tipo de carregamento.

A estimativa da segurança através da redução da resistência ao cisalhamento do solo na utilização do método dos elementos finitos deverá sempre ser complementada por análises tipo equilíbrio limite.

Análise de estabilidade de taludes utilizando modelos numéricos avançados pode ser realizada para auxiliar no projeto geotécnico, permitindo prever campos de deformação e distribuição de poropressões dentro da massa do solo, além da estimativa de fatores de segurança.

NOTA 2: Observar que fatores de segurança obtidos por métodos numéricos podem resultar em valores distintos daqueles calculados por equilíbrio limite, a depender da geometria do

problema e da técnica numérica de redução da resistência adotada.

4.3.1 Etapas/Condições a serem verificadas

A segurança deverá ser verificada para todas as etapas de construção e operação do aterro, as quais se resumem em:

- Período construtivo;
- Final de construção do aterro;
- Longo prazo;
- Rebaixamento rápido no nível de água: no caso de obras nas quais podem ocorrer variações significativas do nível de água externo (por exemplo, condições sazonais extremas);
- Condições especiais, como etapas futuras de obra.

Nas verificações de período construtivo devem ser incluídas as etapas intermediárias de alteamento.

Atenção especial deverá ser dada a casos com utilização de aterros de pré-carga e/ou de compensação de recalques: aterros de pré-carga são provisórios, construídos com a finalidade de acelerar os recalques e/ou produzir uma condição de pré-adensamento ao submeter a camada de argila mole a níveis de tensões superiores àqueles correspondentes ao final da construção; aterros de compensação de recalques são aterros construídos em cota superior a de projeto (sobre-altura) para que, ao final do processo de adensamento, a cota de topo do aterro corresponda à cota de projeto.

4.3.2 Fatores de Segurança

Os fatores de segurança mínimos para cada etapa deverão ser, independentemente de sua classe:

Tabela 1 – Fatores de segurança mínimos

Tipo de verificação	$FS_{mín}$
Período construtivo	1,2
Final de Construção	1,3
Longo Prazo	1,5
Rebaixamento Rápido*	1,3

NOTA 3: *Em casos nos quais exista condição de carregamento do tipo rebaixamento rápido do nível de água sazonalmente.

As análises de período construtivo e final de construção deverão ser realizadas considerando parâmetros de resistência não drenados para os solos argilosos moles.

As análises de longo prazo deverão ser realizadas considerando parâmetros de resistência drenados.

Fatores de segurança parciais poderão ser adotados a critério do Projetista.

4.3.3 Parâmetros geomecânicos

Os parâmetros geomecânicos deverão ser definidos a partir de ensaios específicos complementados por correlações, experiência e dados de bibliografia. O emprego direto de dados bibliográficos, sem apoio de ensaios, só será permitido em fases de estudos de viabilidade. A definição de parâmetros geomecânicos em todas as demais fases de projeto deverá ser balizada pelos resultados dos ensaios. Na seção 5 estão apresentados critérios mínimos para as campanhas de investigações geológico-geotécnicas.

As análises de estabilidade de taludes são associadas à utilização de fatores de segurança globais. Por esta razão, os parâmetros geomecânicos adotados em projeto devem ser representativos dos materiais, escolhidos de forma realista / conservadora a critério do Projetista.

Análises probabilísticas poderão ser usadas de forma complementar aos métodos determinísticos, oferecendo um mecanismo para consideração das incertezas dos parâmetros geomecânicos, com uma faixa e conforme uma distribuição de probabilidades.

4.3.4 Sobrecargas atuantes nos aterros

As sobrecargas acidentais atuantes no topo do aterro deverão ser consideradas da seguinte forma:

a) Período construtivo: 10 kPa, salvo condições especiais mais críticas, tais como trânsito de equipamentos especiais. Nestas condições, a sobrecarga deverá ser avaliada de maneira individual.

b) Período operacional: 20 kPa atuando na pista e no acostamento, salvo indicação em contrário.

4.4 Análise dos Recalques (Estado Limite de Utilização)

O projeto deverá ser desenvolvido de maneira a atender aos recalques residuais máximos estabelecidos em função do tempo e da classe do aterro, salvo casos especiais.

As estimativas dos recalques poderão ser realizadas por métodos analíticos, pela teoria de adensamento unidimensional ou tridimensional, ou por modelos numéricos mais completos, devidamente justificados. No cálculo dos recalques, devem ser considerados submersão do aterro, compensação de greide e eventuais tratamentos.

4.4.1 Parâmetros geomecânicos

Os parâmetros geomecânicos deverão ser definidos a partir de ensaios específicos, correlações, experiência e dados de bibliografia. O emprego direto de dados de bibliografia, sem apoio de ensaios, só será permitido em fases de estudos de viabilidade. A definição de parâmetros geomecânicos em todas as demais fases de projeto deverá ser balizada pelos resultados dos ensaios. No item 5 estão apresentados critérios mínimos para as campanhas de investigações geológico-geotécnicas.

Os parâmetros geotécnicos dos materiais devem ser representativos, escolhidos de forma realista/ conservadora a critério do Projetista.

Considerando que as análises de recalque são, salvo indicação contrária, verificações do estado limite de utilização, os parâmetros dos materiais não precisam ser reduzidos por fatores de segurança parciais para incorporar segurança.

4.4.2 Recalques residuais

Os recalques residuais máximos, incluindo recalques primários e secundários, deverão ser aqueles apresentados na Tabela 2 e na Tabela 3, salvo indicação em contrário.

Tabela 2 – Recalques residuais máximos no sentido longitudinal da rodovia

Verificação	Aterro Classe I	Aterro Classe II	Aterro Classe III
Recalque residual – 10 anos	2 cm	Obs. 1	Obs.1
Recalque residual – 25 anos	5 cm	Obs. 1	Obs.1

NOTA 4: *Os recalques máximos deverão ser definidos em função do Tipo de Rodovia e de outros aspectos relevantes tais como a Classe de Rodovia, velocidade de projeto etc.

Tabela 3 – Recalques residuais diferenciais máximos no sentido transversal à rodovia (quando aplicável)

Verificação	Aterro Classe I	Aterro Classe II	Aterro Classe III
Recalque residual – 10 anos	2 cm	5 cm	5 cm
Recalque residual – 25 anos	5 cm	10 cm	10 cm

As sobrecargas indicadas em 4.3.4 deverão ser consideradas no cálculo dos recalques residuais.

Em função do tipo da rodovia, a magnitude dos recalques residuais pode ser alterada, adaptando-se o projeto, por exemplo, com a indicação de manutenção periódica, a critério do Projetista e do DNIT.

5 Investigações Geotécnicas

5.1 Características de depósitos argilosos moles

Em geral, solos argilosos moles apresentam as seguintes características:

- Predominantemente finos, constituídos de argilominerais, com porcentagem maior ou igual a 50 % de partículas com tamanho menor do que 0,075 mm (passando na # 200);

- Podem apresentar comportamento geomecânico com geração de excesso de poropressão mesmo com porcentagem de partículas finas inferior a 50 %;
- Valores elevados de limite de liquidez (WL) e limite de plasticidade (WP);
- Valores elevados de umidade natural (W_n), que podem ser inclusive superiores a WL;
- Baixa permeabilidade, em geral inferior a 10^{-8} m/s;
- Baixa resistência ao cisalhamento não drenada em argilas muito moles ($S_u \leq 12$ kPa) e moles (12 kPa < $S_u \leq 25$ kPa);
- Podem apresentar matéria orgânica, o que lhes confere maior compressibilidade.

5.2 Técnicas de Investigação

Tem por objetivo fornecer orientações para o planejamento e interpretação de ensaios de campo e de laboratório utilizados no desenvolvimento do projeto geotécnico de aterros sobre solos moles. A investigação geotécnica deve:

- Definir as condições do subsolo, do lençol freático e águas subterrâneas;
- Determinar tipos de ocorrências e espessuras de camadas;
- Permitir a elaboração do modelo geotécnico do local através do traçado de perfis geológico-geotécnicos;
- Prover dados para a estimativa de propriedades geomecânicas e hidráulicas dos materiais investigados;
- Coletar as demais informações relevantes ao projeto.

5.2.1 Ensaios de campo

Ensaios de campo usados na prática de engenharia brasileira, aplicados a solos moles, são constituídos pela combinação entre métodos geofísicos, ensaios de penetração e ensaios executados em perfurações, cujas categorias e respectivas normas de referência são listadas na Tabela A1 (ver Anexo A).

Outras técnicas podem ser adotadas a critério do Projetista, para ampliar o universo mínimo de informações necessárias ao projeto.

5.2.1.1 Sondagem de simples reconhecimento (SPT)

O ensaio SPT constitui em uma medida de resistência dinâmica conjugada à sondagem de simples reconhecimento, cujo procedimento é normalizado pela ABNT NBR 6484:2020.

Em relação às condições específicas e/ou observações as quais o ensaio deve atender, tem-se que:

- As sondagens devem ser georreferenciadas, devendo fornecer, no mínimo: a descrição das camadas prospectadas e a profundidade em que ocorrem, referenciadas à cota de topo da sondagem; os valores dos índices de resistência à penetração (N_{SPT}); e as posições dos níveis de água e de eventual artesianismo;
- O tipo de equipamento deverá ser especificado. No Brasil coexistem equipamentos manuais e automáticos, exigindo a correção do valor medido de N_{SPT} considerando o efeito da energia de cravação, conforme Equação 1:

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} * Energia Aplicada}{0,60} \quad (1)$$

Onde:

$N_{SPT,60}$ é a medida de penetração corrigida (adimensional);

- As medidas de penetração $N_{SPT,60}$ podem ser usadas para uma estimativa preliminar da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). Ensaio específicos para determinação desse parâmetro deverão ser obrigatoriamente realizados a fim de ratificar ou retificar essas estimativas preliminares;
- Podem ser realizados, a critério do Projetista, ensaios de permeabilidade em furo de sondagem conforme especificações do boletim técnico da ABGE (2013);
- Realizar a cada 2 metros a determinação de umidade, teor de matéria orgânica e % passante na

peneira # 200 para cada amostra coletada no amostrador SPT.

5.2.1.2 Ensaio de piezocone (CPTU)

O ensaio de piezocone (CPTU) consiste na cravação no terreno de uma peneira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20 mm/s (± 5 mm/s), conforme norma ASTM D 3441:2016. O equipamento mede a resistência à cravação (q_t), o atrito lateral (f_s) e as poropressões (u_2) geradas durante o processo de cravação.

A interpretação dos resultados de ensaios fornece a estratigrafia do subsolo e a estimativa de propriedades geomecânicas e hidráulicas dos depósitos de argilas moles.

Em relação às condições específicas e/ou observações as quais o ensaio deve atender, tem-se que:

- As medidas de resistência à penetração (q_c) devem ser corrigidas pelas poropressões medidas na base do cone (u_2), e o valor corrigido de resistência à penetração (q_t) deverá ser adotado na interpretação dos resultados.

NOTA 5: Os ensaios de cone mecânico e ensaios de cone elétrico sem medidas de poropressões não serão aceitos pelo DNIT.

- A resistência à penetração (q_t) e a poropressão (u_2) são usadas na estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada das argilas (S_u), determinada de forma indireta a partir dos fatores de capacidade de carga N_{kt} e $N_{\Delta u}$. O fator N_{kt} deve ser obtido preferencialmente por meio de calibração com ensaios de palheta, por exemplo, através da correlação mostrada na Equação 2:

$$q_t = N_{kt} * S_u + \sigma_{v0} \quad (2)$$

Onde:

q_t é a resistência à penetração, expressa em quilopascal (kPa);

N_{kt} é o fator de capacidade de carga (adimensional);

S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada das argilas, expressa em quilopascal (kPa);

σ_{v0} é a tensão total vertical, expressa em quilopascal (kPa).

A tensão de pré-adensamento σ'_{vm} e o valor da razão de pré-adensamento, OCR ($\sigma'_{vm}/\sigma'_{v0}$), das argilas podem ser estimados a partir dos resultados de investigação por piezocone através das medidas de resistência à penetração (q_t), poropressão (u_2) e tensão vertical (σ_{v0});

- c) Ensaios de dissipação do excesso de poropressão gerado durante a cravação do piezocone no solo podem ser interpretados para estimar o coeficiente de adensamento horizontal (c_h), sendo recomendada adoção de tempo de dissipação mínimo de 50 % ($t_{50\%}$). Mediante correlações, também poderá ser obtido o coeficiente de adensamento vertical (c_v);
- d) Em casos especiais, é possível determinar o nível de água de equilíbrio e identificar eventual artesianismo, o que pode ser obtido a partir da completa dissipação do excesso de poropressão gerado durante a cravação do piezocone ($\sim t_{100\%}$);
- e) Resultados de ensaios devem ser digitalizados e fornecidos em planilhas eletrônicas, juntamente com os certificados de calibração da instrumentação.

5.2.1.3 Ensaios de palheta (FVT)

O ensaio de palheta (FVT) consiste na cravação de uma palheta de seção cruciforme que, após ser cravada, é submetida a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condições não drenadas.

Em relação às condições específicas e/ou observações as quais o ensaio deve atender, tem-se que:

- a) Os ensaios deverão ser executados com equipamento tipo A preconizado pela ABNT NBR 10905:1989. Equipamentos de ensaio em furo de sondagem tipo B, cujos resultados são de qualidade inferior, não serão aceitos pelo DNIT;
- b) Com base no torque medido (T), determina-se a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). No

ensaio é possível avaliar a sensibilidade da argila medindo-se a resistência não drenada de pico e a amolgada;

- c) O fator de correção de Bjerrum (1973) deverá ser aplicado aos valores de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) obtidos diretamente dos ensaios de palheta para análises de estabilidade;
- d) A história de tensões do depósito pode ser estimada indiretamente a partir do valor previsto da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), do nível de tensões verticais efetivas (σ'_{v0}) e do índice de plasticidade (I_p) da argila.

5.2.1.4 Ensaios dilatométrico (DMT)

O dilatômetro é um equipamento composto por uma lâmina de aço inoxidável dotada de uma membrana de aço muito fina em uma de suas faces, similar a um instrumento tipo célula de pressão total. O ensaio dilatométrico (DMT) consiste na cravação no terreno da lâmina dilatométrica para, em seguida, usar a pressão de gás para expandir a membrana circular de aço (diafragma) no interior da massa de solo.

Não há normalização específica para este ensaio no Brasil, devendo-se adotar recomendações internacionais, tais como a norma ASTM D 6635:2015 e o EUROCODE 7:2004.

Em relação às condições específicas e/ou observações as quais o ensaio deve atender, tem-se que:

- a) Devido à rigidez própria da membrana de aço, as pressões medidas de expansão da membrana devem ser devidamente corrigidas;
- b) O ensaio permite estimar, entre outros parâmetros, a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) e a razão de pré-adensamento (OCR).

5.2.1.5 Ensaios pressiométricos (PMP/SBP)

O pressiômetro é um elemento de forma cilíndrica, projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a consequente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo. No Brasil, os equipamentos existentes podem ser

agrupados em 2 categorias: ensaios de pré-furo (tipo Menard) e ensaios autoperfurantes. O ensaio não é normalizado no Brasil, recomendando-se adoção das normas ASTM D 4719:2020 e ISO 22476-4:2012.

Ensaio pressiométrico fornece uma medida contínua do comportamento tensão-deformação do solo durante a expansão/contração de uma cavidade cilíndrica.

Em relação às condições específicas e/ou observações as quais o ensaio deve atender, tem-se que:

Os resultados podem ser interpretados através de métodos de expansão de cavidade para estimar a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), o módulo de cisalhamento (G) e as tensões horizontais *in situ* (σ'_{h0}).

5.2.1.6 Geofísica de superfície (GF)

A geofísica aplicada inclui várias técnicas de investigação em superfície, que se constituem em prospecção indireta e não invasiva, possibilitando a amostragem tridimensional de grandes áreas. Entretanto, por ser uma técnica de investigação indireta, a geofísica deve ser sempre acompanhada da execução de ensaios de penetração.

Quando corretamente planejada e executada, a geofísica de superfície pode contribuir significativamente com os programas de perfuração, maximizando a taxa de cobertura da área e minimizando as perfurações requeridas, representando uma economia de projeto.

Métodos geofísicos, como sísmicos e geoeletricos, a serem executados ao longo do alinhamento da rodovia, são usuais na prática brasileira e tem por objetivo identificar a estratigrafia da área de implantação do projeto, devendo ser calibrados localmente através de logs de ensaios SPT e/ou CPTU.

As diferentes técnicas de investigação geofísica estão descritas e discutidas em ABGE (2018).

5.2.1.7 Ensaios sísmicos (DS/CS)

Ensaio sísmico possibilita a determinação de velocidades de propagação das ondas no solo a partir do emprego de uma fonte geradora e receptores instalados em furos, como os de sondagem.

No ensaio crosshole (CS), são necessários dois furos: o primeiro para instalação da fonte sísmica, e o segundo para instalação dos receptores. No ensaio downhole (DS), a fonte é posicionada na superfície, necessitando-se apenas de um furo para instalação dos receptores.

Esses ensaios são usados para determinação do módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0). Sem normatização brasileira, os ensaios devem ser realizados segundo as normas internacionais ASTM D 4428:2014 e ASTM D 7400:2019.

5.2.2 Ensaios de laboratório

Sondagens de reconhecimento para retirada de amostras deformadas e indeformadas, a serem submetidas aos ensaios de laboratório, constituem-se em procedimento obrigatório a projetos de aterros sobre argilas moles.

A retirada de amostras indeformadas do solo de fundação deverá ser realizada de acordo com a norma ABNT NBR 9820:1997. As amostras deverão ter diâmetro mínimo de 100 mm e devem ser coletadas com amostrador de pistão estacionário com acionamento mecânico ou hidráulico do tipo Shelby.

As amostras deverão servir para execução dos ensaios de laboratório, cujas técnicas recomendadas são apresentadas na Tabela B1 (ver Anexo B). A qualidade das amostras deve ser verificada seguindo metodologias como aquelas propostas por Lunne *et al.* (1997) ou Coutinho *et al.* (2001). Caso as amostras se encontrem muito amolgadas, haverá perda do histórico de tensões e, em consequência, perda de parâmetros geomecânicos importantes do comportamento do solo. Quanto aos ensaios obrigatórios, estes dependem do atendimento às condições de estado limite último (Rodovias Tipo 1) ou estado limite de utilização (Rodovias Tipo 2):

- a) Para Rodovias Tipo 1, nas quais o projeto é desenvolvido para atender as condições de estado limite último, é obrigatória a caracterização completa do solo argiloso;
- b) Para Rodovias Tipo 2, nas quais o projeto é desenvolvido para atender simultaneamente estado limite último e estado limite de utilização, além da caracterização completa do solo argiloso, é obrigatório executar ensaios de adensamento em amostras indeformadas.

NOTA 6: As amostras indeformadas deverão ser preservadas para eventuais ensaios complementares de laboratório, a critério do Projetista.

NOTA 7: Os materiais constituintes do aterro, incluindo colchão drenante, aterro compactado, proteção superficial etc., deverão ser caracterizados de forma convencional, a partir de investigações de jazida, incluindo ensaios de compactação, CBR, caracterização completa etc.

NOTA 8: Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material de aterro deverão ser obtidos mediante realização de ensaios de laboratório. Para os materiais constituintes do colchão drenante, admitem-se valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em referências bibliográficas.

5.2.2.1 Ensaios oedométricos (AD)

No ensaio oedométrico, ou ensaio de adensamento unidimensional, a amostra de solo é confinada lateralmente por um anel rígido e submetida a tensões de compressão vertical aplicadas em estágios, permitindo-se drenagem vertical em ensaios de rotina.

Este ensaio determina as características de compressibilidade dos solos sob a condição de confinamento lateral, devendo ser executados em conformidade com a norma ABNT NBR 16853:2020.

Os parâmetros obtidos incluem o histórico de tensões (σ'_{vm} ; OCR), módulo edométrico (E_{oed}), índice de compressão (C_c) e recompressão (C_r), coeficientes de adensamento vertical (c_v) e coeficientes de permeabilidade a cada estágio no tramo normalmente adensado (k).

5.2.2.2 Ensaios triaxiais (TX)

No ensaio triaxial, a amostra de solo é submetida a uma dada tensão confinante e, em seguida, nessas condições, a acréscimos de tensão até sua ruptura.

Este tipo de ensaio visa à determinação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo. A depender

das condições de drenagem, nas fases de adensamento e cisalhamento, o ensaio pode ser classificado como:

- a) Ensaio adensado drenado (CID ou CK₀D – adensamentos isotrópico e anisotrópico, respectivamente);
- b) Ensaio adensado não drenado (CIU ou CK₀U), sem normatização no Brasil.

NOTA 9: Os ensaios deverão ser executados conforme as normas americanas ASTM D 7181:2020, para ensaios CID, e ASTM D 4767:2011 (2020), para ensaios CIU.

São obtidos do ensaio parâmetros de resistência, tais como: ângulo de atrito total e efetivo (ϕ e ϕ') e intercepto de coesão total e efetivo (c e c'); resistência não drenada (S_u); e módulos de Young (E) e de cisalhamento (G). Informações adicionais referentes ao histórico de tensões e às características de compressibilidade em situação confinada também podem ser interpretadas.

Quando da realização de ensaios triaxiais, recomenda-se, como procedimento mínimo, a realização de ensaios CIU (ensaio adensado, não drenado, com medida das poropressões e determinação do parâmetro B na fase de adensamento).

5.2.2.3 Ensaios de permeabilidade

Nos ensaios de permeabilidade, a amostra de solo é saturada e submetida à percolação de água, a fim de se determinar o coeficiente de permeabilidade.

Essa percolação pode ser realizada à carga constante, recomendável no caso de solos mais permeáveis, ou, à carga variável, no caso de solos menos permeáveis, devendo ser executados em conformidade com a ABNT NBR 13292:2021 e a ABNT NBR 14545:2021, respectivamente.

5.3 Parâmetros geotécnicos

Orientações quanto à aplicabilidade dos principais ensaios de campo e de laboratório para determinação dos parâmetros geotécnicos necessários a projetos de aterros sobre solos argilosos moles são resumidas na Tabela C1 (ver Anexo C). Parâmetros essenciais para

projetos de aterros sobre solos moles são identificados em cinza, bem como as técnicas usualmente empregadas para sua adequada determinação.

5.4 Planejamento de ensaios

Para cumprir com os objetivos do projeto, as recomendações normativas se constituem em procedimentos mínimos a serem observados, norteados o número mínimo de ensaios, espaçamentos e profundidades, sem dispensar a análise crítica e experiência do Projetista para compatibilizar custos à complexidade e dificuldade de cada obra, que podem vir a requerer execução de maior número e diversidade de ensaios.

Em condições geológico-geotécnicas nas quais se antecipa a ocorrência de recalques diferenciais no sentido transversal à rodovia, pode ser necessária a execução de sondagens complementares nos dois lados da pista.

As investigações geotécnicas deverão ser divididas em três fases, identificadas como: Estudo de Viabilidade, Investigação Preliminar e Investigação Complementar. Estas fases representam etapas de investigação usuais, que não devem ser confundidas com a nomenclatura das etapas de projeto contratuais do DNIT. A definição de qual fase de investigação associar com cada etapa de projeto formal deve ser avaliada caso a caso. Um fluxograma para análise da concepção do projeto de aterros sobre solos moles é apresentado na Figura D1 (ver Anexo D).

5.4.1 Estudo de viabilidade

Essa fase de investigação não deve ser necessariamente associada ao EVTEA (Estudo de Viabilidade Técnica, Econômica e Ambiental).

As informações geotécnicas levantadas no estudo de viabilidade são destinadas a produzir soluções de engenharia viáveis técnica e economicamente, em nível conceitual, mitigando os riscos envolvidos no projeto e adequando o comportamento estimado aos requisitos de cada rodovia.

O levantamento de dados nesta fase deve compreender estudos de escritório a partir de documentação existente, incluindo:

- a) Interpretação de fotos aéreas e imagens de satélite;
- b) Mapas topográficos, geológicos e pedológicos;
- c) Informações geológico-geotécnicas disponíveis em formações similares;
- d) Estudos geotécnicos existentes na região.

5.4.2 Investigação Preliminar

A fase de investigação preliminar deve estar preferencialmente contida no Projeto Básico e deve englobar o conjunto de elementos necessários e suficientes, com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra ou serviço, com base nos estudos de viabilidade.

Essa fase será considerada suficiente em trechos em que o Projetista considerar a completa remoção da camada mole economicamente viável, eliminando totalmente os problemas de compressibilidade e capacidade de carga do terreno de fundação. A fase de investigação complementar será necessária sempre que forem avaliadas técnicas alternativas à remoção completa dos solos moles.

Na fase de investigação preliminar é necessário:

- a) Caracterizar os tipos de solos, suas extensões em planta e espessuras, identificar diferentes unidades geotécnicas e determinar com precisão a estratigrafia do subsolo;
- b) Consolidar as informações hidrogeológicas relevantes ao projeto, incluindo posição do nível de água, eventual artesianismo e condições de drenagem das diferentes camadas que compõem o subsolo;
- c) Estimar, preliminarmente, os valores característicos das propriedades geomecânicas e hidráulicas dos materiais prospectados.

5.4.2.1 Requisitos mínimos

Como requisito mínimo a investigação preliminar deverá constar de:

- a) Para rodovias projetadas para atender somente ao estado limite último (Tipo 1):
 - Sondagens à percussão SPT;
 - Furos para retirada de amostras deformadas para caracterização das camadas prospectadas, podendo as sondagens à percussão SPT ser utilizadas para esta finalidade.
- b) Para rodovias projetadas para atender ao estado limite último e ao estado limite de utilização (Tipo 2):
 - Sondagens à percussão SPT;
 - Ensaio de piezocone CPTU;
 - Furos para retirada de amostras deformadas para caracterização das camadas prospectadas, podendo as sondagens à percussão SPT ser utilizadas para esta finalidade;
 - Em função da classe da rodovia, geofísica de superfície ao longo do alinhamento da rodovia.

As sondagens de reconhecimento à percussão devem ser executadas de acordo com a norma ABNT NBR 6484:2020.

Nos Aterros de Classe I, pelo menos uma sondagem deve atingir o impenetrável à percussão. Todas as sondagens de investigação devem ter profundidade tal que atinjam a base da última camada dos depósitos de argilas moles, sendo o início de camadas de solos residuais resistentes ($N_{SPT} > 10$) um bom marcador.

Os ensaios de penetração cônica devem ser executados com cones elétricos e registro de poropressões (CPTU) seguindo as recomendações da ASTM D 3441:2016 até a profundidade da base da última camada dos depósitos de argilas moles, sendo o início de camadas de solos residuais resistentes ($q_t > 3000$ kPa) um bom marcador.

A geofísica de superfície ao longo do alinhamento da rodovia só deve ser aceita quando acompanhada por

sondagens de reconhecimento à percussão ou ensaios de piezocone de confirmação e apoio à interpretação dos dados dela decorrentes.

5.4.2.2 Frequência dos furos e sondagens

Com relação à frequência dos furos e sondagens (SPT e CPTU), os seguintes critérios devem ser observados:

- a) Mínimo de 3 furos/sondagens para cada trecho de solos argilosos moles;
- b) Distância média entre furos/sondagens em intervalos não superiores a 100 m;
- c) A distribuição dos pontos de locação não deve atender apenas a requisitos geométricos, mas também a requisitos geológicos e geomorfológicos definidos na fase de estudos de viabilidade, observando a ocorrência de meandros antigos, depressões e outras ocorrências ou particularidades relevantes ao projeto.

A profundidade das sondagens de simples reconhecimento e os ensaios de piezocone deve ser tal que atinja a base da última camada dos depósitos de argilas moles, sendo o início de camadas de solos residuais resistentes ($N_{SPT} > 10 / q_t > 3000$ kPa) um bom marcador.

5.4.3 Investigação Complementar

Em função dos resultados obtidos na fase de investigação preliminar, a investigação complementar deve ser planejada e executada, incluindo a execução de novos ensaios de campo e laboratório, podendo ser previstas atividades complementares como a instalação de indicadores de nível d'água, piezômetros, entre outras técnicas de instrumentação.

A fase de investigação complementar deve estar preferencialmente contida no Projeto Básico, ficando para o Projeto Executivo investigações adicionais que devem ser executadas somente se forem constatadas diferenças entre as condições locais e as indicações fornecidas pela investigação geotécnica, de forma a esclarecer completamente divergências e incertezas para eliminar riscos e, se possível, custos adicionais.

Os resultados da investigação complementar devem fornecer informações para o projeto detalhado de obras temporárias e permanentes, para o planejamento do método construtivo, para a identificação de dificuldades que possam surgir durante a construção e para refinar a estimativa das propriedades geotécnicas do terreno de fundação ou de estruturas que possam ser afetadas pela construção.

Os tipos e as quantidades de ensaios a serem realizados dependem de experiências anteriores no local, qualidade dos dados pré-existentes, e características do projeto e do comportamento dele esperado, observando as condições de estado limite último e/ou estado limite de utilização.

Os ensaios realizados deverão seguir o conceito de “ilha”, que visa agrupar em um mesmo local diversas investigações geotécnicas com o objetivo de melhor correlacionar os resultados dessas investigações com as características do depósito. As investigações nessas ilhas deverão ser locadas a uma distância de 3 m entre si.

5.4.3.1 Requisitos mínimos

a) Em rodovias projetadas para atender unicamente às condições de estado limite último (Rodovias Tipo 1), os seguintes ensaios devem ser executados e agrupados em ilhas com as investigações subsequentes:

- Sondagens a percussão SPT;
- Furos para coleta de amostras deformadas para ensaios de caracterização podendo as sondagens à percussão SPT ser utilizadas para esta finalidade;
- Ensaios de palheta.

Os quantitativos mínimos de ensaios são descritos na Tabela 4.

Tabela 4 – Quantidade mínima de ensaios da campanha geotécnica complementar para atender às condições de estado limite último

Ensaio integrado em ilhas de investigação	Aterros classe		
	I	II	III
Coleta de amostras para ensaios de caracterização	Uma vertical em cada extremidade da estrutura, adjacente ao aterro	Uma vertical a cada 250 m	Uma vertical a cada 500 m
	Coleta de amostras deformadas a cada 2 m de profundidade		
Sondagens à percussão (SPT)	Uma vertical em cada extremidade da estrutura, adjacente ao aterro	Um furo a cada 250 m	Um furo a cada 500 m
Ensaios de palheta (FVT)	Uma vertical em cada extremidade da estrutura, adjacente ao aterro	Uma vertical a cada 250 m	Uma vertical a cada 500 m
	Ensaios a cada 2 m de profundidade		

b) Em rodovias projetadas para atender simultaneamente ao estado limite último e ao estado limite de utilização (Rodovias Tipo 2), os ensaios devem ser agrupados em ilhas de investigação. Em cada ilha de investigação devem ser executados:

- Sondagens à percussão SPT;
- Furos para coleta de amostras deformadas para ensaios de caracterização completa e indeformadas para ensaios de laboratório de adensamento unidimensional;
- Ensaios de piezocone (CPTU), incluindo ensaios de dissipação;
- Ensaios de palheta (FVT).

Os quantitativos mínimos de ensaios são descritos na Tabela 5.

Tabela 5 – Quantidade mínima de ensaios de campanha geotécnica complementar para atender às condições de estado limite último e estado limite de utilização

Ensaios integrados em ilhas de investigação	Aterros classe		
	I	II	III
Coleta de amostras deformadas e informadas para ensaios de caracterização completa e adensamento unidimensional	Uma vertical em cada extremidade da estrutura, adjacente ao aterro	Um furo a cada 250 m	Um furo a cada 500 m
	Coleta de amostras indeformadas a cada 2 m de profundidade		
Sondagens a percussão (SPT)	Uma vertical em cada extremidade da estrutura, adjacente ao aterro	Um furo a cada 250 m	Um furo a cada 500 m
Ensaio de piezocone (CPTU)	Uma vertical em cada extremidade da estrutura, adjacente ao aterro	Um furo a cada 250 m	Um furo a cada 500 m
Ensaio de palheta (FVT)	Duas verticais em cada extremidade da estrutura, adjacente ao aterro	Uma vertical a cada 250 m	Uma vertical a cada 500 m
	Ensaio a cada 2 m de profundidade		

Para os ensaios de Palheta (FVT), o Projetista deverá avaliar se a quantidade de ensaios é representativa do depósito ensaiado.

A necessidade de ensaios especiais (DMT, PMB, SPB, triaxial) deve ser definida pelo Projetista.

Na campanha complementar, a profundidade das sondagens de simples reconhecimento e dos ensaios de piezocone deve ser no mínimo o suficiente para explorar e ultrapassar todo o extrato de solos moles, penetrando no solo residual subjacente. A espessura do extrato de solos moles é definida como o somatório de todas as

camadas compressíveis, mesmo quando intercaladas por camadas granulares.

Para depósitos com grandes espessuras, a quantidade de amostras poderá ser menor, devendo o Projetista justificar as ponderações realizadas, levando-se em consideração o tipo de aterro e sua altura.

6 Tipos de Solução

Para a definição da solução a ser adotada no projeto, deverá ser elaborado um estudo técnico e econômico, considerando as possíveis alternativas de soluções, inclusive obras de arte especiais. A seguir, são apresentadas os tipos de soluções possíveis de aplicação. Destaca-se que as soluções apontadas não são excludentes, sendo possível implementar algumas delas de forma conjunta.

6.1 Substituição total ou parcial da camada de solo argiloso mole

A solução consiste na remoção de argila mole superficial com preenchimento da cava resultante com material granular para posterior execução do aterro, devendo-se atentar aos custos e impactos ambientais adicionais relativos à criação de bota-fora para deposição do solo mole removido.

A substituição total da camada de argila muito mole consiste na solução mais simples do ponto de vista técnico, eliminando tanto problemas de estabilidade quanto de recalques associados à presença desse tipo de solo, porém deve ser aplicada a depósitos pouco extensos, usualmente de comprimento inferior a 200 m e com espessura inferior a 3 m, em virtude dos custos adicionais referentes à deposição desse material.

A substituição parcial implica em manutenção de parcela de solo mole e não elimina todos os problemas atrelados a esse material. Ela geralmente é empregada em locais nos quais a espessura da camada de solo argiloso mole dificulta sua substituição integral. A escolha dessa solução deve ser acompanhada de estudos de estabilidade e estimativas de recalque, para assegurar o desempenho adequado do aterro.

É importante que a estabilidade dos taludes de escavação seja avaliada. Caso os taludes sejam potencialmente instáveis, o projeto deverá prescrever

metodologia que minimize instabilizações, tal como escavação e preenchimento imediato com solo de troca. A Figura E1 (ver Anexo E) apresenta o esquema da substituição total e parcial de solo mole.

6.2 Bermas de Equilíbrio

As bermas de equilíbrio são empregadas para estabilizar e suavizar a inclinação média de um talude de um aterro, resultando em um aumento do fator de segurança contra ruptura.

A Figura E2 (ver Anexo E) apresenta o esquema da berma de equilíbrio em um aterro sobre solo mole.

6.3 Tratamento para Ganho de Resistência e/ou Aceleração de Recalques

6.3.1 Construção por etapas

A construção por etapas implica em subdividir a execução do aterro em mais do que uma etapa. A primeira é construída aquém da altura crítica, para que seja estável, seguindo-se um período de repouso para que o processo de consolidação dissipe parte das poropressões e o solo mole ganhe resistência. Após certo tempo, quando o ganho de resistência chegar aos níveis estabelecidos no projeto e que garantam a estabilidade, uma segunda etapa do aterro pode ser executada, conforme mostrado na Figura E3 (ver Anexo E).

Esta técnica implica, em geral, em longos períodos construtivos, que na maioria das vezes são inaceitáveis para um projeto rodoviário sobre solos moles de baixa permeabilidade. Entretanto, pode ser eficaz se empregada em conjunto com os drenos verticais (de areia ou sintéticos) e sobrecarga temporária que aceleram os tempos de dissipação.

6.3.2 Pré-carregamento

Trata-se de aplicar uma sobrecarga temporária, em geral da ordem de 25 % a 30 % do peso do aterro para acelerar os recalques. O tempo de permanência da sobrecarga é determinado por estudos de adensamento e posteriormente verificado no campo por meio de instrumentação para monitoramento de recalques e poropressões.

Esta alternativa pode ser eficaz em solos silto-arenosos, mas é pouco eficaz em solos argilosos de baixa permeabilidade, especialmente se a espessura da

camada mole for grande. Nesse caso, esta alternativa só é eficaz se combinada com o uso de drenos verticais (de areia ou sintéticos).

6.3.3 Geocompostos para drenagem vertical e sobrecarga temporária

Os geocompostos para drenagem vertical (GCDV) são produtos geossintéticos drenantes, alternativos aos drenos de areia. São elementos tipicamente com 100 mm de largura e 3 mm a 5 mm de espessura, fornecidos com grande comprimento, constituídos de um miolo drenante (geoespaçador) envolto por um revestimento (geotêxtil não tecido). São cravados verticalmente no terreno e dispostos em malha (quadrada ou triangular), de forma a permitir a drenagem e acelerar os recalques. A Figura E4 (ver Anexo E) mostra detalhes da solução.

O revestimento tem por objetivo permitir a passagem da água e reter o ingresso de solo. O geoespaçador tem por objetivo conduzir a água até a superfície do terreno e drená-la através do colchão drenante na superfície, além de resistir aos esforços de instalação e os provenientes da deformação do aterro, como mostrado na Figura E5 (ver Anexo E). A forma geométrica do geoespaçador pode variar, dependendo do fabricante.

Os geocompostos para drenagem vertical a serem empregados em obras rodoviárias devem ter as seguintes características:

- a) Alta capacidade de descarga, maior ou igual a $1,6 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$;
- b) Resistência à tração superior a 2,5 kN/m e deformação axial antes da ruptura mínima de 30 %;
- c) Instalação por meio de mandril ou agulha fechada, isto é, envolvendo totalmente e protegendo o dreno durante a cravação;
- d) Mandril ou agulha de instalação com área de seção transversal inferior a 70 cm² para evitar amolgamento excessivo da argila.

Os GCDV's são cravados através de um colchão drenante de areia colocado sobre a superfície do terreno com espessura mínima de 0,3 m e que permita o tráfego de equipamentos sem danos ao seu funcionamento. Este colchão deverá ter a capacidade de drenagem livre da água proveniente da drenagem dos GCDV's. Cuidado

especial deverá ser dado para o escoamento da água do colchão drenante.

Os GCDV's são dispostos em malha quadrada ou triangular com espaçamentos que variam entre 0,9 m a 2,5 m. O espaçamento mínimo entre GCDV's em planta não poderá ser inferior a 0,9 m, pois aquém deste valor corre-se o perigo de interação das regiões amolgadas do solo pela cravação do dreno, prejudicando o seu funcionamento. Na maioria dos casos o espaçamento se situa entre 1,2 m e 1,8 m para 3 meses de tempo de permanência da sobrecarga.

A determinação do espaçamento da malha de projeto deve ser baseada em ensaios de dissipação de piezocone que fornecem a estratigrafia detalhada e valores do coeficiente de consolidação radial.

A instalação em malha quadrada tem vantagens de ordem prática, pois é mais fácil o controle geométrico de campo e também facilita a instalação de instrumentação, como a passagem de cabos. A malha triangular tem uma pequena vantagem teórica ao proporcionar um adensamento mais uniforme.

Os geocompostos para drenagem vertical deverão atravessar toda a camada de argila mole, devendo o Projetista justificar o critério de paralização ou situação diversa.

6.3.4 Consolidação a vácuo

Alternativa para aterros com altura máxima de 4 m, quando a camada de argila estiver na superfície do terreno e em conjunto com os GCDV's e um colchão drenante. A Figura E6 (ver Anexo E) apresenta detalhes do sistema. Esta alternativa é econômica para áreas limitadas, quando o custo da sobrecarga é alto e quando a altura de aterro mais a sobrecarga ultrapassa a altura crítica da fundação.

Atenção especial deve ser dada para a perda de vácuo, sendo que, eventualmente, um aterro experimental pode ser considerado, principalmente para obras de maior porte.

6.4 Reforço de aterro com geossintéticos

No que diz respeito aos produtos geossintéticos empregados no reforço de aterros sobre solos moles para

obras viárias, deve ser consultada a norma DNIT 380/2022 – PRO.

6.5 Reforço com Inclusões Rígidas e Semirrígidas

Solos argilosos moles podem ser tratados através da adição de material, configurando "inclusões rígidas" ou "semirrígidas". Estas inclusões podem, além de aumentar a rigidez do material e aumentar a sua resistência, ter função drenante.

6.5.1 Colunas de brita/areia

Colunas de brita ou areia são elementos portantes que atuam de forma a conferir maior resistência ao solo mole, ao mesmo tempo em que contribuem como elementos verticais de drenagem.

São executadas usualmente por vibrocompactação, e exigem execução de aterro de conquista para o acesso e tráfego de equipamentos pesados. Sobre as colunas ainda é necessária execução de camada granular com função de colchão drenante, sendo possível o aproveitamento do aterro de conquista para esse fim, desde que o mesmo tenha sido executado com material compatível. A Figura E7 (ver Anexo E) mostra uma seção esquemática da solução apresentada.

6.5.2 Colunas de brita/areia encamisadas com geossintéticos

Colunas encamisadas atuam de forma semelhante às colunas de brita/areia, como elementos portantes e de drenagem, com a vantagem de conferirem maior capacidade de suporte devido ao confinamento proporcionado pelo geossintético, o qual também auxilia na manutenção da integridade do material de preenchimento, reduzindo recalques residuais.

Sua execução consiste em cravação de camisa metálica para posterior instalação do geossintético, seguido por seu preenchimento, de forma que exige aterro de conquista para o acesso e tráfego de equipamentos pesados. Sobre as colunas ainda é necessária a execução de camada granular com função de colchão drenante, sendo possível o aproveitamento do aterro de conquista para esse fim, desde que o mesmo tenha sido executado com material compatível. A Figura E9 (ver Anexo E) mostra uma seção esquemática da solução apresentada.

Para detalhes adicionais sobre solução em coluna de brita/areia encamisada, deve ser consultada a norma DNIT 380/2022 – PRO.

6.5.3 Colunas de solo-cimento tipo “DSM” (*Deep Soil Mixing*)

Colunas de solo-cimento “DSM” são obtidas através da mistura do solo argiloso mole utilizando trados em profundidade com materiais estabilizantes, tais como cal e cimento. Desta forma, são construídas colunas de material de maior resistência ao cisalhamento, podendo também ser utilizadas para configurar um aterro estaqueado, seguindo os conceitos apresentados em 6.7.

Para aplicação desse tipo de solução deve-se verificar, obrigatoriamente, se o material estabilizante irá reagir com o solo (turfa, argila muito orgânica) do local de implantação.

6.5.4 Colunas “CCP” / *Jet Grouting*

Colunas CCP (*Cement Churning Pile*) ou *Jet Grouting* são obtidas por meio da mistura do solo argiloso mole utilizando jatos de água e calda de cimento a altas pressões e grandes velocidades em profundidade. Desta forma, são construídas colunas de material de maior resistência ao cisalhamento, podendo também ser utilizadas para configurar um aterro estaqueado, seguindo os conceitos apresentados em 6.7.

A diferença entre colunas de CCP e *Jet grouting* é a utilização ou não de ar comprimido: *Jet grouting* utiliza ar comprimido, o que permite obter colunas de maior diâmetro.

6.6 Aterros leves

Aterros de materiais de construção leves são uma alternativa de solução que reduz o carregamento no solo argiloso mole, diminuindo potenciais problemas de estabilidade e recalques ao longo do tempo. A Figura E8 (ver Anexo E) ilustra a solução com a utilização blocos de poliestireno expandido. A Tabela E1 do Anexo E mostra ainda os materiais leves que podem ser empregados em aterros leves.

Cuidados deverão ser tomados para proteger o aterro leve contra o ataque por substâncias agressivas. Além disto, no dimensionamento e detalhamento da solução,

verificações à flutuação deverão ser incluídas, devido à influência da variação do nível d’água.

6.7 Aterro estaqueado

A solução em aterro estaqueado consiste no emprego de um conjunto de colunas ou estacas para transmitir as cargas geradas pelo aterro a uma camada mais resistente, aliviando a camada mole e evitando recalques.

Em geral são empregadas estacas pré-moldadas de concreto armado, dispostas em malha quadrada. Recomenda-se que as estacas sejam dotadas de capitel e que seja executada camada de trabalho granular compacta sobre elas para garantir uma melhor distribuição das cargas do aterro, elevando a contribuição da estaca e minimizando a sollicitação no solo mole.

A solução pode ser complementada ainda com uso de camada de geossintéticos, conforme detalhado na norma DNIT 380/2022 – PRO, a qual aumenta a eficiência na transferência de cargas para as estacas. O aterro compactado é executado em seguida de maneira convencional. A Figura E10 (ver Anexo E) mostra a solução apresentada.

O aterro estaqueado deve ser classificado como Classe I e deverá atender aos critérios de estabilidade desta classe de aterros. O efeito das estacas na estabilidade somente poderá ser considerado se devidamente dimensionado e justificado. Para dimensionar o efeito estabilizante, não poderá ser considerada diretamente a resistência ao cisalhamento das estacas, mas sim um modelo de cálculo consagrado que leve em conta a combinação de efeitos de confinamento, resistência à flexão e resistência normal.

6.8 Aterros de encontros de pontes

Os aterros de encontros de pontes e viadutos constituem um caso especial de uma rodovia e merecem um tratamento à parte, por isso são classificados como Classe I.

Os aspectos de estabilidade e de recalques foram tratados anteriormente nesta norma, apresentando-se neste item comentários adicionais sobre a interação aterro-estrutura da ponte.

6.8.1 Sequência construtiva

Recomenda-se que os aterros sejam construídos antes da ponte para evitar os efeitos de deslocamento lateral do solo mole e empuxo horizontais nas fundações da ponte ou viaduto.

6.8.2 Estabilidade longitudinal

O uso de uma berma estabilizadora no sentido longitudinal pode ser prejudicado pela presença da estrutura, ou pela presença de um rio, canal ou rodovia que se deseja atravessar. Nesse caso, o reforço do aterro com geossintéticos na base é uma alternativa técnica e muitas vezes econômica como reforço, mas não necessariamente reduz os deslocamentos horizontais do solo mole de forma significativa. A combinação de drenos verticais para aceleração do adensamento do solo mole e reforço geossintético no aterro tende a reduzir mais substancialmente os deslocamentos horizontais. Já no caso de utilização de aterros estaqueados, os deslocamentos horizontais do solo mole são desprezíveis.

6.8.3 Placa ou laje de aproximação

É recomendável adotar no projeto da estrutura uma placa ou laje de aproximação biapoiada para compensar eventuais recalques diferenciais entre a estrutura e o aterro, obtendo-se uma transição suave.

6.8.4 Empuxo lateral nas estacas

A construção de um aterro sobre uma camada mole provoca deslocamentos laterais no solo. Uma estaca situada dentro deste campo de deslocamentos sofrerá um carregamento lateral devido aos deslocamentos da massa de solo, que deverá ser considerado no seu dimensionamento, conforme exemplificado na Figura E11 (ver Anexo E).

7 Instrumentação e Acompanhamento da Obra

Deverão ser instrumentadas as obras de aterro em solo mole enquadradas nas seguintes condições:

- Em Rodovias Tipo 1: aterros Classe I;
- Em Rodovias Tipo 2: todos os aterros, independentemente de sua Classe.

7.1 Objetivos da instrumentação

Os objetivos de um programa de instrumentação são:

- a) Acompanhar os recalques e verificar o tempo de permanência de uma sobrecarga temporária;
- b) Monitorar poropressões geradas durante a construção e a sua velocidade de dissipação;
- c) Acompanhar os efeitos de deslocamentos horizontais provocados por um aterro sobre solo mole;
- d) Monitorar a estabilidade da obra em casos críticos;
- e) Verificar a adequação de um método construtivo.

A instrumentação a ser empregada em cada caso varia com a importância e a complexidade do problema.

7.2 Tipos de instrumentos

Os instrumentos a serem empregados poderão ser, mas não se limitam a:

7.2.1 Pinos de recalque

Pinos metálicos a serem chumbados em uma estrutura rígida permitindo observar os seus deslocamentos com uso de instrumentos topográficos de precisão. Os pinos devem ser lidos por nivelamento de alta precisão com acurácia de 0,1 mm.

7.2.2 Marcos superficiais

Pinos metálicos instalados em terreno firme afastados da área de argila mole, que servem para medir deslocamentos superficiais do aterro, conforme ilustrado na Figura F1 (ver Anexo F). Devem ser observados com acurácia melhor que 1 mm.

7.2.3 Placas de recalque

Placas metálicas com 500 mm x 500 mm com uma haste central protudente ao aterro. Esta haste é revestida com um tubo de PVC de proteção à medida que o aterro sobe e permite o nivelamento topográfico da sua extremidade superior e a obtenção dos recalques, conforme ilustrado na Figura F2 (ver Anexo F). Devem ser observadas com acurácia melhor que 0,1 mm.

7.2.4 Referência de Nível Profunda (RNP)

Referência de nível estável para as observações de recalque que é ancorada no terreno resistente em profundidade e fora do campo de deslocamentos provocados pela obra. É instalada em furo de sondagem de 63 mm ou 75 mm de diâmetro que atinja camadas resistentes e indeslocáveis do terreno. Instala-se um tubo de revestimento de PVC ou ferro galvanizado com 73 mm ou 50 mm de diâmetro ao longo de toda perfuração, ou seja, até a camada resistente. Um tubo de ferro galvanizado com 20 mm ou 25 mm diâmetro, que servirá de referência de nível, é instalado no interior do tubo de revestimento e tem a sua extremidade inferior injetada com calda de cimento sem pressão, cravada no solo resistente ou simplesmente apoiada no fundo. O espaço anelar existente entre as paredes internas do tubo de revestimento e as paredes externas do tubo de referência de nível deverá ser preenchido com graxa grafitada ou lama bentonítica para evitar atritos entre eles. Na extremidade superior deste tubo acopla-se uma semi-esfera de aço especial (bronze, latão ou aço inox) para apoiar a mira. Em torno do RNP executa-se uma proteção adequada.

7.2.5 Perfilômetro

Instrumento que permite observar recalques de um aterro de maneira contínua, obtendo-se um perfil horizontal de recalques. Antes da execução do aterro instala-se um tubo de acesso, preferencialmente de ferro galvanizado, com 50 mm de diâmetro. Este tubo é provido de um cabo no seu interior para puxar o sensor do instrumento.

Em sua versão mais simples, o instrumento possui um sensor que mede, a cada passo, o valor da pressão hidrostática na água que preenche o tubo e que é função da altura de coluna d'água até a posição do sensor, como mostra a Figura F3 (ver Anexo F). Medições mais acuradas podem ser obtidas com a utilização de inclinômetros horizontais.

7.2.6 Extensômetro magnético vertical

O extensômetro magnético vertical é um instrumento que visa medir os deslocamentos verticais no interior do solo, constituído de um sistema de tubo de acesso em PVC 25 mm de diâmetro e um conjunto de alvos ou anéis magnéticos instalados em um furo de sondagem com

diâmetro 75 mm ou 100 mm, como esquematizado na Figura F4 (ver Anexo F).

Os alvos magnéticos são denominados aranhas e são dispositivos colocados no furo, mas firmemente fixados ao terreno, que se moverão com os deslocamentos do solo. As aranhas contêm um ímã. A posição das aranhas é detectada periodicamente por um torpedo sensor que indica a posição dos ímãs em relação à extremidade superior do tubo. O recalque de uma determinada aranha pode ser obtido em função das distâncias desta aranha e da aranha de referência (indeslocável e instalada na extremidade inferior do tubo de acesso) à boca do tubo de acesso. Na superfície do terreno os recalques são medidos por uma placa de material paramagnético (plástico ou alumínio) que também contém um ímã.

7.2.7 Extensômetro magnético horizontal

Extensômetro magnético horizontal que funciona da mesma maneira que o vertical, mas o tubo de acesso é posicionado horizontalmente no terreno, como mostrado na Figura F5 (ver Anexo F). Os alvos são placas contendo um ímã circular.

7.2.8 Inclinômetros

Instrumentos para observar deslocamentos horizontais. Constam de um tubo de acesso instalado no terreno e um torpedo sensor deslizante para leituras periódicas, conforme ilustrado na Figura F6 (ver Anexo F).

O tubo de acesso deve ser de alumínio ou plástico com cerca de 80 mm de diâmetro dispondo de quatro ranhuras diametralmente opostas que servem para guiar a descida do sensor. Devem ser instalados em furos de pelo menos 100 mm de diâmetro. O tubo deve ser verificado antes da instalação quanto a desalinhamentos das ranhuras. Para tal basta montá-lo no chão com todas suas seções ao longo de todo o seu comprimento e verificar se as ranhuras estão alinhadas.

Deve ser instalado a uma profundidade tal que fique com a sua extremidade inferior engastada em solo resistente e indeslocável. Devem ser empregados instrumentos de mais alta qualidade com sensor tipo servo-acelerômetro e unidades de leitura digital.

7.2.9 Extensômetro elétrico de corda vibrante

Pequenos instrumentos usados no princípio da corda vibrante para medir deformações lineares. Devem ter comprimento, conforme indicado no projeto, de 50 mm, 100 mm ou 150 mm, e garras adequadas para serem fixados onde se deseja a medição. Os instrumentos de leitura devem ser do tipo digital.

7.2.10 Piezômetros elétricos de corda vibrante

Instrumentos para a medição de poropressões, que permitem resposta rápida em solos moles de baixa permeabilidade.

Os piezômetros devem ser bem protegidos contra descargas elétricas. Para tal, devem ter a sua carcaça aterrada e ter no seu interior um dispositivo, denominado varistor, que descarrega para o aterramento tensões mais elevadas que atinjam o instrumento. Os cabos dos piezômetros devem ser protegidos individualmente e por meio de blindagem, e devem ser aterrados. Os instrumentos de leitura devem ser do tipo digital.

Os piezômetros devem ser instalados em furos de 75 mm ou 100 mm de diâmetro e colocados em um bulbo de areia grossa lavada. Sobre este bulbo executa-se um selo de bentonita-cimento. A Figura F7 (ver Anexo F) apresenta um esquema do piezômetro elétrico.

7.2.11 Piezômetro Casagrande e Indicador de nível d'água

Instrumentos instalados em furos de sondagem 75 mm ou 100 mm de diâmetro e inadequados para a observação de poropressões em solos de baixa permeabilidade, pois o seu tempo de resposta é muito longo. São indicados, entretanto, para monitorar as poropressões no colchão drenante e no substrato drenante inferior.

Constam de um tubo de acesso perfurado de PVC com 25 mm de diâmetro instalado em bulbo de areia no terreno, permitindo livre passagem da água. A diferença entre o piezômetro Casagrande e o indicador de nível d'água (INA) é o comprimento do bulbo de areia. O primeiro tem bulbo com altura da ordem de 1 m e o INA tem o bulbo ao longo de quase toda a sua extensão. A partir do topo do bulbo executa-se um selo de bentonita-cimento. A parte perfurada do tubo de acesso é revestida com geotêxtil tipo não-tecido para drenagem e filtração.

A leitura é realizada com indicador elétrico de NA. A Figura F8 (ver Anexo F) ilustra o Piezômetro de Casagrande (A) e o Indicador de nível d'água (B).

7.3 Instrumentação mínima a ser instalada

O critério para seleção do número mínimo de seções a instrumentar em um aterro sobre solo mole é indicado na Tabela 6, para as rodovias do Tipo 1, e na Tabela 7, para as rodovias do Tipo 2.

Tabela 6 – Critério de seleção das seções a instrumentar em Rodovias Tipo 1

Classe do aterro	Seções a instrumentar
I	Todo aterro classe I deverá ter uma seção instrumentada. Todos os encontros de ponte ou viaduto deverão ser instrumentados.

Tabela 7 – Critério de seleção das seções a instrumentar em Rodovias Tipo 2

Classe do aterro	Seções a instrumentar
I	Todo aterro Classe I deverá ter uma seção instrumentada. Todos os encontros de ponte ou viaduto deverão ser instrumentados.
II	Pelo menos uma seção instrumentada por trecho e no mínimo uma seção a cada 250 m
III	Pelo menos uma seção instrumentada por trecho e no mínimo uma seção a cada 250 m

A instrumentação mínima a ser instalada por seção deverá consistir de 3 placas de recalque. O uso de instrumentação adicional deverá ser avaliado e definido pelo Projetista.

No caso de encontros de obras de arte nos quais as condições geométricas e/ou de sequência construtiva possam levar a esforços horizontais relevantes nas fundações, deve ser prevista a instalação de pelo menos 1 inclinômetro por encontro.

7.4 Frequência de leituras

A frequência mínima de leituras deverá ser:

- a) Durante a execução do aterro: as leituras serão diárias, com pelo menos uma leitura após a execução de cada camada do aterro;
- b) Após a execução e durante o período de permanência de sobrecarga temporária: leituras semanais ou a critério do Projetista;
- c) Após a retirada da sobrecarga: leituras quinzenais ou a critério do Projetista.

Especificamente no caso de aterros submetidos a pré-carregamento, as leituras da instrumentação deverão ser analisadas na medida em que são realizadas para que sirvam de ferramenta de decisão.

Caso a retirada da pré-carga esteja associada a uma determinada porcentagem do adensamento, metodologia consagrada de análise de dados de recalque, como aquela proposta por Asaoka (1978) deverá ser utilizada. As limitações de cada método de análise deverão ser levadas em consideração.

7.4.1 Análise de resultados

Os resultados da instrumentação deverão ser analisados de acordo com os objetivos pretendidos com o monitoramento.

_____/Anexo A

Anexo A (Informativo) – Ensaios de Campo

Tabela A1 – Ensaios de campo para projetos de aterros sobre solos moles

		Teste		Norma
Ensaios de penetração e executados em perfurações	Sondagem de simples reconhecimento	-	SPT	ABNT NBR 6484:2020
	Piezocone com dissipação	Elétrico c/ poropressão	CPTU	ASTM D 3441:2016
	Palheta	Tipo A	FVT	ABNT NBR 10905:1989
	Dilatômetro	-	DMT	ASTM D 6635:2015
	Pressiômetro	Pré-Furo	PMP	ASTM D 4719:2020 e ISO 22476-4:2012
Autoperfurante		SBP		
Geofísica aplicada	Geofísica de superfícies	Eletrorresistividade e métodos sísmicos	-	ABGE (2018)
	Ensaios sísmicos	Downhole*	DS	ASTM D 7400:2019
		Crosshole	CS	ASTM D 4428:2014

* Em geral executados conjuntamente com ensaios de cone e dilatômetro.

Anexo B (Informativo) – Ensaio de Laboratório

Tabela B1 – Ensaio de laboratório para projetos de aterros sobre solos moles

Propriedades	Ensaio	Norma
Classificação, identificação e descrição de solos	Limites de Liquidez (w_L)	ABNT NBR 6459:2016 DNER-ME 122/1994
	Limite de Plasticidade (w_P)	ABNT NBR 7180:2016 DNER-ME 082/1994
	Umidade natural (w)	ABNT NBR 6457:2016 DNER-ME 213/1994
	Teor de matéria orgânica	ABNT NBR 13600:1996
	Análise granulométrica por peneiramento e por sedimentação	ABNT NBR 7181:2016 DNER-ME 051/1994
Compressibilidade e deformação	Adensamento Oedométrico Unidimensional	ABNT NBR 16853:2020 DNER-IE 005/1994
Resistência ao cisalhamento	Triaxial CID	ASTM D 7181:2020
	Triaxial CIU	ASTM D 4767:2011 (2020)
Permeabilidade	Permeâmetro	ABNT NBR 14545:2021
		ABNT NBR 13292:2021

/Anexo C

Anexo C (Informativo) – Parâmetros e informações geotécnicas

Tabela C1 – Parâmetros e informações geotécnicas

Parâmetros/ Informações geotécnicas	Laboratório			Campo						
	CT*	AD#	TX#	GF	SPT	CPT CPTU	FVT	PMP SBP	DMT	DS CS
Perfil subsolo	-	-	-	A	A	A	-	-	-	-
Teor de umidade (h) Índice de vazios inicial (e_0)	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Limites Atterberg w_L/w_P	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico (γ) Granulometria	A	-	-	-	-	B	-	-	-	-
Módulo oedométrico (E_{oed}) Índice de compressão (C_c)	-	A	B	C	C	C	-	B	-	C
Módulo de Young (E) Módulo cisalhante (G)	-	B	A	B	C	C	-	A	B	A
Resistência ao cisalhamento drenada (ϕ)	-	-	A	-	C	C	-	B	B	-
Resistência ao cisalhamento não drenada (S_u);	-	-	A	-	C	A	A	B	B	-
Coefficiente de adensamento (c_v, c_h)	-	A	-	-	-	A	-	C	B	-
História de tensões (σ'_{vm}, OCR)	-	A	B	-	-	B	B	C	B	-
Permeabilidade (k)	-	A	-	-	-	B	-	-	-	-
Informações essenciais para Estado Limite Último	A (alta aplicabilidade) B (moderada aplicabilidade) C (baixa aplicabilidade) - (aplicabilidade inexistente)					* amostras deformadas # amostras indeformadas				
Informações adicionais necessárias para Estado Limite de Utilização										
CT: Caracterização	GF: Geofísica					FVT: Palheta				
AD: Adensamento	SPT: Sondagem SPT					PMP/SBP: Pressiômetro				
TX: Triaxial	CPT/CPTU: Ensaio de cone					DS/CS: Downhole e Crosshole				

Anexo D (Informativo) – Fluxograma para concepção do projeto de aterros sobre solos moles

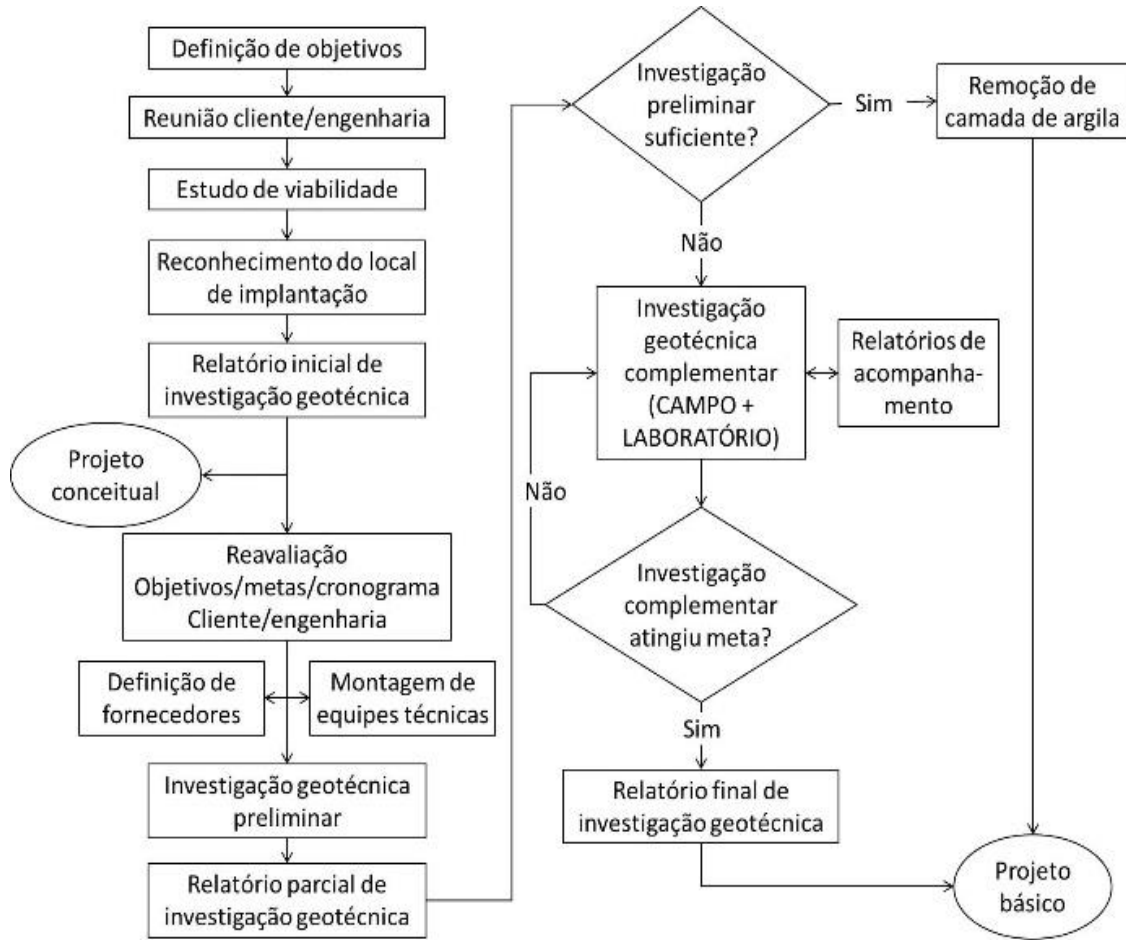


Figura D1 – Fluxograma para concepção do projeto de aterros sobre solos moles

Anexo E (Informativo) – Tipos de solução

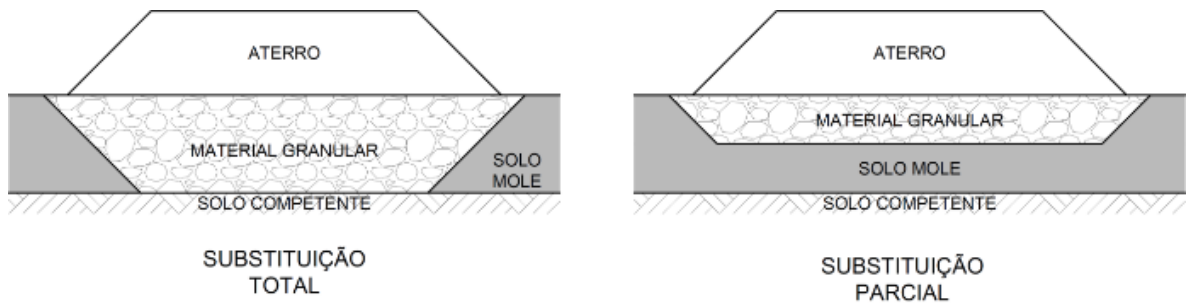


Figura E1 – Substituição total e parcial de solo mole

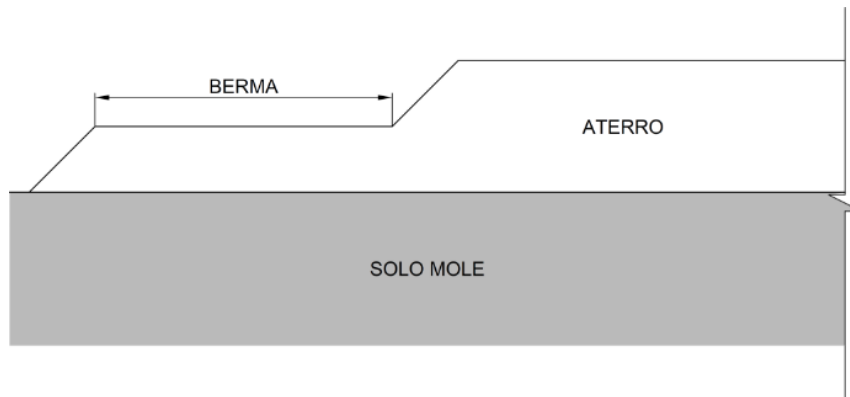


Figura E2 – Berma de equilíbrio

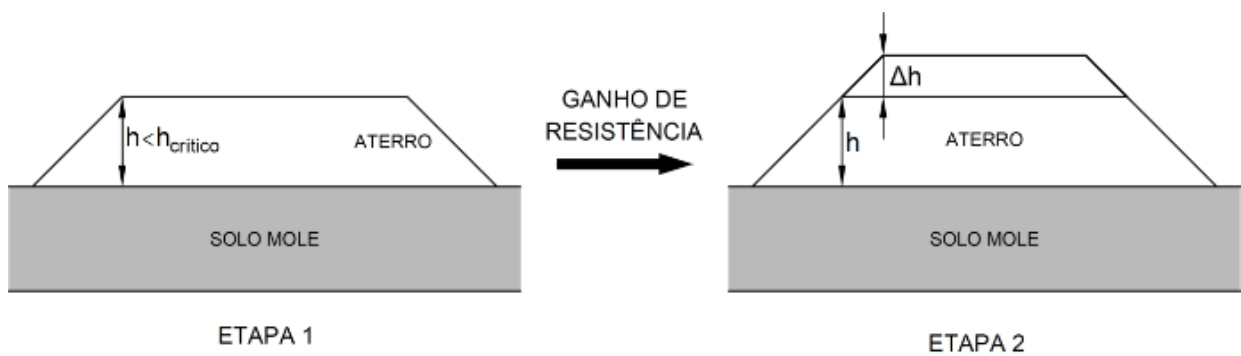


Figura E3 – Construção por etapas

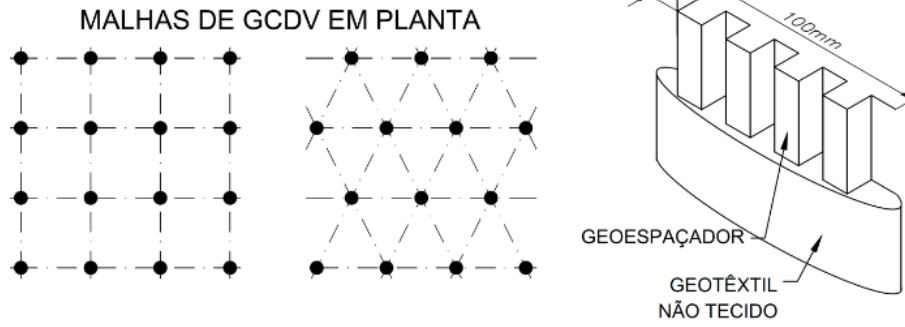


Figura E4 – Detalhe do geocomposto para drenagem vertical e da disposição em malha com que é cravado no terreno

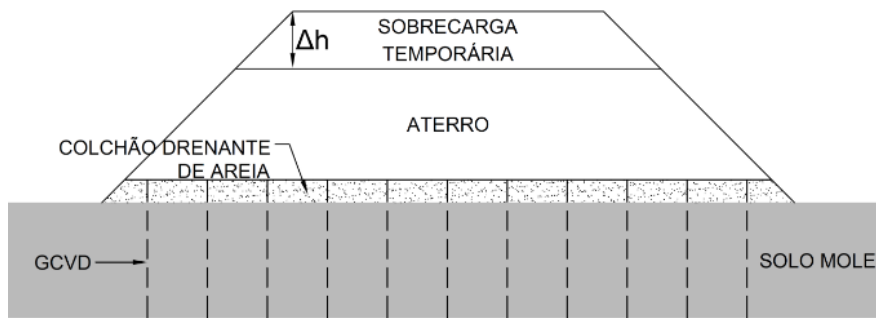


Figura E5 – Tratamento de fundação com geocompostos para drenagem vertical e sobrecarga temporária

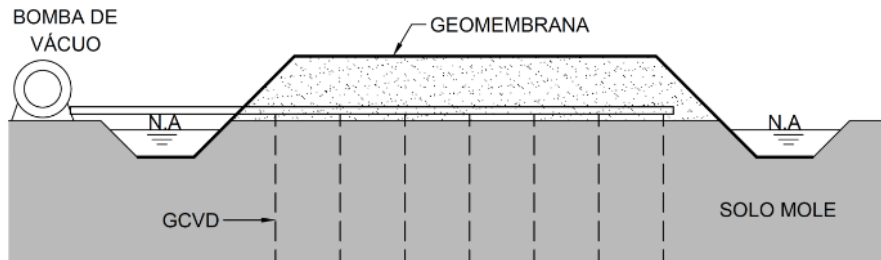


Figura E6 – Sistema de consolidação a vácuo

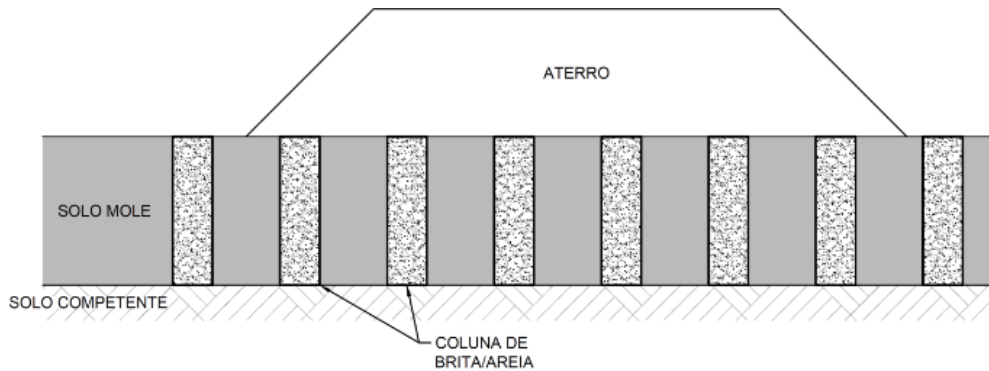


Figura E7 – Seção esquemática conceitual da solução em coluna de brita/areia

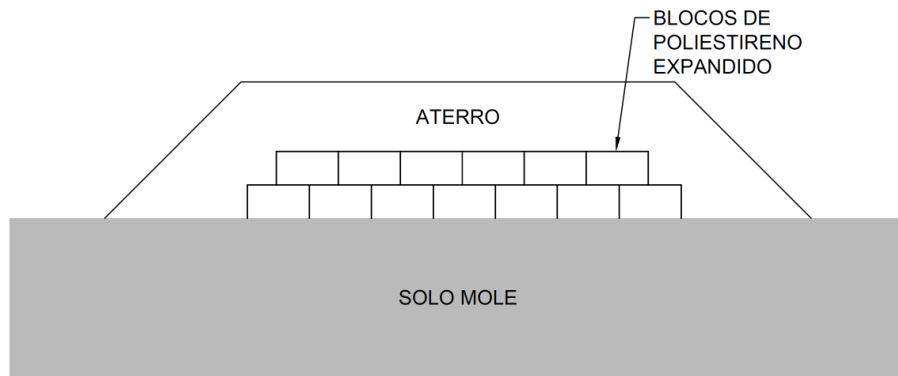


Figura E8 – Aterro leve com poliestireno expandido

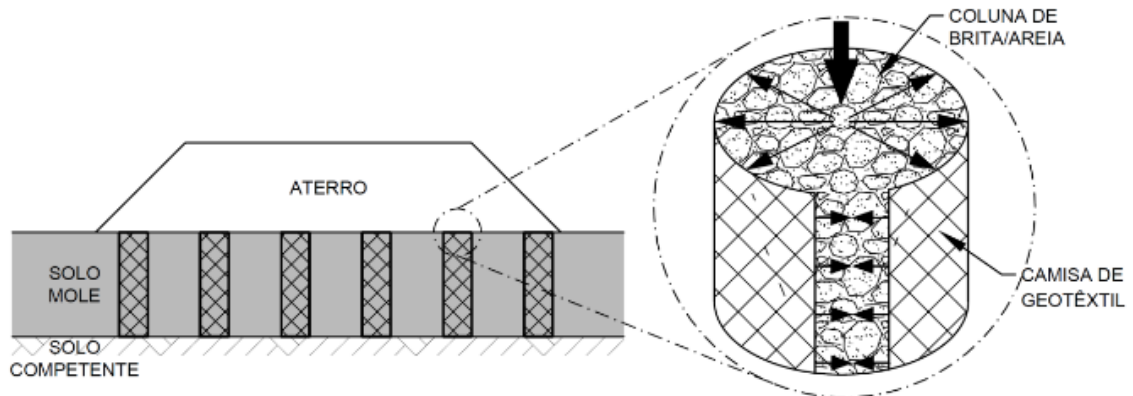


Figura E9 – Seção esquemática conceitual da solução em coluna encamisada

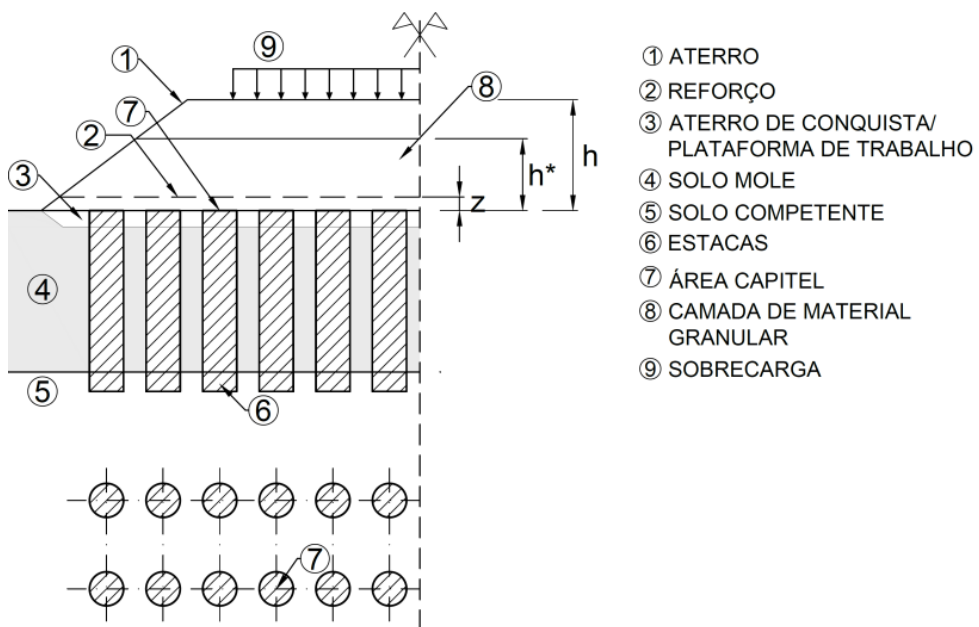


Figura E10 – Aterro estaqueado

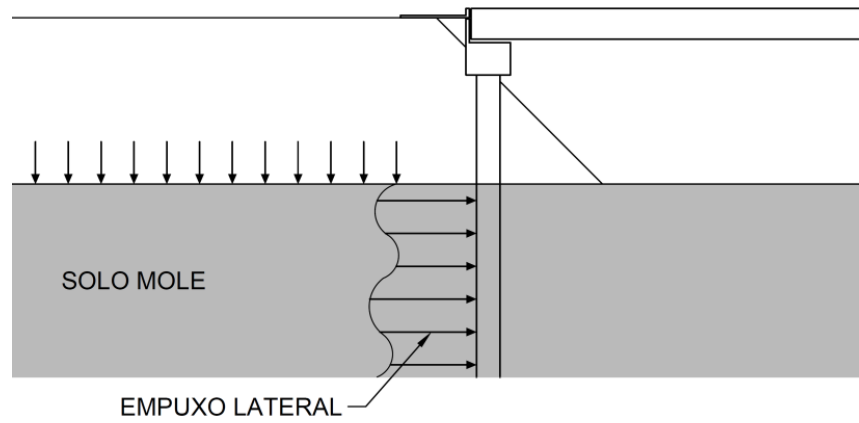


Figura E11 – Empuxo lateral nas estacas devido aos deslocamentos do aterro sobre solo mole

Tabela E1 – Materiais leves que podem ser empregados em aterros leves

Material do aterro	Peso específico (kN/m³)
Poliestireno expandido (Isopor ou similar)	1 a 1,5
Argila expandida	5 a 10
Cinza volante	10 a 14

_____ /Anexo F

Anexo F (Informativo) – Instrumentação

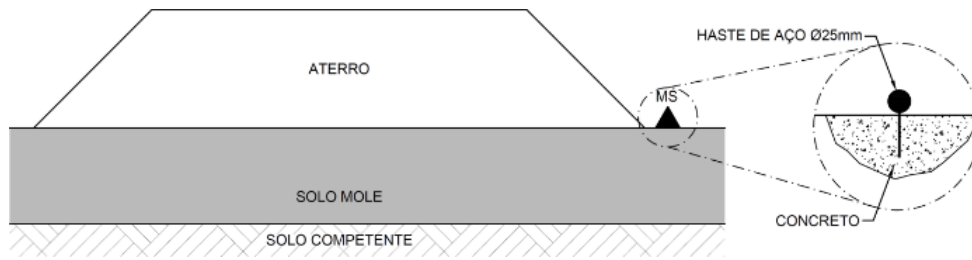


Figura F1 – Marco superficial

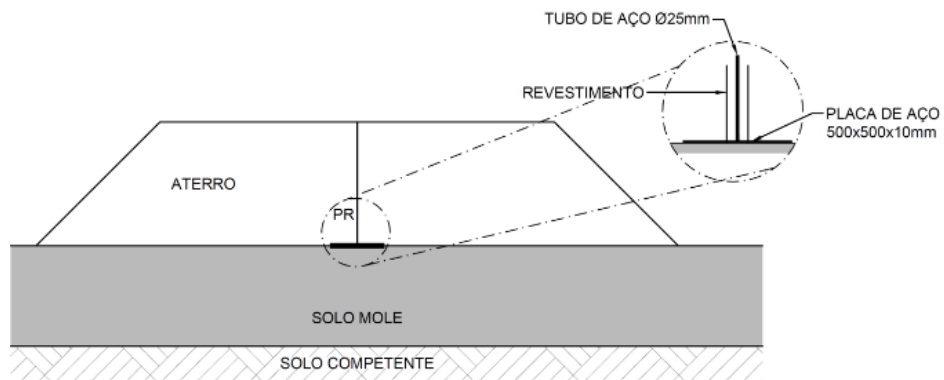


Figura F2 – Placa de recalque

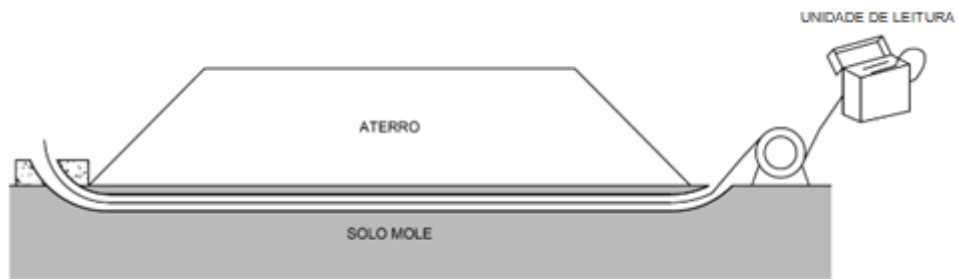


Figura F3 – Perfilômetro

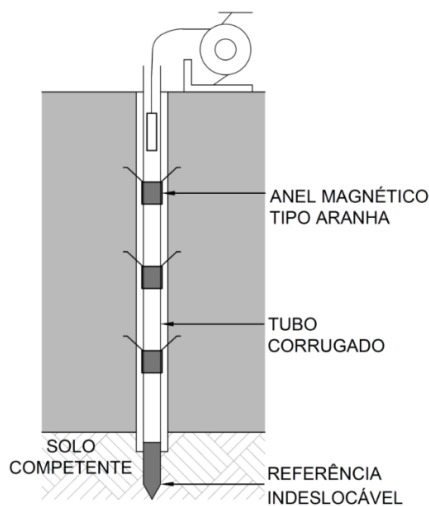


Figura F4 – Extensômetro magnético vertical

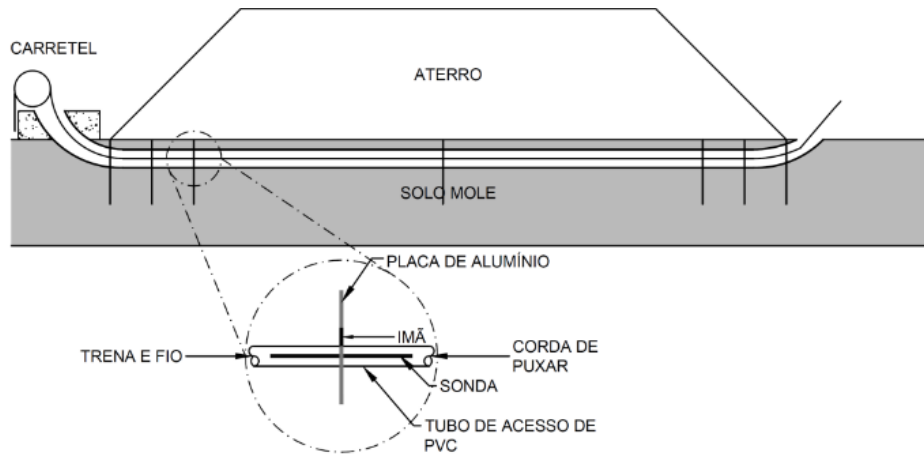


Figura F5 – Extensômetro magnético horizontal

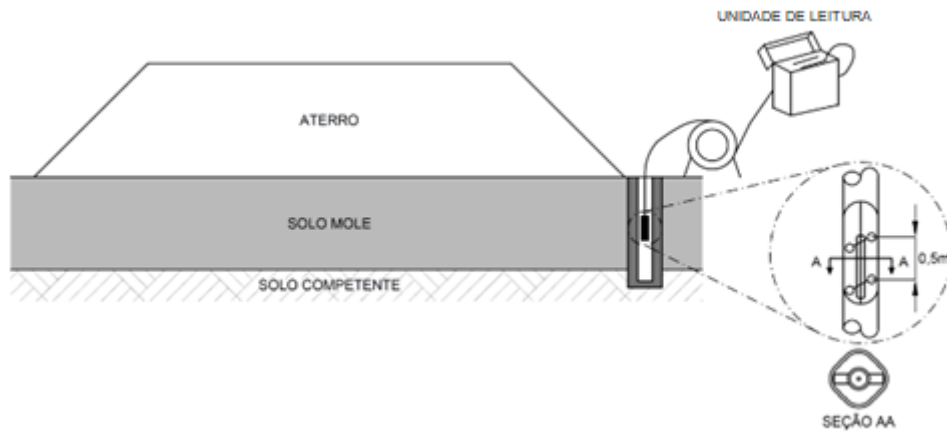


Figura F6 – Inclínômetro

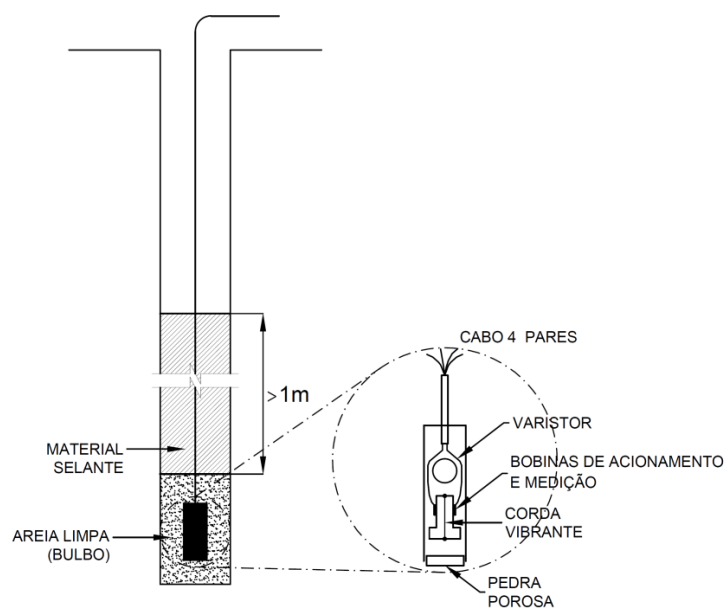


Figura F7 – Piezômetro elétrico

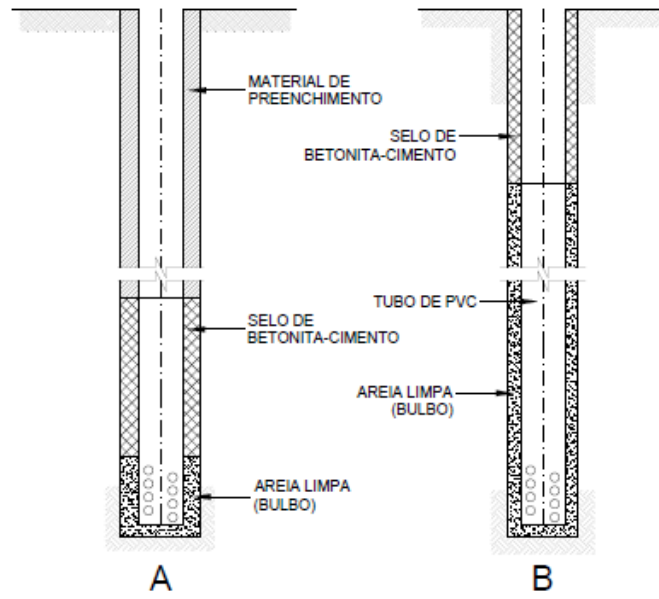


Figura F8 – Piezômetro Casagrande (A) e Indicador de nível d'água (B)

Anexo G (Informativo) – Bibliografia

- a) AAS, G., LACASSE, S., LUNNE, T. & HÖEG, K. (1986). Use of in situ tests for foundation design, Proc ASCE Conf on In Situ Tests in Geotechnical Engineering, In Situ '86, Virginia Tech, Blacksburg, Geotechnical Publication no 6, pp 1-30.
- b) ALMEIDA, M. S. S. (1996). Aterros sobre solos moles, Editora UFRJ, 215 p.
- c) ASAOKA, A. (1978). Observational Procedure of Settlement Prediction. Soils and Foundations, v. 18, n. 4, p. 87-101.
- d) BJERRUM, L. (1973). Problems of Soil Mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils, Proc 8th ICSMFE Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, vol 3, pp 111-159.
- e) BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS8006-1:2016 Code of practice for strengthened-reinforced soils and other fills. British Standards Institution, UK.
- f) CHEN, L. T. & POULOS, H. G. (1997). Piles subjected to lateral soil movements, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 123, no. 9, pp 802-811.
- g) DE BEER, E. E. & WALLAYS, M. (1972). Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around piles, Proc 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 1, 325-332.
- h) EBGEO. (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements – EBGEO. German Geotechnical Society, English version, Ernst & Sohn.
- i) FOLQUE, J. (1990). Aterros Fundados em Estacas, Geotecnica, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnica, 58, Lisboa, Portugal, pp 19-26.
- j) FONSECA, E. C. A. & PALMEIRA, E. M. (2019). Evaluation of the accuracy of design methods for geosynthetic reinforced piled embankments. Canadian Geotechnical Journal 56: 761-773 dx.doi.org/10.1139/cgj-2018-0071.
- k) GOH, A. T. C., TEH, C. I. & WONG, K. S. (1997). Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 123, no. 9, pp 792-801.
- l) HEWLETT, W. J. & RANDOLPH, M. F. (1988). Analysis of piled embankments, Ground Engineering, pp 12-18.
- m) HINCHBERGER, S. D. & ROWE, R. K. (2003). Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: predicting reinforcement strains at failure. Geotextiles and Geomembranes 21: 151-175.
- n) HOLTZ, R. D., CHRISTOPHER, B. R. & BERG, R. R. (1997). Geosynthetic Engineering. BiTech Publishers Ltd., British Columbia, BC, Canadá, 452 p.
- o) HOULSBY, G. T. & TEH, C. I. (1988). Analysis of the piezocone tests in clay, Proc 1st ISOPT - Int Simp on Penetration Testing, Orlando, vol 2, pp 777-783.
- p) INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. (1989). Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures. Appendix A - International reference test procedures for cone penetration tests (CPT).
- q) INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING. (2001). The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations - A Report by the ISSMGE Committee TC16. Reprinted in Proc. DMT 2006, Washington D.C. 41 pp.
- r) KOERNER, R. M. (2005). Designing with Geosynthetics. Prentice Hall Publishers, New Jersey, USA, 795 p.
- s) KEMPFERT, H. G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D. & HEITZ, C. (2004) German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements.

- 3rd European Geosynthetic Conference – EuroGeo 3, Munich, Germany, Vol. 1, p. 279-284.
- t) MASON, J. (1982). Obras portuárias. Editora Campus. Rio de Janeiro, 2ª edição. 282p.
- u) MEYERHOF, G. G.; ADAMS, J. I. (1968). The Ultimate Uplift Capacity of Foundations, Canadian Geotechnical Journal , vol. 5:4, pp 225-244.
- v) ORTIGÃO, J. A. R. (1995). Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, livro texto LTC Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, Rio de Janeiro, 2a edição, 368 p.
- w) PALMEIRA, E. M. (2018). Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, 294 p.
- x) ROWE, R. K. & SODERMAN K. L. (1985). An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments. Canadian Geotechnical Journal 22(3): 392-398.
- y) SCHNAID, F. & ODEBRECHT, E. (2012). Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição. Oficina de Textos.
- z) SCHNAID, F., DE MELLO, L. G. F. S. & GASPARI, G. (2002). Característica das argilas costeiras de Natal e sua implicação nas obras de ampliação do porto. Solos e Rochas, 25(1), 59-71.
- aa) TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1973). Foundation Engineering, Wiley.
- bb) VERMATTI, J. C. (coord.) (2015). Manual Brasileiro de Geossintéticos, Editora Blucher, São Paulo, SP, 570 p.

Índice geral

Adensamento primário	3.2.....2	Estudo de viabilidade	5.4.1...11
Adensamento secundário.....	3.3.....3	Etapas/Condições a serem verificadas	4.3.1.....4
Adensamento	3.1.....2	Empuxo lateral nas estacas.....	6.8.4...18
Análise de Estabilidade (Estado Limite Último)..	4.3.....4	Extensômetro elétrico de corda vibrante	7.2.9...20
Análise dos Recalques (Estado Limite de Utilização).....	4.4.....5	Extensômetro magnético horizontal	7.2.7...19
.....	4.4.....5	Extensômetro magnético vertical.....	7.2.6...19
Análise de resultados.....	7.4.1...21	Fatores de Segurança	4.3.2....4
Anexo A (Informativo) – Ensaios de Campo	22	Frequência de leituras	7.4.....20
Anexo B (Informativo) – Ensaios de Laboratório	23	Frequência dos furos e sondagens.....	5.4.2.2..12
Anexo C (Informativo) – Parâmetros e informações geotécnicas	24	Geocompostos para drenagem vertical e sobrecarga temporária	6.3.3...15
Anexo D (Informativo) – Fluxograma para concepção do projeto de aterros sobre solos moles	25	Geofísica de superfície (GF).....	5.2.1.6....9
Anexo E (Informativo) – Tipos de solução.....	26	Índice geral	35
Anexo F (Informativo) – Instrumentação	30	Inclinômetros	7.2.8...19
Anexo G (Informativo) - Bibliografia	33	Instrumentação e Acompanhamento da Obra	7.....18
Aterro estaqueado.....	6.7.....17	Instrumentação mínima a ser instalada.....	7.3.....20
Aterros de encontros de pontes	6.8.....17	Investigação Complementar	5.4.3...12
Aterros leves	6.6.....17	Investigação Preliminar	5.4.2...11
Bermas de Equilíbrio.....	6.2.....15	Investigações Geotécnicas.....	5.....6
Características de depósitos argilosos moles	5.1.....6	Marcos superficiais.....	7.2.2...18
Classes de aterro	4.1.....3	Objetivo.....	1
Colunas “CCP” / <i>Jet Grouting</i>	6.5.4...17	Objetivos da instrumentação	7.1.....18
Colunas de brita/areia encamisadas com geossintéticos	6.5.2...16	Parâmetros geomecânicos.....	4.3.3,4.4.1 ...5,5
Colunas de brita/areia	6.5.1...16	Parâmetros geotécnicos.....	5.3.....10
Colunas de solo-cimento tipo “DSM” (<i>Deep Soil Mixing</i>)	6.5.3...17	Perfilômetro	7.2.5...19
Consolidação a vácuo.....	6.3.4...16	Piezômetro Casagrande e Indicador de nível d’água	7.2.11.20
Construção por etapas.....	6.3.1...15	Piezômetros elétricos de corda vibrante.....	7.2.10.20
Critérios de Projeto	4.....3	Pinos de recalque	7.2.1...18
Definições	2	Placa ou laje de aproximação.....	6.8.3...18
Ensaios de campo.....	5.2.1....6	Placas de recalque	7.2.3...18
Ensaios de laboratório.....	5.2.2....9	Planejamento de ensaios	5.4.....11
Ensaios de palheta (FVT).....	5.2.1.3..8	Pré-carregamento.....	6.3.2...15
Ensaios de permeabilidade.....	5.2.2.3.10	Prefácio.....	1
Ensaios de piezocone (CPTU).....	5.2.1.2..7	Razão de pré-adensamento (OCR).....	3.6.....3
Ensaios dilatométrico (DMT)	5.2.1.4..8	Recalque primário	3.8.....3
Ensaios oedométricos (AD).....	5.2.2.1.10	Recalque residual.....	3.11....3
Ensaios pressiométricos (PMP/SBP).....	5.2.1.5..8	Recalque secundário.....	3.9.....3
Ensaios sísmicos (DS/CS).....	5.2.1.7..9	Recalque total.....	3.10....3
Ensaios triaxiais (TX).....	5.2.2.2.10	Recalque	3.7.....3
Estabilidade longitudinal.....	6.8.2...18	Recalques residuais	4.4.2....5
Estado Limite de Utilização	3.5.....3	Referência de Nível Profunda (RNP).....	7.2.4...19
Estado Limite Último	3.4.....3	Referências normativas	1
		Reforço com Inclusões Rígidas e Semirrígidas ..	6.5.....16
		Reforço de aterro com geossintéticos	6.4.....16

Requisitos mínimos.....5.4.2.1,5.4.3.1 ... 12,13	Tabela 5 - Quantidade mínima de ensaios de campanha geotécnica complementar para atender às condições de estado limite último e estado limite de utilização14
Resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) .3.12.....3	Tabela 6 - Critério de seleção das seções a instrumentar em Rodovias Tipo 1.....20
Resumo.....1	Tabela 7 - Critério de seleção das seções a instrumentar em Rodovias Tipo 2.....20
Sequência construtiva.....6.8.1...18	Técnicas de Investigação5.2.....6
Sobrecargas atuantes nos aterros4.3.4.....5	Tensão de pré-adensamento (σ_{vm})3.14.....3
Solo mole3.13.....3	Tipo de rodovia.....4.2.....4
Sondagem de simples reconhecimento (SPT) ...5.2.1.1..7	Tipos de Solução.....6.....14
Substituição total ou parcial da camada de solo argiloso mole6.1.....14	Tipos de instrumentos7.2.....18
Sumário.....1	Tratamento para Ganho de Resistência e/ou Aceleração de Recalques.....6.3.....15
Tabela 1 - Fatores de segurança mínimos.....4	
Tabela 2 - Recalques residuais máximos no sentido longitudinal da rodovia6	
Tabela 3 - Recalques residuais diferenciais máximos no sentido transversal à rodovia (quando aplicável).....6	
Tabela 4 - Quantidade mínima de ensaios da campanha geotécnica complementar para atender às condições de estado limite último13	