



MT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM  
DIRETORIA DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO - IPR  
DIVISÃO DE CAPACITAÇÃO TECNOLÓGICA  
Rodovia Presidente Dutra km 163 - Centro Rodoviário, Parada de Lucas  
Rio de Janeiro, RJ - CEP 21240-330  
Norma rodoviária  
Procedimento  
DNER-PRO 381/98  
p. 01/34

## Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias

### RESUMO

Este documento estabelece o procedimento a ser adotado no projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Apresenta classes de aterros, as investigações geotécnicas, análises de comportamento e alternativas de solução de projeto, assim como a instrumentação usada e acompanhamento da obra.

### ABSTRACT

This document establishes the procedure for design of highway embankments on soft soils. It prescribes the minimum requirements for embankment classification, site investigation, stability and deformation analyses, alternative engineering designs and monitoring of its behaviour by means of geotechnical instrumentation.

### SUMÁRIO

- 0 Prefácio
- 1 Objetivo
- 2 Referências
- 3 Classes de aterros
- 4 Investigações geotécnicas

- 5 Análises de comportamento
- 6 Alternativas de solução
- 7 Instrumentação e acompanhamento da obra

### 0 PREFÁCIO

Esta Norma abrange as condições mínimas para projeto de aterros sobre solos moles, assim como as condições específicas necessárias, inclusive para acompanhamento da obra.

### 1 OBJETIVO

Fixar as condições mínimas que devem ser atendidas para projeto de aterros rodoviários sobre solos moles.

### 2 REFERÊNCIAS

Para a aplicação desta Norma as referências listadas a seguir deverão ser consultadas. As normas citadas fazem parte integrante deste documento.

#### 2.1 Normas DNER

- a) DNER-EM 035/95 - Peneiras de malhas quadradas para análise granulométrica de solos;

**Macrodescriptores MT** : aterro, norma

**Microdescriptores DNER** : aterro, norma, solo de fundação

**Palavras-chave IRRD/ IPR** : aterro (2801), solo (4156)

**Descriptores SINORTEC** : aterros, normas

Aprovada pelo Conselho Administrativo em 17/11/98, Resolução nº 40/98, Sessão nº CA/17/98

Autor : DNER/DrDTc (IPR)

Processo nº 51100003783/98.18

- b) DNER-IE 005/94 - Solos - adensamento;
- c) DNER-ME 051/94 - Solos - análise granulométrica;
- d) DNER-ME 082/94 - Solos - determinação do limite de plasticidade;
- e) DNER-ME 122/94 - Solos - determinação do limite de liquidez - método de referência e método expedito;
- f) DNER-PRO 014/95 - Mapeamento geológico-geotécnico para obras viárias.

## 2.2 Normas ABNT

- a) ABNT NBR 6484/80 - Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos;
- b) ABNT NBR 6502/80 - Rochas e solos (terminologia);
- c) ABNT NBR 6508/84 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica;
- d) ABNT NBR 7250/82 - Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos;
- e) ABNT NBR 9820/87 - Coleta de amostras indeformadas de solo em furos de sondagem;
- f) ABNT NBR 10905/90 - Ensaio de palheta "in situ";
- g) ABNT NBR 12069/92 - Solos - ensaio de penetração de cone "in situ" (CPT).

## 2.3 Normas internacionais

- a) 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.
- b) ASTM D 3441-88 Standard method for deep, quasi-static cone, and friction cone penetration tests of soil.
- c) EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION: EUROCODE 7 Part 1 *Geotechnical Design General Rules*, Vol. 1, Sec. 3 (1994). Part 3 *Geotechnical design assisted by field tests*, Sec. 3.7 : "Flat Dilatometer Test", (1995 draft).
- d) ISSMFE Report TC 16 International reference test procedures for cone penetration tests.

## 2.4 Publicações técnicas

- 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 n° 6, pp 1-30.
- b) Almeida M S S (1996) Aterros sobre solos moles, Editora UFRJ, 215 p.
- c) 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.
- d) Chen L T & Poulos H G (1997) Piles subjected to lateral soil movements, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol 123, n° 9, pp 802-811.
- e) De Beer E 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.
- f) Folque J (1990) Aterros Fundados em Estacas, Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 58, Lisboa, Portugal.
- g) Goh A T C, The 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, n° 9, pp 792-801.

- h) Hewlett W J & Randolph M F (1998) Analysis of piled embankments, Ground Engineering, pp 12-18.
- i) 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.
- j) Meyerhof G G; Adams J I (1968) The Ultimate Uplift Capacity of Foundations, Canadian Geotechnical Journal, vol. 5:4, pp 225-244.
- l) 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.
- m) Palmeira, E.M. (1992) Manual Técnico Sobre Solo Reforçado: Taludes e Estruturas de Contenção. Manual editado pela Rhodia S.A., 71 p.
- n) Tschebotarioff G P (1973) Foundation Engineering, Wiley.

### 3 CLASSES DE ATERROS

Para efeito de investigação e projeto geotécnico de obras rodoviárias do DNER, os aterros são classificados nas classes I, II e III, conforme as seguintes características:

#### 3.1 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. A extensão do aterro classe I deve ser pelo menos 50 m para cada lado da interseção.

#### 3.2 Classe II

São os aterros que não estão próximos a estruturas sensíveis, porém são altos, definindo-se como altos os que têm alturas maiores que 3 m.

#### 3.3 Classe III

Os aterros classe III são baixos, isto é, com alturas menores que 3 m e afastados de estruturas sensíveis.

## 4 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

As investigações constarão de sondagens, ensaios “in situ” e de laboratório, conforme descrição abaixo:

### 4.1 Sondagens de reconhecimento e determinação do SPT

As sondagens de reconhecimento (ABNT NBR 6484) deverão atravessar toda a camada mole, penetrando pelo menos 3 m em solo resistente ( $N > 30$ ), ou atingindo o impenetrável a percussão. Nos casos de aterros classe I, pelo menos uma sondagem deverá atingir o impenetrável a percussão.

### 4.2 Ensaios especiais “in situ”

#### 4.2.1 Ensaios de palheta

Deverão ser executados com equipamento tipo A preconizado na norma ABNT NBR 10905. Equipamentos de ensaio em furo de sondagem tipo B, cujos resultados são de qualidade muito inferior, não serão aceitos pelo DNER. Os ensaios deverão ser executados a cada 0,5 m ao longo da profundidade.

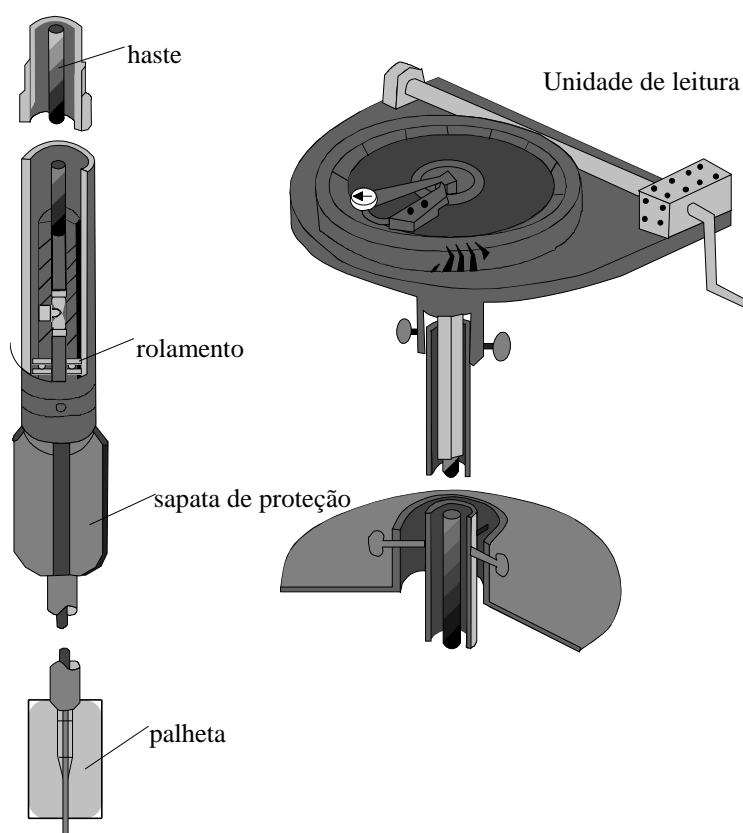


Figura 1 - Equipamento tipo A para ensaio de palheta (ABNT NBR 10905)

#### 4.2.2 Ensaios de piezocone sísmico (CPTUS)

Os ensaios de piezocone serão realizados com piezocone sísmico eletrônico, atendendo às seguintes normas:

- ABNT NBR 12069 - Solo - ensaio de penetração de cone “in situ” (CPT);
- ASTM D 3441-88 - Standard method for deep, quasi-static cone, and friction cone penetration tests of soil;
- ISSMFE Report TC 16 - International reference test procedures for cone penetration tests.

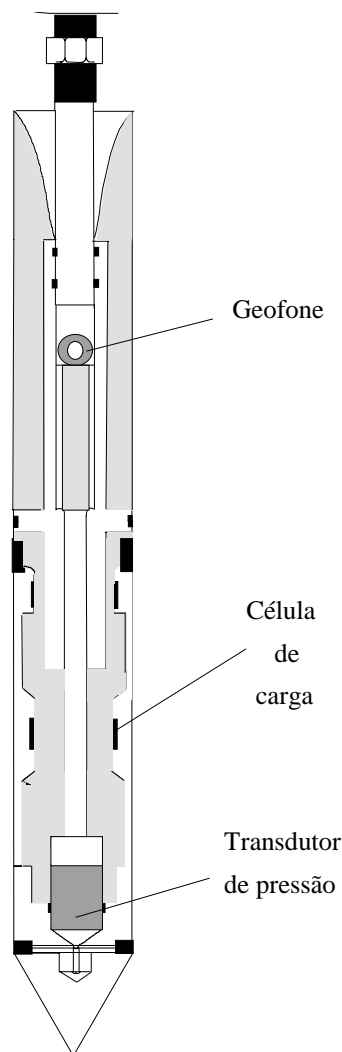


Figura 2 - Piezocone sísmico CPTUS

##### 4.2.2.1 O equipamento deve ter as seguintes características:

- área de  $10 \text{ cm}^2$  e ângulo de  $60^\circ$  da ponta, capacidade de resistência de ponta de 100 MPa;
- cone cravado estaticamente no terreno;
- o cone deve ser do tipo eletrônico, ou seja, os sinais são amplificados pela eletrônica embarcada no cone; as leituras deverão ser realizadas por sistema de aquisição de dados digital;
- as leituras são realizadas a cada 1 cm ao longo da penetração;

- e) as poropressões deverão ser medidas através de elemento poroso localizado logo após o cone (posição denominada  $u_2$ );
- f) ensaios de dissipação: serão realizados nas camadas menos permeáveis de argila com intervalos não superiores a dois metros ao longo da penetração do cone. O ensaio é realizado paralisando-se a cravação e observando-se a variação na poropressão. A frequência de leituras deve ser grande para detectar as propriedades das camadas mais drenantes, como lentes de areia. Somente no primeiro segundo, após o início da dissipação, são feitas mais de 200 leituras. Esta frequência diminui com o tempo, até atingir a frequência mínima de uma leitura a cada 5 segundos. Os ensaios serão analisados segundo o método de Houlsby e Teh (1988);
- g) os ensaios sísmicos são realizados paralisando-se a penetração e provocando-se no terreno uma onda sísmica de cisalhamento. Esta perturbação dinâmica é observada por um geofone embarcado no cone, ligado a um osciloscópio ou outro sistema de aquisição de dados apropriado. Os sinais são filtrados e plotados, determinando-se o instante de chegada da onda de cisalhamento ao geofone. O ensaio é repetido a uma profundidade um metro abaixo. Obtém-se, então, a velocidade de propagação da onda e, a partir desta, o módulo cisalhante a baixos níveis de deformação  $G_0$ .

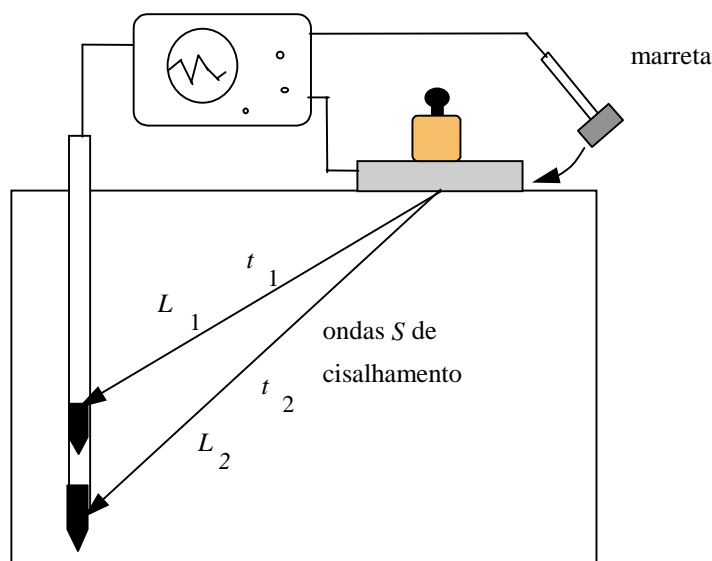


Figura 3 - Ensaio sísmico

#### 4.2.3 Dilatômetro Marchetti (DMT)

Os ensaios de dilatômetro Marchetti serão executados conforme as seguintes normas:

- 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;
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION: EUROCODE 7 Part 1 *Geotechnical Design General Rules*, Vol. 1, Sec. 3 (1994). Part 3 *Geotechnical design assisted by field tests*, Sec. 3.7 : "Flat Dilatometer Test", (1995 draft).

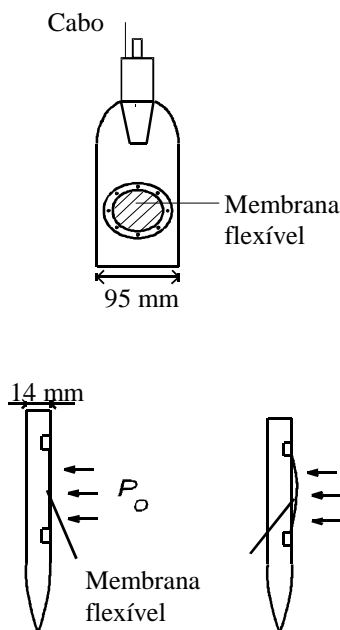


Figura 4 - Dilatômetro Marchetti

#### 4.3 Amostragem e ensaios de laboratório

4.3.1 A amostragem do solo de fundação deverá ser realizada de acordo com a norma ABNT NBR 9820. As amostras deverão ter diâmetro mínimo de 100 mm e coletadas com amostrador de pistão estacionário com acionamento mecânico ou hidráulico do tipo Osterberg.

4.3.2 O objetivo é a obtenção de pelo menos uma amostra a cada dois metros para camadas com espessura maior ou igual a 3 m; uma amostra a cada 0,5 metro para camada com espessura menor do que 3 m:

- a) caracterização completa (limite de liquidez, limite de plasticidade, umidade, peso específico, análise granulométrica por sedimentação, todos conforme as normas DNER e ABNT);
- b) ensaio de adensamento, conforme norma DNER-IE 005/94;
- c) ensaio triaxial UU (não adensado, não drenado).

#### 4.4 Fase de estudo de viabilidade

As investigações geotécnicas nesta fase devem compreender estudos de escritório a partir de documentação existente, incluindo:

- a) mapas topográficos, geológicos e pedológicos;
- b) interpretação de fotos aéreas;
- c) estudos geotécnicos existentes na região;
- d) bibliografia geológico-geotécnica existente.

A metodologia de trabalho está estabelecida na norma DNER-PRO 014/95.

#### 4.5 Fase de projeto básico

4.5.1 Na fase de projeto básico há necessidade de bem caracterizar os depósitos de solos moles identificando extensões, espessuras e propriedades geotécnicas. Um projeto básico com dados geotécnicos em quantidade e qualidade permitem soluções de projeto bem estudadas e econômicas. Por estas razões todos os esforços de investigação deverão estar concentrados nesta fase.

4.5.2 As investigações poderão ser realizadas em duas fases: a primeira, objetiva somente a obtenção do perfil geotécnico e constará simplesmente de sondagens a percussão segundo a norma ABNT NBR 6484, sendo pelo menos uma em cada depósito mole. Quando o depósito tiver mais que 100 m de extensão, as sondagens a percussão deverão ser realizadas com intervalo não superior a 100 m. Estes estudos permitirão elaborar um perfil geotécnico detalhado.

4.5.3 Esta primeira fase é em geral suficiente para trechos de solo mole com menos de 3 m de espessura, pois nesse caso é economicamente viável a remoção total da camada mole, eliminando-se totalmente o problema. Entretanto, sempre que a espessura exceder a 3 m, deverão ser estudadas alternativas mais econômicas de se conviver com o solo mole. Nesse caso, investigações geotécnicas mais detalhadas são necessárias para se determinar propriedades geotécnicas do solo mole.

4.5.4 Na segunda fase de investigação deve-se determinar propriedades dos solos moles. Os ensaios mínimos recomendados são:

**Tabela 1 - Quantidade mínima de ensaios geotécnicos**

Ensaio	Aterros classe		
	I	II	III
Furo para coleta de amostras e ensaios de laboratório	três furos de cada lado da estrutura adjacente ao aterro	dois furos a cada 500 m.	um furo por km
Ensaio de palheta (EP)	um ensaio a cada 0,5 m ao longo das verticais.	um EP a cada 0,5 m ao longo das verticais.	um furo por km.
Ensaio de piezocone sísmico (CPTUS)	um furo de cada lado da estrutura adjacente ao aterro.	um furo a cada 500 m.	um furo por km.
Ensaio de dilatômetro Marchetti (DMT)	um furo de cada lado da estrutura adjacente ao aterro.	um furo a cada 500 m.	um furo por km.

#### 4.6 Fase de projeto executivo

As investigações na fase de projeto executivo visam somente a confirmação dos resultados anteriormente obtidos. Por isso não há nesta norma ensaios adicionais indicados, ficando a critério da Fiscalização do DNER.

#### 4.7 Custos das investigações

O custo das investigações em geral está situado entre 0,1 a 1% do valor da obra, mas as vantagens de uma investigação bem executada e detalhada na fase de projeto básico são muitas, pois isso resultará em grandes economias na construção.

## 5 ANÁLISES DE COMPORTAMENTO

### 5.1.1 Estudos de recalques

Os estudos de recalques visam estimar o valor do recalque total após a construção e a velocidade de recalque, ou a estimativa da curva tempo-recalque. Com estas estimativas pretende-se:

- a) escolher o método construtivo mais econômico e mais prático com o objetivo de manter dentro de limites aceitáveis os recalques pós-construtivos;
- b) evitar trabalhos de reparação pós-construtivos no pavimento causados por recalques.

### 5.1.2 Os recalques devem ser estimados pelos seguintes métodos:

- a) através de métodos tradicionais de cálculo de recalque primários a partir de ensaios oedométricos;
- b) a partir do valor do módulo de compressão unidimensional ou módulo de Janbu  $M$  obtido pelo DMT.

5.1.3 Os resultados obtidos devem ser comparados. Ensaios bem executados levam em geral à concordância de resultados de recalques obtidos por ensaios oedométricos e DMT.

5.1.4 A curva tempo-recalque deve ser obtida através de análise de consolidação unidimensional ou bi-dimensional, e os valores do coeficiente de adensamento vertical  $c_v$  são obtidos através dos seguintes métodos:

- a) ensaios de adensamento de laboratório;
- b) ensaios de dissipação de piezocone (CPTU).

5.1.5 Os ensaios de piezocone fornecem valores confiáveis do coeficiente de consolidação radial, a partir do qual é possível estimar  $c_v$ .

5.1.6 O valor do recalque secundário deve ser estimado por métodos tradicionais simplificados e adicionados aos valores dos recalques primários. Na maioria dos casos os recalques secundários após a pavimentação ocorrem em um prazo muito longo e, por isso, não são causadores de problemas em pavimentos flexíveis, pois são admissíveis e serão compensados quando se fizer uma recuperação do pavimento.

### 5.2 Estudos de estabilidade

5.2.1 Os estudos de estabilidade devem ser realizados por um ou mais métodos relacionados na Tabela 2.

**Tabela 2 - Métodos de equilíbrio limite de fatias recomendados para análise de estabilidade**

Métodos recomendados	Fator de segurança obtido por equilíbrio de	Superfície de ruptura
Bishop modificado	Momentos	Circular
Janbu simplificado, corrigidos	Forças horizontais	Circular ou poligonal
Spencer, Sarma, Morgenstern e Price	Momentos e forças horizontais	idem

5.2.2 Deverá ser utilizado programa de computador adequado através de microcomputadores digitais que permita a pesquisa automática da superfície crítica. Recomenda-se o uso de um programa comercial testado e disponível no mercado.

5.2.3 A análise deverá considerar superfícies de ruptura circulares e poligonais (Figura 5), sendo estas necessárias sempre que a geometria do problema levar a uma largura total do aterro maior que a espessura da camada mole.

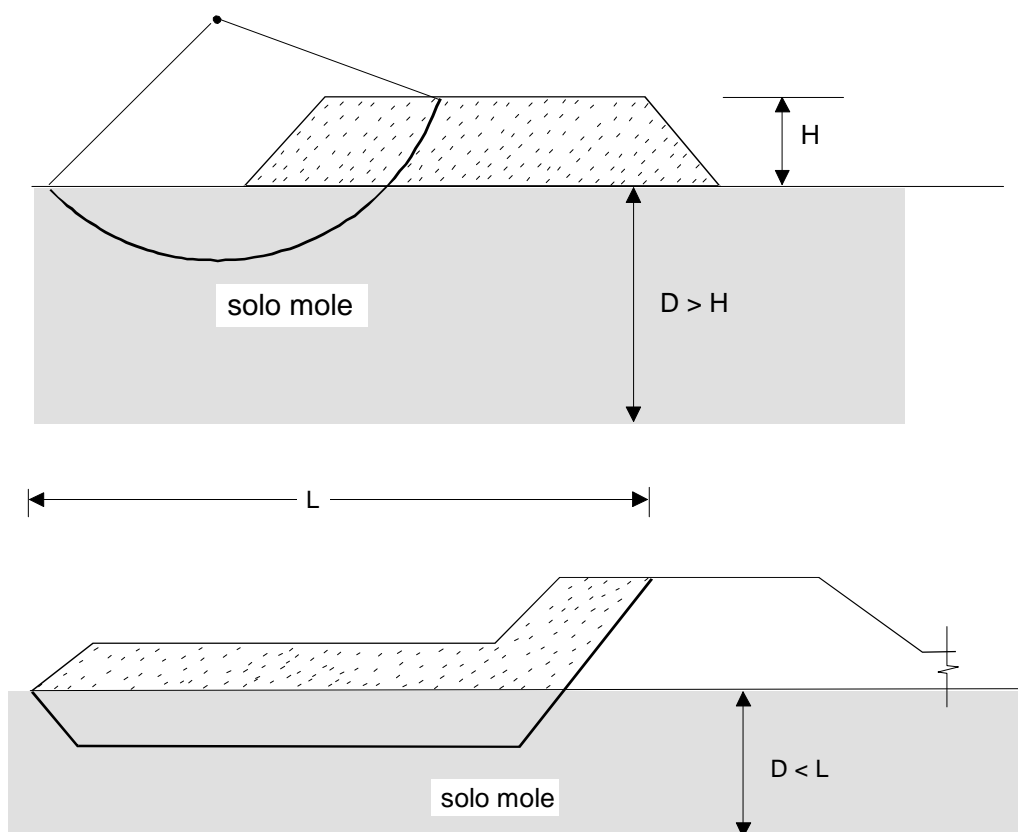


Figura 5 – Análise de estabilidade empregando superfícies circulares e poligonais

5.2.4 A estabilidade deverá ser analisada em termos de tensões totais, empregando-se um perfil de resistência não drenada  $c_u$  para o solo mole, obtido a partir de ensaios triaxiais tipo UU ou de palheta (EP). Os ensaios de palheta deverão ser corrigidos pelos métodos usuais disponíveis na literatura técnica (Bjerrum, 1973, Aas et al, 1986).

5.2.5 A Tabela 3 indica os fatores de segurança (FS) mínimos que deverão ser atingidos nas análises referentes ao final de construção do aterro.

**Tabela 3 - Fatores de segurança mínimos**

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

## 6 ALTERNATIVAS DE SOLUÇÃO

As seguintes alternativas de solução são possíveis; algumas excludentes, outras complementares. Serão comentadas a seguir.

- a) aterros leves;
- b) substituição total da camada mole;
- c) bermas de equilíbrio;
- d) construção por etapas;
- e) pré-carregamento ou sobrecarga temporária;
- f) geodrenos e sobrecarga temporária;
- g) geodrenos e sucção por vácuo;
- h) aterro estaqueado;
- i) aterro reforçado com geossintéticos.

### 6.1 Aspectos econômicos

Uma comparação qualitativa típica entre custos relativos entre algumas soluções apontadas no item anterior consta da Figura 6.

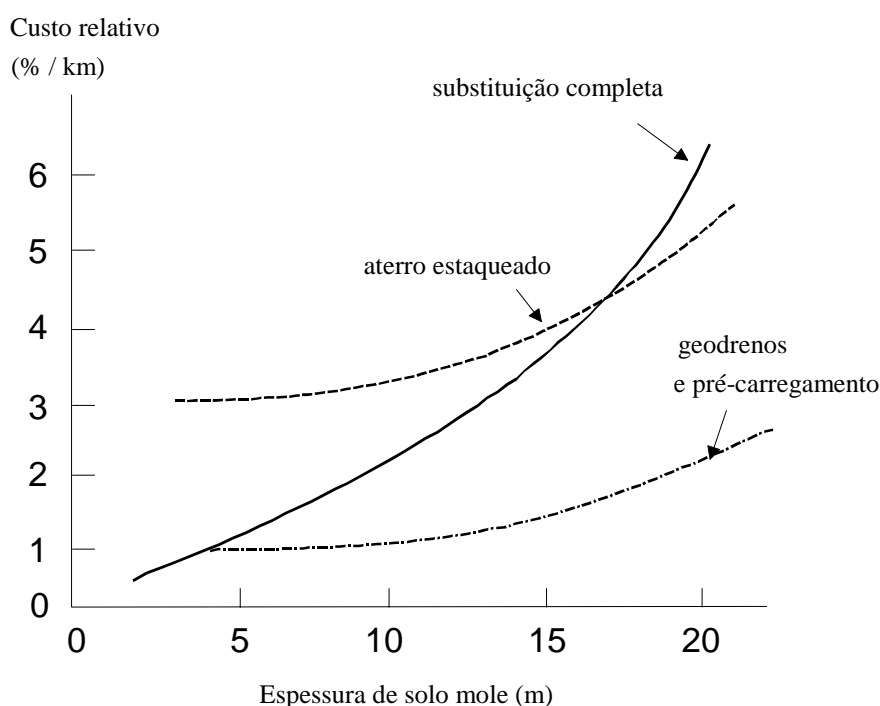


Figura 6 - Comparação entre custos das alternativas de solução

6.1.1 Os seguintes aspectos de custo devem ser observados:

- a) a substituição de solos moles só é econômica para espessuras pequenas, em geral inferiores a 3 m;
- b) para espessuras de solo mole até 20 m a solução em geral mais econômica é o emprego de geodrenos e sobrecarga;
- c) a solução de aterro estaqueado tem a vantagem de não haver tempo de espera para a consolidação, mas o tempo de cravação das estacas pode ser grande.

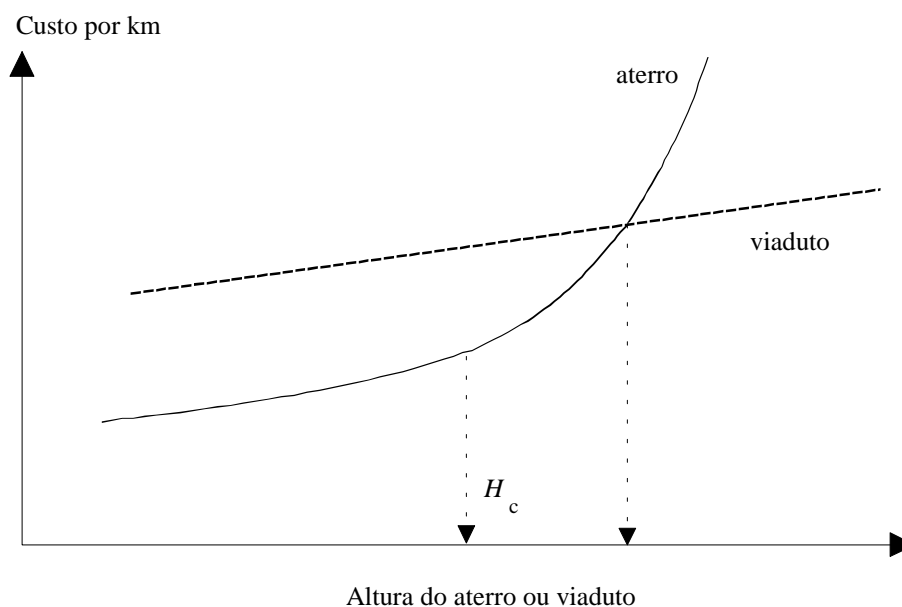


Figura 7 - Comparação entre custos de alternativas de solução com aterro e com viaduto

6.1.2 A Figura 7 apresenta uma comparação típica de custo entre aterro e viaduto sobre uma camada espessa de solo mole. O custo do aterro é muito inferior ao do viaduto para pequenas alturas de aterro. Mas aumentam muito quando o aterro tem altura maior que a altura crítica  $H_c$  dada pela equação:

$$H_c = \frac{5,14 c_u}{\gamma}$$

onde  $c_u$  é a resistência média não drenada da argila e  $\gamma$  é o peso específico do material do aterro.

6.1.3 O projeto básico deverá ser acompanhado de memorial justificativo da escolha das soluções mais econômicas contendo gráficos como os apresentados nas Figura 6 e Figura 7.

6.1.4 Uma indicação da aplicabilidade das soluções alternativas contempladas nesta Norma está sumarizada na Tabela 4.

**Tabela 4 - Aplicabilidade das alternativa de solução em função da classe do aterro e do tipo de solo**

Alternativas	Classe de aterros			Tipo de solo		
	I	II	III	Silte	Argila	Turfa
Aterros leves						
Substituição total da camada mole						
Bermas de equilíbrio						
Construção por etapas						
Pré-carregamento ou sobrecarga temporária						
Geodrenos e sobrecarga temporária						
Geodrenos e sucção a vácuo						
Aterro estaqueado						
Aterro reforçado com geossintéticos						

## 6.2 Aterros leves

6.2.1 O uso de aterros de materiais de construção leves (Figura 8) deverá ser considerado uma alternativa viável para aterros classe I. Esta solução é tecnicamente viável se o aterro for alto e próximo a uma região produtora do material leve, como as usinas termelétricas que produzem o rejeito denominado cinza volante.

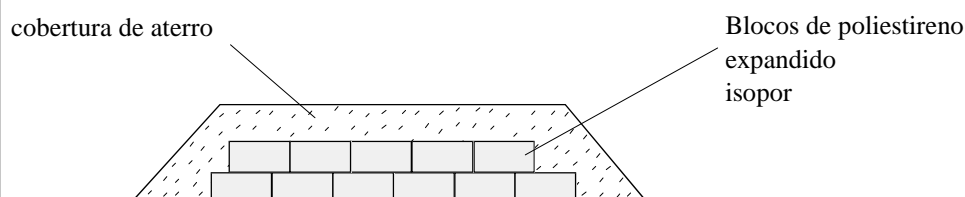


Figura 8 - Aterro leve com isopor

6.2.2 O poliestireno expandido tem a vantagem de apresentar um peso específico muito baixo, mas o custo é alto. Outra solução é empregar tubos de metálicos tipo Armco ou similar ou concreto justapostos para deixar vazios no interior do aterro.

**Tabela 5 - Materiais leves que podem ser empregados em aterros**

Material do aterro	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
Poliestireno expandido (Isopor ou similar)	1 a 1,5
Argila expandida	5 a 10
Serragem	8 a 10
Cinza volante	10 a 14

## 6.3 Remoção de solo mole

A remoção de solo mole e substituição por material granular só deve ser considerada para depósitos pouco extensos, comprimento inferior a 200 m e para espessura de solo mole inferior a 3 m. Além disso, só deve ser considerada quando a camada for *totalmente substituída*. Em nenhuma hipótese o

DNER aprovará solução de substituição parcial, pois é uma solução cara e muito pouco eficaz. Mesmo quando a substituição for uma solução viável, deve-se incluir nos custos os reflexos devidos a criação de bota-fora e considerar os conseqüentes impactos ambientais provocados.

#### 6.4 Bermas

As bermas de equilíbrio (Figura 9) são empregadas para estabilizar e suavizar a inclinação média de um talude de um aterro, levando a um aumento do fator de segurança contra a ruptura. O projeto de bermas é feito por tentativas, variando-se a geometria do problema até se obter o FS desejado. A análise e o FS a ser conseguido estão descritos no item 5.2 - Estudos de estabilidade.

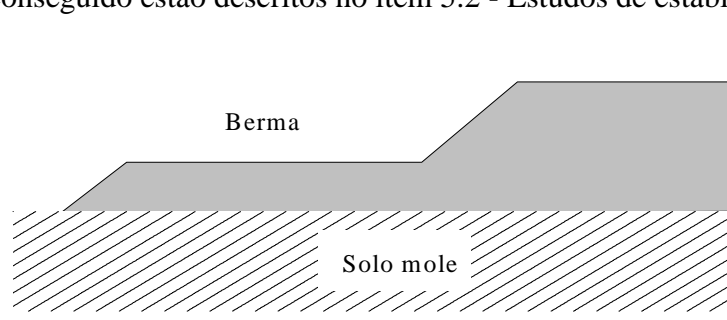


Figura 9 - Bermas de equilíbrio

#### 6.5 Construção por etapas

6.5.1 A construção por etapas implica subdividir a altura de aterro em duas ou três etapas (Figura 10). 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.

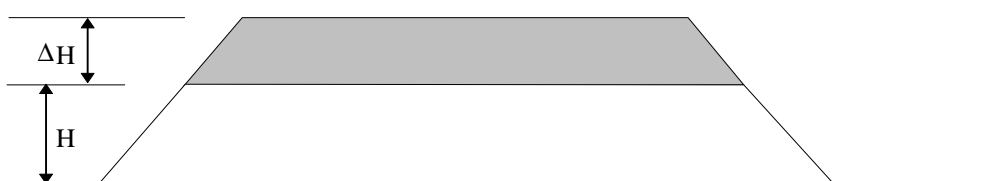


Figura 10 - Construção por etapas

6.5.2 Esta técnica implica em geral em longos tempos de permanência 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 geodrenos e sobrecarga temporária que aceleram os tempos de dissipação.

#### 6.6 Pré-carregamento

6.6.1 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 através de instrumentação para observação de recalques e poropressões.

6.6.2 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 ou geodrenos.

## 6.7 Geodrenos e sobrecarga temporária

6.7.1 Os geodrenos são elementos drenantes constituídos de materiais sintéticos com 100 mm de largura e 3 a 5 mm de espessura e grande comprimento (Figura 11). São cravados verticalmente no terreno (Figura 11), dispostos em malha, de forma a permitir a drenagem e acelerar os recalques. Os geodrenos são a alternativa técnica e econômica que substituem os antigos drenos de areia que, por sua vez não devem ser mais empregados.

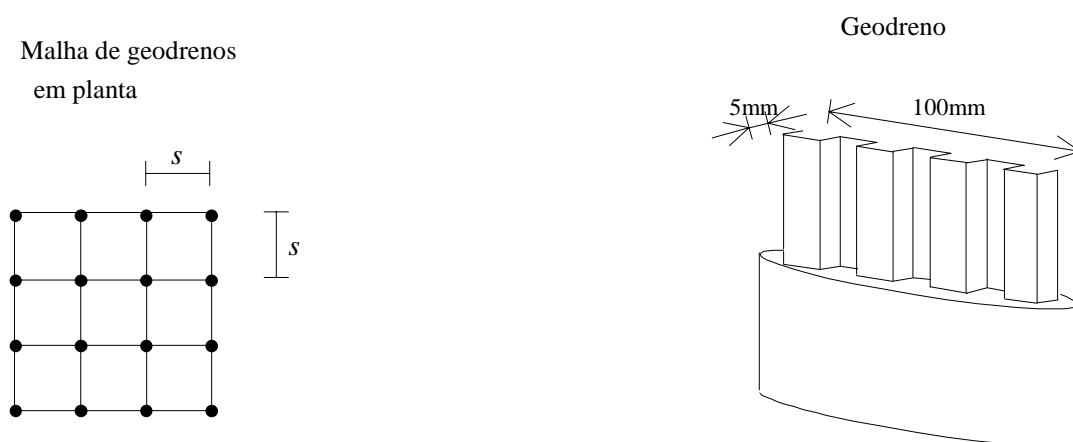


Figura 11 - Detalhe do geodreno e da disposição em malha quadrada com que é cravado no terreno

6.7.2 Os geodrenos são constituídos de, pelo menos, dois materiais: o *miolo drenante* e o seu *revestimento*. Este tem por objetivo permitir a passagem da água e reter o ingresso de solo. O miolo drenante, tem por objetivo conduzir a água até a superfície do terreno e drená-la através do colchão drenante na superfície e resistir aos esforços de instalação e os provenientes da deformação do aterro.

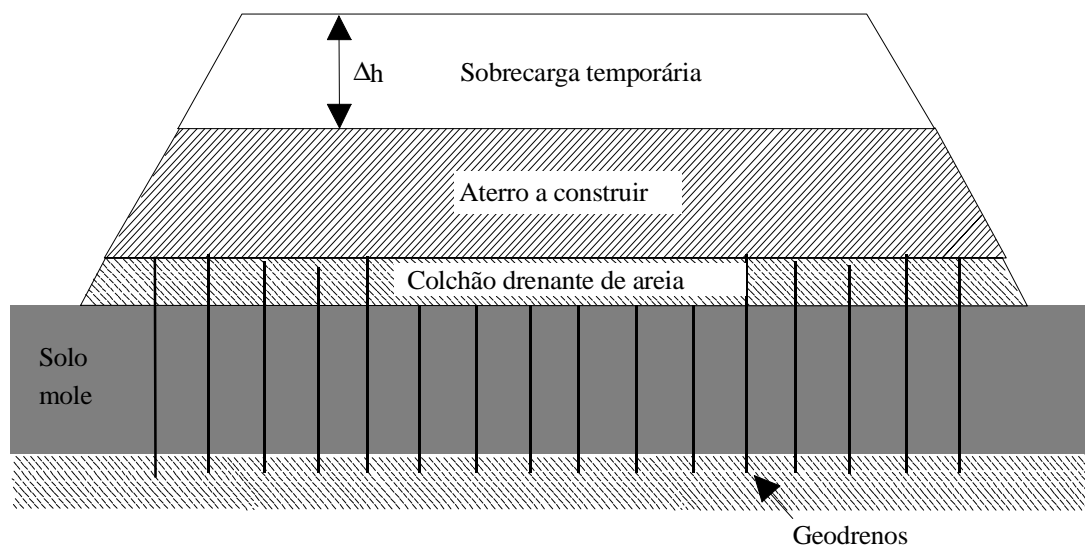


Figura 12 - Tratamento de fundação com geodrenos e sobrecarga temporária

6.7.3 Os geodrenos a serem empregados em obras rodoviárias devem ter as seguintes características:

- a) alta capacidade de descarga, maior ou igual a 1000 m<sup>3</sup>/ano;
- b) resistência à tração superior a 2,5 kN e deformação axial antes da ruptura mínima de 30%;
- c) instalação através de mandril ou agulha fechada, isto é, envolvendo totalmente e protegendo o dreno durante a cravação.
- d) para evitar amolgamento excessivo da argila o mandril ou agulha de instalação do geodreno deverá ter a área da sua seção transversal contida inferior a 70 cm<sup>2</sup>.

Nota 1: Deverão ser catalogados na Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico do DNER (IPR/DNER), segundo projeto de norma sobre Geossintéticos para uso rodoviário.

6.7.4 Os geodrenos são cravados através de um colchão drenante de areia colocado sobre a superfície do terreno com espessura mínima de 30 cm e que permita o tráfego de equipamentos sem dano ao seu funcionamento. Este colchão deverá ter a capacidade de drenagem livre da água proveniente da drenagem dos geodrenos. Cuidado especial deverá ser dado para o escoamento da água do colchão drenante, conforme indicado na Figura 13, através de:

- a) sua extensão além do aterro;
- b) dreno longitudinal de pé;
- c) tubos drenantes.

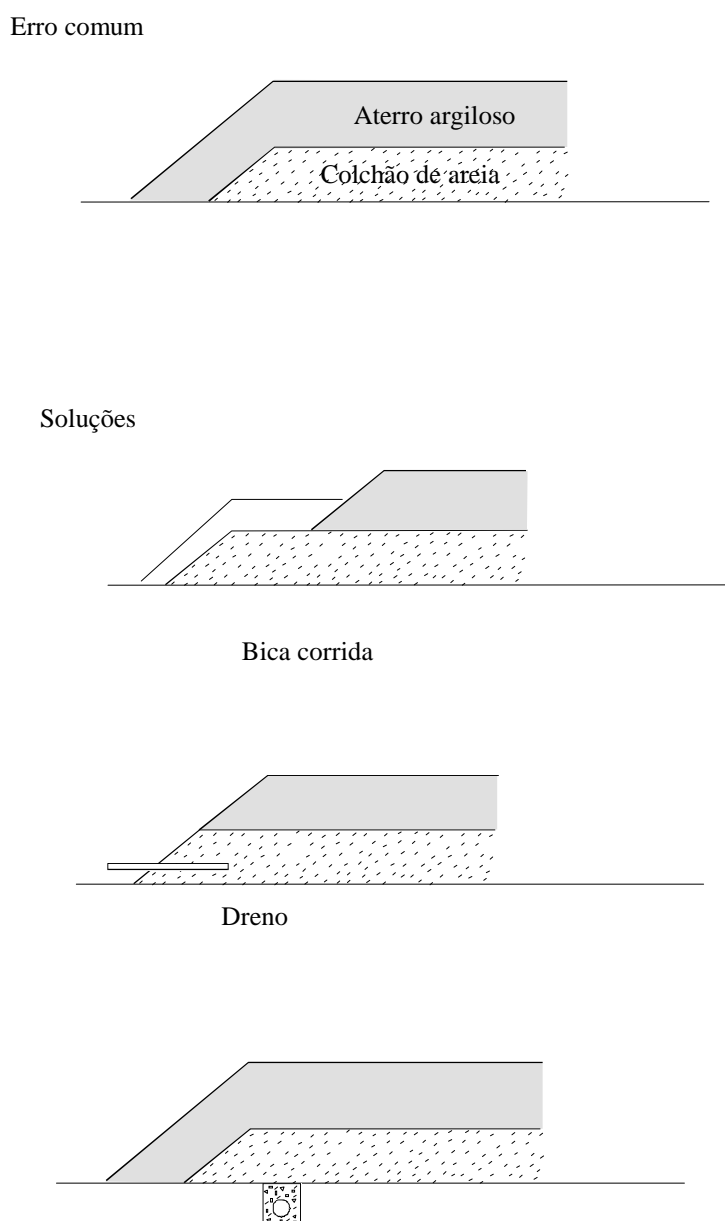


Figura 13 - Escoamento final das águas do colchão drenante

6.7.5 Os geodrenos são dispostos em malha quadrada ou triangular com espaçamentos que variam entre 0,9 m a 2,5 m. O espaçamento mínimo entre geodrenos 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 e 1,8 m para três meses de tempo de permanência da sobrecarga.

6.7.6 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. Detalhes do ensaio, cálculos e correções necessárias podem ser vistos (Ortigão - 1995).

6.7.7 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.

6.7.8 O projeto dos geodrenos deve ser conduzido da seguinte maneira:

- a) realizar campanha de ensaios de dissipação de piezocone;
- b) utilizar uma sobrecarga temporária de 25 a 30% do acréscimo de tensão vertical provocado pelo aterro projetado;
- c) as percentagens mínimas de consolidação indicadas na Tabela 6 devem ser obtidas para aterros rodoviários;

**Tabela 6 - Percentagem de consolidação de projeto**

Aterro classe	Percentagem de consolidação a ser atingida antes da retirada da sobrecarga temporária
I	96%
II	90%
III	80%

- d) as análises de consolidação devem ser realizadas para tempos de consolidação de 3, 6 e 9 meses de permanência da sobrecarga temporária, obtendo-se as curvas tempo-recalque correspondentes;
- e) determinar em função do cronograma da obra, o tempo de permanência da sobrecarga, em geral três a seis meses; para a curva tempo-recalque correspondente, determina-se o espaçamento necessário para atingir as percentagens de consolidação indicadas na Tabela 5;
- f) *Consolidação a vácuo*: para aterros com altura máxima de 4 m, quando a camada de argila estiver na superfície do terreno e em conjunto com os geodrenos e um colchão drenante. A Figura “13a” 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 ultrapassar a altura crítica da fundação.

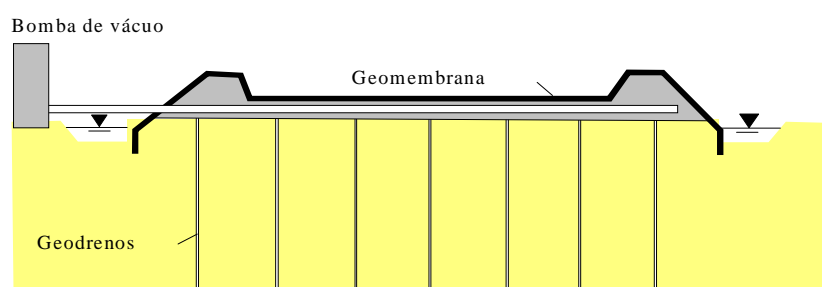


Figura 13a - Sistema de consolidação a vácuo

## 6.8 Aterro estaqueado

6.8.1 Esta solução pretende transferir a carga do aterro diretamente a um substrato mais resistente, aliviando a camada mole e evitando os recalques. Consiste em empregar um conjunto de estacas, em geral pré-moldadas de concreto armado ou madeira tratada dispostas em malha quadrada. O topo das estacas recebe um capitel de concreto armado. As estacas são projetadas para transferir toda a carga do aterro para as camadas mais resistentes do terreno.

6.8.2 Sobre a cabeça de cada estaca executa-se uma pequena laje denominada capitel, com dimensões, em geral, de 1 m x 1 m ou 1,5 m x 1,5 m. Uma camada de trabalho granular e compacta é executada sobre os capitéis para melhor distribuir as cargas. O aterro compactado é executado em seguida de maneira convencional.

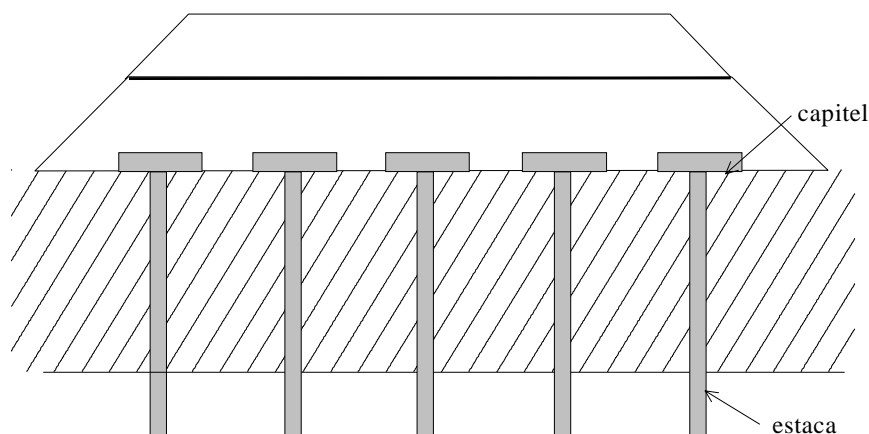


Figura 14 - Aterro estaqueado

6.8.3 O aterro estaqueado deve ser classificado como classe I e deverá atender aos critérios de estabilidade desta classe de aterros sem considerar o efeito das estacas na estabilidade.

6.8.4 A malha de estacas e seus capitéis devem atender aos seguintes critérios de projeto:

- a) resistência do aterro contra ruptura por capacidade de carga dos capitéis (Folque);
- b) resistência do aterro à punção (Meyerhof e Adams);
- c) capacidade de arqueamento do aterro para determinada configuração.

6.8.5 O comprimento das estacas deve ser estimado por consideração de capacidade de carga das estacas isoladas. Entretanto, os efeitos negativos de recalques diferenciais na vizinhança do aterro podem ser suavizados adotando-se estacas de comprimento variável.

## 6.9 Reforço de aterro com geossintéticos

Os geossintéticos empregados em obras rodoviárias deverão atender as prescrições específicas do DNER e estar catalogados pela Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico do DNER (IPR/DNER). A principal referência sobre o assunto é Palmeira (1992). O reforço atua na estabilidade do aterro e na redução de deslocamentos laterais, mas sem nenhuma influência significativa nos recalques.

### 6.9.1 Aplicações mais comuns

As aplicações de geossintéticos na base de aterros sobre solos moles estão indicadas nas Figuras 15 e Figura 16.

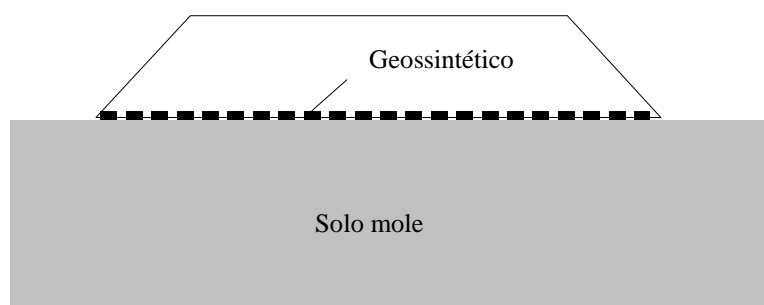


Figura 15 - Aplicação de reforço com geossintético na base de aterro sobre solo mole

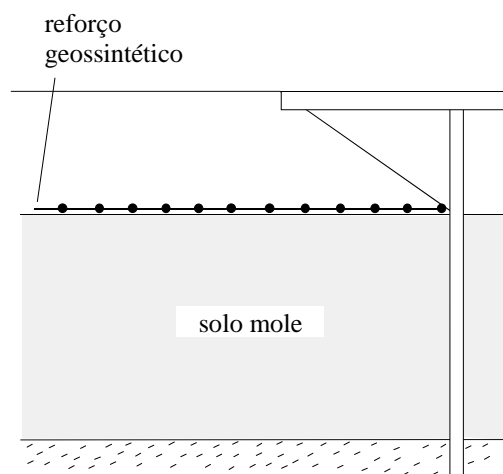


Figura 16 - Reforço de geossintético na base de aterro Classe I (encontro de ponte)

### 6.9.2 A resistência à tração de projeto

A resistência à tração de projeto ( $T_{projeto}$ ) a ser empregada no cálculo do reforço e das análises de estabilidade dos aterros deve ser determinada através da seguinte equação:

$$T_{projeto} = \frac{T_{ref}}{f_{dm} \cdot f_{amb}}$$

onde:

$T_{projeto}$  - resistência à tração de projeto, correspondente final do tempo de vida útil da obra ou ao final da função de reforço do geossintético sob a temperatura local;

$T_{ref}$  - resistência de referência tomada igual ao valor mínimo do Catálogo de Geossintéticos constante de projeto de norma em paralelo;

$f_{dm}$  - fator de segurança contra dano mecânico ao geossintético;

$f_{amb}$  - fator de segurança contra danos causados pelo ambiente.

#### 6.9.2.1 Aplicam-se as seguintes condições:

- A Tabela 7 e a Tabela 8 apresentam valores mínimos de  $f_{dm}$  para geossintéticos utilizados como reforço em função do tipo de solo e da gramatura ( $M_A$ ) do geossintético;
- valor de  $f_{amb}$  é função das características do geossintético e do nível de agressividade do meio onde o geossintético está enterrado. O valor mínimo de  $f_{amb}$  a ser utilizado é 1.10;
- valor mínimo do produto ( $f_{dm} \cdot f_{amb}$ ) consta da Tabela 8, em função do tipo de polímero empregado na fabricação do geossintético;
- para aterros classe II e III o produto ( $f_{dm} \cdot f_{amb}$ ) não deve ser inferior a 1,5 (um e meio);
- para aterros classe I o produto ( $f_{dm} \cdot f_{amb}$ ) não deve ser inferior a 2,5 (dois e meio);
- as gramaturas mínimas de camadas individuais de geossintéticos são apresentadas na Tabela 9 em função do tipo de aterro.

**Tabela 7 - Valores Mínimos de  $f_{dm}$  para geotêxteis**

Tipo de material de aterro	Tamanho máximo do grão (mm)	$140 < M_A \leq 200$ (g/m <sup>2</sup> )	$200 < M_A \leq 400$ (g/m <sup>2</sup> )	$M_A > 400$ (g/m <sup>2</sup> )
Pedras	< 200	1.50	1.45	1.40
Pedregulhos	< 100	1.35	1.30	1.25
Areias	< 4	1.30	1.25	1.20
Siltes e argilas	< 0.06	1.25	1.20	1.10

**Tabela 8 - Valores Mínimos de  $f_{dm}$  para geogrelhas**

Tipo de material de aterro	Tamanho máximo do grão (mm)	$200 < M_A \leq 500$ (g/m <sup>2</sup> )	$500 < M_A \leq 1000$ (g/m <sup>2</sup> )	$M_A > 1000$ (g/m <sup>2</sup> )
Pedras	< 125	1.70	1.60	1.60
Pedregulhos	< 75	1.50	1.40	1.30
Areias	< 20	1.30	1.25	1.15
Areias finas, siltes e argilas	< 2	1.20	1.15	1.10

**Tabela 9 - Valores mínimos do produto ( $f_{dm} \cdot f_{amb}$ )**

Classe do aterro	Produto ( $f_{dm} \cdot f_{amb}$ )
I	2
II	1,75
III	1,5

**Tabela 10 - Valores mínimos de gramaturas ( $M_A$ ) de camadas individuais de geossintéticos**

Classe do aterro	Gramatura mínima (g/m <sup>2</sup> )
I	400
II	300
III	150

### 6.9.3 Análise de estabilidade de aterros sobre solos reforçados

#### 6.9.3.1 Aplicam-se as recomendações constantes do item 5.2 (Estudos de estabilidade).

6.9.3.2 É importante também a análise de outros mecanismos de ruptura do conjunto aterro-reforço-solo mole. Deve ser analisada a possibilidade de ruptura dentro do aterro (para materiais de aterro fracos) e a expulsão do solo mole de fundação. Esta última possibilidade pode ocorrer no caso de solos de fundação muito moles e/ou aterros muito altos com utilização de reforços muito resistentes (geocélulas, por exemplo). Caso as condições sejam favoráveis, o enrijecimento do aterro pela presença do reforço pode fazer como o mesmo se comporte como se fosse um placa rígida, recalçando de forma relativamente uniforme, podendo expulsar o solo de fundação.

### 6.10 Aterros de encontros de pontes

Os aterros de encontros de pontes constituem um caso especial de uma rodovia e merecem um tratamento a parte, por isso são classificados, conforme item 3. Os aspectos de estabilidade e de

recalques foram tratados anteriormente nesta Norma; este item apresenta comentários adicionais sobre a interação aterro – estrutura da ponte.

#### 6.10.1 Seqüência 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.

#### 6.10.2 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.

#### 6.10.3 Placa ou laje de aproximação

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

#### 6.10.4 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.

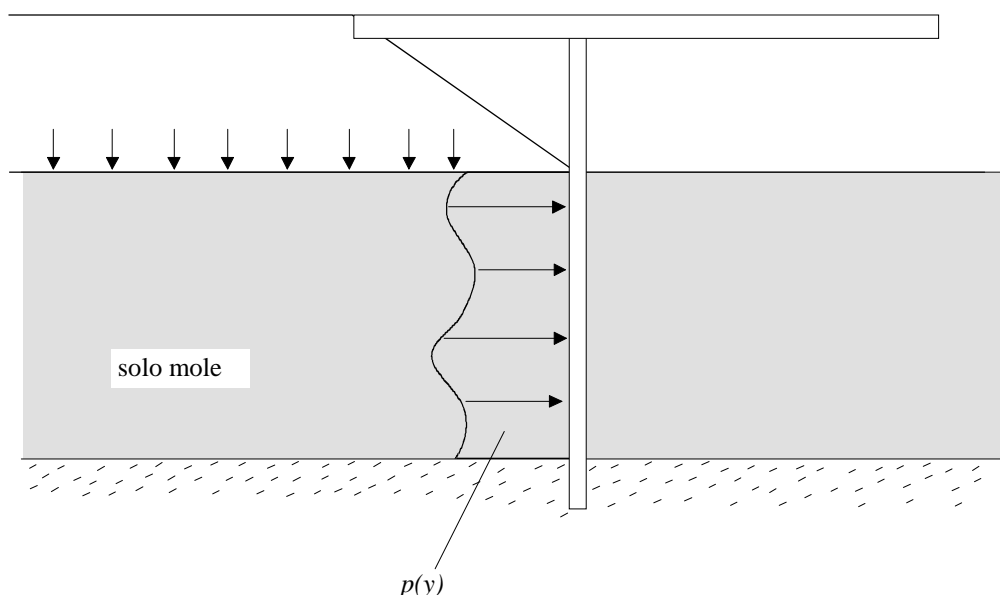


Figura 17 - Empuxo lateral nas estacas devido aos deslocamentos do aterro sobre solo mole

Uma tentativa de caracterizar o problema foi apresentada por Tschebotarioff (1973), daí ser comum no Brasil atribuir o nome deste engenheiro ao fenômeno. O assunto também foi objeto de preocupação por De Beer e Wallays (1972) que também propuseram um método de análise. Ambos os métodos adotam simplificações grosseiras, dentro das limitações da época em foram propostos e

não consideram adequadamente os fenômenos envolvidos. Por estas razões não devem ser usados em projetos rodoviários.

#### 6.10.4.1 Método rigoroso de análise

6.10.4.1.1 A forma mais rigorosa de análise envolve os seguintes passos:

- a) Realizar uma análise numérica de tensões e deformações do aterro sobre o solo mole, por exemplo com o Método dos Elementos ou Diferenças Finitas, obtendo-se o campo de deslocamentos provocados pela construção do aterro. Este assunto é discutido com detalhes por Almeida (1996).

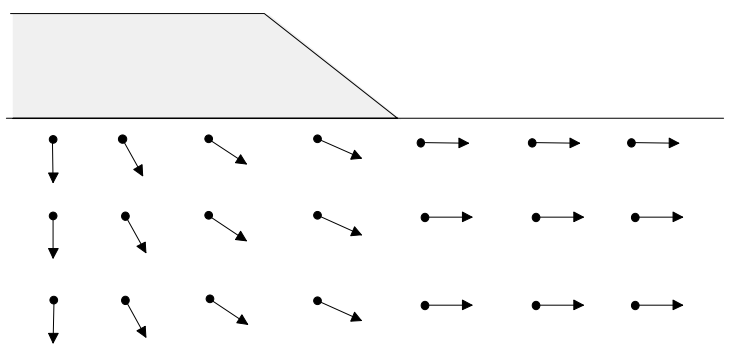


Figura 18 - Etapa 1 - Estudo de deformações

- b) Obter os deslocamentos que ocorrerão no solo junto ao estaqueamento.

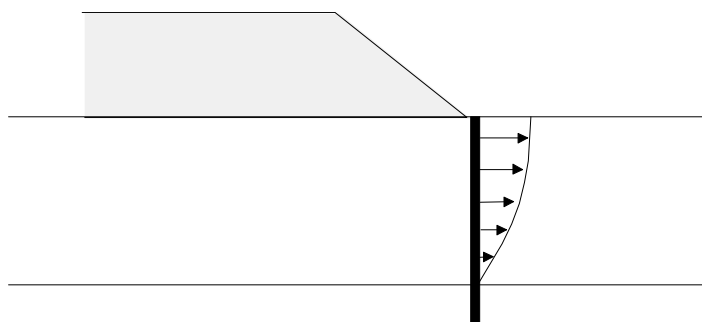


Figura 19 - Etapa 2 - Deslocamento junto à estaca

- c) Simular a aplicação destes deslocamentos no solo ao redor do estaqueamento, o que gera um campo de tensões laterais que deverão ser absorvidas por flexão das estacas.

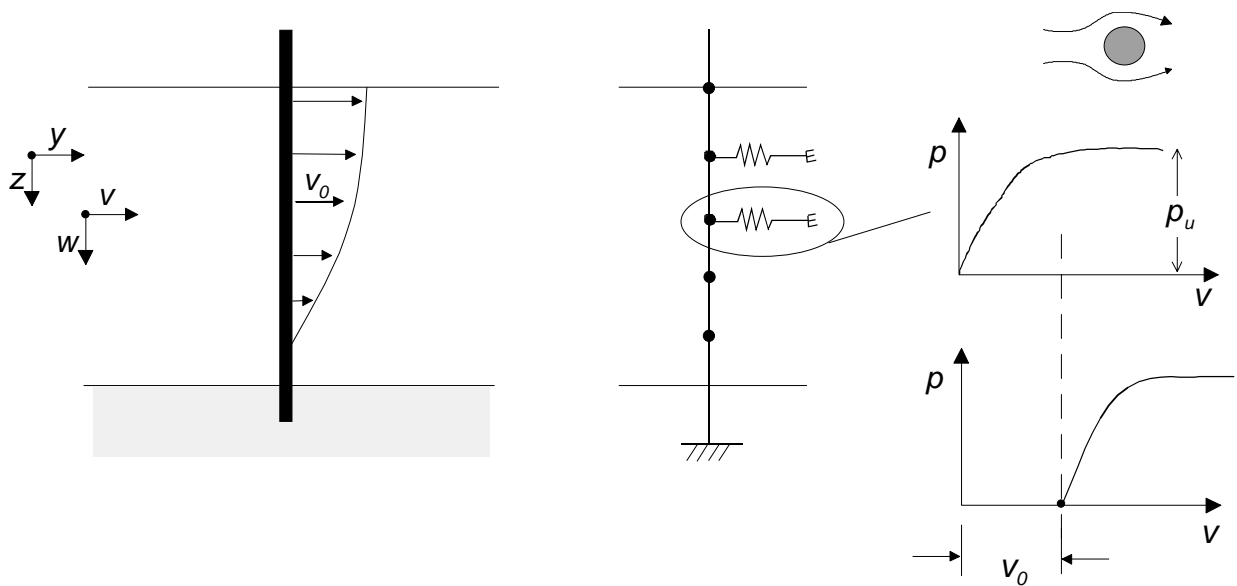


Figura 20 - Etapa 3 - Análise  $pv$

d) Analisar a segurança quanto a flexão das estacas.

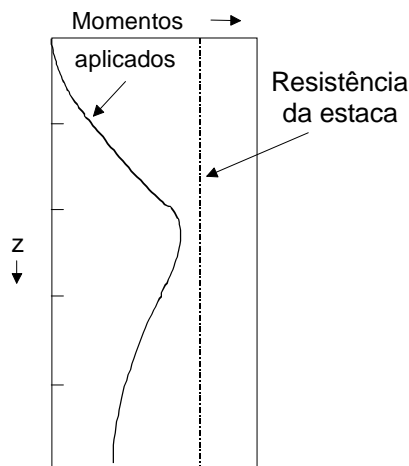


Figura 21 - Etapa 4 - Comparação de momentos

6.10.4.1.2 A simulação do problema pode ser razoável para uma estaca isolada, mas ainda está longe da verdade, com os métodos de análise que se usam atualmente, quando se trata de um estaqueamento tridimensional. Nesse caso, pode-se simular corretamente a primeira linha de estacas, mas o efeito na segunda linha, em geral, é superestimado.

6.10.4.1.3 Para a estimativa do efeito na primeira linha de estacas pode-se empregar um modelo unidimensional para a estaca através do método de Winkler com molas não lineares para representar o comportamento do solo. Este método é denominado de análise  $py$  ou  $pv$ . Os deslocamentos do terreno ao redor da estaca são aplicados deslocando-se estas molas não lineares em relação à origem.

### 6.10.4.2 Métodos simplificados de análise

6.10.4.2.1 Uma avaliação expedita da adequação de uma estaca a um determinado campo de deslocamentos pode ser facilmente realizada pelos recentes métodos propostos por Goh et al (1997) e Chen e Poulos (1997). Ambos são baseados em análises rigorosas, como as descritas anteriormente, que geraram gráficos para aplicação a problemas correntes.

## 7 INSTRUMENTAÇÃO E ACOMPANHAMENTO DA OBRA

Toda obra rodoviária importante em solos moles deve ser instrumentada, seja pela sua extensão e profundidade da camada mole, seja pela baixa resistência da camada mole, ou pela necessidade de se acompanhar os recalques.

### 7.1 Objetivos da instrumentação

Os objetivos de um programa de instrumentação são:

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

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

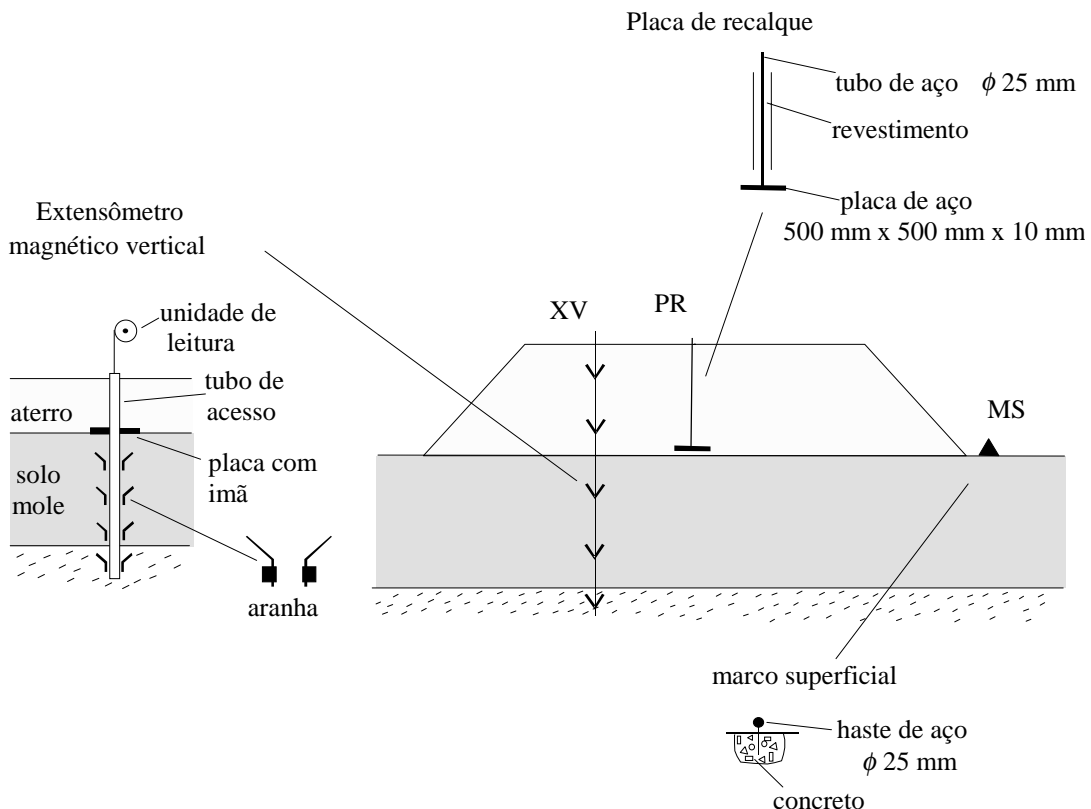


Figura 22 - Seção instrumentada

## 7.2 Tipos de instrumentos

Os instrumentos a serem empregados são:

### 7.2.1 Pinos de recalque

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

### 7.2.2 Marcos superficiais

Pinos metálicos instalados em terreno firme afastados da área de argila mole, conforme indicado na Figura 24, que servem para medir deslocamentos superficiais do aterro. Devem ser observados com acurácia melhor que 1 mm.

### 7.2.3 Placas de recalque

Placas de aço ou madeira com 500 mm x 500 mm com uma haste central protudente ao aterro. Esta haste é revestida com um tubo de PVC à medida que o aterro sobe e permite o nivelamento topográfico da sua extremidade superior e a obtenção dos recalques. 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 atinge camadas resistentes do terreno com SPT  $N > 12$ . Instala-se um tubo de revestimento de PVC ou ferro galvanizado com 50 mm de diâmetro. Um tubo de ferro galvanizado com 20 mm ou 25 mm diâmetro, que servirá de referência de nível, é instalado e tem a sua extremidade inferior injetada com calda de cimento sem pressão, ou simplesmente apoiado no fundo. Na extremidade superior deste tubo acopla-se uma semi-esfera de latão 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 uma corda no seu interior para puxar o sensor do instrumento.

7.2.5.1 O instrumento consta de um sensor elétrico de pressão de corda vibrante que mede a cada passo o valor da pressão hidrostática aplicada por um reservatório que está a uma altura conhecida, como mostra a Figura 23.

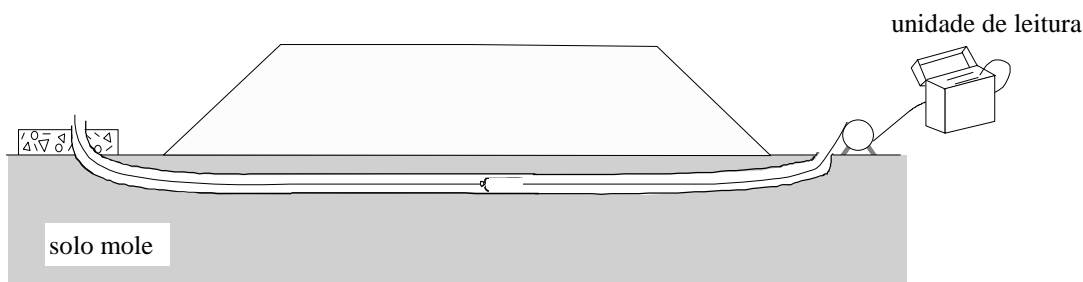


Figura 23 - Perfilômetro

### 7.2.6 Extensômetro magnético vertical

Instrumento para observar 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. 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 contém 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, permitindo-se determinar recalques em profundidade.

7.2.6.1 Na superfície do terreno os recalques são medidos por uma placa de material paramagnético (plástico ou alumínio) que também contém um ímã.

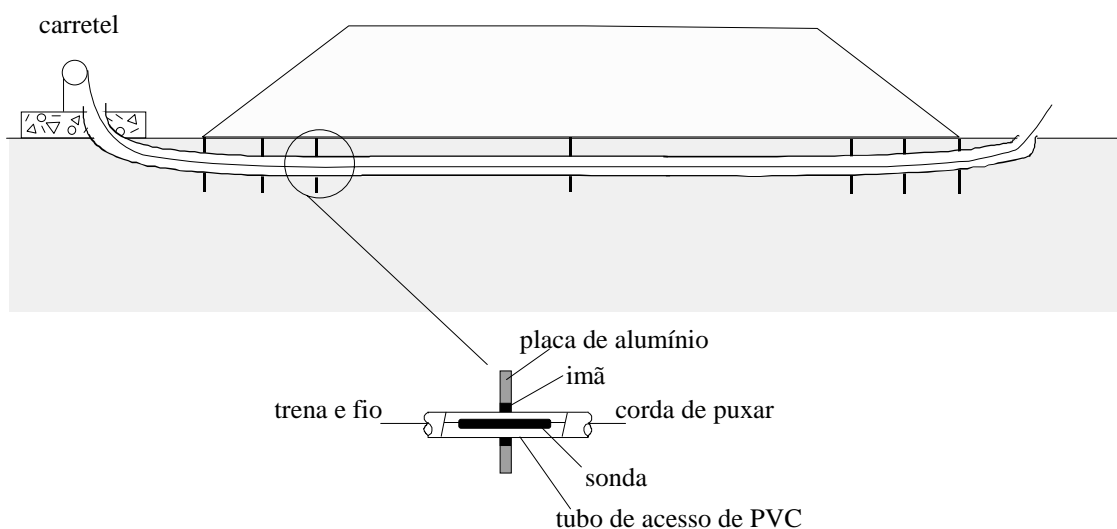


Figura 24 - Extensômetro magnético horizontal

### 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. Os alvos são placas contendo um ímã circular.

### 7.2.8 Inclínômetros

Instrumentos para observar deslocamentos horizontais. Constam de um tubo de acesso instalado no terreno e um torpedo sensor deslizante para leituras periódicas.

7.2.8.1 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.

7.2.8.2 Deve ser instalado a uma profundidade tal que fique com a sua extremidade inferior engastada em solo resistente.

7.2.8.3 Devem ser empregados instrumentos da mais alta qualidade com sensor tipo servo-acelerômetro e unidades de leitura digital.

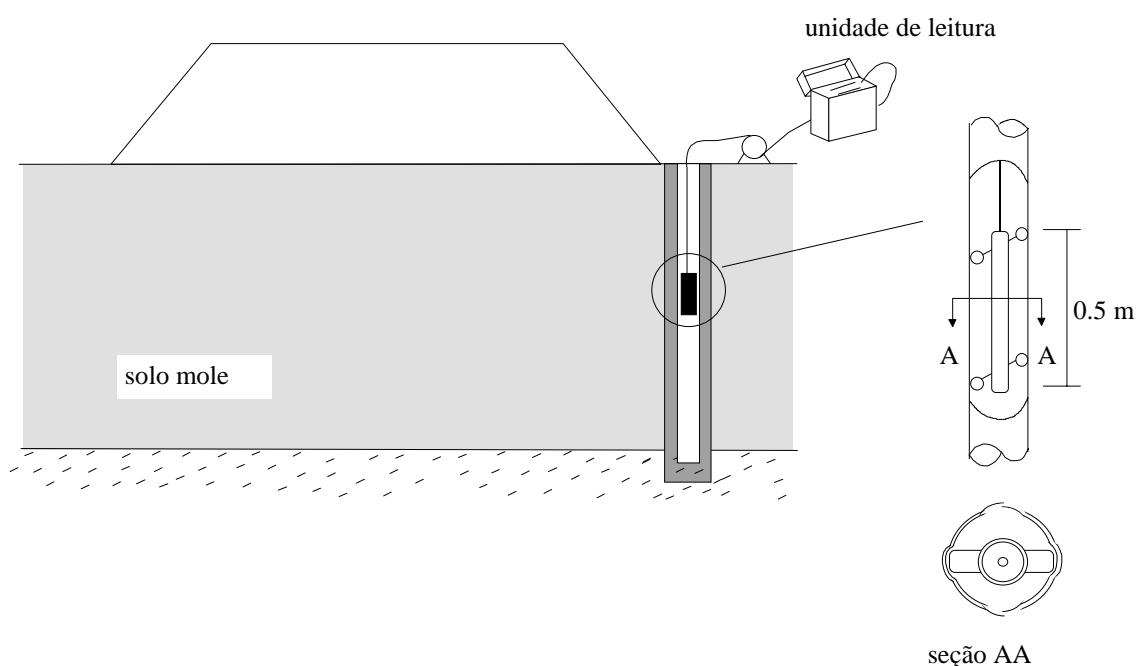


Figura 25 - Inclínometro

### 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

Instrumentos para a medição de poropressões. Devem ser utilizados somente instrumentos elétricos de corda vibrante, 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 carcassa 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 através de blindagem e devem ser aterrados. Os instrumentos de leitura devem ser do tipo digital.

7.2.10.1 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.

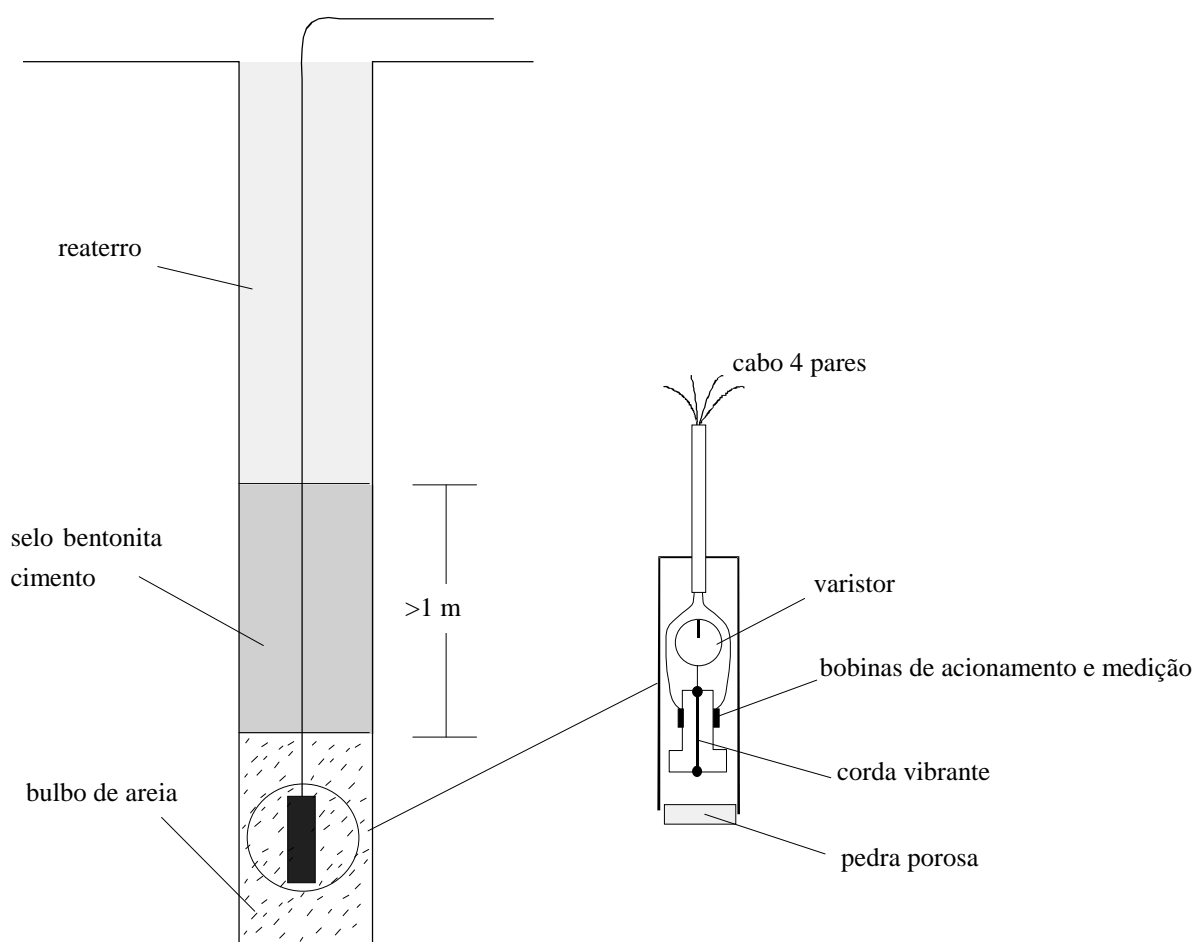


Figura 26 - Piezômetro elétrico de corda vibrante

### 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.

7.2.11.1 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 1m, 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 geossintético tipo não-tecido para drenagem. A leitura é realizada com indicador elétrico de NA.

### 7.3 Instrumentação mínima a ser instalada

7.3.1 O critério para seleção do número mínimo de seções a instrumentar de um aterro sobre solo mole é indicado na Tabela 11.

**Tabela 11 - Critério de seleção das seções a instrumentar**

Classe do aterro	Seções a instrumentar
<i>I</i>	Todo aterro classe I deverá ter uma seção instrumentada. Todos os encontros de ponte deverão ser instrumentados.
<i>II</i>	Pelo menos uma seção instrumentada por trecho com extensão maior que 500 m, no mínimo uma seção a cada 2 km de extensão de rodovia
<i>III</i>	Pelo menos uma seção por trecho com extensão maior que 1 km, no mínimo uma seção a cada 4 km de rodovia

7.3.2 A instrumentação mínima em alguns casos está indicada na Tabela 12.

**Tabela 12 - Quantidade mínima de instrumentos por seção instrumentada**

Instrumento	Encontro de pontes	Seção de aterro reforçado com geossintéticos	Seção com sobrecarga temporária	Aterro estaqueado	Seção com geodrenos
Placas de recalque	3	3	3	3	3
Piezômetro elétrico de corda vibrante	3	3	3		3
Piezômetro Casagrande					2
Tubo de inclinômetro	1	1		1	
Extensômetro magnético vertical	1			1	1
Extensômetro magnético horizontal	1	1			
Tubo para perfilômetro	1	1	1	1	1
Extensômetro elétrico de corda vibrante		5			
Referência de nível	1	1	1	1	1

## 7.4 Freqüência de leituras

### 7.4.1 A freqüência mínima de leituras deverá ser:

- durante a execução do aterro: as leituras serão diárias, com pelo menos uma leitura após a execução de cada camada do aterro;
- após a execução e durante o período de permanência de sobrecarga temporária: leituras semanais;
- após a retirada da sobrecarga: leituras quinzenais por um período mínimo de 4 meses.

## 7.5 Arquivamento e análise de resultados

7.5.1 Os dados de instrumentação deverão ser arquivados em planilhas eletrônicas tipo Microsoft Excel para PC, ou que o sistema de arquivamento de dados seja compatível com este software.

7.5.2 Os relatórios das leituras deverão conter todos os dados em via magnética (disquete ou CD) compatível com PC. As leituras deverão ser plotadas para permitir análise pela equipe do DNER.

## 7.6 Convenção de desenhos

Nos desenhos de instrumentação será adotada a convenção indicada na Tabela 13.

**Tabela 13 - Tabela de convenções de desenho**

Instrumento - Nome	Planta	Corte	Sigla
Pino de recalque	▲	▲	PI
Marco superficial	▲	▲	MS
Placas de recalque	◻	⊥	PR
Extensômetro magnético vertical	Y	Y	XV
Extensômetro magnético horizontal	++++	++++	XH
Extensômetro elétrico corda vibrante	— —	— —	XE
Perfilômetro	====	====	PF
Piezômetro elétrico de corda vibrante	●	●	PE
Piezômetro Casagrande	○	○	PC
Inclinômetro	⊕		IN
Terminal de leituras	◻	◻	T

## 7.7 Exemplos de projetos de instrumentação

A disposição dos instrumentos em uma seção a instrumentar não pode ter regras fixas. Dependerá da experiência e preferências pessoais do consultor geotécnico. Alguns exemplos são apresentados a seguir.

### 7.7.1 Aterro sobre geodrenos e sobrecarga temporária

A Figura 27 apresenta um arranjo típico. Foram adotados somente três piezômetros elétricos de corda vibrante para a medição das poropressões na camada de solo mole. Estes instrumentos devem ser instalados no centro da malha de geodrenos, onde se desenvolverão as maiores poropressões. Além dos piezômetros elétricos recomenda-se a instalação de pelo menos dois piezômetros Casagrande na camada drenante superior (colchão drenante) e na inferior subjacente à camada de solo mole. Com isso são verificadas as condições de drenagem nas fronteiras da camada mole.

7.7.1.1 Os recalques são medidos com três placas de recalque, um perfilômetro elétrico de corda vibrante e um extensômetro magnético vertical com várias aranhas magnéticas.

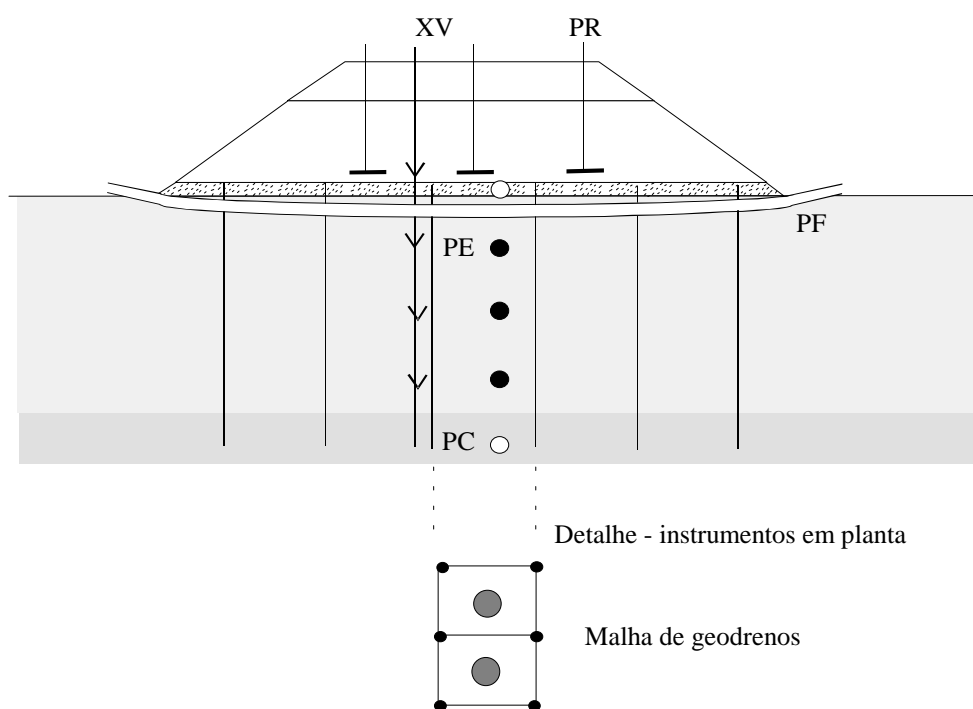


Figura 27 - Exemplo de instrumentação de aterro sobre geodrenos e com sobrecarga temporária

7.7.2 Encontro de ponte

Um encontro de ponte é uma situação que sempre merece uma instrumentação para monitorar os recalques e os deslocamentos horizontais. O exemplo indicado inclui vários instrumentos com objetivo de monitorar recalques e deslocamentos horizontais.

7.7.2.1 O aspecto mais importante desta instrumentação é a estabilidade da obra. A estabilidade no sentido longitudinal é monitorada através do inclinômetro e do extensômetro magnético horizontal. Os recalques e poropressões são monitorados com os mesmos instrumentos utilizados no exemplo anterior.

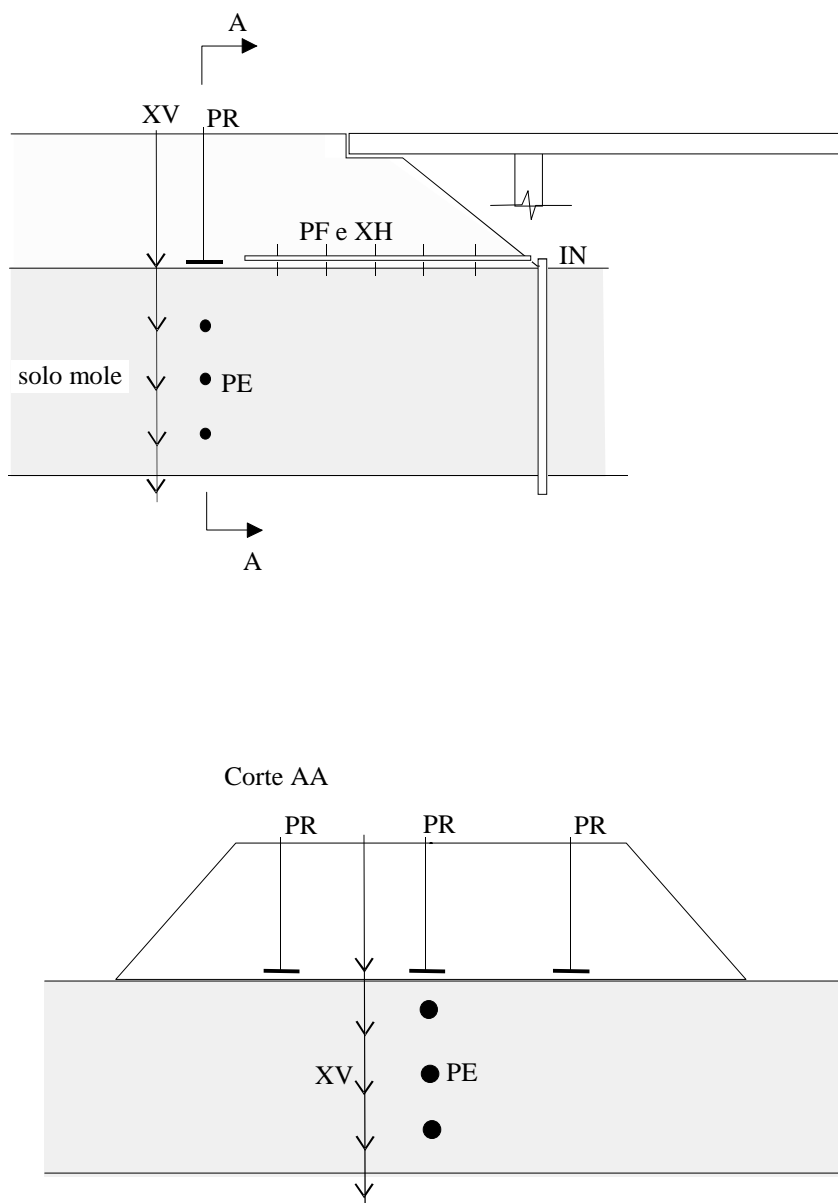


Figura 28 - Exemplo de instrumentação de encontro de ponte

Reprodução permitida desde que citado o DNER como fonte

### 7.7.3 Reforço com geossintético

O monitoramento de um reforço com geossintético aplicado na base de um aterro sobre solo mole está apresentado na Figura 29. Neste caso foram empregados extensômetros elétricos de corda vibrante fixados ao reforço com o objetivo de medir as deformações lineares do mesmo.

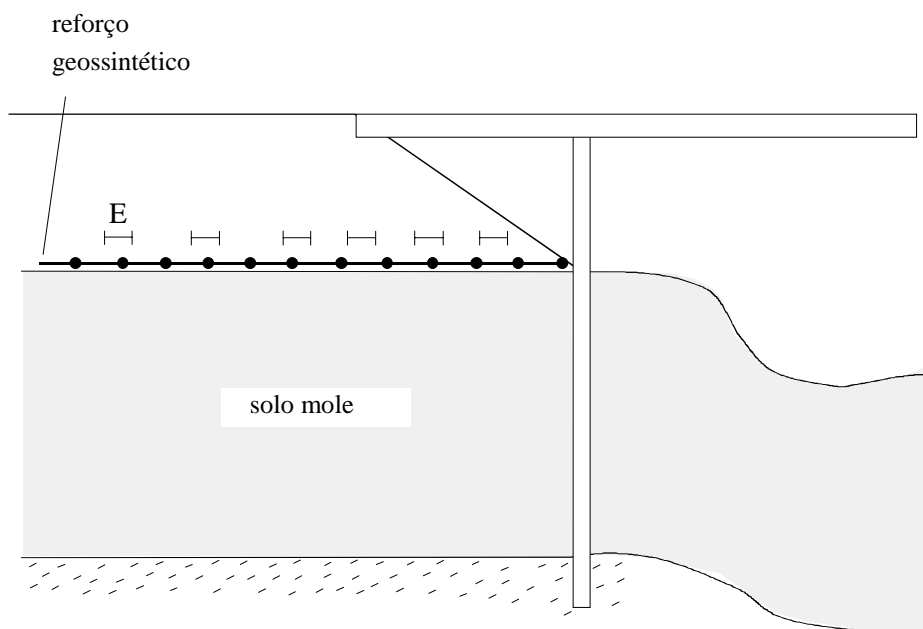


Figura 29 - Exemplo de instrumentação aplicada no reforço de geossintético em encontro de ponte