

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISES DE ESTABILIDADE E DE COMPRESSIBILIDADE DE  
ATERROS SOBRE SOLOS MOLES — CASO DOS ATERROS DE  
ENCONTRO DA PONTE SOBRE O RIO DOS PEIXES (BR 381)**

**AUTORA: JANE PAULA PERBONI**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Romero César Gomes

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, junho de 2003.

## DEDICATÓRIA

A Deus, pelo amor e carinho, pelas lições ensinadas, pelas lições aprendidas e pela realidade deste sonho.

À minha família que, de modo especial, esteve sempre presente no meu dia-a-dia, nos meus pensamentos e no meu coração.

## AGRADECIMENTOS

A Deus.

A minha família, especialmente minha mãe Paulina, meu padrasto Aparecido, meu irmão Alexandre, meus avós Natal e Aparecida e meu pai Eduardo, que mesmo distantes me incentivaram, tornando-se cúmplices de mais esta conquista.

Ao meu noivo Daniel, pelo amor e companheirismo demonstrados em todos os momentos. Ao casal Jeferson e Maria Auxiliadora pelo carinho, pela amizade e pela acolhida sincera em sua família.

Ao professor Dr. Romero César Gomes, pelo incentivo, aprendizado e amizade durante o período de realização deste trabalho.

Aos professores e funcionários de Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto pelos ensinamentos, apoio e amizade.

Aos amigos e colegas dos cursos de mestrado em Geotecnia e Estruturas Metálicas da UFOP, pela presença, pelo apoio e pelas horas de estudo e distração durante estes anos.

Ao DER/ MG e ao Consórcio CAB-Engesolo, pela viabilização do acompanhamento da obra durante a execução.

À Empresa Solum Engenharia e Geologia pela viabilização dos ensaios de CPTU e Vane Test.

À Empresa Husker Ltda. Pela viabilização das análises de estabilidade.

À Capes, pelo apoio financeiro.

# **ANÁLISES DE ESTABILIDADE E DE COMPRESSIBILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES — CASO DOS ATERROS DE ENCONTRO DA PONTE SOBRE O RIO DOS PEIXES (BR 381)**

## **RESUMO**

Os projetos de aterros sobre solos moles incorporam diferentes concepções para a superação dos problemas geotécnicos provenientes da baixa resistência ao cisalhamento e à elevada compressibilidade do solo de fundação. Neste contexto, a utilização conjugada de drenos verticais pré-fabricados para a aceleração do processo de adensamento da camada compressível e de geossintéticos como elementos de reforço na base do aterro constitui uma metodologia de excelente desempenho e de uso generalizado na prática da engenharia geotécnica.

A utilização destes procedimentos em projetos de aterros de encontro de ponte e assentes sobre solos moles implica, além de estudos convencionais relativos à estabilidade das estruturas e à determinação da magnitude dos recalques e o tempo de adensamento, a estimativa da magnitude e distribuição dos deslocamentos horizontais e dos esforços transferidos aos elementos estruturais da ponte.

Sendo assim, este trabalho apresenta e discute os estudos e análises implementadas para a execução do projeto dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes, estrutura situada no sul do estado de Minas Gerais e pertencente às obras de duplicação da rodovia Fernão Dias (BR 381), que interliga as cidades de Belo Horizonte e São Paulo.

O projeto engloba a estabilização do solo de fundação através da aplicação de drenos verticais pré-fabricados, o reforço dos aterros pela inclusão de geogrelhas e o reforço das estacas tipo Franki da ponte com a implementação de estacas-raiz. Neste sentido, esta dissertação apresenta as metodologias de projeto, o programa de investigação geotécnica que envolve os ensaios de campo e de laboratório do solo compressível local e do material de aterro, bem como os resultados das análises de estabilidade e de compressibilidade e os resultados obtidos através do monitoramento realizado.

# **ANÁLISES DE ESTABILIDADE E DE COMPRESSIBILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES — CASO DOS ATERROS DE ENCONTRO DA PONTE SOBRE O RIO DOS PEIXES (BR 381)**

## **ABSTRACT**

The projects of embankments about soft soils incorporate conceptions different for the solution of the geotechnical problems from of resistance low and a high compressibility of foundations soils. In this context, the conjugate utilization of synthetic verticals drains to acceleration of consolidation's process of compressible layer and the geotechnical like reinforcement elements in the embankments base, constitute a excellent perform methodology and the generalized use in the practice of geotechnical engineer.

The utilization of theses procediments in the bridge abutments and established about soft soils implies, more conventional studies relatives to stability of structures and a determination of settlement magnitude and the time of consolidation, the distribution of horizontal displacement and the strengthen transferred to structures elements of the bridge.

Anyway, this work presents and discusses the studies and implement analyses to a execution of project of bridge abutments over the Rio dos Peixes, structure localized in the soul of Minas Gerais state and belonged to works of highway duplication Fernão Dias (BR381), that intercall the cities of Belo Horizonte and São Paulo.

The projects englobes the stabilization of the foundation's soil through the application of verticals drains pré-fabricated, the reinforcement of the embankments by inclusion of geogrids and the reinforcement the piles kind Franki of bridge with the implementation of root piles. In this sense, this dissertation presents the methodologies of the project, the program of investigation geotechnical that involves the fields and laboratories analyses of compression soil local and the material of embankment, as well as the results of analyses of stability and compressibility and the results obtained thorough the realized monitory.

## ÍNDICE

<b>Capítulo 1 - Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 – Importância da Pesquisa	1
1.2 – Objetivo do Trabalho	2
1.3 – Metodologia do Estudo Desenvolvido	2
1.4 – Estruturação do Trabalho	3
<b>Capítulo 2 - Aterros de Encontro de Pontes Sobre Solos Moles</b>	<b>6</b>
2.1 - Aterros de Encontro de Pontes	6
2.2 – Aterros Sobre Solos Moles	8
2.2.1 – Técnicas de Estabilização e Reforço do Aterro	10
a) Execução do Aterro em Etapas	10
b) Bermas de Equilíbrio	11
c) Aterro Reforçado com Geossintéticos	12
2.2.2 – Técnicas de Estabilização e Reforço do Solo Mole de Fundação.	13
a) Remoção do Solo Mole	13
b) Aterros Estaqueados	14
c) Drenos Verticais	15
2.3 - Critérios e Parâmetros de Projeto	17
2.3.1 – Análises de Estabilidade	18
2.3.2 – Análises de Compressibilidade	19
2.3.2.1 - Deslocamentos Verticais	19
2.3.2.2 - Deslocamentos Horizontais	22
<b>Capítulo 3 - Metodologias de Projeto de Aterros de Encontro de Pontes Sobre Solos Moles com Utilização de Geossintéticos</b>	<b>24</b>
3.1 – Introdução	24
3.2 – Concepção de Projeto e Arranjo Estrutural	24
3.2.1 Análises de Estabilidade de Aterros Reforçados de Encontros de Ponte Sobre Solos Moles	25

3.2.1.1 Métodos Convencionais _____	25
3.2.1.2 – Método de Jewell (1987) _____	28
3.2.1.3 – Método de Low et al (1990). _____	30
3.2.1.4 – Solução Analítica. _____	33
3.2.3 – Análises Complementares de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles ____	35
3.2.3.1 – Expulsão do Solo Mole _____	35
3.2.3.2 – Verificação do Comprimento de Ancoragem _____	36
3.2.2 – Análises de Compressibilidade de Solos Moles com Drenos Verticais __	37
3.2.2.1 – Deslocamentos Verticais _____	37
3.2.2.2 – Deslocamentos Horizontais _____	42
<b>Capítulo 4 - Aterros de Encontro da Ponte Sobre o Rio dos Peixes — Obra da BR</b>	
<b>381 _____</b>	<b>46</b>
4.1 – Localização da Obra _____	46
4.2 – Geologia e Estratigrafia Locais _____	47
4.3 – Histórico da Obra _____	48
4.4 – Investigação Geotécnica do Solo Compressível _____	52
4.4.1 – Ensaios de Laboratório _____	52
4.4.2 – Ensaios de Campo _____	54
4.5 – Investigação Geotécnica do Solo dos Aterros _____	63
<b>Capítulo 5 - Análises Preliminares do Projeto dos Aterros de Encontro — Obra da</b>	
<b>BR 381 _____</b>	<b>65</b>
5.1 – Parâmetros de Projeto _____	65
5.2 – Análises de Estabilidade dos Aterros _____	66
5.3 – Análises de Compressibilidade _____	73
5.4 – Análises dos Esforços Induzidos na Fundação da Ponte _____	74
<b>Capítulo 6 - Projeto e Execução das Estruturas de Reforço e Estabilização – Obra</b>	
<b>da BR 381 _____</b>	<b>77</b>
6.1 – Introdução _____	77

6.2 – Reforço das Fundações da Ponte com Estacas-Raiz _____	77
6.3 – Concepção e Modelo Estrutural do Projeto dos Aterros de Encontro _____	81
6.3.1 – Estabilização dos Solos Moles de Fundação _____	82
6.3.2 – Reforço dos Aterros de Encontro com Geogrelhas _____	85
<b>Capítulo 7 - Análises de Estabilidade e de Compressibilidade dos Aterros de Encontro com Utilização de Geossintéticos — Obra da BR 381 _____</b>	<b>90</b>
7.1 – Introdução _____	90
7.2 – Análises de Estabilidade dos Aterros Reforçados _____	91
7.2.1 – Parâmetros e Critérios de Projeto _____	91
7.2.2 – Resultados das Análises de Estabilidade _____	93
7.3 – Análises de Compressibilidade do Solo de Fundação _____	105
7.4 – Resultados do Monitoramento dos Recalques _____	107
<b>Capítulo 8 - Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas _____</b>	<b>112</b>
8.1 – Considerações Finais _____	112
8.2 – Conclusões _____	112
8.2.1 – Investigação Geotécnica _____	112
8.2.2 – Análises de Estabilidade _____	113
8.2.3 – Análises de Compressibilidade _____	115
8.2.3.1 – Deslocamentos Verticais _____	115
8.2.3.2 – Deslocamentos Horizontais _____	116
8.2.4 – Síntese Global _____	117
8.3 – Sugestões para Futuras Pesquisas _____	118
<b>Referências Bibliográficas _____</b>	<b>119</b>

## LISTA DE FIGURAS

### **Capítulo 2**

Figura 2.1 – Elementos estruturais de ponte _____	6
Figura 2.2 – Modelos de ruptura em aterros sobre solos moles (Almeida, 1996) _____	9
Figura 2.3 – Efeito do pré-carregamento na evolução dos recalques com o tempo ____	10
Figura 2.4 – Aterro compactado em múltiplas etapas _____	11
Figura 2.5 – Aterro compactado com bermas de equilíbrio _____	11
Figura 2.6 – Aterro reforçado com geossintéticos _____	12
Figura 2.7 – Modelos de ruptura de aterro reforçado sobre solos moles (Gomes, 1993)	13
Figura 2.8 – Remoção total de solo mole da fundação _____	14
Figura 2.9 – Remoção parcial de solo mole da fundação _____	14
Figura 2.10 – Aterro estaqueado com capitéis _____	15
Figura 2.11 – Estabilização de solo mole com drenos verticais sintéticos _____	15
Figura 2.12 – Influência dos drenos verticais na evolução dos recalques com o tempo	15
Figura 2.16 – Ruptura através do aterro e do solo de fundação _____	17
Figura 2.17 – Relação entre a resistência não drenada e os deslocamentos horizontais (Marche e Lacroix, 1972) _____	22
Figura 2.18 – Distribuição dos esforços horizontais num elemento de fundação de ponte _____	23

### **Capítulo 3**

Figura 3.1 – Aterro reforçado sobre solo mole com utilização de drenos verticais na fundação _____	25
Figura 3.2 – Mecanismo de ruptura circular com a força $T_R$ no reforço _____	26
Figura 3.3 – Geometria e sistema de forças atuantes numa dada fatia _____	26

Figura 3.4 – Geometria e sistemas de forças consideradas no método de Jewell _____	29
Figura 3.5 – Superfície de Ruptura pelo Método de Low et. al. _____	31
Figura 3.6 – Número de estabilidade para aterro reforçado _____	32
Figura 3.7 – Números de estabilidade para aterro não reforçado _____	32
Figura 3.8 – Perfil da variação da resistência não drenada do solo de fundação _____	33
Figura 3.9 – Solução Analítica, Jewell (1996) _____	33
Figura 3.10 – Expulsão do Solo Mole _____	35
Figura 3.11 – Comprimento de ancoragem do reforço no aterro sobre solo mole _____	36
Figura 3.12 – Processo conjugado de drenagem vertical e drenagem radial _____	38
Figura 3.13 – Espaçamento entre os drenos, malha quadrangular _____	39
Figura 3.14 – Espaçamento entre os drenos, malha triangular _____	39
Figura 3.15 – Esquemática da implantação dos drenos verticais no solo _____	41
Figura 3.16 – Ábaco de $\delta_{max}/D$ em função de $f$ (Bourgues e Miessens, 1979) _____	44
Figura 3.17 – Variação de volume vertical e volume horizontal durante a construção _____	44
Figura 3.19 – Diagramas de deslocamentos horizontais nas estacas para análises feitas em geossintético, para $d=1$ m ( $D=12$ m, SS e $t=180$ dias) (Macêdo, 2002) _____	45

#### **Capítulo 4**

Figura 4.1 – Locação dos trechos correspondentes à segunda etapa das obras _____	46
Figura 4.2 – Esquema de movimentação dos pilares da Ponte sobre o Rio dos Peixes _____	48
Figura 4.3 – Localização e distribuição dos deslocamentos horizontais dos aparelhos _____	49
Figura 4.4 – Leitura dos inclinômetros: a) margem direita, SP b) margem esquerda, BH _____	51
Figura 4.5 – Resultados dos ensaios de adensamento convencional com a amostra SP _____	02
_____	53
Figura 4.6 - Resultados dos ensaios de adensamento convencional com a amostra BH _____	02

_____	53
Figura 4.7 - Esquema geral de locação dos pontos de investigação geotécnica _____	54
Figura 4.8 – Resultados dos ensaios de sondagens SPT _____	55
Figura 4.9 – Resultados dos ensaios CPTU (lado BH) _____	57
Figura 4.10 - Resultados dos ensaios CPTU (lado SP) _____	58
Figura 4.11 – Resultado do ensaio de dissipação – lado BH _____	59
Figura 4.12 – Resultado do ensaio de dissipação – lado SP _____	59
Figura 4.13 – Resultado do ensaio de palheta – lado BH _____	60
Figura 4.14 – Resultado do ensaio de palheta – lado SP _____	60
Figura 4.15 – Resultados dos ensaios DMT – lado SP (ensaios DMT 01 e DMT 02) _	61
Figura 4.16 – Resultados dos ensaios DMT – lado BH (ensaios DMT 03 e DMT 04)_	62
Figura 4.17 – Curva e parâmetros de compactação do solo dos aterros _____	63

## **Capítulo 5**

Figura 5.1 – Seção longitudinal dos aterros de encontro _____	66
Figura 5.2 – Seção transversal dos aterros de encontro _____	66
Figura 5.3 – Análises de estabilidade dos aterros de encontro (seção longitudinal) ____	67
Figura 5.4 – Análises de estabilidade dos aterros de encontro (seção transversal) ____	67
Figura 5.5 – Análises de estabilidade dos aterros de encontro sem sobrecarga (seção longitudinal) _____	68
Figura 5.6 – Análises de estabilidade dos aterros de encontro sem sobrecarga (seção transversal) _____	68
Figura 5.7 – Seção longitudinal dos aterros de encontro com aterro remanescente ____	69
Figura 5.8 – Seção transversal dos aterros de encontro com aterro remanescente ____	69
Figura 5.9 – Análises de estabilidade com aterro remanescente (seção longitudinal) _	70

Figura 5.10 – Análises de estabilidade com aterro remanescente (seção transversal) _	70
Figura 5.11– Seção transversal com berma e camada de aterro remanescente _____	72
Figura 5.12 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Simplificado (GeoSlope) 72	
Figura 5.13 – Modelo estrutural e distribuição dos momentos ao longo das estacas _	75

## **Capítulo 6**

Figura 6.1 – Arranjo estrutural das estacas-raiz de reforço das fundações _____	78
Figura 6.2 – Projeto de Estabilização e Reforço dos Aterros de Encontro (DER, 1999d) _____	81
Figura 6.3 – Projeto de Estabilização e Reforço dos Aterros de Encontro (DER, 1999d) _____	81
Figura 6.4 – Perfil do dreno vertical sintético _____	82
Figura 6.5 – Concepção do aterro compactado por etapas _____	87
Foto 1 – Perfuração das estacas-raiz com uso de lama bentonítica _____	79
Foto 2 - Inserção da armadura e concretagem das estacas-raiz _____	79
Foto 3 - Cota de arrasamento e bloco de encamisamento das estacas-raiz _____	80
Foto 4 – Esquema de cravação dos drenos verticais sintéticos _____	83
Foto 5 – Área de cravação dos drenos verticais sintéticos (lado BH). _____	84
Foto 6 – Detalhes do mandril e da emenda entre os rolos de drenos _____	84
Foto 7 – Detalhe da perda de ancoragem do dreno no terreno subjacente _____	85
Foto 8 – Colocação da primeira camada de geogrelha sobre o colchão drenante _____	86
Foto 9 – Detalhes das emendas por sobreposição das geogrelhas _____	86
Foto 10 – Primeira etapa do aterro compactado sobre o colchão drenante (lado SP) __	88
Foto 11 – Ponte sobre o Rio dos Peixes em tráfego livre _____	88
Foto 12 – Execução dos ensaios de CPTU e Vane test sobre a plataforma da berma __	89

## **Capítulo 7**

Figura 7.1 – Relação entre o número de reforços e o FS para geogrelhas biaxiais de resistência à tração de 200kN/m e 300kN/m _____	93
Figura 7.2 – Relação entre $T_{máx}$ (kN/m) e FS para 4 geogrelhas na direção longitudinal _____	94
Figura 7.3 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (650kN/m)___	95
Figura 7.4 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (800kN/m)___	95
Figura 7.5 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (1200kN/m)___	96
Figura 7.6 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (650kN/m) _____	96
Figura 7.7 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (800kN/m) _____	97
Figura 7.8 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (1200kN/m) _____	97
Figura 7.9 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (650kN/m) seção transversal _____	98
Figura 7.10 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (800kN/m) seção transversal _____	99
Figura 7.11 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (1200kN/m) seção transversal _____	99
Figura 7.12 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (650kN/m) seção transversal _____	100
Figura 7.13 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (800kN/m) seção transversal _____	100
Figura 7.14 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (1200kN/m) seção transversal _____	101
Figura 7.15 – Configuração das camadas e locação dos elementos de reforço nos aterros _____	101
Figura 7.16 – Análises de estabilidade pelo método de Bishop Modificado - Seção longitudinal - campo _____	102

Figura 7.17 – Análises de estabilidade pelo método de Bishop Modificado - Seção transversal - campo _____	102
Figura 7.18 – Análises de estabilidade pelo método de Janbu seção longitudinal - campo _____	103
Figura 7.19 – Análises de estabilidade pelo método de Janbu, seção transversal - campo _____	103
Figura 7.20 – Análises de estabilidade pelo método de Bishop Modificado - Seção longitudinal – $T_{máx}=1290$ kN/m _____	104
Figura 7.21 – Distribuição dos pontos de monitoramento da 1º etapa _____	107
Figura 7.22 – Recalques ao longo do tempo 1º etapa – lado BH _____	108
Figura 7.23 – Recalques ao longo do tempo 1º etapa – lado SP _____	109
Figura 7.24 – Distribuição dos pontos de monitoramento da 2º etapa _____	110
Figura 7.25 – Recalques ao longo do tempo 2º etapa – lado BH _____	110
Figura 7.26 – Recalques ao longo do tempo 2º etapa – lado SP _____	110

## LISTA DE TABELAS

### **Capítulo 2**

Tabela 2.1 – Classificação de solos baseada na compressibilidade secundária \_\_\_\_\_ 21

### **Capítulo 3**

Tabela 3.1 – Classificação da Estabilidade (Sandroni e Lacerda, 2001) \_\_\_\_\_ 44

### **Capítulo 4**

Tabela 4.1 – Deslocamentos e deformações angulares dos aparelhos de neoprene \_\_\_\_ 49

Tabela 4.2 – Valores médios dos parâmetros geotécnicos da argila mole \_\_\_\_\_ 52

### **Capítulo 5**

Tabela 5.1 – Parâmetros geotécnicos do solo mole de fundação \_\_\_\_\_ 65

Tabela 5.2 – Parâmetros geotécnicos do solo dos aterros \_\_\_\_\_ 65

Tabela 5.3 – Momentos fletores atuantes nas estacas \_\_\_\_\_ 76

### **Capítulo 6**

Tabela 6.1 – Propriedades mecânicas do dreno vertical sintético \_\_\_\_\_ 82

### **Capítulo 7**

Tabela 7.1 – Fatores de redução para o cálculo da resistência à tração de projeto (Elias e Christopher, 1997) \_\_\_\_\_ 92

Tabela 7.2 – Propriedades geotécnicas dos solos de fundação e aterro \_\_\_\_\_ 92

Tabela 7.3 – Parâmetros adotados para o projeto dos aterros reforçados de encontro \_ 92

Tabela 7.4 – Resultados das análises de estabilidade para a seção longitudinal \_\_\_\_\_ 94

Tabela 7.5 – Resultados das análises de estabilidade para a seção transversal \_\_\_\_\_ 98

Tabela 7.6 – Resultados das análises de compressibilidade (drenagem vertical e radial)	106
Tabela 7.7 – Resultados das análises de compressibilidade (drenagem acoplada)	109
Tabela 7.8 – Síntese dos recalques obtidos no monitoramento da 1º etapa do aterro	109
Tabela 7.9 – Síntese dos recalques obtidos no monitoramento da 2º etapa do aterro	111

## **Capítulo 1**

### **Introdução**

#### **1.1 – Importância da Pesquisa**

Na engenharia geotécnica, a execução de aterros sobre solos moles constitui uma abordagem francamente conhecida e plenamente estabelecida em termos dos conceitos e princípios gerais do conhecimento especializado disponível na atualidade. Isto, entretanto, não significa que a prática da engenharia geotécnica, seja em aterros convencionais, encontros de pontes ou diques de contenção, utilize de forma sistemática e abrangente este acervo de estudos disponíveis.

Este contexto é particularmente grave em projetos de aterros de encontros de ponte sobre solos moles, bastante freqüentes em obras rodoviárias e que são afetados, em larga escala, pelos condicionantes de prazos e cronogramas destes empreendimentos. Neste sentido, as pontes ainda são construídas antes dos aterros de encontro, gerando problemas de recalques excessivos e comprometimento da estabilidade da estrutura quando da execução posterior dos aterros de encontro, em função dos esforços induzidos pelos próprios aterros e pelas cargas de tráfego.

Assim, torna-se imprescindível a realização de estudos geotécnicos específicos para obras desta natureza, em condições de execução após a construção da ponte propriamente dita, particularmente em termos de processos de estabilização e reforço dos aterros e do solo mole de fundação. A aplicação de aterros reforçados com elementos poliméricos e de drenos verticais sintéticos está, cada vez mais, assumindo as características de maior viabilidade e confiabilidade, condicionando os projetos a uma maior integralização dos parâmetros adotados com as propriedades reais dos solos moles existentes. Neste caso, procedimentos mais detalhados de investigação geotécnica dos solos locais, em termos de ensaios de campo e de laboratório, propiciam elementos mais consistentes para uma análise mais abrangente e mais criteriosa das condições de estabilidade e compressibilidade dos aterros de encontro.

## **1.2 – Objetivos do Trabalho**

Esta dissertação tem como objetivo principal avaliar o comportamento de aterros de encontro de pontes, sobre solos moles, em termos de estabilidade e de compressibilidade, considerando a aplicação de geossintéticos como elementos de reforço do aterro e como dispositivos aceleradores de recalque através da drenagem interna do solo de fundação, para o caso específico de uma obra dos projetos de duplicação da BR 381 (Rodovia Fernão Dias).

Entre os diversos problemas geotécnicos ocorridos na construção de encontros de pontes sobre solos moles ao longo desta rodovia federal, particularmente na região do chamado Lote 20 (km 787,5 ao km 845,6), um dos mais relevantes ocorreu no km 832,8, no trecho correspondente à transposição do Rio dos Peixes. A ocorrência de solos moles na fundação dos aterros de encontro originou a necessidade de implementação de projetos de estabilização e reforço, compreendendo a utilização de drenos verticais sintéticos (drenos pré-fabricados), bermas de equilíbrio, aterro compactado por etapas e reforçado com duas camadas de geogrelhas, bem como o reforço das fundações da ponte com estacas-raiz.

A presente dissertação consiste, assim, na avaliação global destas soluções, no contexto dos trabalhos de investigação geotécnica, critérios de projeto e metodologias construtivas, bem como a análise das condições reais de execução da obra.

## **1.3 – Metodologia dos Estudos**

Inicialmente, fez-se uma revisão bibliográfica geral sobre este tipo de problema e as alternativas de projetos geotécnicos mais usuais para a sua abordagem e solução. Esta abordagem compreendeu a contextualização do assunto em termos dos princípios e propriedades dos solos moles, aterros de encontro de pontes sobre solos moles, técnicas de estabilização e reforço, métodos de análise de estabilidade e de compressibilidade, além das metodologias empregadas na execução e interpretação dos resultados de ensaios de laboratório e de campo.

A seguir, fez-se o acompanhamento da execução dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes, obra sob fiscalização do consórcio CAB-Engesolo e do próprio DER/MG. Esta fase compreendeu desde o reforço das fundações da ponte por estacas-raiz até a execução da primeira etapa de alteamento do aterro compactado, passando pela execução do colchão drenante, a cravação dos drenos pré-fabricados, execução das bermas de equilíbrio e a disposição das geogrelhas em ambos os lados da ponte.

Adicionalmente, procedeu-se a retirada das amostras indeformadas, através de amostradores de parede fina tipo Shelby, com as quais foram realizados ensaios de caracterização e adensamento em laboratório. Além destes ensaios, foram previstos ensaios triaxiais que, entretanto, não foram realizados, devido às dificuldades de obtenção de amostras contínuas e representativas do solo mole local (capítulo 4). Para contornar estes problemas, foi implementada uma ampla investigação através de ensaios de campo, que compreenderam ensaios de cone com dissipação de poropressão (CPTU), ensaios Vane Test (VT), ensaios dilatométricos (DMT) e sondagens à percussão com medidas de SPT.

De posse dos resultados obtidos através destes ensaios e, após a definição dos parâmetros a ser utilizados nas análises, procedeu-se a verificação do comportamento do conjunto formado pelo aterro reforçado com geogrelhas e o solo mole de fundação, estabilizado com drenos verticais sintéticos. Deste modo, as análises corresponderam ao estudo da estabilidade e da compressibilidade através de metodologias clássicas da Mecânica dos Solos e ferramentas computacionais, em duas condições distintas: projeto e campo. De acordo com os resultados fornecidos por estas análises e com base inclusive em dados obtidos do histórico da obra nas condições de uso da rodovia, foi possível prever e reavaliar o comportamento da estrutura projetada em condições de serviço.

#### **1.4 – Estruturação do Trabalho**

Este trabalho foi dividido em oito capítulos, com as seguintes abordagens:

**Capítulo 1** – Inserção do tema no contexto geral da dissertação, caracterizando-se a importância da pesquisa realizada, os objetivos propostos, a metodologia empregada e a estruturação do trabalho;

**Capítulo 2** – Apresentação e identificação dos elementos envolvidos, de acordo com a revisão bibliográfica, descrevendo-se algumas técnicas de estabilização e reforço para projetos e os conceitos gerais de análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles;

**Capítulo 3** – Neste capítulo, são abordadas as metodologias mais usuais de projeto de aterros de encontro de pontes sobre solos moles com a utilização de geossintéticos, tais como os métodos baseados nas teorias do equilíbrio limite, o Método de Jewell (1987), o Método de Low et al. (1990), solução analítica proposta por Jewell (1996), etc, bem como os fundamentos conceituais de drenagem combinada em drenos verticais sintéticos (drenagem vertical e radial), baseadas nas teorias clássicas de Terzaghi e Barron;

**Capítulo 4** – Descrição da obra estudada e caracterização da geologia e estratigrafia local, histórico da obra e resultados obtidos pela investigação geotécnica, através de ensaios de laboratório e de campo, em relação ao solo mole e ao solo de aterro;

**Capítulo 5** – Apresentação dos resultados obtidos pelas análises preliminares do projeto de aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes, em termos das condicionantes estruturais das fundações originais da ponte (estacas Franki), análises da estabilidade do arranjo inicial, magnitude dos recalques e dos mecanismos de instabilização induzidos pelos deslocamentos horizontais detectados;

**Capítulo 6** – Neste capítulo, são estabelecidos os principais critérios de projeto e as metodologias construtivas adotadas na implantação dos reforços da fundação da ponte por estacas-raiz, os procedimentos para o reforço do aterro com geossintéticos e os processos de estabilização do solo mole local com drenos verticais sintéticos;

**Capítulo 7** – Análises de estabilidade e de compressibilidade dos aterros de encontro da ponte sobre Rio dos Peixes com a utilização de geossintéticos e os resultados decorrentes do monitoramento da evolução dos recalques dos aterros no período pós-construtivo;

**Capítulo 8** – Conclusões finais obtidas no trabalho, reavaliação global das condicionantes de estabilidade e de compressibilidade dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes, bem como propostas para pesquisas adicionais, que visem complementar e dar continuidade aos estudos relacionados à construção de aterros de encontro de pontes, sobre solos moles, com a utilização de geossintéticos.

## Capítulo 2

### Aterros de Encontro de Pontes Sobre Solos Moles

#### 2.1 - Aterros de Encontro de Pontes

Os projetos rodoviários e ferroviários contam, em sua definição, com estruturas capazes de transpor obstáculos, tais como os leitos de rio, vales ou caminhos de passagem já existentes. Entre estas estruturas encontram-se as pontes e os viadutos, de diversos tipos e tamanhos, dimensionados para resistir aos esforços impostos por diferentes cargas. Estas obras de arte especiais possuem em sua concepção quatro tipos de elementos básicos (figura 2.1):

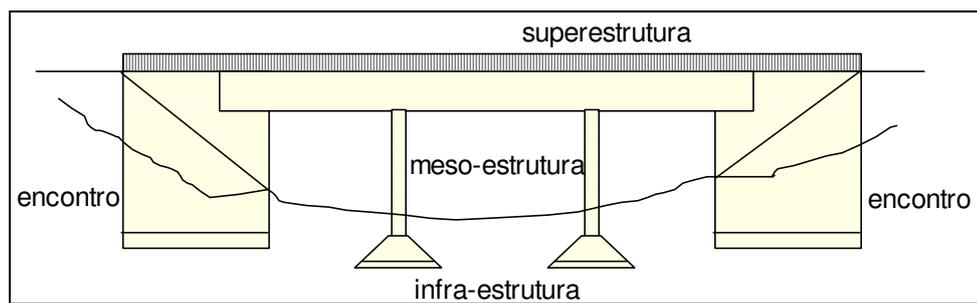


Figura 2.1 – Elementos estruturais de ponte

- ❑ Infra-estrutura: blocos, sapatas, estacas ou tubulões, cuja função é captar os esforços estáticos e dinâmicos impostos pela estrutura e transmiti-los às camadas de solo ou rocha existentes;
- ❑ Meso-estrutura: pilares de sustentação que são elementos de ligação entre a super e a infra-estrutura, responsáveis pela sustentação do conjunto formado pelas vigas e lajes;
- ❑ Superestrutura: vigas e lajes com a finalidade de receber o pavimento e absorver os esforços impostos pelas cargas estáticas e dinâmicas atuantes;
- ❑ Encontros: paredes laterais que têm a função de resistir aos empuxos de terra induzidos pelo aterro de acesso, evitando que estes esforços sejam transferidos a outros elementos.

As pontes em concreto armado constituem estruturas rígidas capazes de suportar o peso próprio e os esforços internos causados pelas variações de temperatura, fadiga do material, retração e dilatação do concreto, bem como os esforços induzidos por sobrecargas externas.

Entre estes agentes externos, citam-se os carregamentos axiais, carregamentos laterais, forças devido ao vento, impactos acidentais, empuxos de água nos pilares, empuxos de terra e solicitações transversais nas fundações. Os empuxos de terra são forças geradas pelos aterros de acesso à estrutura e induzem esforços horizontais nos encontros e na meso-estrutura.

Estes aterros, também chamados de aterros de encontro ou aterros de encabeçamento, exercem sobre o solo cargas que podem gerar esforços transversais nos elementos de fundação da ponte, em função dos deslocamentos horizontais.

Normalmente estes efeitos são desconsiderados nos cálculos das estruturas por não apresentarem grande magnitude (Barker e Puckett, 1997). No entanto, em alguns tipos de solo de fundação, como os solos moles, este efeito é extremamente importante. Neste caso os deslocamentos horizontais são muito representativos e influenciam drasticamente o comportamento das estacas ou tubulões, com comprometimento da trabalhabilidade e da segurança de toda a obra.

Além disso, a carga exercida pelo aterro resulta ainda em deslocamentos verticais no terreno que podem implicar em recalques diferenciais bastante acentuados, afetando a integridade do conjunto aterro-ponte-pavimento, sendo comum, nestas condições, o surgimento de trincas e/ou superfícies abauladas.

Tem-se, portanto, que o prévio conhecimento do perfil geotécnico do subsolo e das propriedades dos solos de fundação, é imprescindível para adaptar o projeto das estruturas às condições reais de campo, atentando-se particularmente para os possíveis esforços resultantes dos deslocamentos horizontais e verticais, induzidos pela execução dos aterros de encontro.

## 2.2 – Aterros Sobre Solos Moles

Em obras geotécnicas, é comum a presença de determinadas condições inadequadas de fundação, que exigem análises específicas e a adoção de procedimentos não convencionais para a superação dos problemas detectados.

Uma ocorrência freqüente deste tipo de material corresponde aos chamados solos moles, que se caracterizam por apresentar baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade.

Granulometricamente, os solos moles são formados por frações finas, contendo proporções variáveis de silte e argila, em condições saturadas, pouco permeáveis e, eventualmente tipificados por elevados teores de matéria orgânica, responsável pela coloração escura dos solos.

Têm sua gênese em meio aquoso, onde são favorecidas as condições anaeróbicas responsáveis pela elevada decomposição orgânica, como as zonas de transição entre o terreno resistente e o lençol freático, margens e planícies próximas a rios, regiões de inundação e alagados. Ocorrem ainda em planícies costeiras e faixas litorâneas, onde as argilas marinhas possuem concentrações variadas de sais solúveis, como os cloretos e os sulfatos.

A presença de solos moles em fundações de aterros de encontro de pontes é uma situação corrente na engenharia geotécnica, demandando análises específicas e que tem sido objeto de recentes pesquisas no país (Marques e Françoso, 1995; Fahel, 1998; Cavalcante, 2001; Macêdo, 2002;), com ênfase na magnitude dos deslocamentos horizontais e das tensões atuantes nos elementos das estruturas adjacentes.

Um fator de grande relevância nos estudos do comportamento dos aterros sobre solos moles corresponde às análises de suas condições de estabilidade interna (aterro), estabilidade externa (fundação) e estabilidade global (aterro + fundação), cujos modelos de ruptura são ilustrados na figura 2.2 (Almeida, 1996; Silva e Palmeira, 1998).

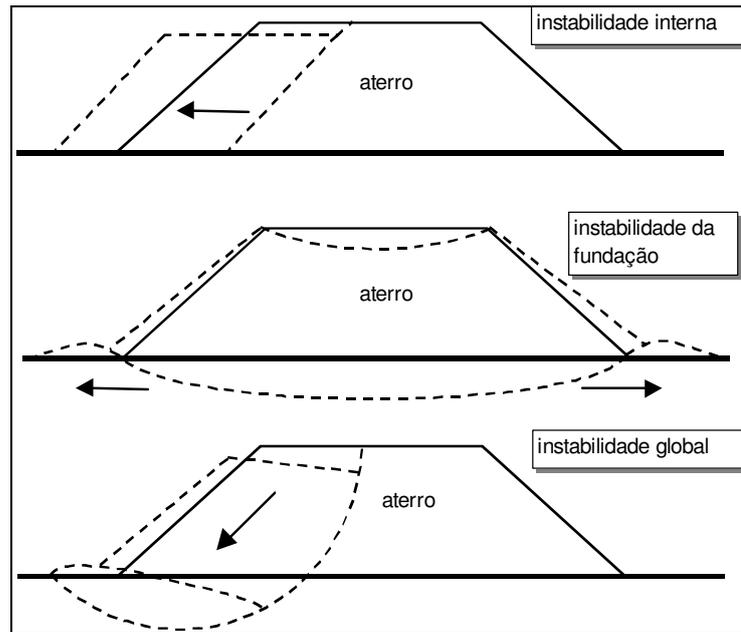


Figura 2.2 – Modelos de ruptura em aterros sobre solos moles (Almeida, 1996)

Assim, técnicas diversas têm sido desenvolvidas ou aperfeiçoadas, nestas últimas décadas, com a finalidade de excluir ou minimizar os problemas originados pela elevada compressibilidade e baixa resistência dos solos moles. Entre estas técnicas, citam-se os processos de estabilização hidráulica, estabilização física e reforço dos solos.

Os processos de estabilização hidráulica interferem no regime de fluxo da água intersticial presente no solo, ou seja, alteram as condições hídricas, tais como a posição do lençol freático, a direção de percolação ou os teores de umidade naturais. Incluem sistemas de drenagem superficial, drenagem profunda, eletrosmose, sobrecargas de aterros compactados e drenos verticais, através de projetos específicos ou integrados.

Os métodos de estabilização física envolvem a alteração da geometria do sistema ou a utilização de dispositivos auxiliares, tais como as bermas de equilíbrio, que atuam como elementos laterais de compensação dos esforços induzidos pelas sobrecargas sobre o solo mole.

Os processos de reforço modificam as características do solo mediante a inclusão de materiais capazes de resistir aos esforços atuantes, particularmente os geossintéticos.

O uso concomitante destes processos é bastante comum na prática da engenharia geotécnica, visto que, em muitos casos, esta interação garante uma maior resistência e uma menor deformabilidade do solo. A seguir, são descritos, de forma sucinta, alguns destes processos aplicados a aterros sobre solos moles.

### 2.2.1 – Métodos Construtivos de Aterros Sobre Solos Moles

#### a) Aplicação de Sobrecargas e Execução do Aterro em Etapas

A aplicação de sobrecargas, na forma de aterros não compactados, tem a finalidade de expulsar a água intersticial a partir de um carregamento, iniciando-se um mecanismo de adensamento, caracterizado por um processo gradual de transferência de poropressões em tensões efetivas. Com a saída da água, os índices de vazios são reduzidos e o rearranjo das partículas confere maior resistência à camada, crescente com o decorrer do tempo até alcançar um nível estável. A atuação da sobrecarga propicia uma substancial redução prévia dos recalques previstos (figura 2.3), de forma que a estrutura final possa absorver, sem maiores problemas, os recalques remanescentes (Hausmann, 1990).

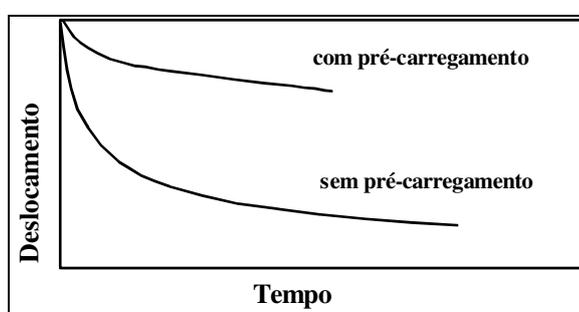


Figura 2.3 – Efeito do pré-carregamento na evolução dos recalques com o tempo

A construção dos aterros compactados, bem como a utilização de sobrecargas, fica condicionada à capacidade de suporte dos solos de fundação e este requisito implica comumente a necessidade de construção do aterro em várias etapas. Esta técnica consiste em promover gradativamente o aumento da capacidade de suporte do solo mole, pelo acréscimo das tensões efetivas, a partir da aplicação de cargas inferiores ao carregamento final, em estágios sucessivos (figura 2.4).

Estes procedimentos envolvem análises detalhadas das condições de estabilidade e de compressibilidade do aterro.

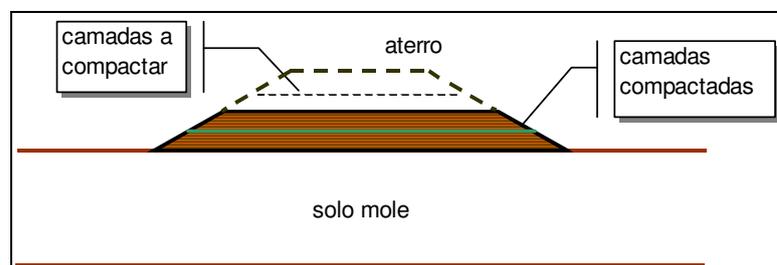


Figura 2.4 – Aterro compactado em múltiplas etapas

Trata-se de uma técnica bastante simples, mas que demanda longos períodos para a completa estabilização dos recalques, o que em muitos casos não é adequado. Na prática é comum a utilização desta técnica em conjunto com outros processos capazes de acelerar globalmente o processo de adensamento da camada.

#### *b) Bermas de Equilíbrio*

As bermas de equilíbrio são estruturas utilizadas para garantir a estabilidade global do conjunto formado pelo solo mole e pelo aterro, compensando os momentos atuantes e elevando-se o fator de segurança (figura 2.5). Consiste de uma técnica cujo princípio de estabilização é puramente físico, não havendo modificações nas propriedades dos solos existentes na fundação. Os principais condicionantes do emprego de bermas de equilíbrio referem-se à quantidade de material de aterro necessário e às amplas áreas laterais para a sua implantação.

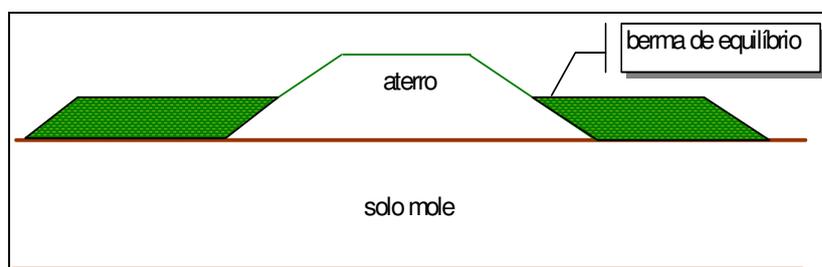


Figura 2.5 – Aterro compactado com bermas de equilíbrio

### c) Aterro Reforçado com Geossintéticos

Este método consiste na inclusão na base do aterro de materiais poliméricos, de elevada resistência e rigidez (figura 2.6), aumentando-se o fator de segurança do sistema em termos da estabilidade global, durante o processo executivo e nas fases subsequentes de adensamento do solo de fundação (Silva e Palmeira, 1998).

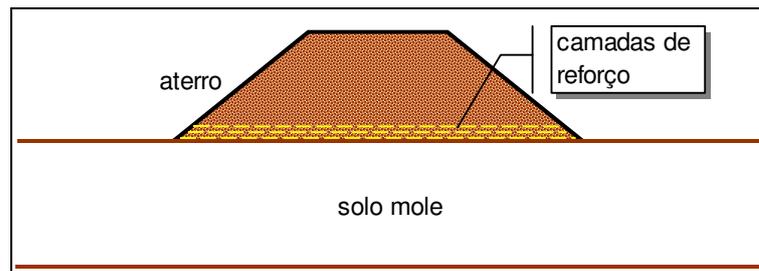


Figura 2.6 – Aterro reforçado com geossintéticos

Estas inclusões podem ser na forma de geotêxteis ou geogrelhas, que são elementos bidimensionais, diferenciados pelos mecanismos de interação solo-reforço. No caso dos geotêxteis, a interação resulta basicamente do atrito gerado na interface entre o solo e a superfície do reforço. No caso das geogrelhas os mecanismos responsáveis pela condição estabilizadora do aterro reforçado são resultantes do atrito e da resistência passiva ou ancoragem. A predominância de um ou outro, ou ainda a combinação proporcional de ambos, deve-se particularmente à interdependência existente entre a tecnologia de fabricação da grelha e da geometria do sistema formado pela grelha e pelo solo.

Outro fator relevante nas análises do comportamento do solo reforçado com geogrelha é a diferenciação dos mecanismos de interação resultantes dos processos de arrancamento do reforço da massa de solo e do processo de deslizamento do material compactado ao longo dos reforços. A resistência ao arrancamento é quantificada pelo atrito solo-reforço e pelos efeitos de ancoragem dos membros transversais (resistência passiva). Para o segundo caso, a interação é condicionada por mecanismos de atrito solo-reforço, atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha e efeitos de ancoragem (Gomes, 1993).

Deste modo, os modelos potenciais de ruptura incluem a instabilização interna por arrancamento e por deslizamento ou escorregamento, a instabilização através da fundação e a instabilização global (figura 2.7).

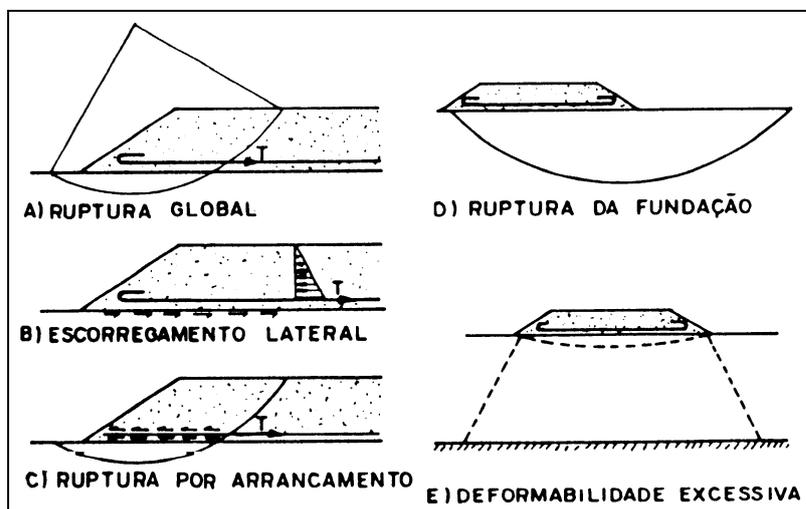


Figura 2.7 – Modelos de ruptura de aterro reforçado sobre solos moles  
(Gomes, 1993)

Com base em estudos feitos sobre aterros reforçados (Almeida, 1996; Silva e Palmeira, 1998; Fahel et al, 1999; entre outros), constata-se que este método proporciona melhor distribuição das tensões aplicadas pelo aterro sobre o solo de fundação, minimização dos recalques diferenciais, redução dos deslocamentos horizontais, redução do tempo de execução, aumento do fator de segurança do conjunto e o aumento da vida útil da obra.

#### *d) Remoção do Solo Mole*

A remoção total da camada de solo compressível constitui a alternativa mais radical das possíveis soluções do problema, sendo condicionada basicamente pelas análises de custos envolvidos. Em geral adota-se um procedimento intermediário mediante a remoção parcial do solo mole e sua substituição por outro material com características geotécnicas adequadas à natureza e especificidades da obra (figuras 2.8 e 2.9).

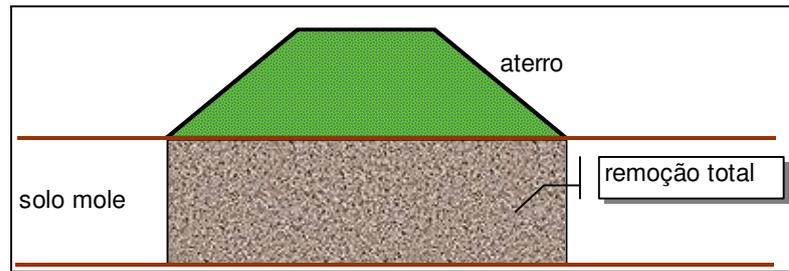


Figura 2.8 – Remoção total de solo mole da fundação

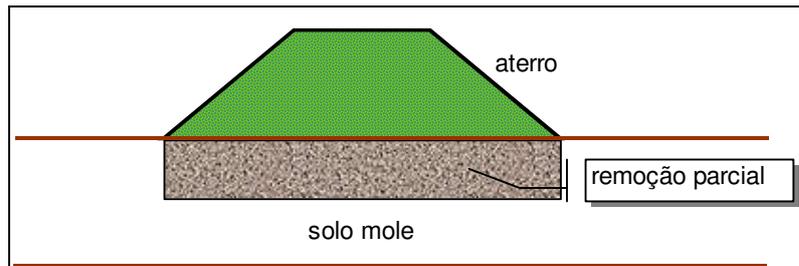


Figura 2.9 – Remoção parcial de solo mole da fundação

#### *e) Aterros Estaqueados*

Em aterros estaqueados, as estacas atuam como elementos rígidos capazes de absorver uma parcela elevada das cargas transmitidas pelo aterro transferindo-as às camadas mais resistentes do subsolo. Comumente são utilizados materiais granulares em colunas distribuídas adequadamente no solo de fundação, com ou sem a presença de capitéis no topo das colunas e imediatamente sob o aterro (figura 2.10).

As estacas com capitéis absorvem uma maior parcela do carregamento, devido a maior área de contato com o aterro. Isto decorre do efeito de arqueamento do material do aterro com a deformabilidade do solo mole. Quando a fundação é muito compressível e em função dos espaçamentos entre os capitéis, o efeito de arco é reduzido, tornando-se necessária a inserção de um geossintético na interface do aterro-solo-capitel, de modo a corrigir a distribuição das tensões (Macêdo, 2002).

De um modo geral, o estaqueamento na camada de solo mole condiciona um melhor comportamento tensão-deformação da fundação, além de contribuir para a estabilidade global do sistema.

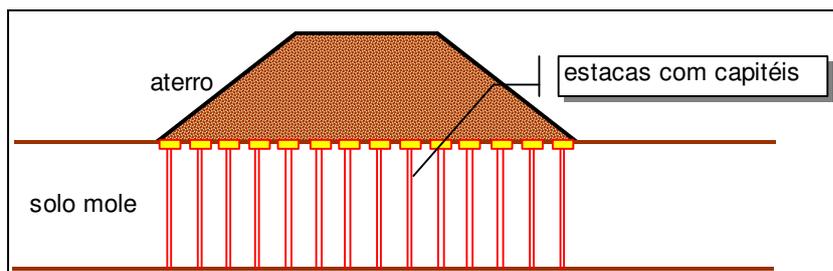


Figura 2.10 – Aterro estaqueado com capitéis

*f) Drenos Verticais*

Em associação com a aplicação de sobrecargas, empregam-se usualmente os drenos verticais, os quais têm a função de acelerar o processo de adensamento do solo, através do acoplamento da drenagem vertical com a drenagem radial (figura 2.11).

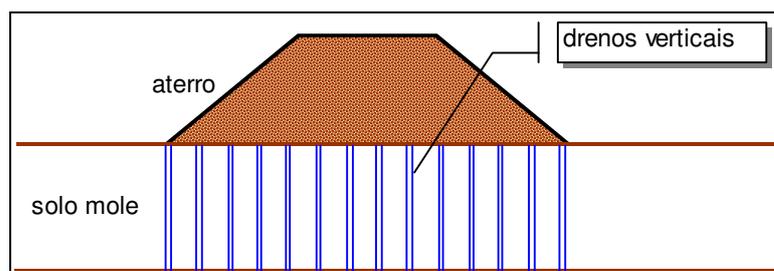


Figura 2.11 – Estabilização de solo mole com drenos verticais sintéticos

O princípio da teoria dos drenos verticais consiste na redução das trajetórias de fluxo das partículas de água, sem alteração do valor do recalque final, mas com redução substancial do tempo necessário para a sua estabilização (figura 2.12) (Hausmann, 1990, Almeida et al, 1999).

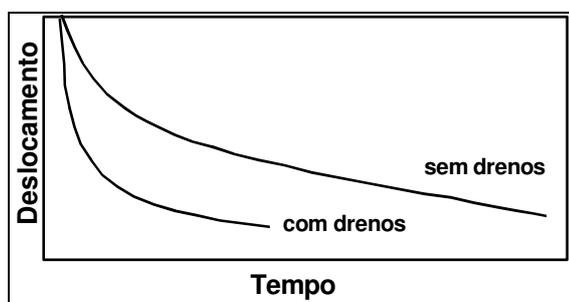


Figura 2.12 – Influência dos drenos verticais na evolução dos recalques com o tempo

A eficiência da técnica dos drenos verticais pode ser comprometida por problemas de natureza diversa. A presença de camadas granulares com índices de permeabilidade superiores ao dreno, por exemplo, pode induzir o processo de drenagem, tornando-se zonas de fuga para a água intersticial (Lopes, 1991). Outro condicionante de grande singularidade é o efeito de amolgamento (“*smear*”) do solo, causado pela instalação dos drenos, provocando uma redução da permeabilidade do solo em torno do dreno, o que dificulta a percolação do fluido e compromete a drenagem radial (Indraratna e Redana, 1998). Além disso, a possibilidade de dobramento e seccionamento durante o adensamento deve ser considerada, devido às influências que causam na eficiência do dreno e às interferências na capacidade de descarga (Almeida, 1992).

Esta técnica envolve a utilização de dois tipos de drenos: os drenos verticais de areia e os drenos verticais sintéticos (geodrenos). Os drenos verticais de areia são constituídos por material granular de características de drenabilidade melhores que o solo a ser estabilizado e o uso deste material envolve alguns condicionantes que dificultam a sua aplicação, tais como o tempo de execução extenso, a possibilidade de rompimento do dreno com o adensamento das camadas de solo, uma maior área de influência do efeito de amolgamento devido ao processo executivo e maior susceptibilidade à colmatação.

Em vista destas limitações, os drenos verticais sintéticos têm sido amplamente empregados atualmente, justamente por apresentarem as vantagens de redução do tempo de execução, implicando em uma relação custo-benefício aceitável, além de garantir a eficiência mediante a continuidade da capacidade de vazão e manter a integridade dos meios drenante e filtrante com os recalques sucessivos.

Adicionalmente, a influência dos efeitos de amolgamento diminui consideravelmente neste caso, pois o processo de cravação é menos agressivo, perturbando sensivelmente menos o solo lateral. Os drenos verticais pré-fabricados compreendem um produto geocomposto com função de drenagem, utilizado para o adensamento de solos compressíveis, cujo núcleo constitui-se de uma malha drenante sintética, composta de polietileno, polipropileno, poliéster ou PVC, envolta em um geossintético filtrante, normalmente geotêxtil não tecido, que impede a colmatação do núcleo.

### 2.3 - Critérios e Parâmetros de Projeto

Os critérios de projeto de aterros de encontro de pontes sobre solos moles estão condicionados ao comportamento da obra quanto à sua estabilidade e à sua compressibilidade, enquanto que os parâmetros adotados nas análises são caracterizados pelos ensaios de campo e de laboratório.

A análise de estabilidade do aterro compactado é desenvolvida com base nos princípios clássicos da mecânica dos solos, a partir dos conceitos de altura crítica, inclinação dos taludes e da adoção das superfícies potenciais de ruptura, mediante a determinação do coeficiente de segurança da estrutura. Nestes estudos, são incluídas também análises de estabilidade global do sistema incorporando mecanismos de ruptura ao longo do solo de fundação (figura 2.13).

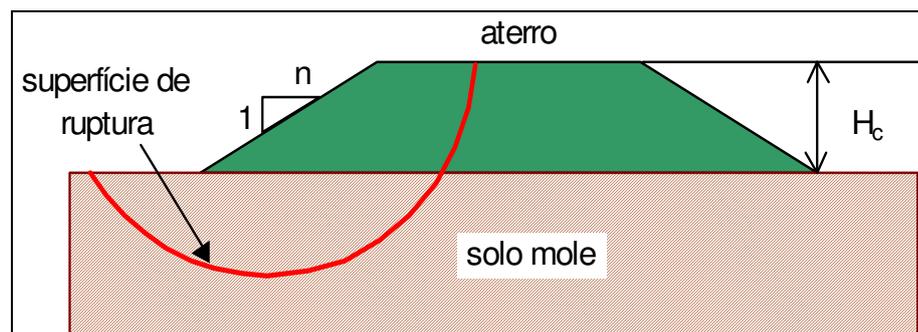


Figura 2.13 – Ruptura através do aterro e do solo de fundação

Quanto aos estudos relativos às condições de compressibilidade das camadas de solo sob o aterro, estes envolvem a determinação dos valores dos recalques imediatos, primários e secundários e a previsão da evolução dos mesmos com o tempo através das teorias de adensamento unidimensional de Terzaghi (drenagem vertical), ou da teoria de Barron (drenagem radial) ou ainda, através da teoria de Carrillo que considera drenagens vertical e radial ocorrendo simultaneamente. Além disto, os estudos de compressibilidade envolvem a verificação dos deslocamentos horizontais e sua interferência na estabilidade dos componentes de infra-estrutura e meso-estrutura das construções adjacentes.

### 2.3.1 – Análises de Estabilidade

As análises de estabilidade de aterros sobre solos moles compreendem os seguintes casos:

- Estabilidade da fundação;
- Estabilidade global;
- Estabilidade interna.

Em termos de estabilidade da fundação, o problema básico refere-se à determinação da altura crítica do aterro. Esta altura pode ser determinada em função da resistência não-drenada do solo de fundação (equação 2.1), desconsiderando-se os efeitos da inclinação do talude, da variação da resistência não drenada com a profundidade e a resistência do aterro.

$$H_c = \frac{N_c \cdot S_u}{\gamma_{at}} \quad (2.1)$$

Aplicando-se um dado fator de segurança, usualmente  $FS = 1,5$ , resulta um valor da altura admissível do aterro dado por:

$$H_{adm} = \frac{N_c \cdot S_u}{FS \cdot \gamma_{at}} \quad (2.2)$$

Onde:  $N_c$  – fator de capacidade de carga,  $N_c = \pi + 2$ ;

$S_u$  – resistência não drenada do solo de fundação;

$\gamma_{at}$  – peso específico do material de aterro;

A obtenção da resistência não drenada pode ser feita através de ensaios de laboratório de compressão triaxial, principalmente CU, ou através de ensaios de campo (piezocone, palheta, dilatômetro, pressiômetro).

No caso dos ensaios de laboratório, o amolgamento das amostras pode levar à obtenção de valores da resistência não drenada conservativos, induzindo a uma subestimativa da altura máxima do aterro, além de influenciar significativamente na estimativa dos recalques de acordo com Martins e Lacerda (1994).

Em situações onde se requer uma altura final do aterro maior que a altura admissível, este deve ser executado em etapas, incorporando um aumento progressivo da resistência ao cisalhamento do solo de fundação devido ao adensamento. Neste caso, a análise de estabilidade deve ser estabelecida isoladamente para cada etapa do carregamento.

Em termos de estabilidade global, as análises englobam mecanismos de ruptura combinada (aterro + fundação), avaliados através dos métodos de equilíbrio limite. Estes métodos admitem o solo como material rígido, perfeitamente plástico, entre outras hipóteses simplificadoras como, por exemplo, o mesmo fator de segurança em qualquer ponto da superfície de ruptura. Entre estes citam-se o método de Bishop Modificado, o método do US Corps of Engineers e o método de Jewell (Fahel, 1998; Silva e Palmeira, 1998). Quanto à estabilidade interna, verifica-se a segurança do aterro em termos de um escorregamento lateral passível de ser desenvolvido em função do acréscimo das tensões horizontais.

### **2.3.2 – Análises de Compressibilidade**

#### **2.3.2.1 – Deslocamentos Verticais**

Os deslocamentos verticais compreendem os recalques imediatos ou elásticos, os recalques por adensamento e resultantes da compressão secundária. Os recalques imediatos ocorrem imediatamente após a aplicação das sobrecargas, sob condições não drenadas, sendo usualmente desconsiderados nas análises de compressibilidade deste tipo de estrutura. Os recalques por adensamento, ou recalques primários, são estimados com base na curva tensão-deformação e nos parâmetros de compressibilidade obtidos a partir de ensaios oedométricos convencionais, ou mediante correlações com resultados de outros ensaios geotécnicos.

Estes parâmetros de compressibilidade são muito influenciados pela qualidade da amostragem, ou seja, pelo efeito de amolgamento das amostras, que pode falsear o valor da tensão de pré-adensamento e subestimar ou superestimar os valores dos recalques (Kimura e Saitoh, 1984; Martins e Lacerda, 1994).

A evolução dos recalques por adensamento ao longo do tempo está condicionada ao grau de adensamento médio da camada de argila mole e sua magnitude é influenciada pela tensão de pré-adensamento. Para a condição de solos pré-adensados tem-se:

CASO I -  $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$

$$\rho_p = H_0 \cdot \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot \log \frac{(\sigma'_{vf})}{(\sigma'_{v_0})} \quad (2.3)$$

CASO II -  $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$

$$\rho_p = H_0 \left[ \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot \log \frac{(\sigma'_{vm})}{(\sigma'_{v_0})} + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{(\sigma'_{vf})}{(\sigma'_{vm})} \right] \quad (2.4)$$

Para solos normalmente adensados, tem-se:

$$\rho_p = H_0 \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{(\sigma'_{vf})}{(\sigma'_{v_0})} \quad (2.5)$$

onde:  $\rho_p$  – recalque por adensamento;

$\sigma'_{vm}$  – tensão de pré-adensamento;

$\sigma'_{v_0}$  – tensão efetiva vertical inicial;

$\sigma'_{vf}$  – tensão efetiva vertical final;

$H_0$  – espessura da camada de fundação;

$e_0$  – índice de vazios inicial do solo de fundação;

$C_c$  – coeficiente de compressão;

$C_r$  – coeficiente de recompressão.

A compressão secundária está vinculada a um potencial rearranjo das partículas sólidas e sua ocorrência está associada à variação de volume sob uma tensão constante, ou seja, o solo continua a variar de volume mesmo após a dissipação das poropressões geradas pelo carregamento aplicado. Em muitos casos, a compressão secundária é desconsiderada no cálculo dos recalques, devido à parcela correspondente a este fenômeno ser de grandeza muito inferior ao recalque primário. No entanto, para depósitos compostos por siltes ou argilas orgânicas, este efeito é significativo e pode assumir proporções consideráveis nos deslocamentos das camadas (Holtz e Kovacs, 1981; Schmidt e Pacheco, 1994; Sampaio Junior, et al, 2002).

Mesri (1973), apresenta uma classificação do comportamento dos solos (tabela 2.1) baseada na compressibilidade secundária e no coeficiente de compressão secundária ( $\epsilon_\alpha$ ), o qual é determinado pela equação 2.6 e relaciona a deformação e o tempo fornecidos pela curva  $\epsilon \times \log t$ , típica de ensaios de adensamento.

$$\epsilon_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_0} = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \log t} \quad (2.6)$$

Tabela 2.1 – Classificação de solos baseada na compressibilidade secundária

$\epsilon_\alpha$ (%)	compressibilidade secundária
<0,2	muito baixa
0,4	baixa
0,8	média
1,6	alta
3,2	muito alta
>6,4	extremamente alta

A estimativa do recalque secundário, através de um modelo proposto por Ladd et al (1977), resulta da proposta apresentada por Bjerrum (1972), que considera os recalques primários e secundários ocorrendo concomitantemente durante o tempo de vida da obra ( $t_v$ ), em dias, segundo a equação 2.7.

$$\rho_s = H_0 \cdot C_\alpha \cdot \log(t_v) \quad (2.7)$$

### 2.3.2.2 – Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos dos solos moles podem gerar danos ou até mesmo provocar a ruptura dos elementos estruturais de fundação das pontes. Neste sentido, a estimativa criteriosa da magnitude das tensões e dos deslocamentos horizontais no solo de fundação constitui um importante critério de projeto.

Segundo Marche e Lacroix (1972) e Tchebotarioff (1970), com base em observações realizadas em campo, para que a influência do movimento lateral não seja significativa, a altura do aterro deve atender a seguinte relação:

$$H_{\max} \leq \frac{3 \cdot S_u}{\gamma_{at}} \quad (2.8)$$

Os valores de tensões analisados por Marche e Lacroix (1972), relacionados com os deslocamentos horizontais medidos em casos de diferentes obras, indicam a validade da expressão 2.8 (figura 2.14).

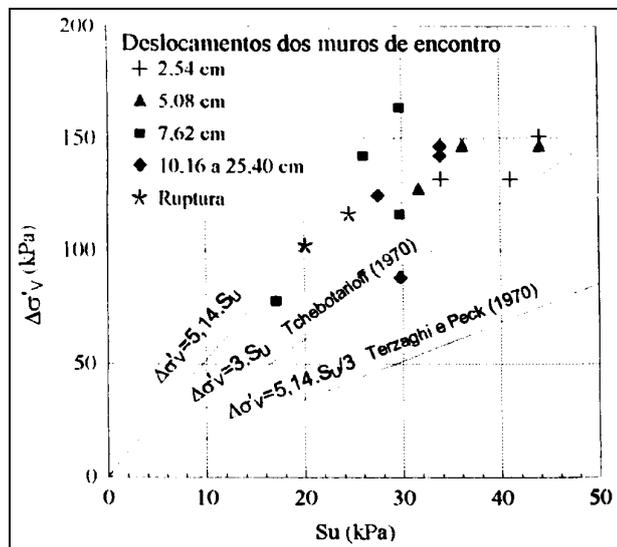


Figura 2.14 – Relação entre a resistência não drenada e os deslocamentos horizontais (Marche e Lacroix, 1972)

Para o caso em que esta condição de altura máxima não se verifica, torna-se necessário a avaliação dos esforços induzidos pelos deslocamentos horizontais sobre as estruturas adjacentes (figura 2.15). Estes esforços podem ser estimados através de métodos empíricos de estimativa de carregamento transversal em estacas (Tchebotarioff, 1973; De Beer-Wallays, 1977; Aoki, 1970), ou, em casos mais complexos, através de ferramentas numéricas, como o método dos elementos finitos, por exemplo.

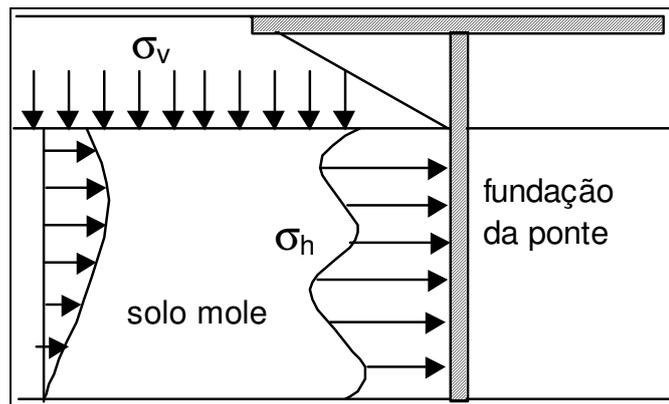


Figura 2.15 – Distribuição dos esforços horizontais num elemento de fundação de ponte

Devido à natureza específica do comportamento dos solos moles, a execução de aterros de encontro de pontes sobre este tipo de fundação exige um acompanhamento sistemático da obra durante e após a execução.

Para monitorar e conhecer o comportamento geotécnico do solo mole e do aterro e, conseqüentemente, manter a segurança, a integridade e a eficiência do conjunto, faz-se uso de instrumentos geotécnicos de natureza diversa. Em aterros sobre solos moles, dispõem-se usualmente de três tipos básicos de instrumentação, destinados às medidas de deslocamentos horizontais, deslocamentos verticais e de geração de poropressões. Estes dispositivos incluem: placas de recalques, verticais de extensômetros magnéticos (aranhas), marcos superficiais, inclinômetros, piezômetros, medidores de nível d'água.

## **Capítulo 3**

### **Metodologias de Projeto de Aterros de Encontro de Pontes Sobre Solos Moles com Utilização de Geossintéticos**

#### **3.1 – Introdução**

Conforme exposto no capítulo anterior, os projetos de aterros sobre solos moles podem incorporar diferentes concepções para a solução dos problemas de compressibilidade e de baixa resistência ao cisalhamento do solo de fundação.

Adicionalmente, enfatizou-se que o uso concomitante de técnicas diferentes, associando-se as vantagens que cada alternativa apresenta, é prática corrente na engenharia geotécnica. A escolha de um dado método de estabilização, aplicado isoladamente ou não, envolve a avaliação de aspectos como disponibilidade de materiais e de recursos financeiros necessários, prazos para a execução da obra e especificidades do projeto.

Este capítulo tem por objetivo descrever as metodologias clássicas de projeto baseadas na utilização conjugada de aterros reforçados e drenos verticais, para a estabilidade de estruturas assentes sobre solos moles, incluindo os procedimentos para a estimativa dos deslocamentos horizontais e dos esforços transferidos aos elementos estruturais da ponte.

#### **3.2 – Concepção de Projeto e Arranjo Estrutural**

Basicamente, um sistema aterro reforçado – fundação com drenos pré-fabricados envolve o emprego conjugado de drenos pré-fabricados para acelerar o processo de adensamento da camada compressível e de geossintéticos como elementos de reforço na base do aterro, a fim de garantir a estabilidade do conjunto (figura 3.1).

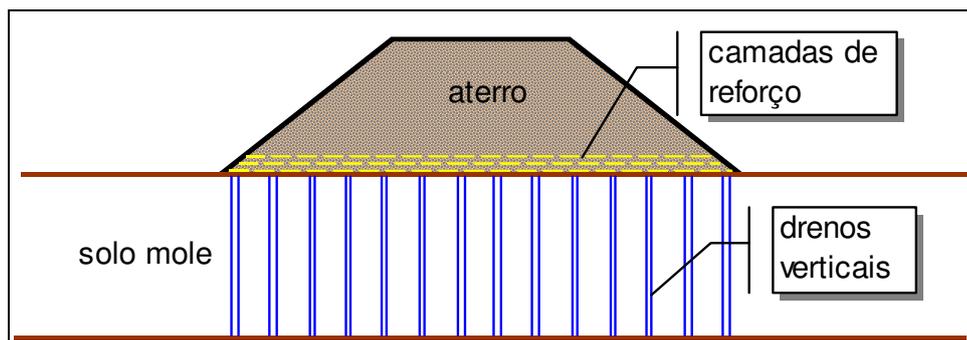


Figura 3.1 – Aterro reforçado sobre solo mole com utilização de drenos verticais na fundação

Assim os princípios de projeto compreendem análises de estabilidade e de compressibilidade do solo mole de fundação ao longo do tempo. No primeiro caso, os estudos incluem a determinação da altura crítica do aterro, a definição dos mecanismos potenciais de ruptura, a determinação do fator de segurança do conjunto formado pelo aterro e fundação e o número e o comprimento das camadas de reforço na base do aterro, estabelecido em função do tipo e da resistência à tração do geossintético a ser utilizado. No segundo caso o arranjo estrutural do sistema é estabelecido a partir da determinação do espaçamento entre os drenos pré-fabricados, sua profundidade de cravação e a área de atuação dos drenos.

### **3.2.1 Análises de Estabilidade de Aterros Reforçados de Encontros de Ponte Sobre Solos Moles**

#### **3.2.1.1 Métodos Convencionais**

Os métodos convencionalmente adotados para as análises de estabilidade de aterros reforçados com geossintéticos sobre solos moles são baseados nos princípios de equilíbrio limite ou em soluções da teoria da plasticidade. Nestes métodos, a contribuição do reforço, propiciando o aumento do coeficiente de segurança do sistema contra a instabilização global, é expressa em termos da força de tração mobilizada nos reforços (Palmeira et al, 1998; Silva e Palmeira, 1998; Fahel et al, 1999).

Nos métodos de equilíbrio limite, os procedimentos correntes consistem na adaptação dos métodos convencionais a taludes reforçados, mediante a incorporação da força de tração no geossintético. A orientação desta força pode ser qualquer, sendo usuais as hipóteses de uma força horizontal ou tangencial à superfície de deslizamento (Silva et al., 1999)

A figura 3.2 ilustra o processo, admitindo-se uma superfície de ruptura circular e o reforço com orientação qualquer (definida pelo ângulo  $\beta$  indicado). O fator de segurança é determinado através da divisão do domínio de ruptura em fatias, considerando-se o equilíbrio estático das forças que atuam em cada fatia genérica  $i$ . (figura 3.3).

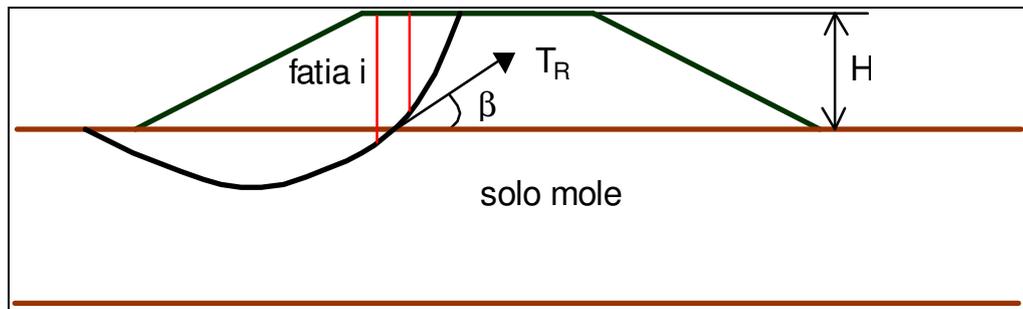


Figura 3.2 – Mecanismo de ruptura circular com a força  $T_R$  no reforço

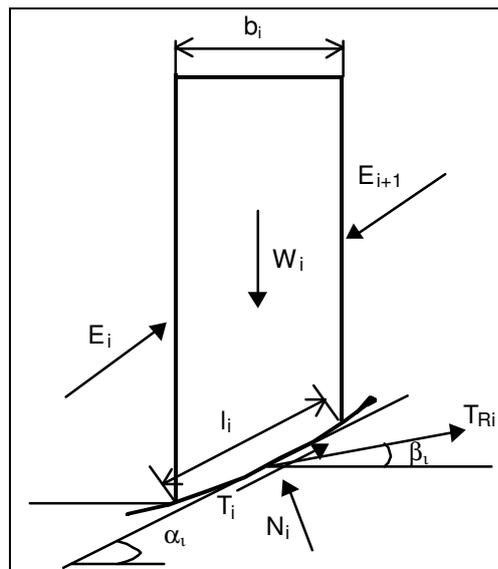


Figura 3.3 – Geometria e sistema de forças atuantes numa dada fatia

sendo:  $b$  – largura da fatia;

$\alpha$  - ângulo de inclinação da base da fatia;

$\beta$  - ângulo de inclinação da força no reforço;

$W$  – peso de solo da fatia;

$E_i$  – forças laterais na fatia;

$N$  – força normal resultante na base da fatia;

$T$  – força tangencial resultante na base da fatia;

$T_R$  – força de tração no reforço;

$l$  – comprimento da base da fatia.

Considerando-se o equilíbrio global dos momentos em relação ao ponto  $O$ , a uma distância  $r$  do centro da base da fatia, vem:

$$\sum Wr \sin \alpha - \sum Tr - \sum T_R r \cos(\alpha - \beta) = 0 \quad (3.1)$$

sendo  $FS = \frac{\tau}{\tau_m} = \frac{c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'}{\tau_m}$  e  $\tau_m = \frac{T}{l}$ , tem-se que:

$$\sum T = \frac{\sum \tau \cdot l}{FS} \text{ ou } FS = \frac{\sum (c'l + \operatorname{tg} \phi' N')}{\sum T} \quad (3.2)$$

Substituindo  $\sum T$  na expressão 3.1, resulta que:

$$FS = \frac{\sum [c'l + \operatorname{tg} \phi' N']}{\sum [W \sin \alpha - T_R \cos(\alpha - \beta)]} \quad (3.3)$$

$$\text{Portanto: } \sum T = \sum [W \sin \alpha - T_R \cos(\alpha - \beta)] \quad (3.4)$$

Admitindo-se por exemplo, a solução do problema pelo método de Bishop Simplificado, o qual considera a resultante das forças laterais nas fatias com direção horizontal e, assim, adotando-se o equilíbrio de forças na direção vertical, resulta que:

$$W = N \cos \alpha + T \sin \alpha + T_R \sin \beta \quad (3.5)$$

$$\text{ou } W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{FS} \text{sen } \alpha + \frac{N' \text{tg } \phi'}{FS} \text{sen } \alpha + T_R \text{sen } \beta \quad (3.6)$$

$$\text{Portanto: } N' = \left( \cos \alpha + \frac{\text{tg } \phi' \cdot \text{sen } \alpha}{FS} \right) = W - ul \cos \alpha - \frac{c'l \text{sen } \alpha}{FS} - T_R \text{sen } \beta \quad (3.7)$$

$$\text{ou } N' = \frac{W - ul \cos \alpha - \frac{c'l}{F} \text{sen } \alpha - T_R \text{sen } \beta}{M_\alpha} \quad (3.8)$$

$$\text{Em que: } M_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\text{tg } \phi' \cdot \text{tg } \alpha}{FS} \right) \quad (3.9)$$

Substituindo-se o valor de N' na equação 3.3, obtém-se para o valor do fator de segurança para aterro reforçado:

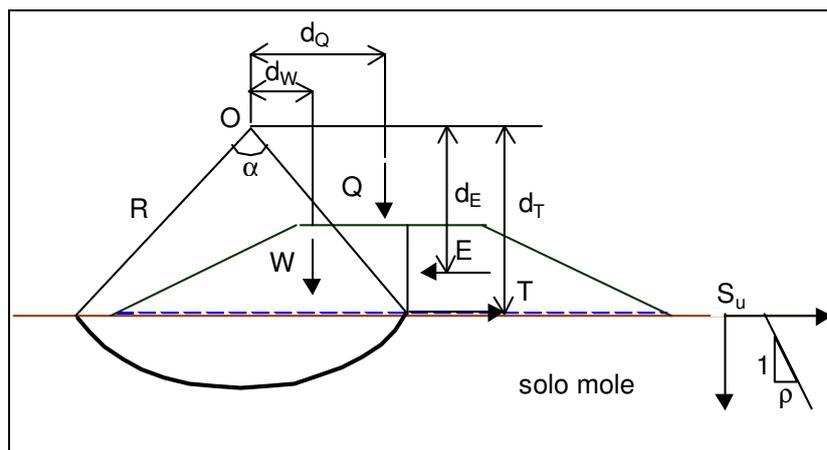
$$FS = \frac{1}{\sum [W \text{sen } \alpha - T \cos(\alpha - \beta)]} \cdot \sum \left[ \frac{c'b + (w - ub - T_R \text{sen } \beta) \text{tg } \phi'}{M_\alpha} \right] \quad (3.10)$$

Métodos mais sofisticados de análise (Janbu, Spencer, etc.) também podem ser utilizados, podendo ocorrer, entretanto, maiores problemas de convergência dos resultados.

Outras formulações analisam a contribuição dos reforços de forma mais simplificada, em termos apenas de um momento resistente adicional aumentando as forças estabilizadoras do sistema aterro – solo mole de fundação, entre os quais os métodos de Jewell (1987) e Low et al (1990), descritos a seguir (Palmeira, 1992; Palmeira, 1999).

### 3.2.1.2 – Método de Jewell (1987)

Este método se aplica para as condições de geometria dadas na figura 3.4 e assume uma superfície de ruptura circular totalmente confinada no solo de fundação. A influência do aterro é considerada mediante a ação do peso do solo (W) e do empuxo lateral (E). A força horizontal T é a força requerida no reforço, com braço de alavanca  $d_T$  e a análise consiste em determinar a superfície de deslizamento crítica.



Legenda:

R - raio do círculo crítico;

$\alpha$  - ângulo central da superfície circular em radianos;

W - peso do aterro no domínio da superfície de ruptura, braço de alavanca  $d_w$ ;

E - empuxo de terra, braço de alavanca  $d_E$ ;

Q - resultante da sobrecarga, braço de alavanca  $d_Q$ ;

T - força de tração requerida no reforço, braço de alavanca  $d_T$ ;

$S_u$  - resistência não drenada do solo de fundação;

$\rho$  - taxa de variação da resistência não drenada com a profundidade.

Figura 3.4 – Geometria e sistemas de forças consideradas no método de Jewell  
(Palmeira, 1992)

No caso do aterro sem reforço:

$$F_0 = \frac{M_r}{M_a} \quad (3.11)$$

Sendo:  $F_0$  – Fator de segurança do aterro sem reforço;

$M_r$  – somatório dos momentos das forças resultantes;

$M_a$  – somatório dos momentos das forças atuantes.

Calculando-se estes momentos em relação ao ponto O, centro da superfície circular de ruptura, vem:

$$M_a = Ed_E + Wd_W + Qd_Q \quad (3.12)$$

$$M_r = f(S_u) \quad (3.13)$$

O autor desenvolveu expressão para  $M_r$  para os casos da resistência não drenada do solo de fundação constante (equação 3.14) e variando linearmente com a profundidade com uma taxa  $\rho$  (equação 3.15), sendo  $S_{u0}$  o valor da resistência não drenada à superfície do terreno de fundação.

$$M_r = S_u \cdot R^2 \cdot \alpha \quad (3.14)$$

$$M_r = R^2 \left[ \alpha \left( S_{u0} - \rho R \cos \frac{\alpha}{2} \right) + 2\rho R \sin \frac{\alpha}{2} \right] \quad (3.15)$$

No caso do aterro com reforço:

$$\frac{M_r}{F_r} + T d_T = M_a \quad (3.16)$$

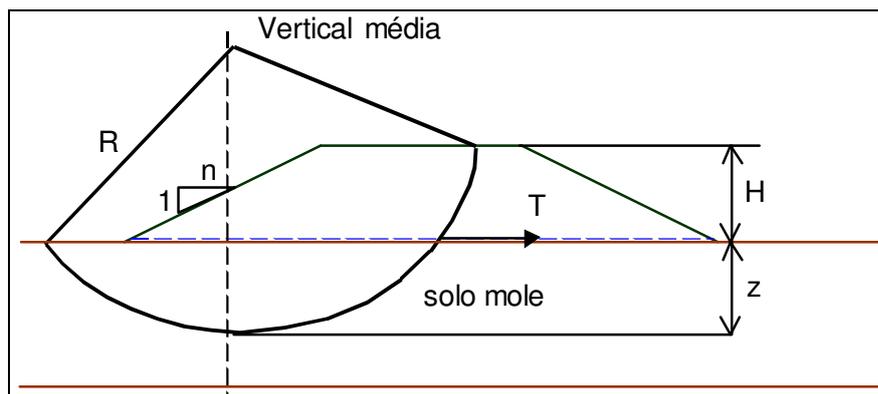
Onde  $F_r$  é o fator de segurança para o aterro reforçado e  $T$  a força de tração requerida no reforço (braço de alavanca  $d_T$ ), portanto:

$$\frac{T \cdot d_T}{M_a} = 1 - \frac{F_0}{F_r} \quad \text{ou} \quad T = \left( 1 - \frac{F_0}{F_r} \right) \cdot \frac{M_a}{d_T} \quad (3.17)$$

### 3.2.1.3 – Método de Low et al (1990).

A análise é proposta para o caso de superfícies circulares de ruptura e tangentes a uma dada horizontal, localizada em uma profundidade genérica  $z$  (figura 3.5). Este método é aplicado principalmente para geometrias mais simples, onde não ocorre a presença de bermas de equilíbrio e onde o aterro pode ser considerado com “comprimento infinito” com plataforma horizontal e sem sobrecarga (Palmeira, 1992).

Os cálculos devem ser repetidos para diferentes profundidades, até a determinação do valor máximo da força  $T$ , que compreende a superfície crítica e para a qual o fator de segurança é mínimo.



Legenda:

R - raio do círculo crítico;

H - altura do aterro;

z - profundidade da superfície de ruptura no solo de fundação;

n - inclinação do talude do aterro;

T - força de tração requerida no reforço;

$S_u$  - resistência não drenada do solo de fundação;

$\rho$  - taxa de variação da resistência não drenada com a profundidade.

Figura 3.5 – Superfície de ruptura, método de Low et al (Palmeira, 1992)

O valor da força de tração do reforço é determinado em função do fator de segurança do aterro não reforçado  $F_0$ , do peso específico do material do aterro  $\gamma$ , da altura do aterro H e do chamado número de estabilidade para o aterro reforçado  $I_R$  (figura 3.6). Assim:

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r}\right) \cdot \frac{\gamma H^2}{I_R} \quad (3.18)$$

O fator de segurança mínimo ( $F_0$ ) é determinado a partir dos valores dos parâmetros  $N_1$ ,  $N_2$  e  $\lambda$  que são obtidos de gráficos apresentados pelos autores (figura 3.7), sendo expresso por:

$$F_0 = N_1 \frac{S_{ueq}}{\gamma H} + N_2 \left( \frac{c'}{\gamma H} + \lambda \tan \phi' \right) \quad (3.19)$$

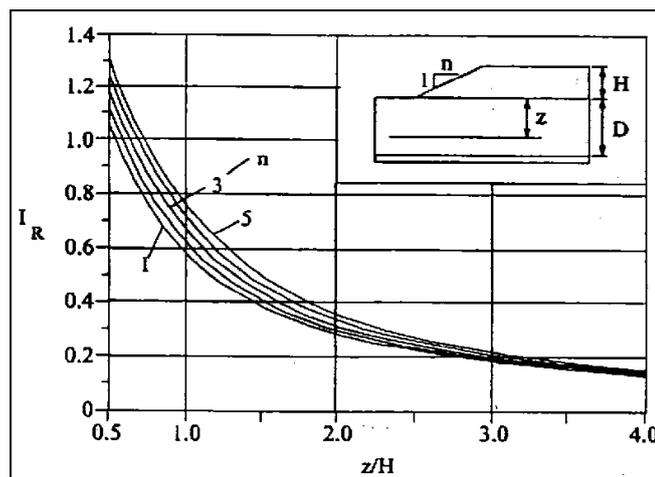


Figura 3.6 – Número de estabilidade para aterro reforçado

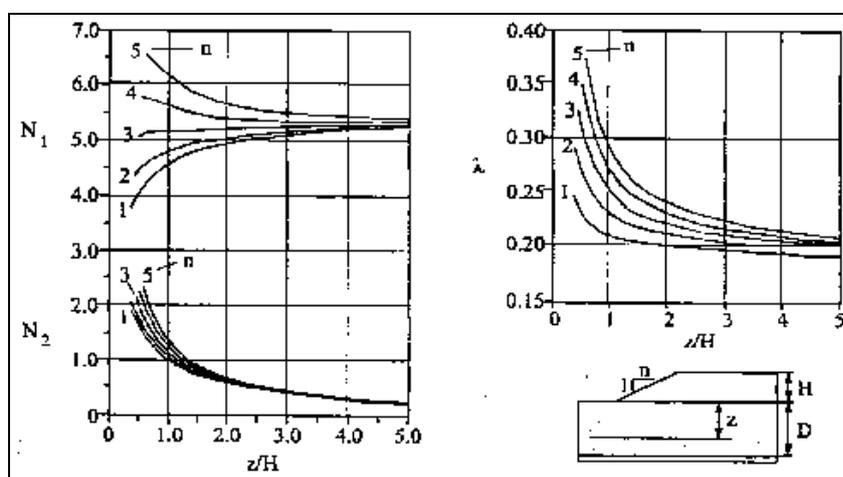


Figura 3.7 – Números de estabilidade para aterro não reforçado (Palmeira, 1992)

O método admite um perfil de resistência não drenada do solo de fundação do tipo indicado na figura 3.8, adotando-se um valor de resistência não drenada equivalente  $S_{ueq}$ , dado por:

$$S_{ueq} = 0,35S'_{u0} + 0,65S_{uz} + 0,35\left(\frac{z_c}{z}\right)^{1,1} \Delta S'_{u0} \quad (3.20)$$

Onde  $S'_{u0}$  é a interseção, na superfície do solo de fundação, do prolongamento do trecho linear da variação de  $S_u$  com a profundidade e  $S_{uz}$  é a resistência não drenada do solo de fundação na profundidade  $z$  de tangência ao círculo.

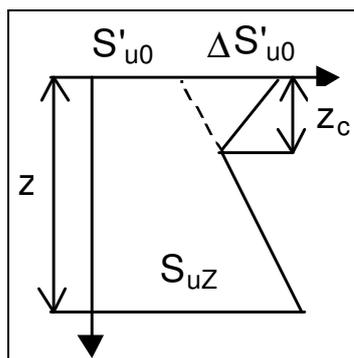


Figura 3.8 – Perfil da variação da resistência não drenada do solo de fundação (Palmeira, 1992)

### 3.2.1.4 – Solução Analítica.

Jewell (1996) apresenta ainda uma solução analítica para a análise de estabilidade de aterros sobre solos moles baseada na teoria da plasticidade, de acordo com a geometria do problema definida na figura 3.9 (Palmeira et al, 1998).

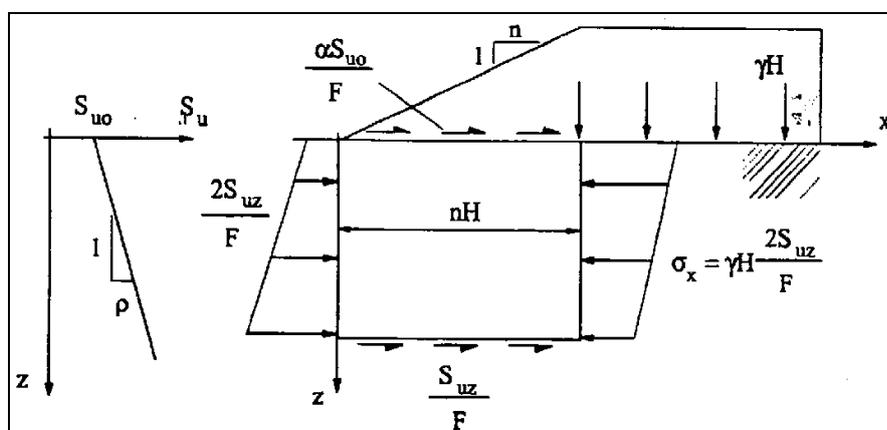


Figura 3.9 – Solução Analítica, Jewell (1996)

- onde:  $S_{u0}$  – resistência não drenada inicial na base do aterro;  
 $\rho$  – taxa de variação da resistência não drenada do solo mole;  
 $n$  – inclinação do talude do aterro;  
 $H$  – altura do aterro;  
 $\gamma$  – peso específico do material de aterro;  
 $D$  – espessura da camada do solo de fundação;

As soluções são desenvolvidas para resistência não drenada do solo de fundação constante e variando linearmente com a profundidade, sendo aplicáveis desde que seja verificada a seguinte relação:

$$\frac{F_r \gamma H}{S_u} \geq 6 \quad (3.21)$$

Onde  $F_r$  corresponde ao fator de segurança do aterro reforçado.

Esta sistematização da solução apresenta um valor  $\alpha$  que relaciona a tensão de cisalhamento mobilizada pelo aterro e a resistência não drenada da fundação. Palmeira et al. (1998), indicam  $\alpha = 1$  para aterros reforçados, logo, as equações a seguir determinam  $F_r$  e  $T$  (força requerida no reforço) para esta situação, em dois casos distintos.

CASO I: Resistência não drenada constante com a profundidade

$$F_r = \frac{S_u}{\gamma H} \left[ 4 + 2 \frac{nH}{D} \right] \quad (3.22)$$

$$T = \gamma H^2 \left( \frac{nD}{4D + 2nH} + \frac{k_a}{2} \right) \quad (3.23)$$

CASO II: Resistência não drenada variável com a profundidade

$$F_r = \frac{S_{u0}}{\gamma H} \left[ 4 + \frac{\rho n H}{S_{u0}} + 2 \sqrt{\frac{4 \rho n H}{S_{u0}}} \right] \quad (3.24)$$

$$T = \gamma H^2 \left( \frac{n S_{u0}}{F_r \gamma H} + \frac{k_a}{2} \right) \quad (3.25)$$

### 3.2.3 – Análises Complementares de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles

Além do fator de segurança global da obra, determinado pelas análises de estabilidade, há a necessidade de ser verificados o fator de segurança quanto à expulsão do solo mole de fundação e o comprimento de ancoragem do reforço.

#### 3.2.3.1 – Expulsão do Solo Mole

Uma análise adicional engloba a possibilidade de expulsão do solo mole de fundação pelo próprio peso do aterro (figura 3.10). A análise é feita considerando o equilíbrio de massa de solo ABCD, submetida aos esforços horizontais representados pelos empuxos  $E_a$  e  $E_p$  e esforços resistentes  $R_T$  e  $R_B$  mobilizados ao longo do topo e da base da zona do solo compressível (Palmeira, 1992; Palmeira 2001).

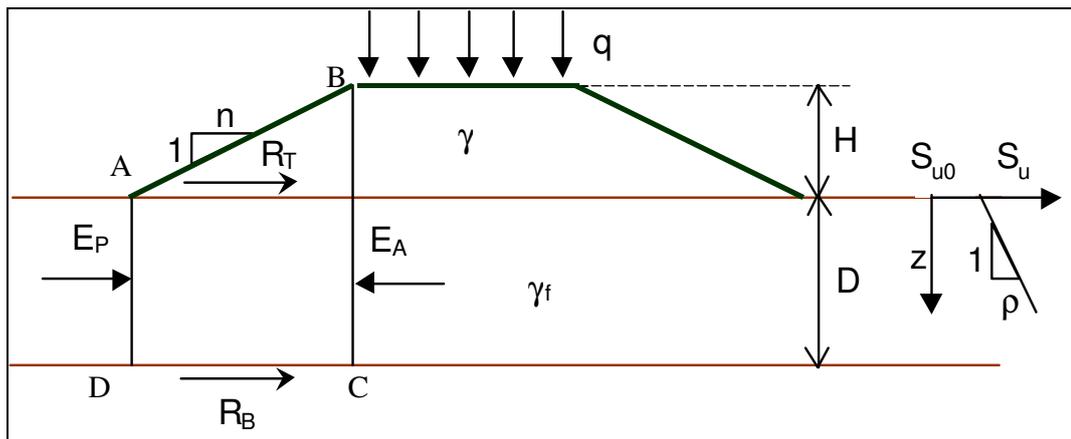


Figura 3.10 – Expulsão do Solo Mole (Palmeira, 2001)

Para uma condição da resistência não drenada do solo de fundação variando linearmente com a profundidade (taxa de variação  $\rho$ ) o fator de segurança  $F_e$  contra a expulsão do solo mole pode ser quantificado pela seguinte expressão:

$$F_e = \frac{(0,5\gamma_f D + 2\bar{S}_u)D + (\lambda S_{u0} + S_{ub})nH}{(\gamma H + q + 0,5\gamma_f D - 2\bar{S}_u)D} \quad (3.34)$$

Onde:  $D$  – espessura da camada de solo mole;

$H$  – altura do aterro;

$\overline{S}_u$  – resistência não drenada média do solo de fundação;

$S_{u0}$  – resistência não drenada do solo de fundação na superfície da camada compressível;

$S_{ub}$  – resistência não drenada do solo de fundação na base da camada;

$q$  – sobrecarga;

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

$\gamma_f$  – peso específico do solo de fundação;

$n$  – fator de inclinação do talude do aterro;

$\lambda$  - relação entre a tensão cisalhante mobilizada na interface solo-reforço e a resistência não drenada do solo mole ( $0 < \lambda \leq 1$ ).

### 3.2.3.2 – Verificação do comprimento de Ancoragem

Após as análises de estabilidade e a determinação do esforço de tração requerido no reforço, torna-se necessária a verificação de sua ancoragem. Este procedimento é feito para uma condição de reforço instalado na interface aterro-fundação e admitindo-se uma condição drenada de deslizamento na interface superior e uma condição não drenada de deslizamento na interface inferior (figura 3.11) (Palmeira, 2001).

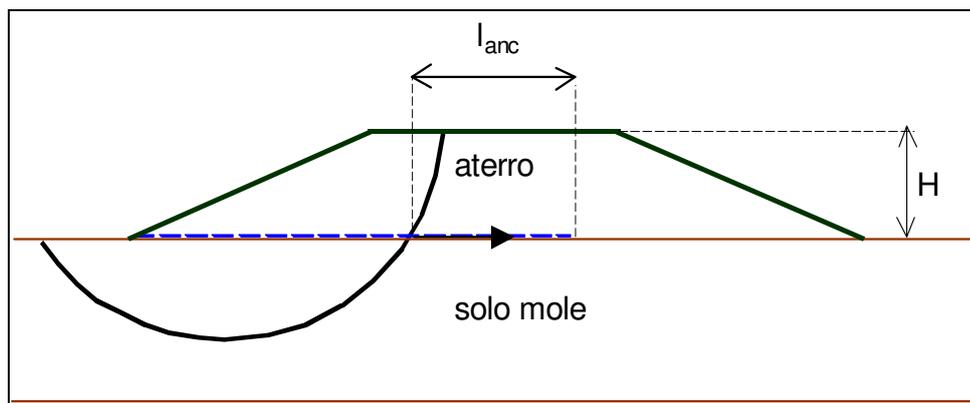


Figura 3.11 – Comprimento de ancoragem do reforço no aterro sobre solo mole (Palmeira, 2001)

Nestas hipóteses o fator de segurança do aterro contra a ruptura por ancoragem do reforço ( $F_{anc}$ ) é dado por:

$$F_{anc} = \frac{l_{anc} (\alpha_{fr} S_{u0} + a_{sr}) + W_{at} tg \delta_{sr}}{T} \quad (3.35)$$

Onde:  $l_{anc}$  – comprimento de ancoragem do reforço em relação ao ponto de interseção entre a superfície de deslizamento e o reforço;

$\alpha_{fr}$  – fator de redução da resistência não drenada na superfície do solo mole de fundação ( $0 < \alpha_{fr} \leq 1$ );

$S_{u0}$  – resistência não drenada na superfície do solo mole de fundação;

$a_{sr}$  – adesão entre o material de aterro acima do trecho de ancoragem considerado;

$\delta_{sr}$  – ângulo de atrito entre o solo do aterro e reforço;

$W_{at}$  – peso do material de aterro acima do trecho de ancoragem considerado.

$T$  – esforço de tração requerido no reforço.

### 3.2.2 – Análises de Compressibilidade de Solos Moles com Drenos Verticais

As análises de compressibilidade de aterros de encontro de pontes sobre solos moles com a utilização de drenos verticais envolve o estudo da magnitude dos deslocamentos verticais e seu tempo de adensamento, bem como a magnitude dos deslocamentos horizontais e sua influência sobre as estruturas próximas.

#### 3.2.2.1 – Deslocamentos Verticais

O estudo dos deslocamentos verticais em solos estabilizados com drenos verticais, tem como premissa a determinação dos recalques na camada de solo mole de fundação e o tempo de adensamento da camada, considerando-se o efeito conjugado da drenagem vertical e da drenagem radial (figura 3.12)

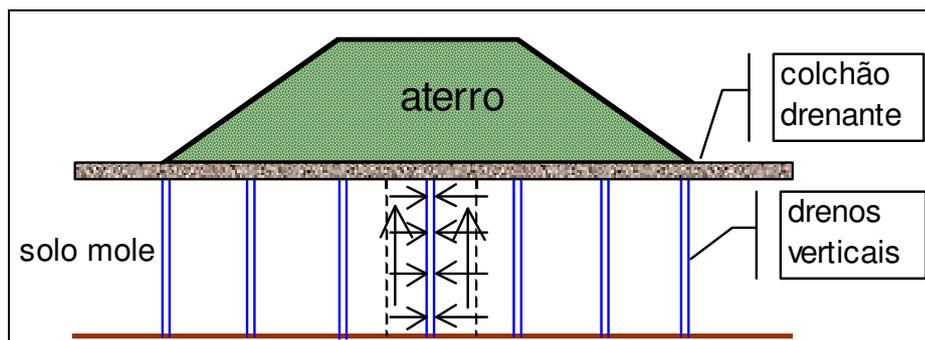


Figura 3.12 – Processo conjugado de drenagem vertical e drenagem radial

No caso de fluxo vertical apenas (teoria de Terzaghi), a equação governadora do processo consiste em:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z_2^2} \quad (3.36)$$

No caso de fluxo radial apenas (teoria de Barron), a equação governadora do processo consiste em:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r_2^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (3.37)$$

Para fluxo acoplado (drenagem vertical e radial), tem-se então que:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C_h \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r_2^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (3.38)$$

Sendo  $C_v$  o coeficiente de adensamento vertical e  $C_h$  o coeficiente de adensamento horizontal. A relação entre os respectivos graus de adensamento médio do solo  $U$  (drenagem vertical e radial),  $U_v$  (drenagem vertical) e  $U_r$  (drenagem radial) é expressa por:

$$U = (1 - U_v)(1 - U_r) \quad (3.39)$$

sendo  $U_v = f(T_v)$  e  $U_r = f(n, T_r)$ , onde  $n$  corresponde à relação entre o raio de influência e o raio do dreno vertical ( $n = R/r_w$ ) e  $T_v$  e  $T_r$  são respectivamente os fatores tempo para drenagem vertical e radial, tais que:

$$T_v = \frac{C_v t}{d^2} \quad (3.40)$$

$$T_r = \frac{C_h t}{4R^2} \quad (3.41)$$

O domínio de influência de um dado dreno vertical é função do arranjo adotado para o sistema de drenos, que pode ser em malha quadrada (figura 3.13) ou triangular (figura 3.14).

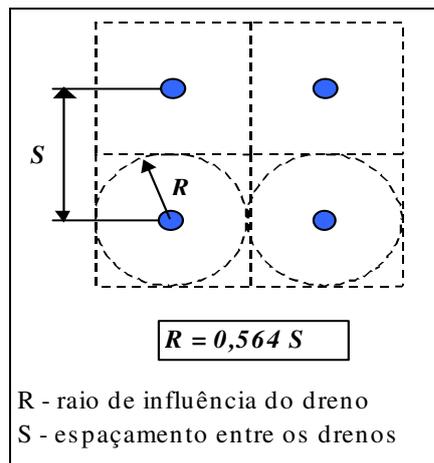


Figura 3.13 – Espaçamento entre os drenos, malha quadrangular

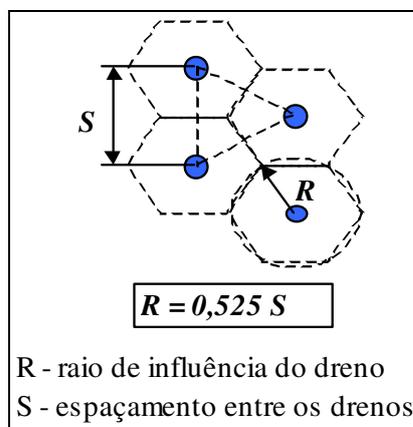


Figura 3.14 – Espaçamento entre os drenos, malha triangular

Na teoria de Barron (1948), admite-se que a deformação da camada compressível induz recalques uniformes ou desiguais e que, para a condição de recalques uniformes, a solução é expressa por:

$$Ur = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r}{\alpha_n}\right) \quad (3.42)$$

onde  $\alpha_n = \ln \frac{D}{d} - 0,75$ , sendo D o diâmetro de influência e d o diâmetro do dreno.

A execução dos drenos verticais de areia pode ser realizada por três técnicas distintas, quais sejam: cravação de tubos de ponta aberta, cravação de tubos de ponta fechada e jateamento de água em alta pressão. Os dois primeiros métodos utilizam revestimento metálico nas paredes do furo, os quais são retirados após o preenchimento com areia. No terceiro método, o empuxo provocado pela água mantém as paredes do furo abertas e, teoricamente, constitui-se a técnica mais eficiente, uma vez que, o amolgamento provocado é sensivelmente menor (DNER/IPR, 1990).

Para a execução do sistema de drenagem com o uso de drenos pré-fabricados, o processo torna-se bem mais simples e também menos agressivo ao solo de fundação, devido ao equipamento utilizado para a cravação das tiras. Este equipamento consiste em uma haste metálica (mandril), onde o dreno é inserido e fixo na extremidade por uma pequena peça, também metálica, em forma de “v”, a qual funciona como um mecanismo de ancoragem do dreno no interior do subsolo e impede a entrada de material no mandril durante o processo de cravação (Almeida, 1992).

Como o processo de cravação dos drenos verticais de areia e sintéticos não evita o amolgamento do solo lateral, a abordagem deste efeito considera uma zona de solo amolgado (diâmetro  $d_s$  e coeficiente de permeabilidade  $k_s$ ) na região circunvizinha ao dreno (diâmetro  $d_w$  e coeficiente de permeabilidade  $k_w$ ), de acordo com o sistema indicado na figura 3.15, sendo D o diâmetro de influência e  $k_h$  o coeficiente de permeabilidade do solo intacto (Hansbo, 1996).

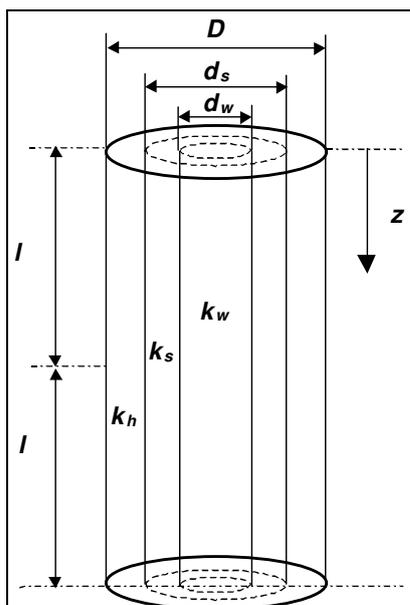


Figura 3.15 – Esquemática da implantação dos drenos verticais no solo

Hansbo (1979) e Hansbo et al. (1981) introduziram a influência do amolgamento no dimensionamento do sistema de drenos, mediante a incorporação de um fator adicional  $\alpha_s$  ao valor de  $\alpha_n$  da equação 3.42, tal que:

$$\alpha = \alpha_n + \alpha_s = \ln \frac{D}{d_s} - 0,75 + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln \left( \frac{d_s}{d_w} \right) \quad (3.43)$$

No caso de drenos verticais pré-fabricados, adota-se o conceito de diâmetro equivalente para as tiras plásticas proposto por Hansbo (1979), onde  $b$  é largura do dreno e  $t$  é espessura:

$$d_{eq} = \frac{2(b+t)}{\pi} \quad (3.44)$$

Outro condicionante a ser verificado para a utilização dos drenos pré-fabricados corresponde à capacidade de descarga ( $q_w$ ), relacionada às tensões laterais atuantes no dreno, ao dobramento, à infiltração de partículas menores e à durabilidade (Almeida, 1992). Hansbo et al (1981), considerou a influência desta propriedade na função  $\alpha$  através do comprimento de drenagem ( $l$ ) e da distância da fronteira drenante ( $z$ ):

$$\alpha = \ln \frac{D}{d_s} - 0,75 + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln \left( \frac{d_s}{d_w} \right) + \pi \cdot z(2l - z) \cdot \frac{k_h}{q_w} \quad (3.45)$$

A influência da capacidade de descarga no dimensionamento do sistema de drenagem pode ser determinada em função da resistência hidráulica (equação 3.46) a qual é relevante apenas para valores maiores ou iguais a 0,1, sendo, neste caso, desprezada a parcela adicional descrita acima (Orleach, 1983).

$$W_r = 2\pi \left( \frac{k_h}{q_w} \right) \cdot l^2 \quad (3.46)$$

### 3.2.2.2 – Deslocamentos Horizontais

Neste caso de aterros reforçados de encontro de pontes assentes sobre um depósito de solo mole estabilizado com drenos verticais, a geometria complexa do arranjo inviabiliza a adoção de metodologias simplificadas para a avaliação criteriosa dos deslocamentos horizontais induzidos. Com efeito, os solos moles raramente são homogêneos e, assim, o problema de plastificação tende a iniciar em uma determinada região da camada e se propagar de forma aleatória para as demais zonas de ruptura. Nestas condições, soluções empíricas podem apresentar resultados francamente equivocados e devem ser desconsideradas.

As análises são comumente baseadas em simulações numéricas através do método de elementos finitos (Ratton 1985; Goh et al., 1997; Macêdo, 2002), ou através da teoria da elasticidade (Poulos e Davis, 1980; Chen e Poulos. 1997). As análises também podem ser feitas com base em resultados de instrumentação geotécnica, particularmente de inclinômetros, utilizando-se o conceito de distorção angular, através dos deslocamentos horizontais ( $\delta$ ) induzidos às profundidades ( $z$ ) do solo compressível (Cavalcante, 2001):

$$d = \arctg \left( \frac{\delta_{h1} - \delta_{h2}}{z_1 - z_2} \right) \quad (\text{radianos ou } \%) \quad (3.47)$$

Mediante a instalação de inclinômetros próximos à zona de plastificação da camada compressível (potencialmente próximas à saia do aterro reforçado), o processo poderia ser avaliado ao longo do tempo através da taxa de variação da distorção angular com o tempo  $V_d$  (Almeida, 2001) tal que:

$$V_d = \frac{\Delta d}{\Delta t} \quad (\%/dia) \quad (3.48)$$

A análise conjunta dos valores de  $d$  e  $V_d$  permitem quantificar a estabilidade ou não do arranjo. Almeida et al. (2001) rescindem os seguintes procedimentos de análise:

- $V_d \geq 1,5 \%/dia$ : plastificação e possibilidade de ruptura, neste caso adotam-se a paralisação do carregamento e o monitoramento contínuo do aterro;
- $0,5 \leq V_d \leq 1,5 \%/dia$ : potencial zona de plastificação no solo mole, recomendando-se maior freqüência das leituras ou instalação de outros inclinômetros;
- $V_d < 0,5 \%/dia$ : carregamento em condições controladas e monitoramento padrão.

A análise de estabilidade de aterros sobre solos moles por meio da quantificação dos deslocamentos horizontais compreende outras variantes e tem sido razoavelmente proposta na literatura técnica.

Por exemplo, Bourgues e Miessens (1979), relacionaram o fator de segurança do talude do aterro (equação 2.2) com a relação  $\delta_{max}/D$ , onde  $\delta_{max}$  é o deslocamento horizontal máximo obtido pelos inclinômetros, correspondente à condição de final de construção e  $D$  é a espessura da camada compressível.

Os autores apresentam resultados sistematizados para 32 aterros diferentes, em função da posição específica dos inclinômetros, da relação  $X/L$  e do fator de segurança

$$f = \frac{(\pi + 2) \cdot \bar{S}_u}{\gamma_{at} \cdot H_{at}} \quad (\text{figura 3.16}).$$

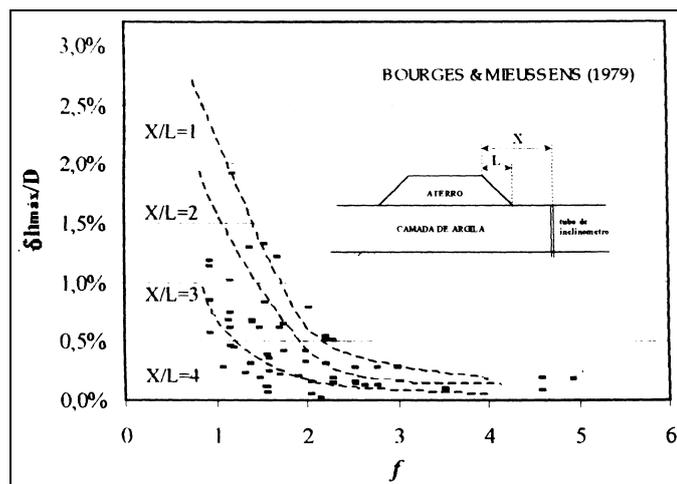


Figura 3.16 – Âbaco de  $\delta_{max}/D$  em função de  $f$  (Bourgues e Miessens, 1979)

Uma outra alternativa consiste em uma correlação com os volumes vertical ( $V_v$ ) e horizontal ( $V_h$ ) do solo deslocado durante a construção (figura 3.17) (Leroueil et al, 1990). Sandroni e Lacerda (2001), por exemplo, estabeleceram limites para esta relação em termos de condição estável, de condição alerta e de condição instável do aterro, conforme tabela 3.1.

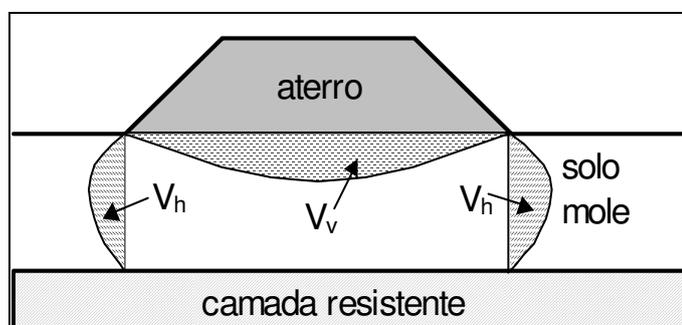


Figura 3.17 – Variação de volume vertical e volume horizontal durante a construção (Modificado de Johnsthor, 1973)

Tabela 3.1 – Classificação da Estabilidade (Sandroni e Lacerda, 2001)

Classificação da Estabilidade		
Estável	Média (alerta)	Instável
$V_v/V_h > 6$	$3 < V_v/V_h < 6$	$V_v/V_h < 3$
$V_v/V_h = 9$ Comportamento drenado		
$V_v/V_h = 1$ Comportamento elástico (não drenado)		

Métodos numéricos constituem as alternativas de referência para a avaliação de problemas mais complexos. Estas análises têm demonstrado a influência decisiva da espessura do depósito de solo mole sobre a magnitude dos deslocamentos horizontais (Harissi e Hatzigogos, 1994; Macêdo, 2002).

A figura 3.18 mostra a influência resultante da restrição ao movimento do topo de estacas e da adoção de drenos verticais no solo mole, na distribuição dos deslocamentos horizontais ao longo da estaca de fundação da ponte. Estes resultados foram obtidos utilizando-se o programa Plaxis, para um modelo hipotético de estrutura (Macêdo, 2002).

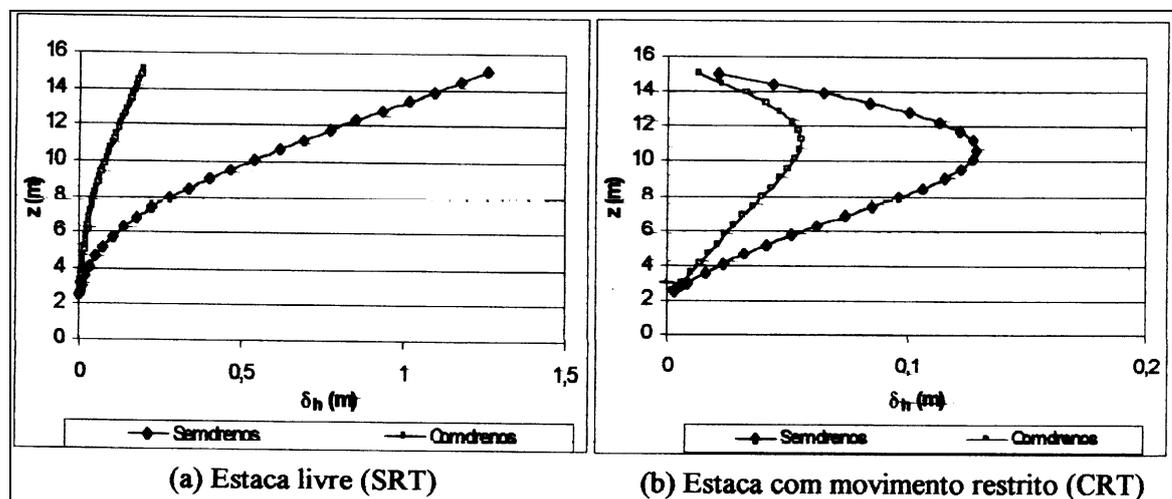


Figura 3.18 – Diagramas de deslocamentos horizontais nas estacas para análises feitas em geossintético, para  $d=1$  m ( $D=12$  m, SS e  $t=180$  dias) (Macêdo, 2002)

## Capítulo 4

### Aterros de Encontro da Ponte Sobre o Rio dos Peixes – Obra da BR 381

#### 4.1 – Localização da Obra

A duplicação da BR-381 – Rodovia Fernão Dias, que interliga as cidades de São Paulo e Belo Horizonte, constitui atualmente uma das maiores obras rodoviárias em execução do país. A segunda etapa das obras, entre as cidades de Nepomuceno (MG) e a divisa MG/SP, foi iniciada em 1998 e subdividida nos lotes 19, 20 e 21.

Entre os diversos problemas geotécnicos ocorridos durante a construção desta etapa, uma questão de particular interesse envolveu a construção de aterros de encontros de pontes sobre solos moles, particularmente na região do chamado Lote 20 (km 787,5 ao km 845,6), trecho de 58,1km, no qual encontram-se localizados os municípios de Pouso Alegre e Cambuí, no sul do estado de Minas Gerais (figura 4.1).



Figura 4.1 – Localização dos trechos correspondentes à segunda etapa das obras

Uma das obras de maior relevância neste trecho ocorreu no km 832,8, entre as estacas 782 + 12,05 e 784 + 4,05, correspondente à transposição do Rio dos Peixes. A ocorrência de solos moles na fundação dos aterros de encontro originou os projetos de estabilização e reforço, compreendendo a utilização de drenos verticais sintéticos (drenos fibroquímicos), bermas de equilíbrio, aterro compactado por etapas e reforçado com duas camadas de geogrelhas e o reforço das fundações da ponte com estacas-raiz.

A obra, de responsabilidade do DER/MG, foi executada pela Serveng – Civilsan Engenharia, sob fiscalização do consórcio CAB-Engesolo, no período de março/agosto de 2002.

#### **4.2 – Geologia e Estratigrafia Locais**

Na área do Lote 20, predominam rochas gnáissicas e graníticas, com intercalações de anfibolitos (Complexo Varginha), com elevado grau de metamorfismo e elevada concentração de elementos máficos. Do ponto de vista estrutural, são comuns as descontinuidades geradas por alívios de tensões regionais e por efeitos de erosão.

Os produtos do intemperismo resultaram em solos tipicamente de textura silto-argilosa ou areno-siltosa e com espessuras variáveis entre 8,0m e 20,0m. Estes solos são classificados conforme o sistema HRB em A-7-4, A-7-5 e A-7-6. Pedologicamente são representados por horizontes A e B e um nível de transição C, sobreposto aos saprolitos de gnaiss, ambos facilmente erodíveis. Os condicionantes geológicos locais mostram que estes solos constituem alternativas bastante interessantes para a obtenção de materiais e zonas de empréstimo para a execução de aterros e camadas do revestimento.

A região é caracterizada ainda pelas bacias hidrográficas dos rios Sapucaí e Sapucaí-Mirim, incorporando também inúmeros tributários e pequenos canais. Estes rios avançam em meandros por amplas bacias aluvionares colmatadas por sedimentos finos recentes (quaternários). Em vários locais, estes depósitos englobam camadas de solos moles, com elevada concentração de matéria orgânica e com espessuras variáveis entre 2,0m e 10,0m, potencialmente críticos em termos de fundação (DER/MG, 1999a).

### 4.3 – Histórico da Obra

Contrariando as especificações técnicas convencionalmente adotadas, a ponte sobre o Rio dos Peixes foi construída antes da execução dos aterros de encontro, aliás, procedimento bastante comum em obras rodoviárias no Brasil. Com a posterior execução dos aterros de encontro, foram constatadas elevadas deformações nos aparelhos de apoio da ponte e movimentos de rotação dos pilares de sustentação da estrutura (DER/MG, 1998a).

As observações de campo demonstraram que os deslocamentos horizontais dos aparelhos de apoio de neoprene foram bem maiores que os previstos e que não se apresentavam, como usualmente, no sentido geométrico do tabuleiro, como resultado direto dos efeitos de retração do concreto. Pelo contrário, as faces superiores dos aparelhos indicavam deslocamentos no sentido dos aterros de encontro, caracterizando, assim, uma movimentação convergente dos pilares da ponte (figura 4.2).

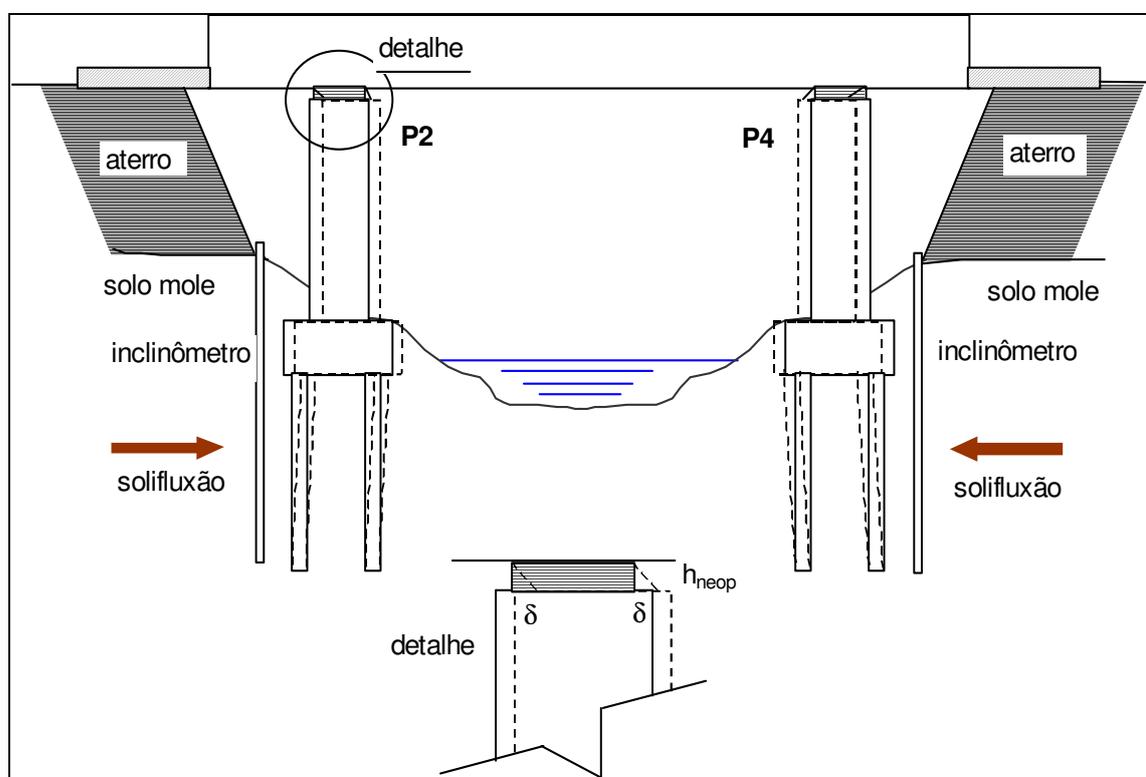


Figura 4.2 – Esquema de movimentação dos pilares da Ponte sobre o Rio dos Peixes

Estes deslocamentos foram monitorados durante as fases de construção do aterro, execução da laje de transição e complementação final do aterro após a concretagem da laje de transição (realizada em 28/07/98), indicando valores bastante elevados, superiores a 50mm, chegando a 61mm no pilar P4, lado SP (figura 4.3 e tabela 4.1). Foram constatados ainda deslocamentos transversais maiores que 20mm no lado BH e recalques totais de até 30cm junto aos encontros da ponte (DER/MG, 1998b).

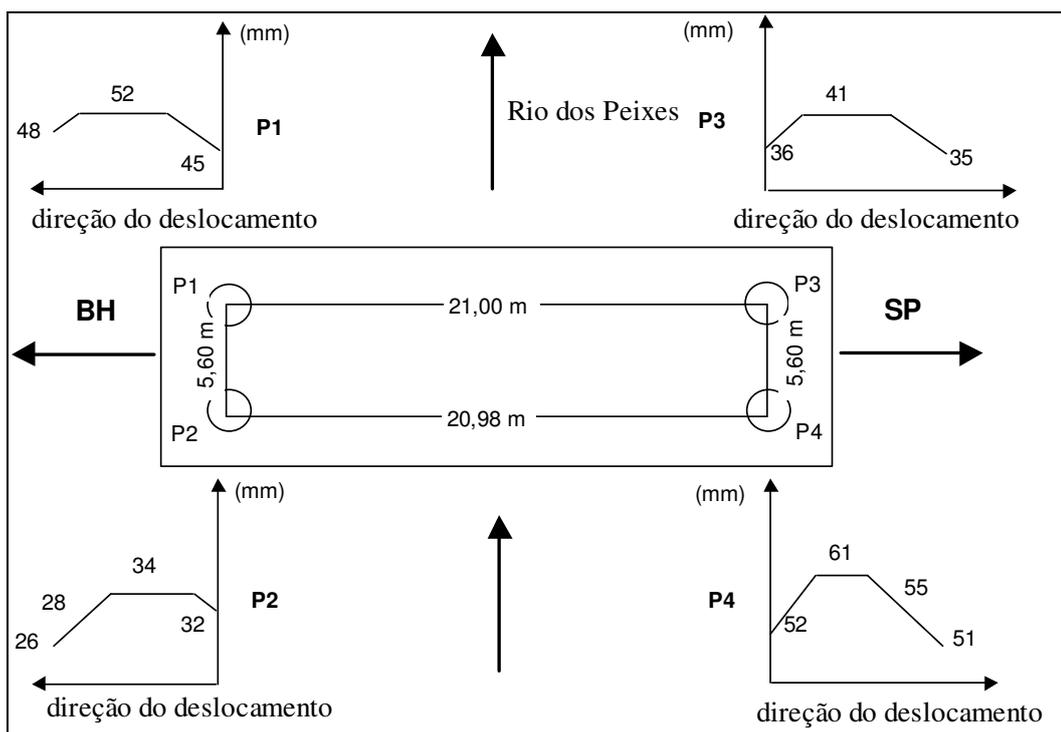


Figura 4.3 – Localização e distribuição dos deslocamentos horizontais dos aparelhos

Tabela 4.1 – Deslocamentos e deformações angulares dos aparelhos de neoprene

Dimensões do Neoprene: 400x600 altura: 50mm				
data da leitura	leituras no apoio/ Ponte sobre o Rio dos Peixes			
	desloc. horizontal (mm)		deform. angular (°)	
	Lado BH	Lado SP	Lado BH	Lado SP
	P1/P2	P3/P4	P1/P2	P3/P4
29/07/98	45/32	36/52	42/33	36/46
05/08/98	52/34	41/61	46/34	39/51
11/08/98	52/34	41/61	46/34	39/51
13/08/98	52/28	41/55	46/29	39/48
14/08/98	48/26	35/51	44/27	35/45
17/08/98	48/26	35/51	44/27	35/45
29/09/99	5/12	11/13	6/14	12/15

A rigor, as observações de campo não evidenciaram um processo de ruptura formal dos encontros. Sob a carga crescente dos aterros, o solo compressível foi empurrado na direção longitudinal da rodovia e em direção às fundações da ponte, em condições possíveis de restrição da drenagem da água intersticial. Este fenômeno de solifluxão do material mole não ocorreu na direção transversal aos aterros, devido à existência da estrada antiga de um lado e pelos efeitos de confinamento lateral das saias destes aterros com taludes suavizados do outro lado.

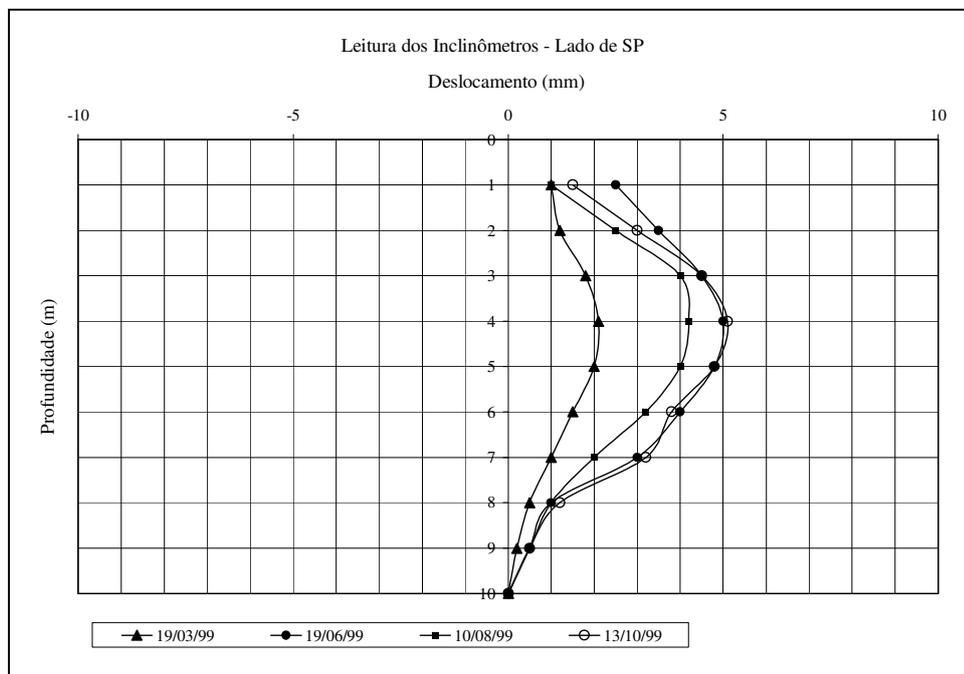
As fundações da ponte foram projetadas originalmente como grupos de 4 estacas Franki de 450 mm de diâmetro e armadas com 6 barras  $\phi$  16 mm, solidarizadas no topo por blocos de concreto de 2,0m x 2,0m. Como resultado do fenômeno de solifluxão, foram gerados, além dos elevados recalques observados nos aterros, esforços horizontais nas estacas de fundação, sobrecarregando a estrutura e comprometendo potencialmente as suas condições de estabilidade (DER/MG, 1998a).

Assim, análises numéricas foram implementadas para se avaliar as condições de estabilidade do estaqueamento em função dos valores dos deslocamentos horizontais medidos e submetido às solicitações de peso próprio, carga móvel, frenagem, empuxos, variações de temperatura e ação do vento lateral, sobrepostas aos esforços induzidos pelo processo de solifluxão. Estes resultados (capítulo 5) demonstraram que a capacidade de carga das fundações ficou comprometida pelos deslocamentos do solo mole, exigindo, assim, projeto de reforço das fundações (COESP, 1999).

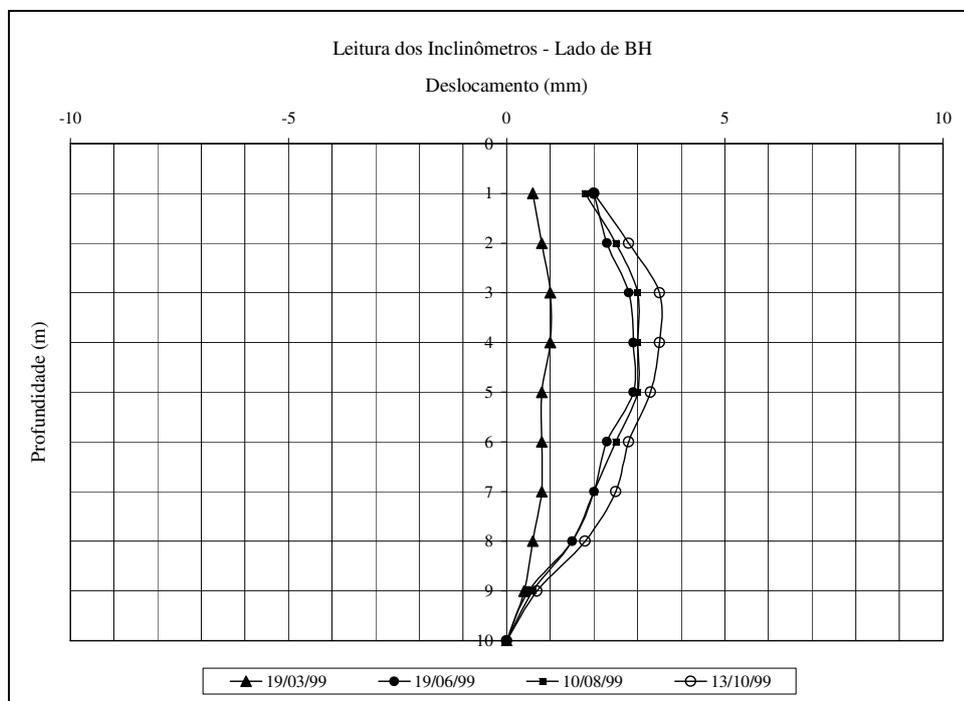
Estes deslocamentos excessivos implicaram ainda a decisão de uma remoção parcial dos aterros de encontro (figura 4.2) em etapas sucessivas, em 13 e 14/08/1998, ficando uma camada remanescente de 0,60m em ambos os lados (SP e BH). Esta retirada dos aterros gerou um impacto direto nas leituras dos deslocamentos (tabela 4.1), os quais tenderam a valores satisfatórios (inferiores a 20 mm em 29/09/1999).

Para monitorar os efeitos desta medida em relação à evolução dos deslocamentos da estrutura, foram instalados inclinômetros verticais em cada margem do rio (figura 4.2), em março/1999, junto ao *offset* e na direção longitudinal dos aterros dos encontros da

ponte. Os resultados obtidos demonstraram um comportamento elastoplástico do solo de fundação, comprovando que, após a retirada dos aterros de encontro, o solo recuperou parcialmente suas deformações (figura 4.4) (DER/MG, 1999e).



(a)



(b)

Figura 4.4 – Leitura dos inclinômetros: a) margem direita, SP b) margem esquerda, BH

O monitoramento encerrou-se quando as leituras indicaram a estabilização das movimentações dos aparelhos de apoio e dos inclinômetros (setembro e outubro de 1999, respectivamente). Assumindo-se esta condição estável e favorável para a retomada dos trabalhos na ponte sobre o Rio dos Peixes, foram definidos os projetos de estabilização do solo mole da fundação, através da aplicação de drenos verticais sintéticos, do aterro compactado por camadas e reforçado com geogrelhas e do reforço das fundações da ponte com estacas-raiz (Perboni e Gomes, 2003).

#### 4.4 – Investigação Geotécnica do Solo Compressível

As análises foram antecipadas por um programa experimental de investigação geotécnica do solo mole local, previsto em termos de ensaios de laboratório e de campo.

##### 4.4.1 – Ensaios de Laboratório

Os ensaios de laboratório ficaram bastante comprometidos pela enorme dificuldade de coleta de amostras contínuas e representativas das diferentes subcamadas de solo mole. Com efeito, ainda que utilizando amostradores de parede fina tipo shelby de 75mm de diâmetro e comprimento de 60cm, ocorria o fluxo de material e conseqüente perda das amostras coletadas. Neste sentido, os ensaios ficaram limitados a 4 amostras (2 de cada amostrador), coletadas na região do plano médio da camada de solo compressível e em ambas as margens da ponte (lados SP e BH). A partir destas amostras, foram realizados apenas ensaios para determinação de índices físicos e ensaios de caracterização (tabela 4.2) e ensaios de adensamento convencional (figuras 4.5 e 4.6), não sendo executados nenhum dos ensaios triaxiais CU previstos.

Tabela 4.2 – Valores médios dos parâmetros geotécnicos da argila mole

amostra	Profund. (m)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$G_s$ -	w (%)	$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$ (%)
SP 01	6,5	14,15	2,489	95,00	52,8	46,2	6,6
SP 02	6,3	12,79	2,489	128,55	52,8	46,2	6,6
BH 01	5,5	13,22	2,446	129,65	58,8	43,9	14,9
BH 02	5,3	14,83	2,446	93,01	58,8	43,9	14,9

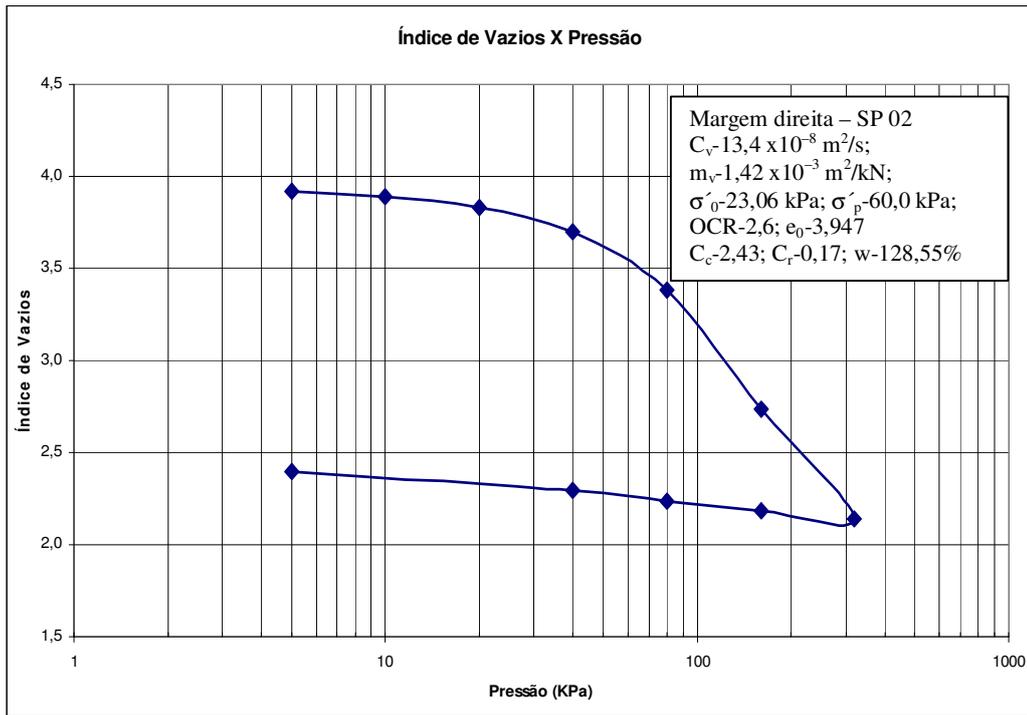


Figura 4.5 – Resultados dos ensaios de adensamento convencional com a amostra SP 02

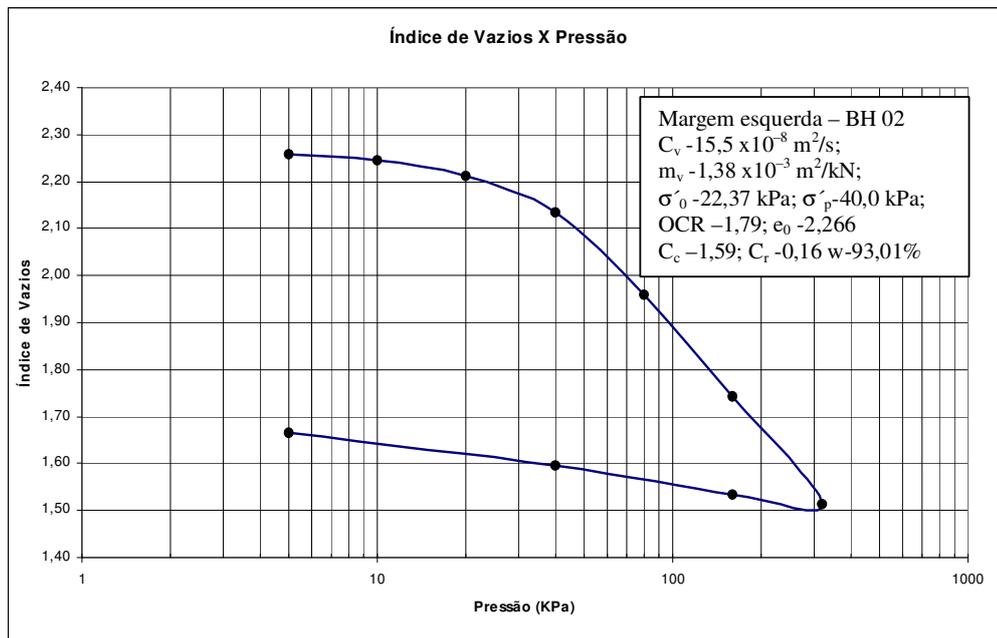
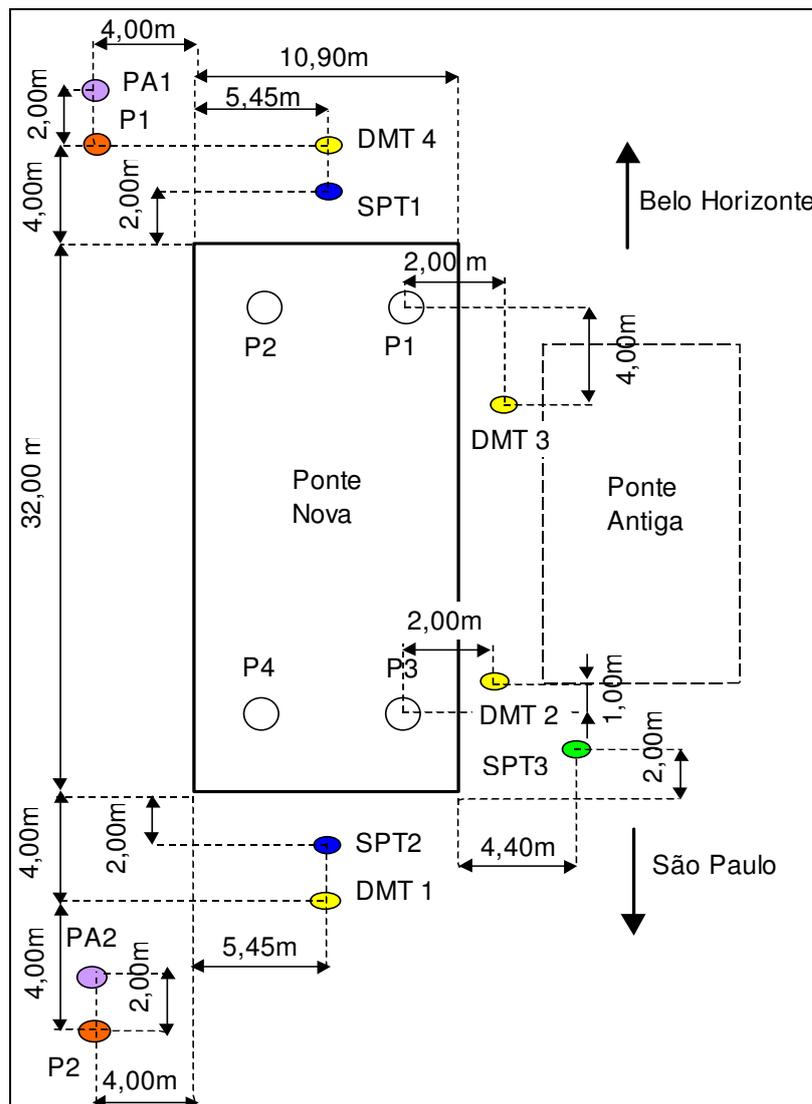


Figura 4.6– Resultados dos ensaios de adensamento convencional com a amostra BH 02

Estes resultados demonstraram que as amostras são de boa qualidade devido ao grau de amolgamento em torno de 12% e foram determinados para a tensão de interesse da obra.

#### 4.4.2 – Ensaios de Campo

Uma ênfase especial foi dedicada aos trabalhos de investigação geotécnica de campo, de forma a identificar e caracterizar adequadamente as condições geotécnicas do solo compressível local. Neste sentido, foram realizadas sondagens à percussão com medidas de SPT, ensaios dilatométricos, ensaios CPTU e ensaios de palheta. O esquema abaixo indica a locação de todos os ensaios realizados.



Legenda: SPT1 - Sondagem SP03, 22/04/1992; SPT2- Sondagem SP04, 19/05/1992; SPT3 - Sondagem SPT, 20/05/1999; DMT 1, DMT 2, DMT 3 e DMT 4 - Ensaio de DMT, 04/11/1998; PA1 e PA2 - Ensaio de Palheta, 05/11/2002; P1 e P2 - Ensaio de Piezocone, 04/11/2002. (figura sem escala)

Figura 4.7: Esquema geral de locação dos pontos de investigação geotécnica

A figura 4.8 apresenta os perfis geotécnicos obtidos com as sondagens à percussão, com os correspondentes valores de resistência SPT (DER/MG, 1999c).

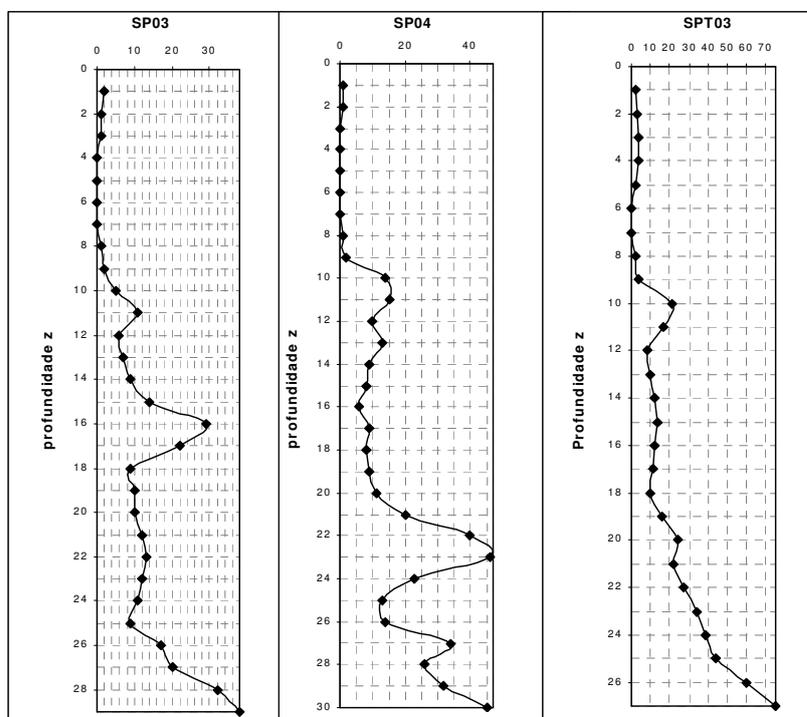
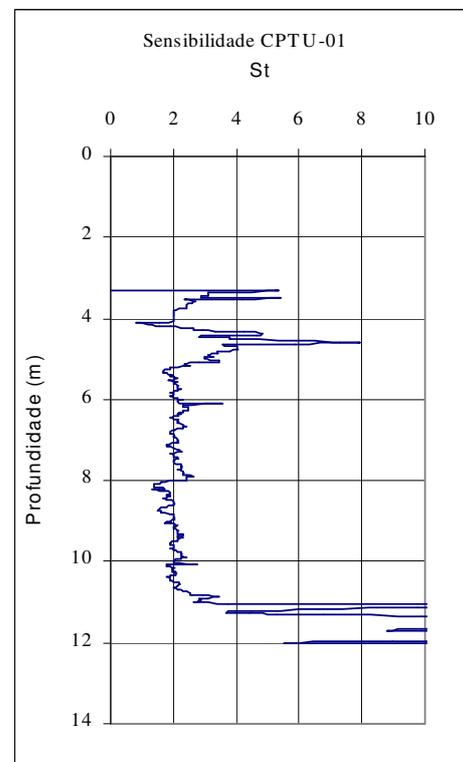
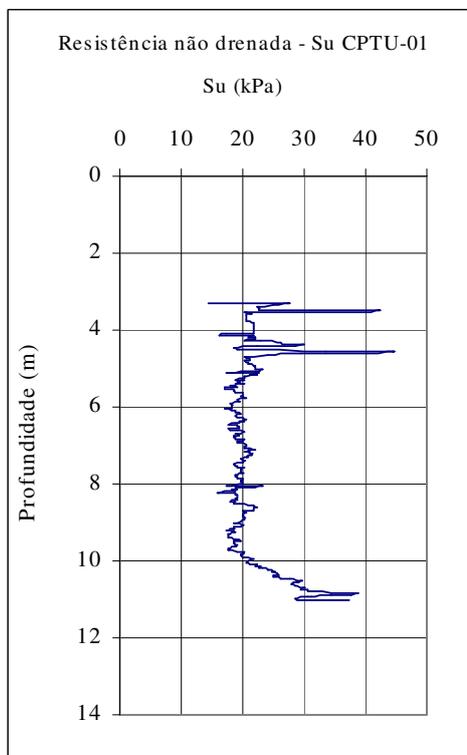
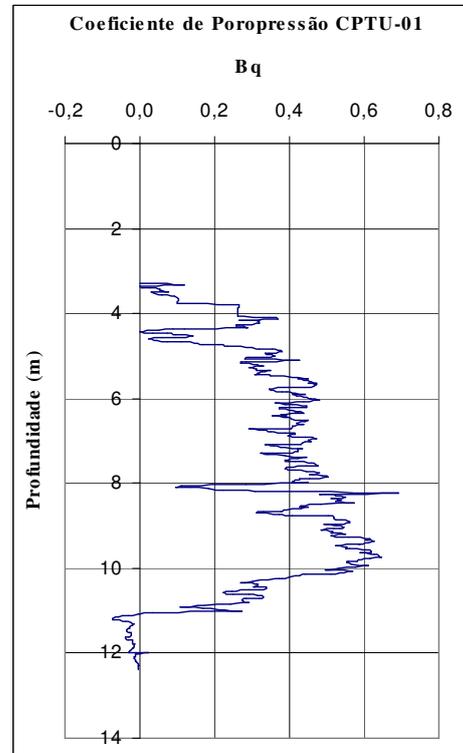
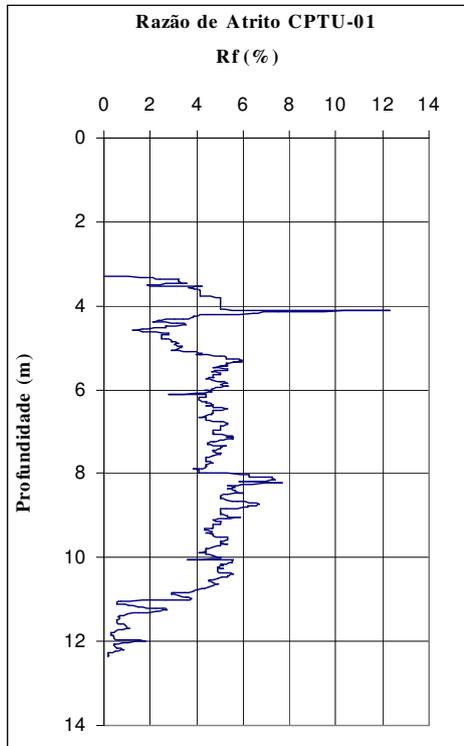


Figura 4.8 – Resultados dos ensaios de sondagens SPT

Os resultados das sondagens evidenciam os valores extremamente baixos de resistência do solo compressível, caracterizado como uma argila orgânica com espessura média da ordem de 8,0m e com intercalações de areia fina. O solo mole ocorre sobreposto a solos de alteração de granito areno-siltosos, pouco micáceos e medianamente compactos, de resistência crescente com a profundidade. Um solo areno-siltoso de espessura reduzida constitui o topo do perfil geotécnico local. O N.A. é praticamente aflorante na área.

Ensaio CPTU foram também executados em ambas as margens da ponte e os resultados obtidos estão indicados nas figuras 4.9 e 4.10. Estes resultados demonstram a natureza e a elevada compressibilidade do depósito de argila orgânica, com lentes de areia finas e siltes arenosos e resistência não drenada em torno de 20kPa e constante com a profundidade. Os valores de OCR, em torno de 2, mostram o comportamento sobreadensado do solo, com sensibilidade variável entre 2 e 4.

Os ensaios foram executados com piezocone do tipo elétrico com medição das pressões através de sensores tipo *strain gauges*, instalados na ponteira de aço, a qual é cravada estaticamente no terreno.



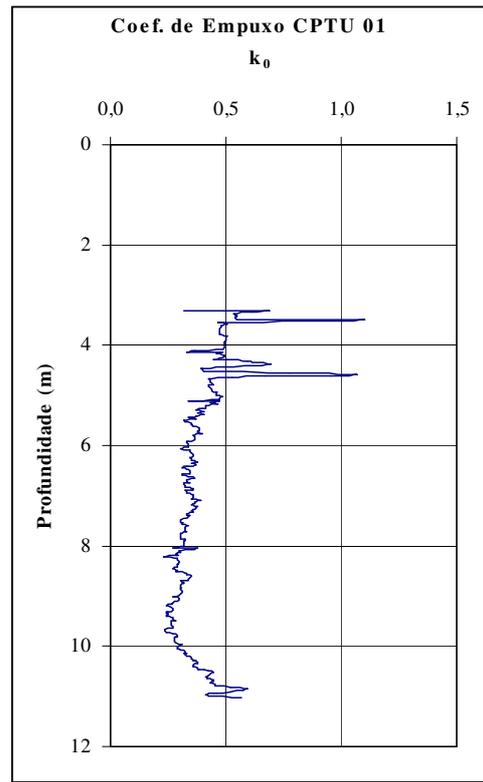
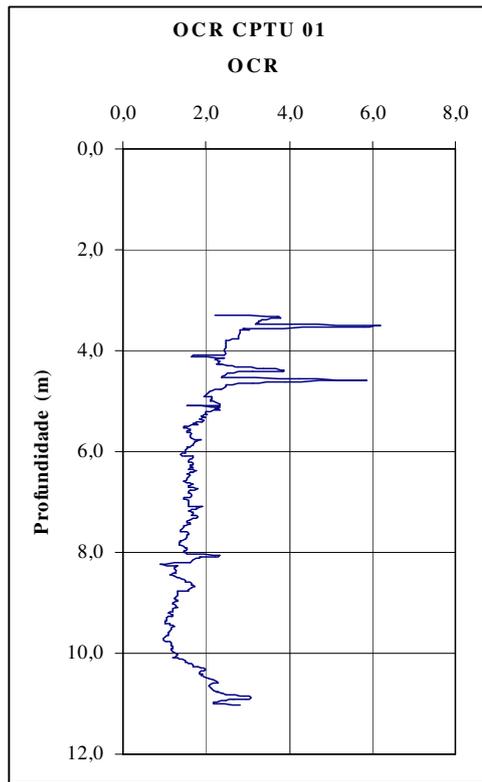
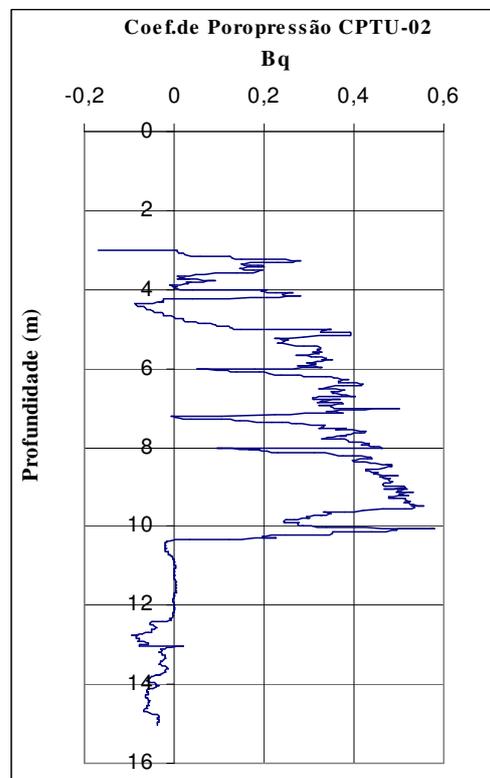
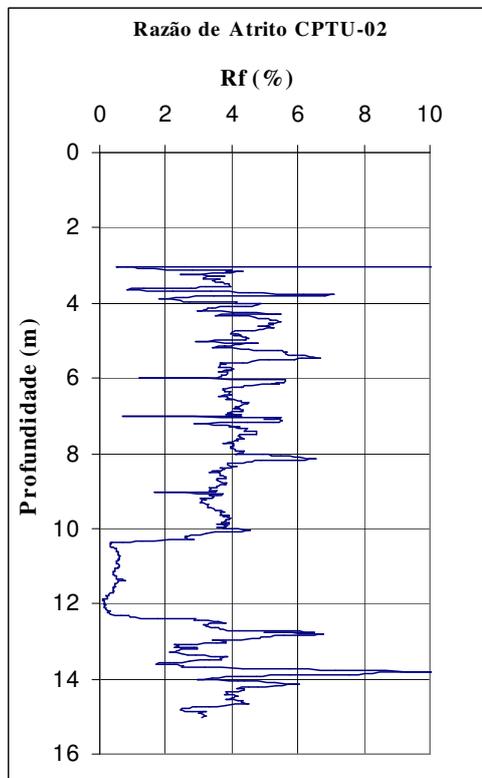


Figura 4.9 – Resultados dos ensaios CPTU (lado BH)



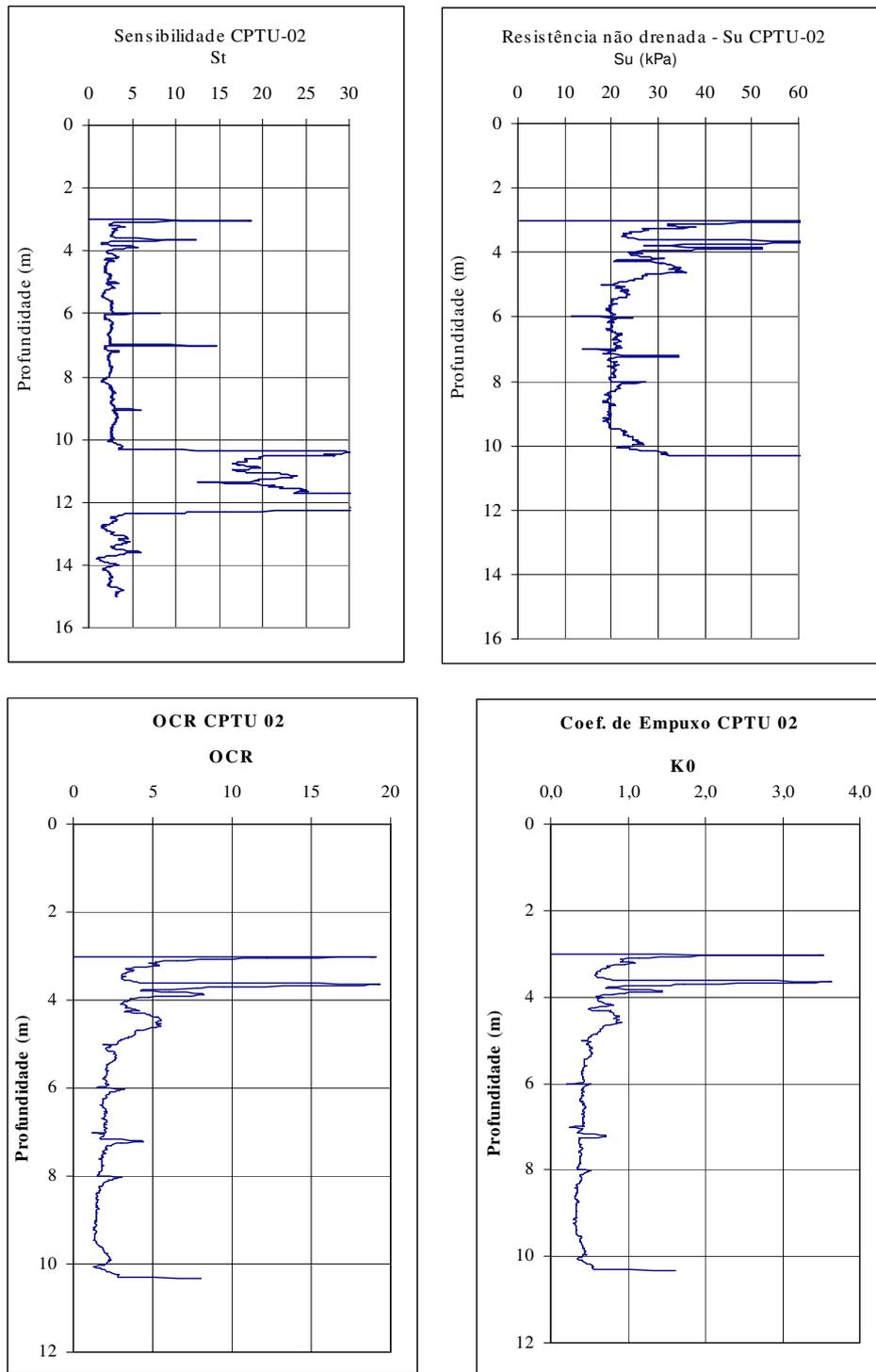


Figura 4.10 - Resultados dos ensaios CPTU (lado SP)

Os resultados foram obtidos através de correlações (Schnaid, 2000), a partir dos dados de resistência de ponta, poropressão e resistência ao atrito lateral, considerando-se o parâmetro  $N_kT$  de 18, fornecido pelo ensaio de palheta.

Durante os ensaios de piezocone procedeu-se a execução dos ensaios de dissipação da poropressão gerada durante a cravação do mesmo, a fim de determinar o coeficiente de adensamento horizontal ( $C_h$ ) do solo mole local. Este parâmetro considera a poropressão inicial e final, o fator tempo em função do grau de dissipação, o tempo de dissipação e o índice de rigidez do solo ( $IR=100$ ). Este índice de rigidez é determinado a partir da relação entre o módulo de cisalhamento e a resistência não drenada do solo (Schnaid, 2000). As figuras 4.11 e 4.12 apresentam as curvas típicas de dissipação de poropressão obtidas a 8m de profundidade em ambas as margens do Rio dos Peixes, cujos valores de  $C_h$  são de  $19,2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  para o lado de BH e de  $55,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  para o lado de SP.

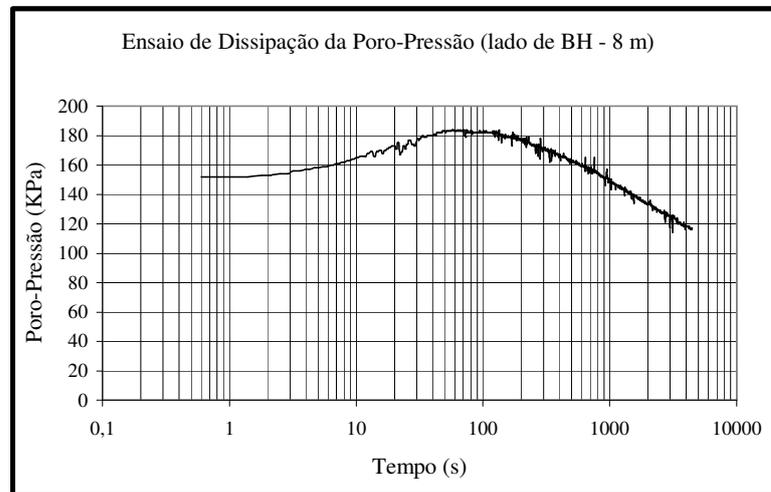


Figura 4.11 – Resultado do ensaio de dissipação – lado BH

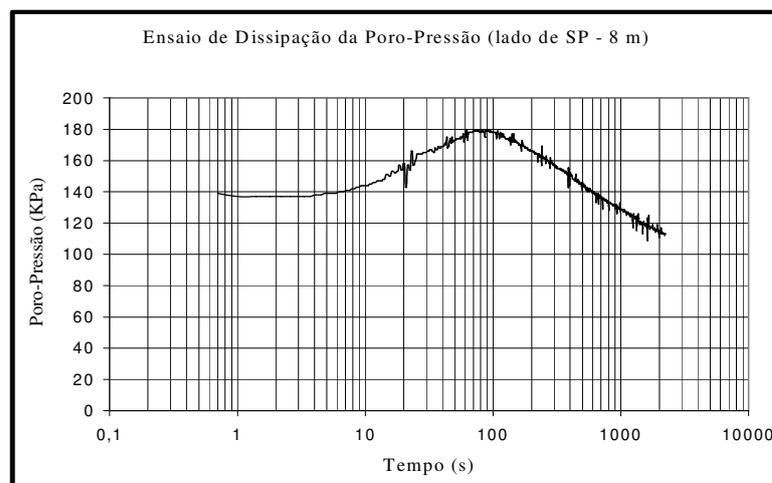


Figura 4.12 – Resultado do ensaio de dissipação – lado SP

Os ensaios de campo contaram ainda com a execução de ensaios de palheta sem perfuração prévia realizados na área dos aterros de encontro em ambas as margens. As figuras 4.13 e 4.14 apresentam os perfis de resistência não drenada do solo natural e amolgado, bem como da variação da sensibilidade com a profundidade.

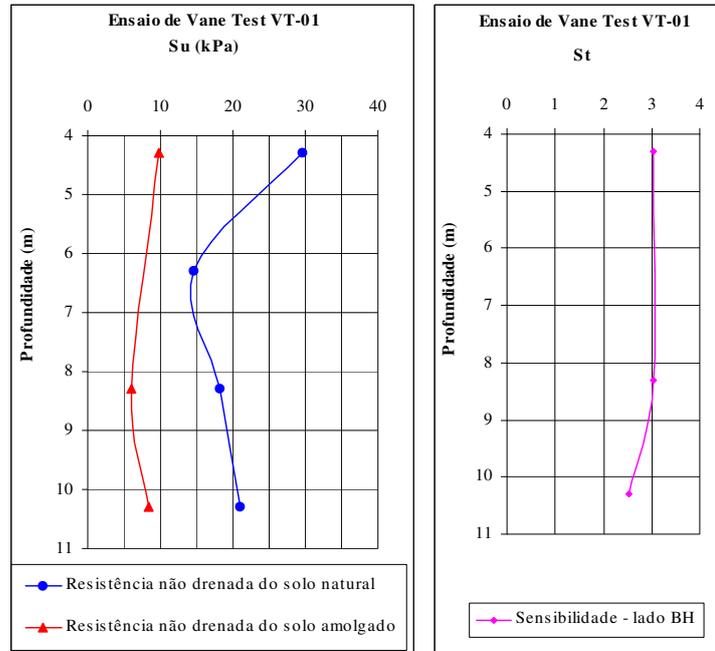


Figura 4.13 – Resultado do ensaio de palheta – lado BH

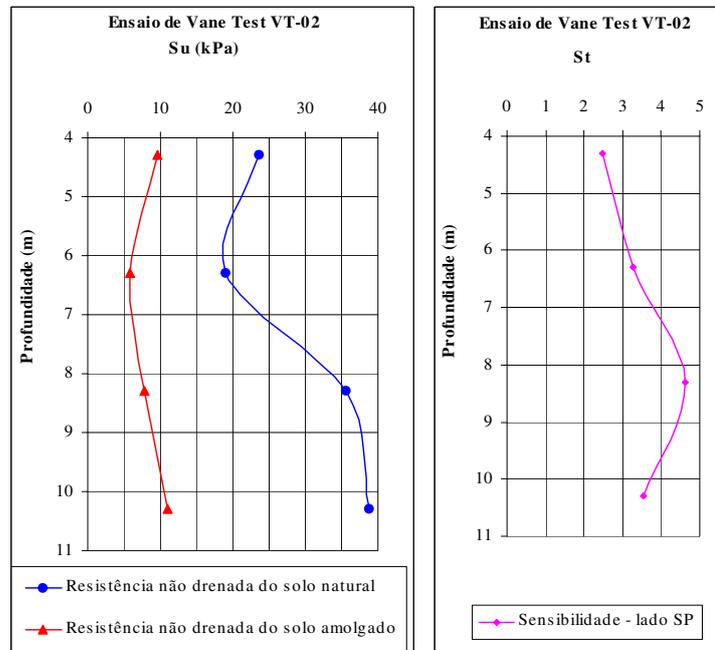


Figura 4.14 – Resultado do ensaio de palheta – lado SP

Posteriormente à retirada dos aterros, foram realizados ensaios de dilatômetro em ambas as margens da ponte com o objetivo de fornecer parâmetros geotécnicos para a idealização dos projetos de estabilização e reforço. As figuras 4.15 e 4.16 apresentam resultados dos ensaios DMT a partir das equações clássicas de Marchetti (DNER/IPR, 1990), em termos de perfis de variação de  $S_u$  (resistência não drenada), OCR (razão de sobreadensamento) e  $M$  (módulos edométricos) com a profundidade (DER/MG, 1998c).

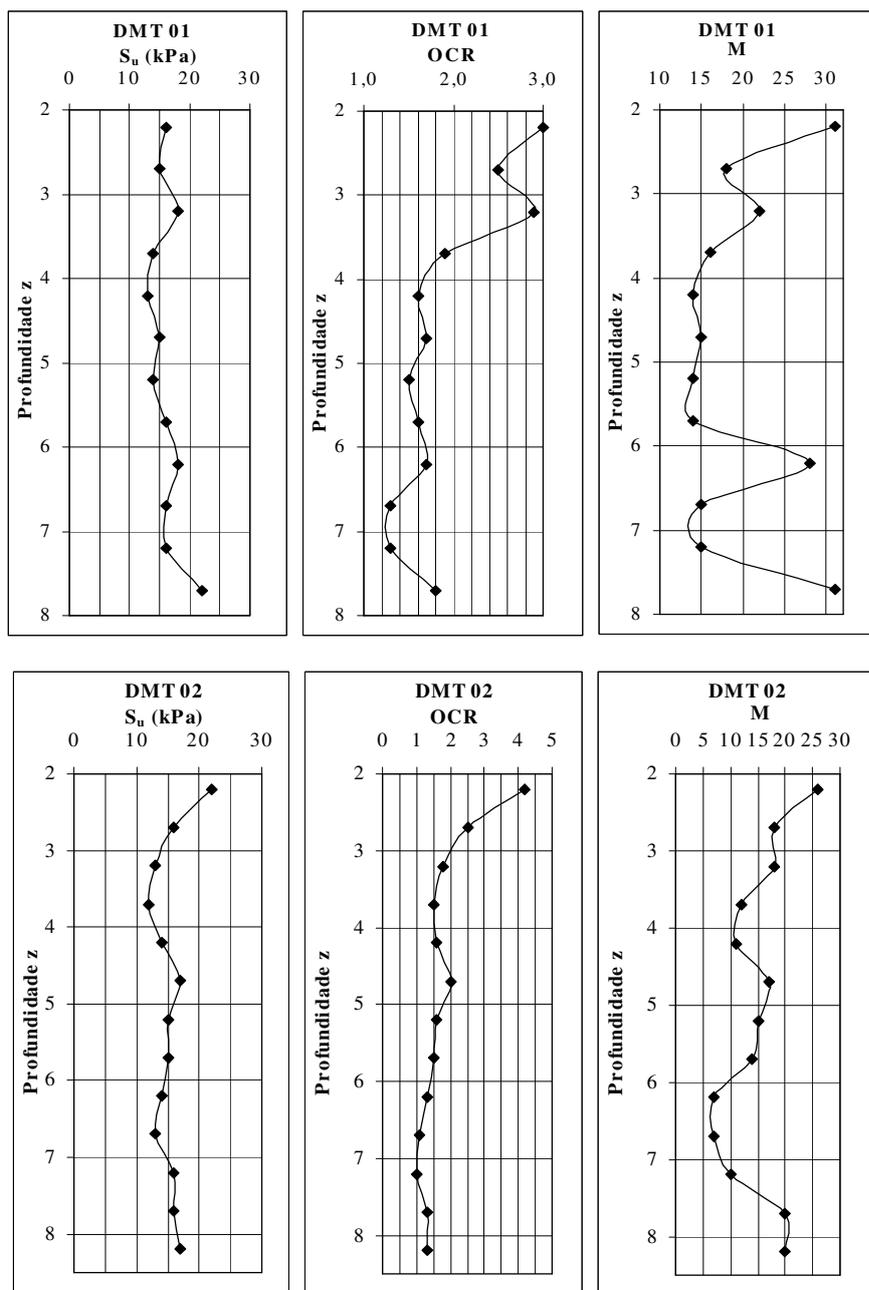


Figura 4.15 – Resultados dos ensaios DMT – lado SP (ensaios DMT 01 e DMT 02)

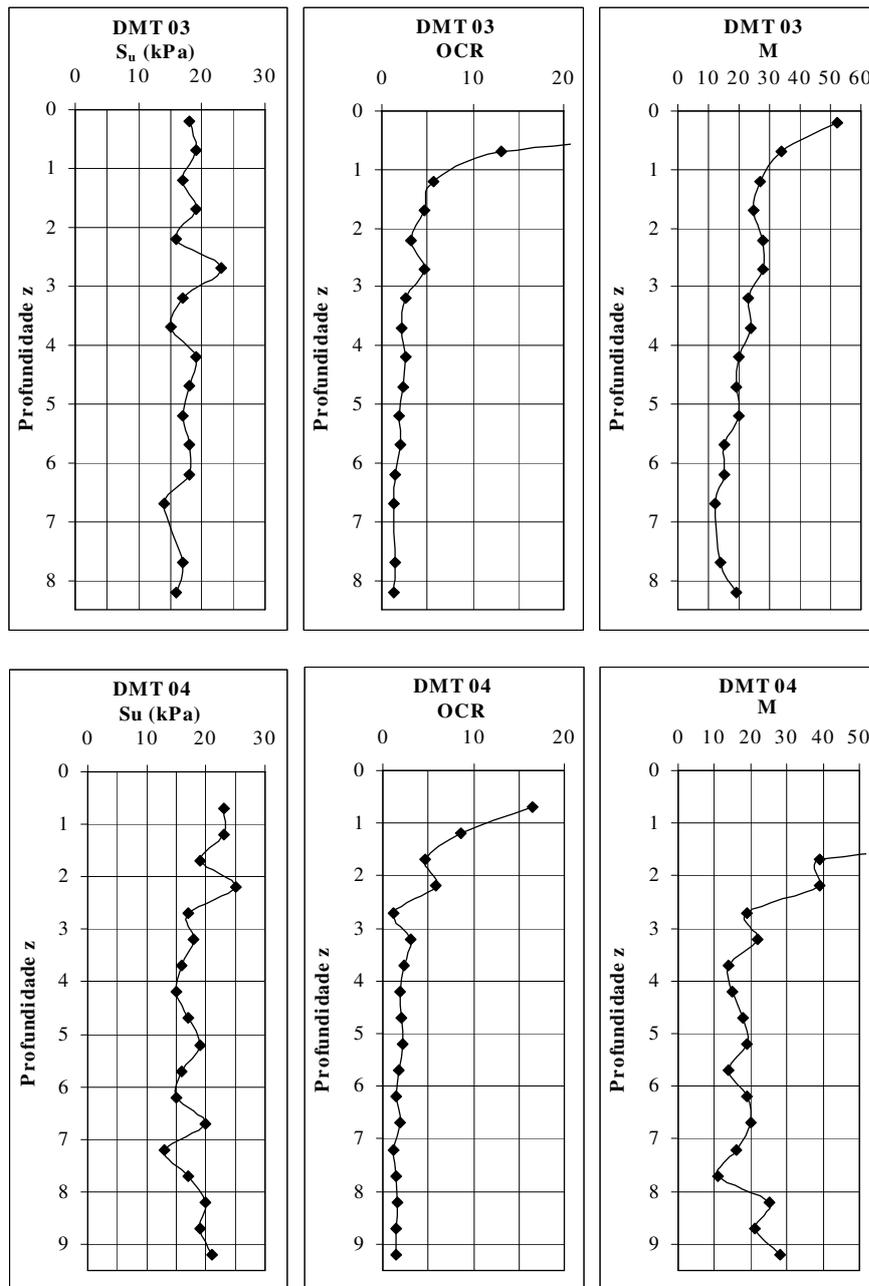


Figura 4.16 – Resultados dos ensaios DMT – lado BH (ensaios DMT 03 e DMT 04)

Os valores de resistência não drenada (da ordem de 20kPa) e de sensibilidade (cerca de 3) obtidos nos ensaios de VT e DMT ratificam os valores obtidos previamente. Por outro lado, os baixos valores dos módulos de deformação do ensaio DMT demonstram a elevada compressibilidade e potenciais recalques expressivos do depósito. Os valores de OCR variaram entre 1,5 a 2,5 ao longo da camada, com acréscimos significativos na camada mais superficial, em função das sobrecargas impostas pelos aterros retirados.

#### 4.5 – Investigação Geotécnica do Solo dos Aterros

Para os aterros de encontro, foi utilizado um solo residual de granito, obtido de uma jazida a cerca de 10 km da obra. Foram realizados ensaios de caracterização e compactação deste solo, que foi classificado como uma argila siltosa (solo A-7-5 da classificação HRB com índice de grupo igual a 12, índice de plasticidade de 16%, CBR igual a 19% e índice de expansão de 0,23%).

A figura 4.17 apresenta uma curva de compactação típica do solo ensaiado, tendo sido obtidos os valores de  $\gamma_{dmax} = 15,48 \text{ kN/m}^3$  e  $w_{ot} = 24,7\%$ . As especificações técnicas de campo prescreveram camadas compactadas de 0,20m de espessura, com grau de compactação correspondente a 100% da energia de Proctor Normal e desvio de umidade em relação à ótima entre -2% e +2%.

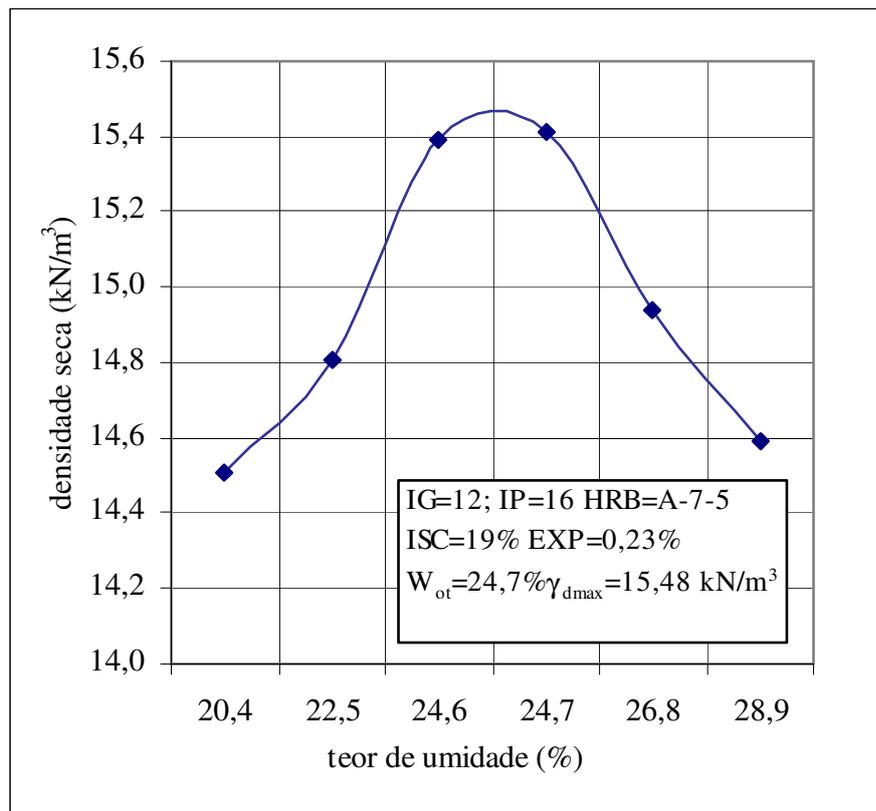


Figura 4.17 – Curva e parâmetros de compactação do solo dos aterros

Em face da natureza fortemente compressível dos solos locais e do histórico dos problemas ocorridos na ponte sobre o Rio dos Peixes, várias alternativas foram estudadas no sentido de se estabelecer uma solução definitiva para a obra. A possibilidade de remoção total da camada de solo mole foi descartada por ser anti-econômica e acarretar elevados impactos ambientais nas vizinhanças. Este aspecto de natureza ambiental e os problemas oriundos de elevados recalques futuros eliminaram, inclusive, a hipótese de uma remoção parcial destes solos (DER/MG, 1998c).

## Capítulo 5

### Análises Preliminares do Projeto dos Aterros de Encontro — Obra da BR 381

#### 5.1 – Parâmetros de Projeto

A partir dos resultados dos ensaios de laboratório e, principalmente, da intensa investigação geotécnica desenvolvida no campo, foram estabelecidos os valores de referência para os parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos no projeto dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes. Estes resultados indicam um comportamento francamente uniforme da resistência não drenada do solo mole de fundação com a profundidade, com valor tipicamente em torno de 20kPa e sensibilidade da ordem de 3. Os valores obtidos também caracterizam uma elevada compressibilidade do solo mole local, passível, portanto, de recalques significativos. Os principais parâmetros do solo mole local estão sistematizados na tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Parâmetros geotécnicos do solo mole de fundação

Local	$\gamma_f$	$S_u$	D	$\sigma'_0$	$\sigma'_p$	$C_v$	$C_h$	$C_c$	$C_r$	$C_\alpha$	$e_{0campo}$
lado	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(m)	(kPa)	(kPa)	(m <sup>2</sup> /s)	(m <sup>2</sup> /s)	-	-	-	-
BH	14,03	20	8	22,37	40	15,5x10 <sup>-8</sup>	19,2x10 <sup>-8</sup>	1,59	0,16	0,02	3,2
SP	13,47	20	8	23,06	60	13,4x10 <sup>-8</sup>	55,5x10 <sup>-8</sup>	2,43	0,17	0,07	4,0

Para a execução dos aterros de encontro de ambas as margens, foram adotados os parâmetros obtidos nos ensaios de compactação, abordados no capítulo anterior e Índice de Suporte Califórnia de acordo com a tabela 5.2. Os parâmetros de resistência deste material também estão indicados na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Parâmetros geotécnicos do solo dos aterros

$\gamma_a$	$w_{ot}$	ISC	EXP	HRB	$I_p$	$I_G$	$c'$	$\phi'$	H
(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	-	-	-	(%)	-	kPa	(°)	(m)
18,9	24,7	19	0,23	A-7-5	16	12	10	30	4,5

## 5.2 – Análises de Estabilidade dos Aterros

Os aterros de encontro foram projetados com alturas finais de 4,5m, a ser executados após a construção da estrutura da ponte. Tomando-se o trem tipo TB45 como base (NBR, 1984) para os esforços oriundos do tráfego (somatório dos efeitos conjugados de impacto, frenagem, variações de temperatura e da ação do vento), foi considerada uma sobrecarga correspondente de 20kPa. Com base nos valores dos parâmetros geotécnicos obtidos previamente, foram efetuadas as análises convencionais de estabilidade dos aterros sobre solos moles, para os casos das seções longitudinal e transversal, conforme indicado nas figuras 5.1 e 5.2.

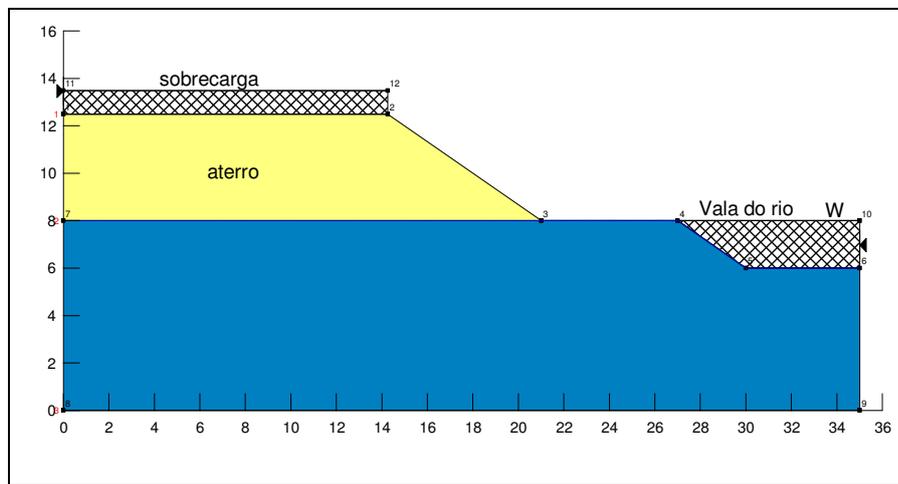


Figura 5.1 – Seção longitudinal dos aterros de encontro

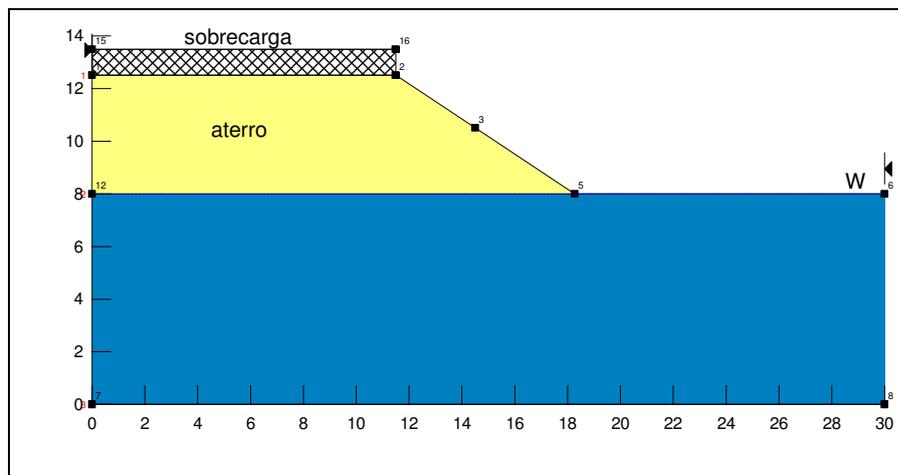


Figura 5.2 – Seção transversal dos aterros de encontro

Adotando-se o programa GeoSlope e o método de Bishop Modificado, foram feitas as análises de estabilidade e os valores dos fatores de segurança obtidos quanto à ruptura global do aterro foram iguais a 0,97 para a seção longitudinal (figura 5.3) e de 1.06 (figura 5.4) para a seção transversal, não satisfazendo assim, as condições de estabilidade exigidas pelo DNER (DNER, 1998) para aterros de encontro de ponte, onde os valores dos fatores de segurança devem ser iguais ou maiores que 1.4.

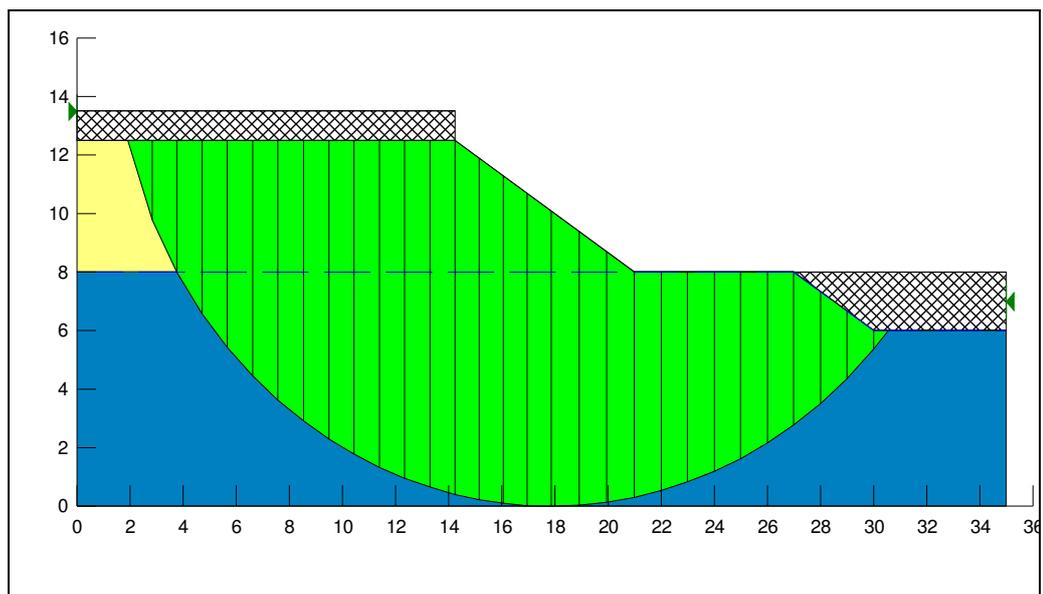


Figura 5.3 – Análises de estabilidade dos aterros de encontro (seção longitudinal)

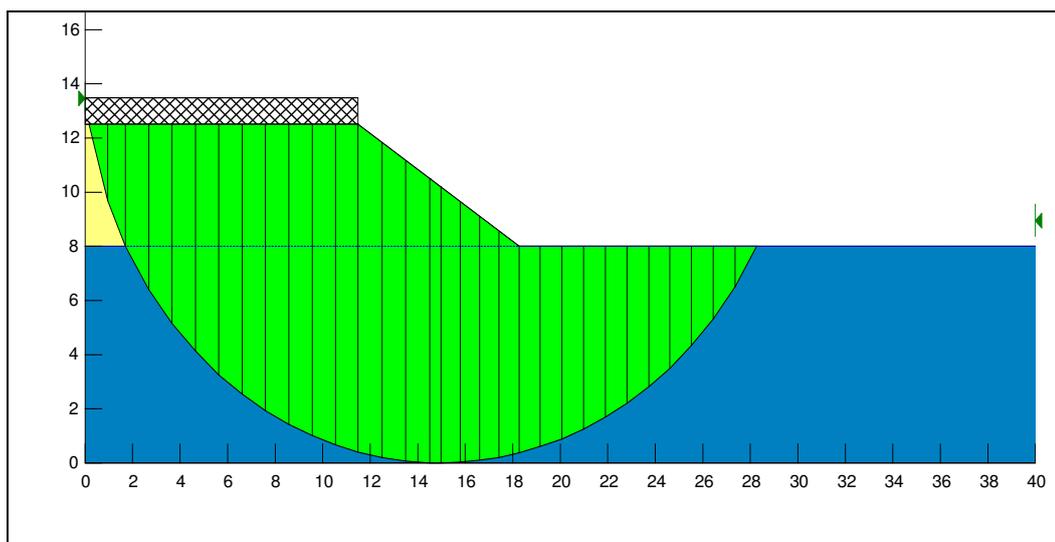


Figura 5.4 – Análises de estabilidade dos aterros de encontro (seção transversal)

De modo a analisar as condições de estabilidade da estrutura, após o término da construção dos aterros na primeira etapa das obras, foram realizadas análises semelhantes, porém desconsiderando-se a ação da sobrecarga. Para este caso, os fatores de segurança obtidos foram de 1,18 para a seção longitudinal (figura 5.5) e de 1,30 para a seção transversal (figura 5.6).

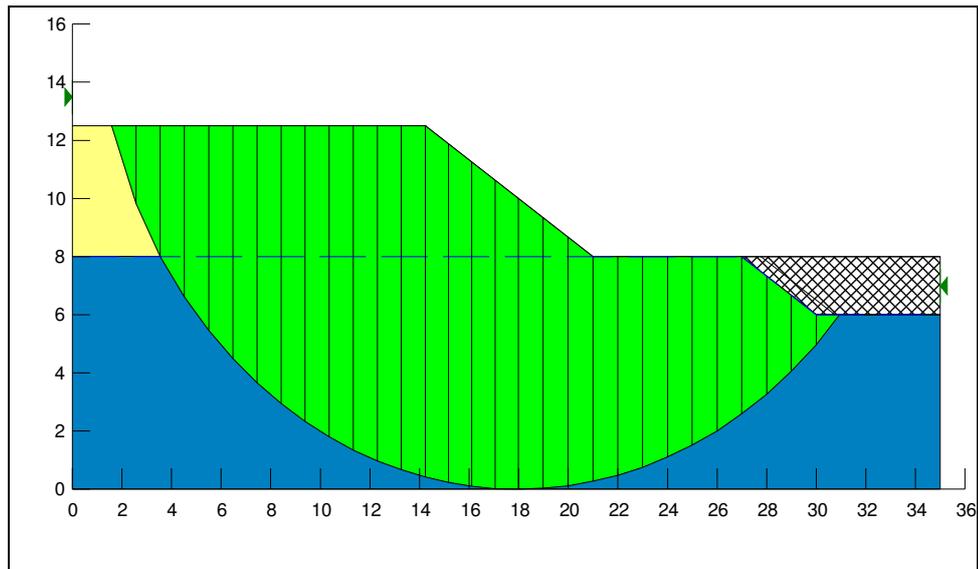


Figura 5.5 – Análises de estabilidade dos aterros de encontro sem sobrecarga (seção longitudinal)

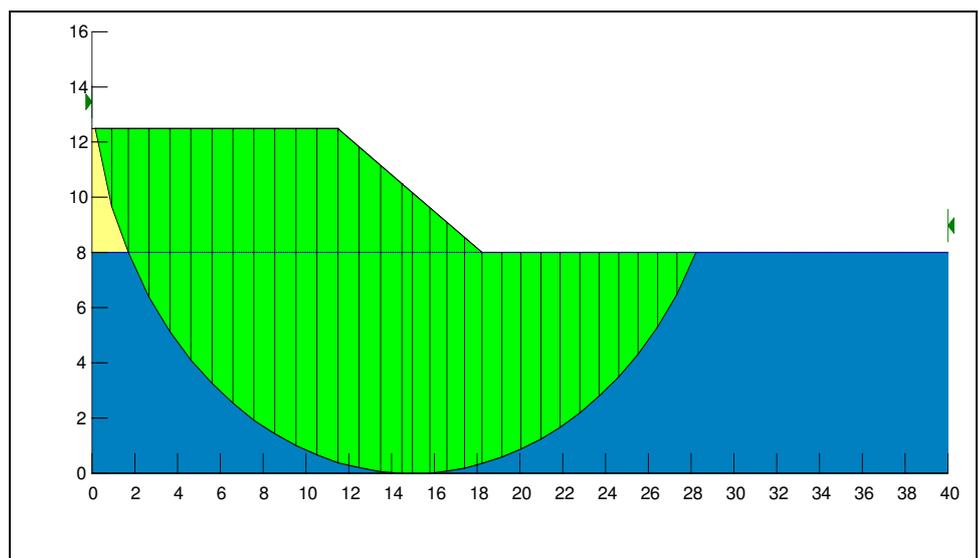


Figura 5.6 – Análises de estabilidade dos aterros de encontro sem sobrecarga (seção transversal)

Considerando-se a retirada parcial dos aterros de encontro, após a confirmação dos movimentos excessivos dos aparelhos de apoio da ponte (capítulo 4), análises de estabilidade para ambas as seções foram realizadas, de modo a avaliar a influência do efeito provocado pela presença da camada remanescente de aterro compactado, cuja altura é de 0,60m. As geometrias para as seções estão definidas conforme as figuras 5.7 e 5.8 e as superfícies de ruptura críticas com valores dos fatores de segurança de 0,96 para a seção longitudinal e 1,05 para a seção transversal (figuras 5.9 e 5.10).

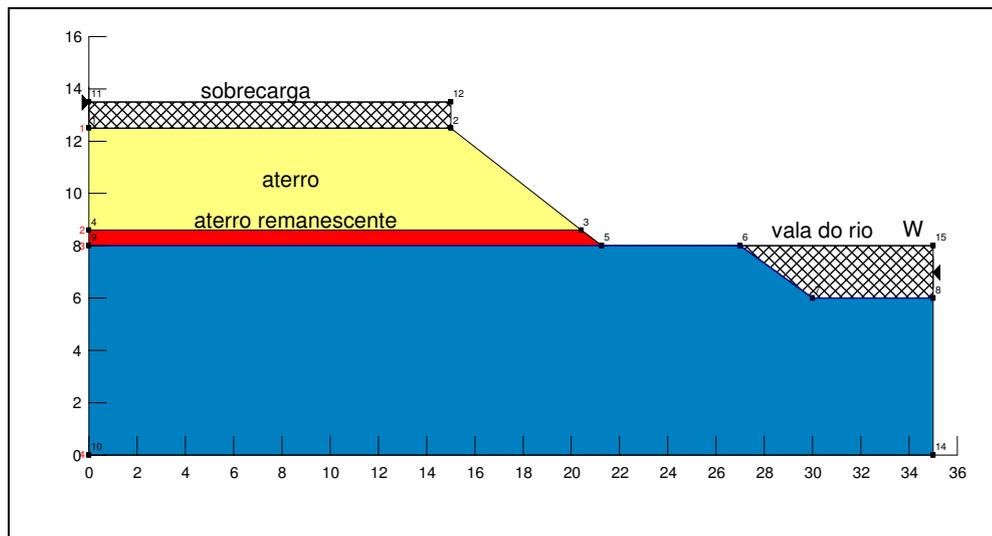


Figura 5.7 – Seção longitudinal dos aterros de encontro com aterro remanescente

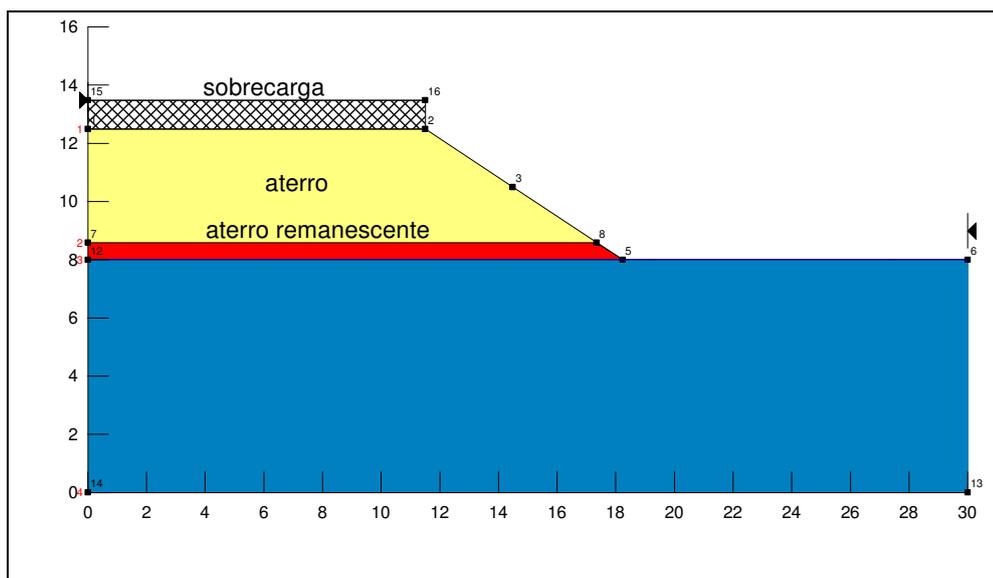


Figura 5.8 – Seção transversal dos aterros de encontro com aterro remanescente

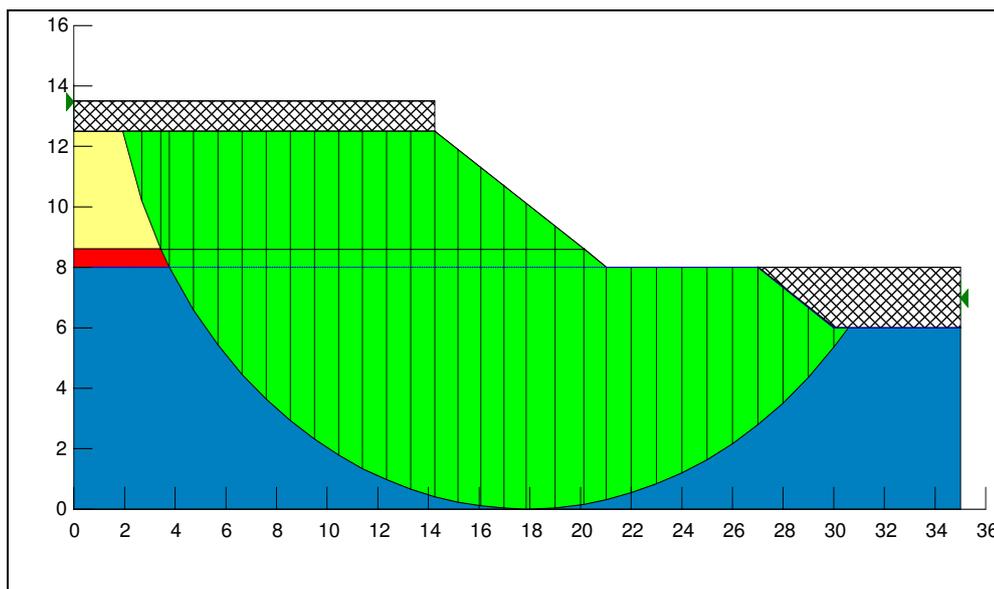


Figura 5.9 – Análises de estabilidade com aterro remanescente (seção longitudinal)

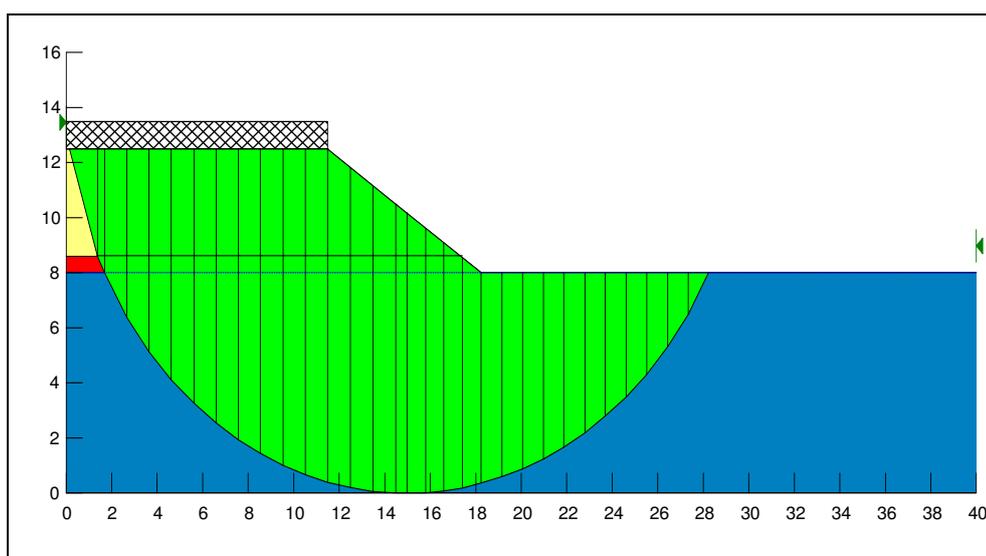


Figura 5.10 – Análises de estabilidade com aterro remanescente (seção transversal)

No caso da seção longitudinal, estas análises comprovaram a condição iminente de instabilização dos aterros de encontro, corroborando os problemas detectados no histórico da obra. A rigor, não ocorreu a ruptura generalizada do talude devido a presença das estacas de fundação da ponte, que garantiram uma contenção adicional na direção do eixo da rodovia. No caso da seção transversal, as condições de estabilidade foram insatisfatórias devido ao fator de segurança obtido ser menor que 1,4.

Como análise complementar, foi verificado o fator de segurança em relação à potencial expulsão lateral do solo mole, obtendo-se um valor de 1,05 para ambos os aterros de encontro da Ponte do Rio dos Peixes, evidenciando também uma condição instável.

Constata-se, portanto, a necessidade de se proceder a algum processo de estabilização ou de reforço do solo mole de fundação, mesmo sem a consideração dos esforços adicionais devido às cargas de serviço como carga móvel, frenagem e aceleração, variações de temperatura e vento transversal. Como alternativa possível em termos da seção transversal, analisou-se inicialmente a proposição de se adotar bermas de equilíbrio para a estabilização dos aterros. Assim, considerando-se as teorias de capacidade de carga, a altura máxima admissível do aterro seria dada por (coeficiente de segurança igual a 1,5):

$$H_{adm} = \frac{5,5S_u}{FS\gamma_{at}} = 3,90m \quad (5.1)$$

Tomando-se o trem tipo TB45 como base (NBR, 1984) e uma sobrecarga de 20kPa para os esforços oriundos do tráfego, o dimensionamento pelo método de Jakobson (1948), admitindo-se um fator de segurança de 1,5 contra a ruptura global, resultou em uma berma de equilíbrio com altura de 1,60m e largura de 18,4m, a ser executada com o mesmo material e nas mesmas condições do aterro. Evidentemente, esta berma seria executada apenas em um dos lados dos aterros, uma vez que a estrada antiga atua como estrutura de confinamento pré-existente do lado oposto.

Por limitações locais, esta extensão elevada tornou-se impraticável, implicando a adoção de larguras máximas da berma de equilíbrio iguais a 13m e uma altura final de 2,5m, de acordo com o método de Jakobson, para um fator de segurança adotado de 1,4 (figura 5.11). Neste caso as análises de estabilidade realizadas pelo programa GeoSlope resultaram em FS global de 1,24 (figura 5.12). Em relação à seção longitudinal, a correção dos problemas impõe a adoção de outros métodos de estabilização e/ou reforço, tendo sido considerada a hipótese de utilização de geossintéticos na base dos aterros (conforme será apresentado no capítulo 6).

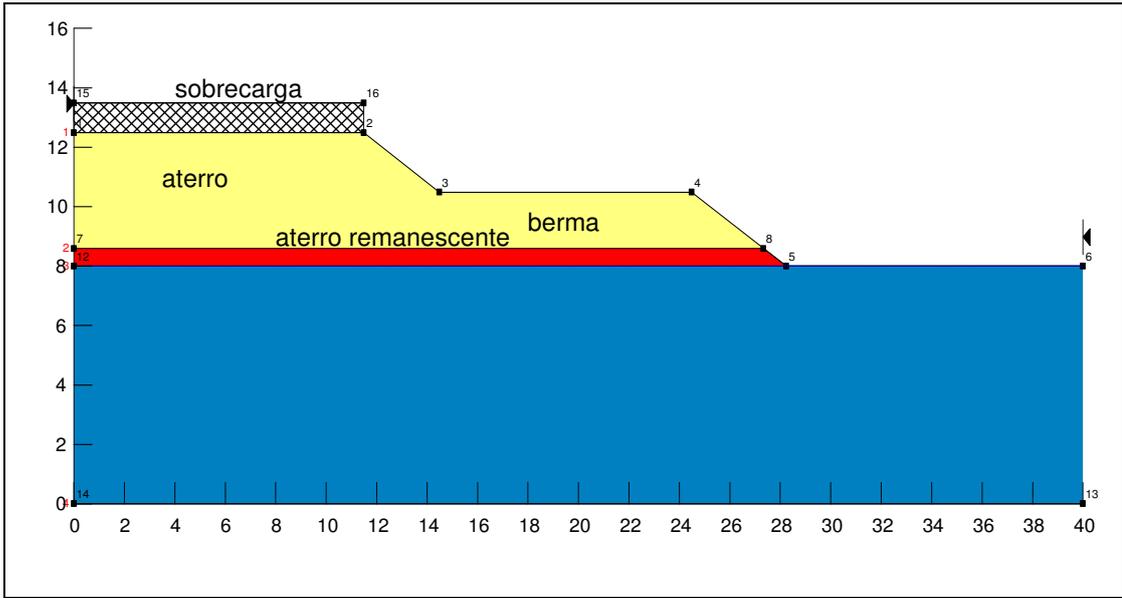


Figura 5.11– Seção transversal com berma e camada de aterro remanescente

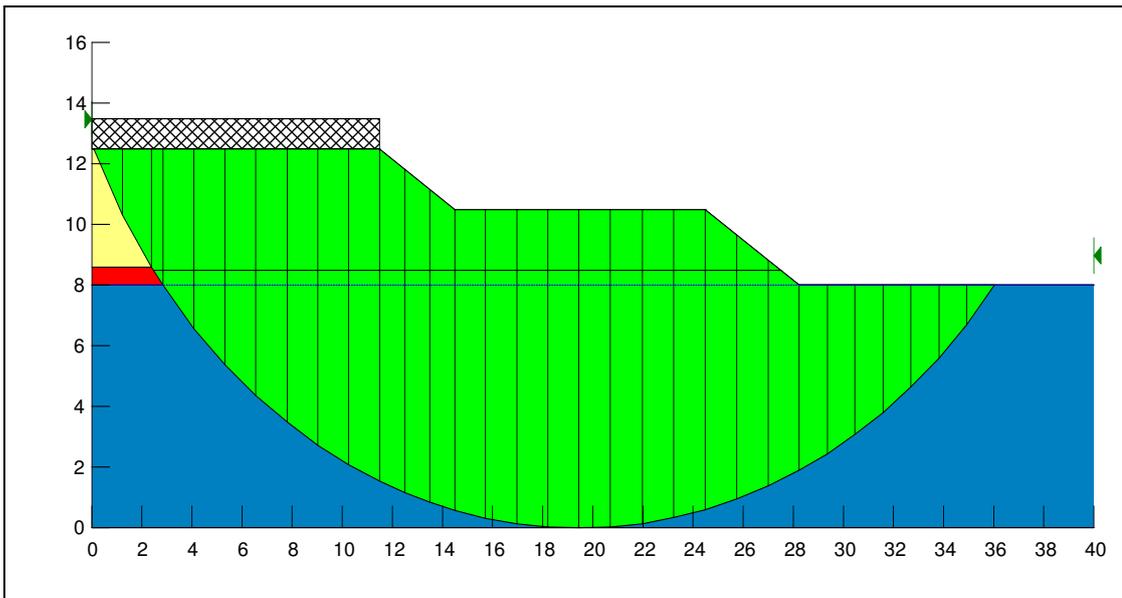


Figura 5.12 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (GeoSlope)

### **5.3 – Análises de Compressibilidade**

As análises de compressibilidade de solo mole envolvem a determinação da magnitude dos recalques primário e secundário, bem como o tempo de adensamento da camada compressível. Também são analisados os deslocamentos horizontais deste material. Como exposto anteriormente, a camada de solo mole possui um valor de OCR variando entre 1,5 a 2,5, indicando, assim, um solo levemente pré-adensado, de forma que os recalques primários foram determinados a partir da equação 2.4.

Com base nos parâmetros geotécnicos do solo mole e do aterro (tabelas 5.1 e 5.2), os valores dos recalques primários totais calculados foram de 1,37m para o lado de Belo Horizonte e de 1,10 m para o lado de São Paulo. O tempo para a evolução de 90% dos recalques da camada foi estimado de acordo com a teoria clássica do adensamento unidimensional de Terzaghi, obtendo-se períodos de 34 e de 40 meses, respectivamente.

Os recalques secundários foram estimados nos valores de 1,73m (lado SP) e 0,50m (lado BH), através das análises elaboradas por Bjerrum (1972) e modeladas por Ladd et al (1977). Estes resultados consideram que o recalque secundário ocorre conjuntamente com o adensamento primário, sendo obtido através da equação 2.7.

Estes valores e estes tempos de adensamento são completamente incompatíveis com a natureza e o cronograma das obras exigindo, portanto, a adoção de mecanismos de redução e aceleração dos recalques previamente à condição operacional da rodovia, onde a opção de drenos verticais pré-fabricados parece ser a alternativa mais adequada, em função do processo executivo, de tecnologia e dos custos, para se obter um grau de adensamento substancial em tempo hábil.

### **5.4 – Análises dos Esforços Induzidos na Fundação da Ponte**

O estudo dos deslocamentos horizontais dos solos moles está relacionado à magnitude e à influência dos esforços atuantes sobre as estruturas presentes neste campo de deslocamentos. Uma análise preliminar (Tchebotarioff, 1970 e Marche e Lacroix, 1972)

permite a correlação entre a altura máxima do aterro e a resistência não drenada do solo mole de fundação, de forma a se evitar efeitos significativos sobre as estruturas:

$$H_{\max} = \frac{3S_u}{\gamma_{at}} = 3,2m \quad (5.4)$$

Sendo a altura do aterro de 4,5m, prevê-se, portanto, que os esforços induzidos pelo movimento de solifluxão do solo mole sobre as estruturas adjacentes podem comprometer a estabilidade da ponte. Este fato implica a necessidade de ser realizada uma análise criteriosa e rigorosa do fenômeno, que envolve o estudo das tensões e das deformações do aterro sobre o solo mole, a determinação do campo de deslocamentos e a absorção das tensões laterais pelas estacas.

Tendo em vista os deslocamentos horizontais ocorridos anteriormente a esta análise nas fundações dos aterros de encontro da Ponte sobre o Rio dos Peixes e a movimentação dos pilares de sustentação devido ao movimento das estacas, foram verificadas as condições de resistência e integridade das mesmas, através de simulação numérica, adotando o modelo estrutural indicado na figura 5.13a, considerando a superposição dos esforços devido às cargas de serviço e as solicitações devido às deformações do solo (COESP, 1999)

Com a retirada dos aterros de encontro, ocorreu uma tendência de retorno da estrutura à posição original, com um deslocamento final remanescente de 1,5 cm. Nestas condições, o momento fletor máximo sobre as estacas de fundação foi de 32,93 kNm a uma profundidade de 11m (tabela 5.3). Tais esforços implicariam na adoção de uma armadura mínima para as estacas, inferior a 6 $\phi$ 16 que corresponde à armadura de projeto, caracterizando assim, o não comprometimento estrutural das mesmas.

Entretanto, considerando-se o deslocamento horizontal máximo induzido no aparelho de apoio, que chegou a 6,1cm, o momento fletor máximo aplicado às estacas foi de 131,70 kNm (tabela 5.3). Por outro lado, a condição mais crítica de carregamento para as fundações da ponte envolve os esforços impostos pelas cargas de serviço (permanentes

e móveis) para um deslocamento horizontal pré-existente de 1,5cm (deslocamento residual pós retirada dos aterros). Neste caso, o momento fletor máximo seria de 144,63 kNm (para uma carga total de 1003,7 kN) e ocorreria a uma profundidade de 12m (figura 5.13b).

Estes valores resultam em uma armadura dada por  $10\phi 25$ , portanto, superior à armadura adotada para as estacas Franki pré-existentes ( $6\phi 16$ ), o que implica na exigência de reforço das fundações da ponte. Logo a solução proposta para os aterros de encontro deve incorporar também obras de reforço para as estacas Franki das fundações da ponte.

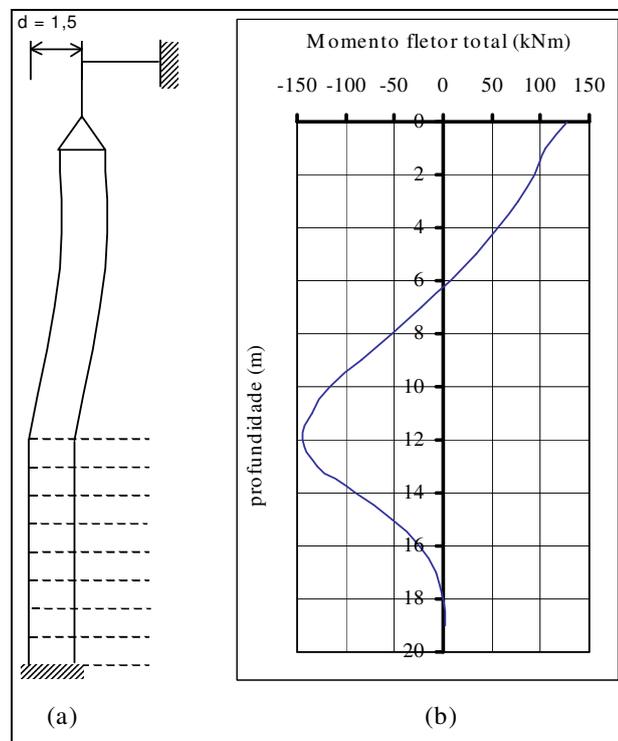


Figura 5.13 – Modelo estrutural e distribuição dos momentos ao longo das estacas

Tabela 5.3 – Momentos fletores atuantes nas estacas

Profundidade	Momento d= 6,1 cm	Momento d= 1,5 cm	Momento esf. hor.	Momento total
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(A)	(B)	(C)	(D)	(C+ D)
0	28,48	7,12	120,50	127,62
1	39,96	9,99	95,22	105,21
2	87,19	21,80	71,33	93,13
3	113,20	28,30	48,70	77,00
4	118,50	29,63	27,22	56,85
5	105,70	26,43	6,76	33,19
6	77,65	19,41	-12,82	6,59
7	37,53	9,38	-31,66	-22,28
8	-11,69	-2,92	-49,90	-52,82
9	-66,97	-16,74	-67,67	-84,41
10	-125,30	-31,33	-85,08	-116,41
11	-131,70	-32,93	-102,26	-135,19
12	-101,40	-25,35	-119,28	-144,63
13	-63,57	-15,89	-112,73	-128,62
14	-32,36	-8,09	-81,84	-89,93
15	-12,01	-3,00	-48,69	-51,69
16	-1,64	-0,41	-23,11	-23,52
17	1,65	0,41	-7,36	-6,95
18	1,15	0,29	0,01	0,30
19	0,00	0,00	1,79	1,79

## Capítulo 6

### Projeto e Execução das Estruturas de Reforço e Estabilização – Obra da BR 381

#### 6.1 – Introdução

Com base nas análises preliminares, optou-se por um projeto de aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes compreendendo o reforço das fundações da ponte por estacas-raiz, o reforço do aterro com geogrelhas e a estabilização do solo mole com a utilização de drenos verticais sintéticos, contemplando as seguintes metodologias (DER/MG 1999a, 1999b):

- reforço em estacas-raiz nas fundações da ponte;
- drenos verticais sintéticos (drenos pré-fabricados) no solo mole de fundação;
- colchão drenante sobre o terreno natural;
- aterros reforçados com geogrelhas na base;
- bermas de equilíbrio.

Neste capítulo, são apresentados os principais critérios de projeto e as metodologias construtivas adotadas na implantação destas estruturas. Os resultados das análises de estabilidade e de compressibilidade, bem como os decorrentes da evolução dos recalques dos aterros no período pós-construção são abordados no capítulo seguinte.

#### 6.2 – Reforço das Fundações da Ponte com Estacas-Raiz

O primeiro estágio da reestruturação da obra consistiu na execução dos reforços da fundação da ponte com estacas-raiz, de forma a corrigir os problemas estruturais anteriormente detectados, visando aumentar a rigidez estrutural da ponte e limitar os deslocamentos futuros induzidos pela eventual movimentação dos solos de fundação. Para tal, foram utilizadas estacas-raiz inclinadas e com armadura periférica, de forma a resistir a esforços horizontais significativos e minimizar os deslocamentos futuros.

Esta técnica foi adotada em função principalmente da necessidade de reforço das fundações pré-existentes e da restrição das áreas de trabalho disponíveis. Estes elementos são facilmente executados, tanto na direção vertical quanto inclinados, sendo constituídas basicamente de argamassa composta por cimento e areia. Em função da elevada magnitude dos momentos fletores verificada na reavaliação do comportamento estrutural das estacas Franki, o projeto do reforço destas fundações contemplou a execução de um conjunto de 4 estacas-raiz para cada bloco, totalizando 16 elementos de reforço, com inclinação de 15° (figura 6.1) e capacidade de carga nominal de 90tf. Prescreveu-se ainda que a associação do reforço à estrutura deveria ser feita pela implantação de um bloco de encamisamento em concreto protendido.

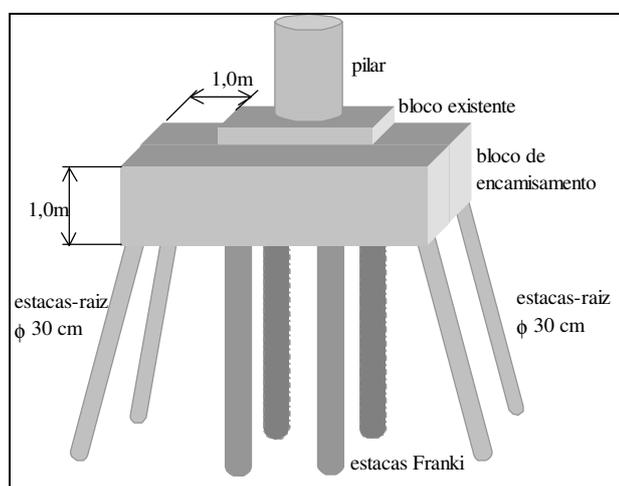


Figura 6.1 – Arranjo estrutural das estacas-raiz de reforço das fundações

As estacas-raiz foram projetadas com base em metodologias convencionalmente adotadas para este tipo de fundação, visando proporcionar uma significativa redistribuição de tensões em profundidade e adotando-se cuidados específicos nos critérios para locação e sobreposição das armaduras periféricas. As fases de operação foram iniciadas com a locação topográfica dos furos e a perfuração até as respectivas cotas de projeto (20m em média). A escavação dos furos, externas aos blocos existentes e com diâmetro de 30cm, utilizou lama bentonítica como suporte para as paredes do furo (foto 1), cuja propriedade fundamental refere-se à tixotropia e à característica deste material de gerar a formação de uma película que impede a passagem de água e mantém as partículas menores de solo em suspensão.

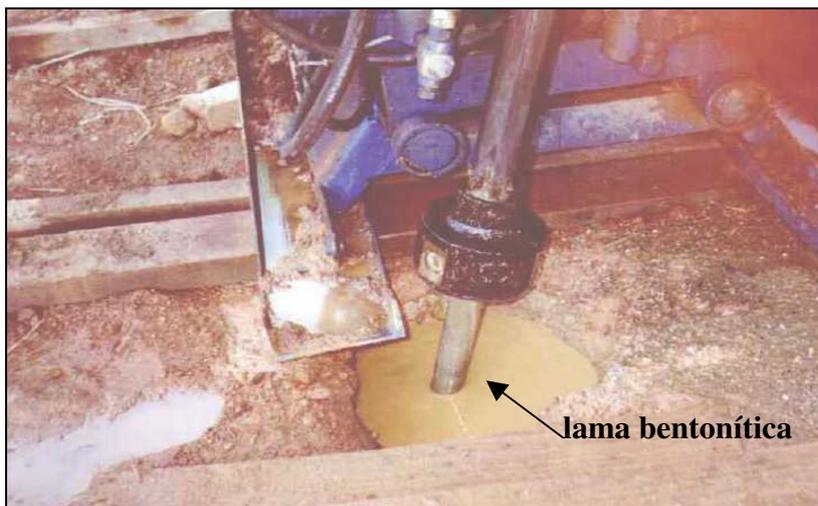
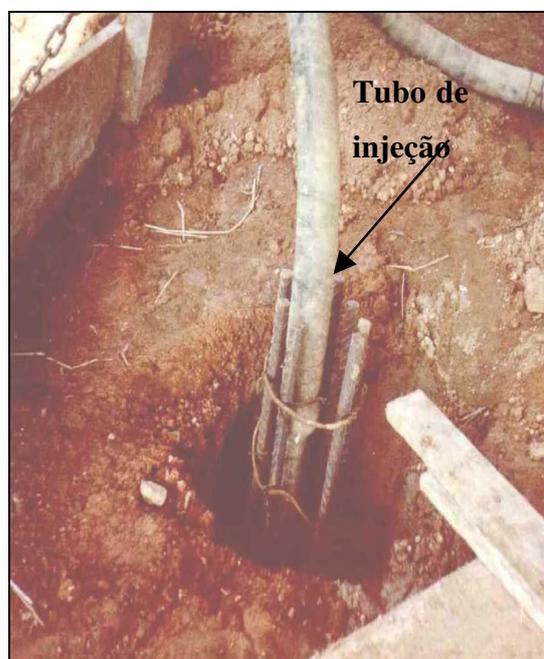


Foto 1 – Perfuração das estacas-raiz com uso de lama bentonítica

A seguir, o processo executivo consistiu na inserção da armadura, composta por três conjuntos de 8 barras de aço com  $\phi$  de 25mm e comprimento de 4m, com sobreposição de 1,2m na emenda destes conjuntos (foto 2a). A injeção de argamassa foi processada através de um tubo introduzido no fuste até o fundo da escavação (foto 2b), aplicando-se ar comprimido com pressão variável entre 0,1MPa e 0,4 MPa.



(a)



(b)

Foto 2 - Inserção da armadura e concretagem das estacas-raiz

Após a cura do concreto dos fustes das estacas, procedeu-se ao arrasamento das mesmas (foto 3a), mantendo sua superfície lisa e limpa para a realização posterior do ensaio PIT–*Pile Integrity Testing*. Em todos os casos, verificou-se a adequabilidade das metodologias construtivas e a integridade geral das estacas (DER, 2003). Em seguida, foi executado o bloco de encamisamento (foto 3b), com dimensões de 1,0m de largura e 1,0m de espessura e circunscrito ao bloco original.

Como etapa complementar destes serviços, procedeu-se à protensão dos blocos de concreto armado de coroamento e solidarização dos dois tipos de fundação da ponte (fck de 40 MPa) com macacos hidráulicos. Os esforços foram aplicados a partir de cargas iniciais de 560 kN, através de 4 cabos de 12,5mm de diâmetro e 6,10m de comprimento incorporados em bainhas corrugadas no interior do bloco, em número de 4 e com 45mm de diâmetro. As estacas de reforço contribuem adicionalmente para a melhoria da estabilidade global dos aterros de encontro (capítulo 7).

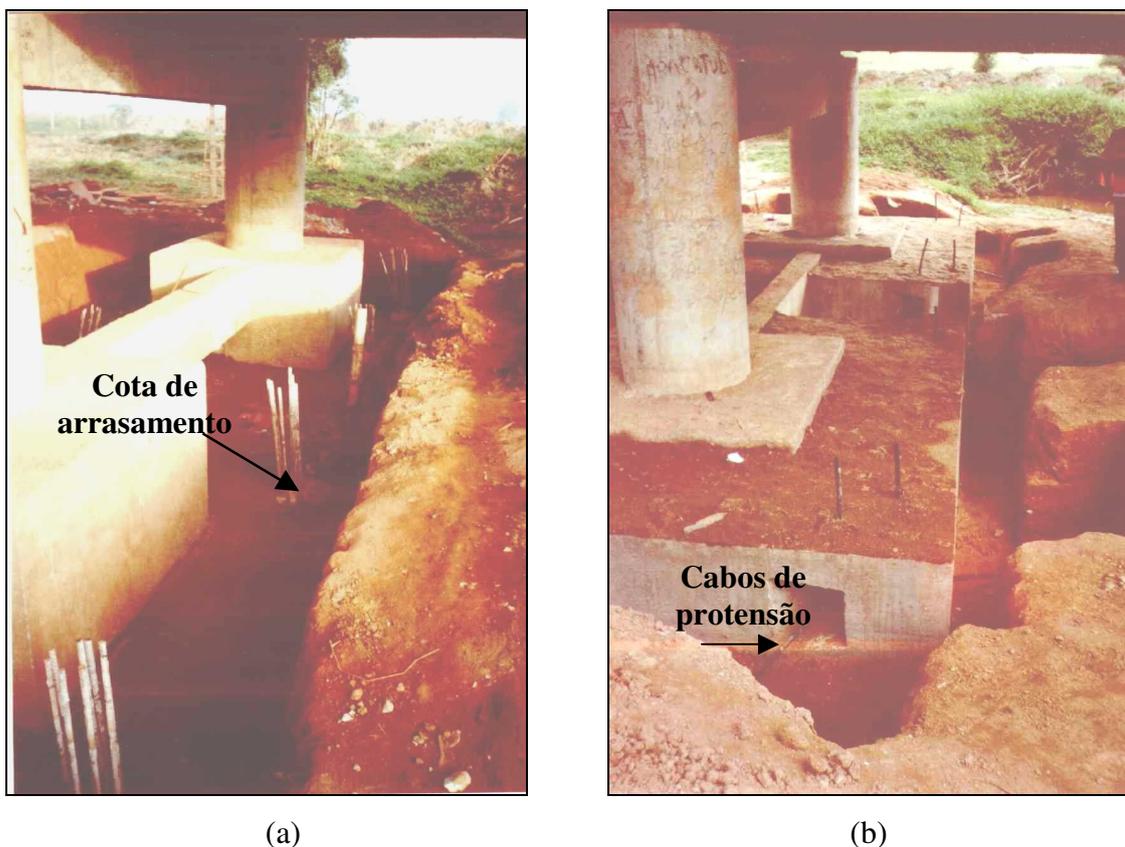


Foto 3 - Cota de arrasamento e bloco de encamisamento das estacas-raiz

### 6.3 – Concepção e Modelo Estrutural do Projeto dos Aterros de Encontro

O projeto dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes contemplou a conjugação do reforço das bases dos aterros com geogrelhas e a execução de bermas de equilíbrio com a estabilização do solo compressível local com drenos verticais sintéticos, em um arranjo estrutural conforme indicado nas figuras 6.2 e 6.3 (DER/MG, 1999d).

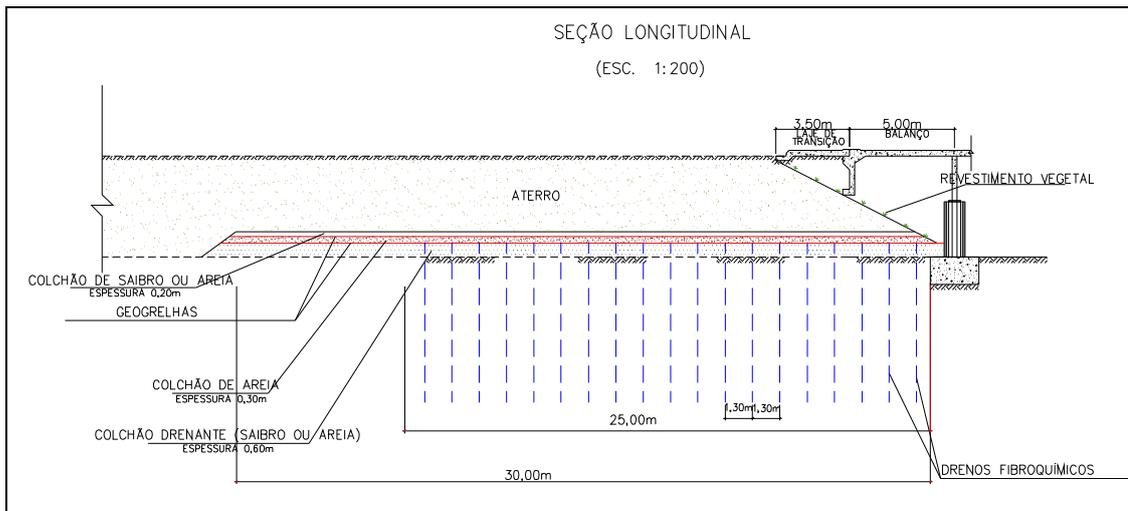


Figura 6.2 – Projeto de Estabilização e Reforço dos Aterros de Encontro (DER, 1999d)

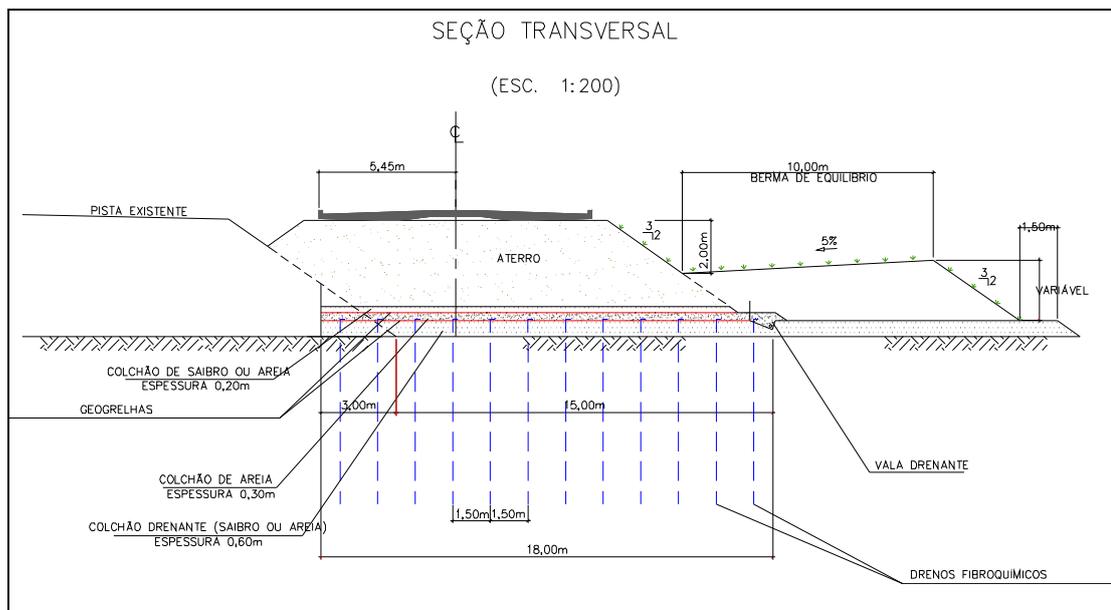


Figura 6.3 – Projeto de Estabilização e Reforço dos Aterros de Encontro (DER, 1999d)

### 6.3.1 – Estabilização dos Solos Moles de Fundação

No projeto, o controle do adensamento e dos recalques acentuados previstos para o solo compressível local foi considerado em termos de uma malha de drenos sintéticos verticais, numa área de 25m x 18m, delimitada pelos *off sets* dos aterros de encontro, dispostos em malha triangular, com espaçamentos de 1,50m e comprimentos de 10,5m.

Em análises de compressibilidade feitas anteriormente ao processo executivo pela empresa responsável pela obra, o arranjo proposto resultou em prazos ainda muito inadequados para uma sensível mobilização dos recalques previstos, implicando o comprometimento do cronograma estipulado para a execução das obras e liberação da pista ao tráfego. Assim, alterou-se a configuração inicial do projeto para um arranjo em malha triangular com espaçamentos de 1,0m (DER/MG, 2002).

Os drenos verticais sintéticos usados foram do tipo composto por um núcleo maleável de polietileno, envolto por um filtro de polipropileno (figura 6.4), com espessura de 5mm, largura de 100mm e gramatura de 100 g/m<sup>2</sup>. As propriedades mecânicas estão dadas na tabela 6.1 (Perboni e Gomes, 2003).

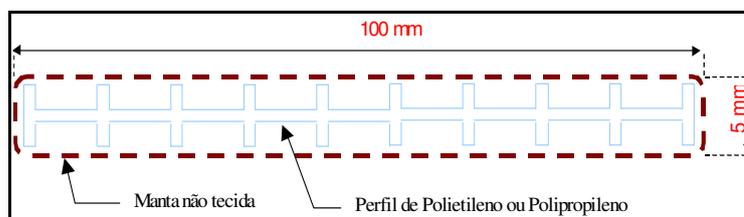


Figura 6.4 – Perfil do dreno vertical sintético

Tabela 6.1 – Propriedades mecânicas do dreno vertical sintético

Propriedades mecânicas	Unidades	Valor médio	Norma
Capacidade de Descarga (200 kPa; i = 0,5) *	10 <sup>-6</sup> m <sup>3</sup> /s	70	ISO 12958/99
Capacidade de Descarga (360 kPa; i = 0,5) *	10 <sup>-6</sup> m <sup>3</sup> /s	50	ISO 12958/99
Abertura de Filtração	10 <sup>-6</sup> m	<75	NFG 38017
Resistência à Tração	kN	3	NBR 12824
Elongação na Ruptura	%	70	NBR 12824
Elongação com 0,5 kN	%	6	NBR 12824

\* amostra de 10cm x 5 cm ensaiada entre espumas de borracha para simular efeitos de solo mole

Na superfície do terreno e abrangendo uma área de 30,0m x 30,0m, envoltória daquela destinada à malha dos drenos sintéticos, foi prevista a execução de um colchão drenante com declividade de 1% e constituído por uma camada de 0,60m de *saibro*, material de alteração de granito e uma camada superior de 0,15m de areia aluvionar. A captação final das águas percoladas foi prevista na forma de uma vala drenante lateral ao colchão drenante e a 0,30m de profundidade abaixo do nível de base do mesmo.

Os drenos foram cravados a partir desta plataforma de trabalho, sendo seccionados a 0,20m acima da mesma. O sistema de instalação dos drenos foi feito através da cravação estática de uma guia metálica fechada (mandril), movimentada ao longo de uma lança instalada sobre um guindaste (fotos 4a e 4b).

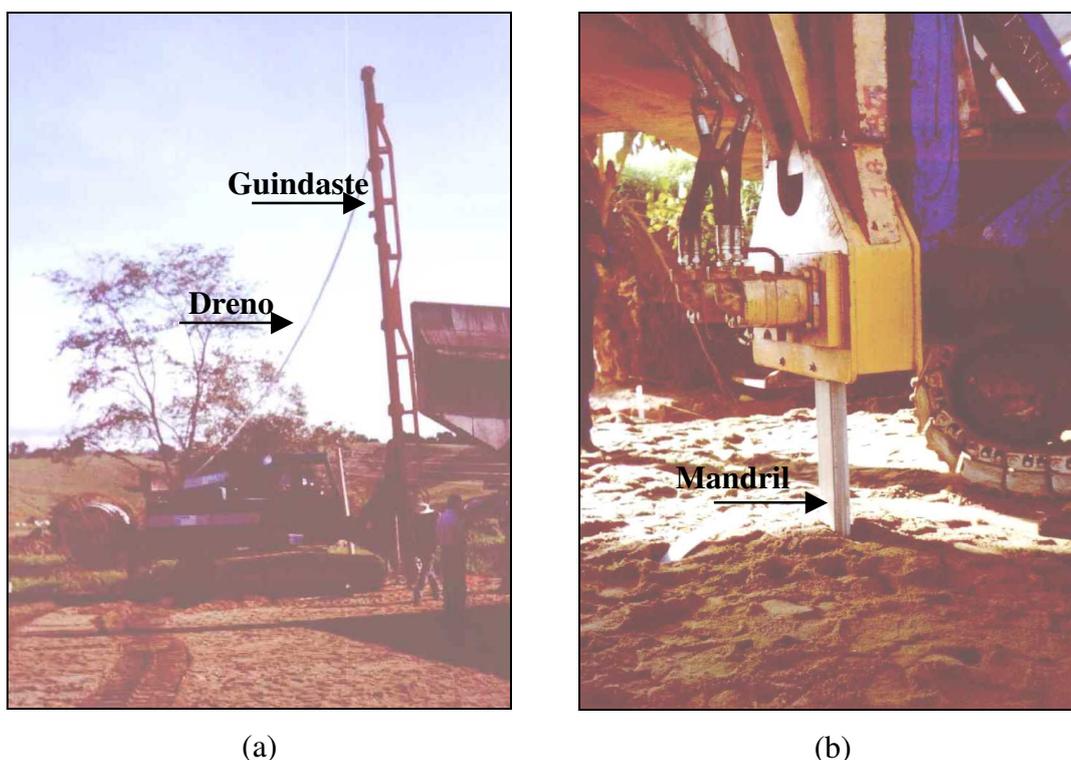


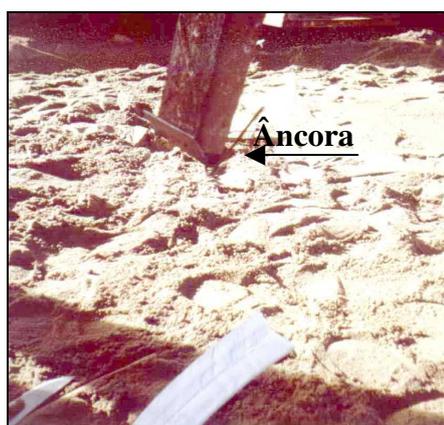
Foto 4 – Esquema de cravação dos drenos verticais sintéticos

A área de implantação dos drenos (foto 5), da ordem de 450m<sup>2</sup>, compreendeu um total de 551 drenos cravados em cada margem do Rio dos Peixes, com comprimento médio de cerca de 10,5m, totalizando aproximadamente 5775m de drenos cravados no solo mole de fundação.

Na sua extremidade inferior, as fitas foram conectadas a uma chapa de ferro ou âncora (foto 6a), de modo a garantir a introdução dos drenos e sua perfeita fixação no substrato mais resistente, bem como impedir que o dreno se soltasse durante a retirada do mandril. A foto 6b mostra em detalhe a emenda feita entre os rolos, em continuidade às tiras, sem perda de material. Durante o processo executivo, ocorreu circunstancialmente a perda da ancoragem da âncora no terreno subjacente, voltando o dreno à superfície juntamente com o mandril, com solo mole agregado em seu interior (foto 7). Nesta condição, a parte danificada do dreno era retirada e a haste era deslocada de alguns centímetros da locação inicial para uma nova cravação.



Foto 5 – Área de cravação dos drenos verticais sintéticos (lado BH).



(a)



(b)

Foto 6 – Detalhes do mandril e da emenda entre os rolos de drenos

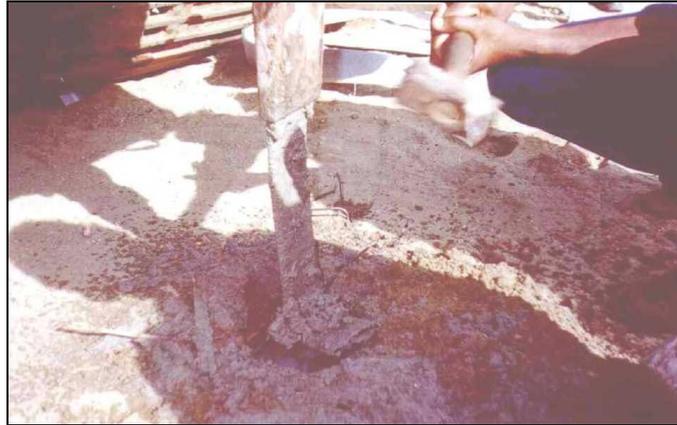


Foto 7 – Detalhe da perda de ancoragem do dreno no terreno subjacente

### 6.3.2 – Reforço dos Aterros de Encontro com Geogrelhas

Sobre a camada de areia superficial do colchão drenante, especificou-se a locação de uma primeira geogrelha de reforço, a qual deveria ser posicionada de modo a absorver os maiores esforços na direção longitudinal dos aterros. Na seqüência, o arranjo foi especificado da seguinte forma: uma camada de areia com 0,15m de espessura, seguida pela instalação de uma segunda geogrelha e, complementando o perfil do sistema de drenagem e reforço, uma nova camada de saibro, com 0,20m de espessura, com a finalidade de proteger as geogrelhas do tráfego de máquinas e outros equipamentos (DER/MG, 1999a, 1999b).

As geogrelhas utilizadas neste projeto são constituídas de filamentos contínuos de poliéster e com revestimento de polietileno de alta densidade. As características técnicas mais relevantes das geogrelhas utilizadas são as seguintes:

- Comprimento/Largura das bobinas: 50m/3,9m;
- Espessura: 1,3 mm;
- Gramatura: 760 g/m<sup>2</sup>;
- Resistência à tração longitudinal: 200 kN/m;
- Resistência à tração transversal: 15 kN/m;
- Deformação longitudinal na carga máxima: 12%;
- Resistência admissível longitudinal (longo prazo): 118 kN/m.

Como exposto, foram adotados reforços uniaxiais com resistências nominais de 200 kN/m na direção longitudinal e 15 kN/m na direção transversal. A primeira camada de geogrelha, assente sobre os drenos verticais (foto 8), foi posicionada no campo de modo a coincidir a maior resistência à tração com a direção do eixo do aterro (extensão de 30m na direção longitudinal e 18m na direção transversal).



Foto 8 – Colocação da primeira camada de geogrelha sobre o colchão drenante

O comprimento total da bobina era de 50m, com largura de 3,9m, fazendo-se necessário, desta forma, alguns cortes e emendas por sobreposição em ambas as direções. Para a seção transversal, as sobreposições foram de 0,30m, enquanto que, para a seção longitudinal, foram de 1,5m (foto 9).

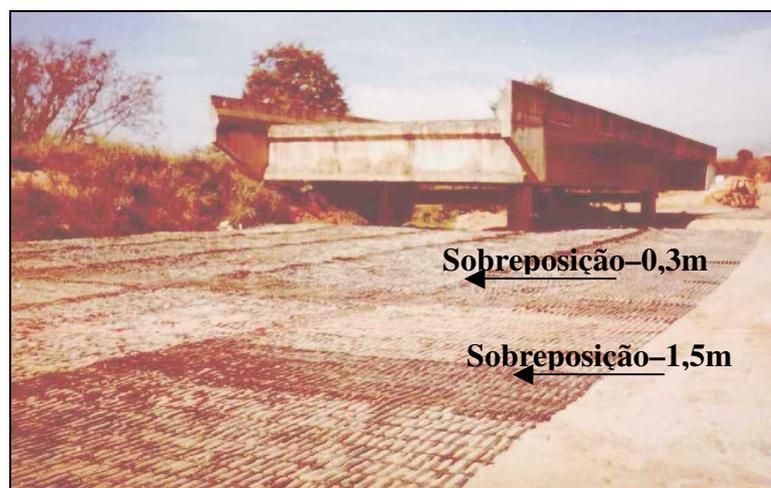


Foto 9 – Detalhes das emendas por sobreposição das geogrelhas

Sobre esta primeira camada de reforço, foi colocada uma camada de areia aluvionar com espessura também de 0,15m, que serviu, então de base para o lançamento de uma segunda camada de reforço, representado por uma geogrelha de mesma natureza e instalada com as mesmas disposições construtivas adotadas para a primeira. Em seguida, sobre este segundo reforço, fez-se o lançamento de uma camada adicional de 0,20m de saibro, a fim de proporcionar plataforma de trabalho e garantir a integridade das geogrelhas durante a deposição do material de aterro, face aos esforços oriundos do tráfego de máquinas pesadas sobre as mesmas.

Os aterros de encontro foram projetados com alturas finais de 4,5m, sendo 1,1m correspondente ao colchão drenante tipo sanduíche e às duas camadas de geogrelhas e 3,4m à execução do aterro compactado em três etapas distintas (figura 6.5), sendo os dois primeiros estágios de 1,2 m e um complemento de 1,0m, adotando-se intervalos de 15 dias entre eles para se garantir uma significativa dissipação das poropressões impostas pelos carregamentos sucessivos. Para a proteção dos taludes o projeto prescreve a execução de revestimento vegetal ou enrocamento.

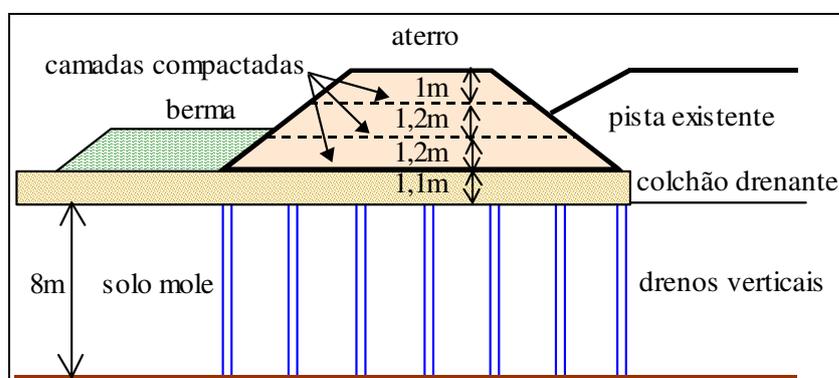


Figura 6.5 – Concepção do aterro compactado por etapas

No campo, os aterros foram iniciados (julho/2002) próximos aos encontros da ponte, progredindo em direção oposta aos mesmos. Devido à presença da parcela de aterro remanescente da etapa anterior, com espessura de 0,60m e ao colchão drenante, o aterro compactado passou a ter uma altura de 2,9m, sendo compactado em duas camadas, cujas alturas corresponderam a 1,5m (foto 10) e 1,4m respectivamente, adaptando-se as especificações originais de projeto.

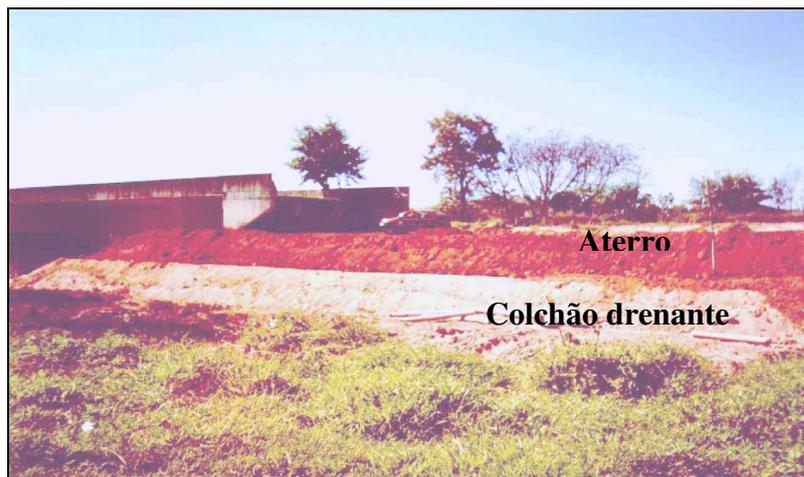


Foto 10 – Primeira etapa do aterro compactado sobre o colchão drenante (lado SP)

A segunda etapa do aterro compactado foi executada em setembro/2002, após o período necessário para a dissipação dos excessos de poropressão gerados pelo carregamento da etapa anterior, durante o qual procedeu-se ao monitoramento dos recalques da camada compressível. Concomitantemente à segunda etapa de alteamento do aterro, executou-se a berma de equilíbrio em ambos os lados (foto 11), sob as mesmas condições de compactação do aterro. A obra final foi liberada para o tráfego em dezembro/2002.



Foto 11 – Ponte sobre o Rio dos Peixes em tráfego livre

Também em dezembro/2002 foram realizados, sobre a plataforma das bermas de equilíbrio, os ensaios de cone com dissipação de poropressão (CPTU) e os ensaios de palheta (vane test), utilizados neste trabalho (foto 12).



Foto 12– Execução dos ensaios CPTU e Vane Test sobre a plataforma da berma

## Capítulo 7

### **Análises de Estabilidade e de Compressibilidade dos Aterros de Encontro com Utilização de Geossintéticos — Obra da BR 381**

#### **7.1 – Introdução**

Neste capítulo, são apresentadas as análises de estabilidade do aterro reforçado e as análises de compressibilidade do solo compressível local, com base em procedimentos específicos de projeto e considerando-se as condições reais de execução no campo.

Para as análises de estabilidade dos aterros reforçados, foi utilizado o programa comercial GGU - Stability, versão 6.11, desenvolvido na Alemanha e comercializado pela GGU – *Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik*. Este software executa as análises de estruturas reforçadas com base nas teorias de equilíbrio limite, considerando não apenas os casos de estabilidade de taludes de aterros reforçados com geossintéticos, mas também os casos de solos atirantados e solos grampeados.

Para as condições de compressibilidade, os estudos basearam-se nas análises acopladas da teoria clássica do adensamento unidimensional de Terzaghi (drenagem vertical) e da teoria do adensamento radial, desenvolvida por Barron (Barron, 1948). Importantes aspectos incorporados nestas análises referiram-se aos efeitos específicos do amolgamento provocado pela instalação dos drenos verticais (Indraratna e Redana, 1998) e à influência da capacidade de descarga dos mesmos durante o adensamento (Rodrigues, 1998). Por outro lado, fez-se também uma avaliação preliminar das deformações resultantes dos fenômenos de compressão secundária, potencialmente significativos em depósitos desta natureza (Sampaio Junior et. al, 2002).

Em função destas análises e dos procedimentos adotados em campo, constatou-se a necessidade de observações adicionais e do monitoramento dos deslocamentos horizontais e verticais dos aterros, sendo, então, enfatizados estes aspectos em item específico e apresentados alguns resultados iniciais dos deslocamentos observados.

## **7.2 – Análises de Estabilidade dos Aterros Reforçados**

Embora tenham sido adotadas outras metodologias de análise (programas GeoSlope, ReSlope, etc) optou-se pelo programa GGU – Stability nas análises finais pelas suas características de representação de diferentes configurações geométricas e de sistemas de distribuição de sobrecargas, pontuais ou uniformemente distribuídas. Este aspecto foi particularmente importante na representatividade do arranjo em termos da geometria tipo sanduíche do colchão drenante implantado na base dos aterros.

Adicionalmente, o programa permite a adoção de diferentes parâmetros geotécnicos para as múltiplas camadas do arranjo, a definição livre da posição da linha freática e do regime de fluxo, diferentes métodos de análise da estabilidade e variadas geometrias das superfícies de ruptura.

### **7.2.1 – Parâmetros e Critérios de Projeto**

A avaliação do projeto do aterro reforçado consistiu no dimensionamento da estrutura a partir dos parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos, dos critérios específicos de projeto, dos fatores de segurança e das características dos reforços aplicados. Dentre estes parâmetros, os coeficientes de interação da interface solo-reforço, definidos através de ensaios especiais de laboratório, constituem-se em um importante aspecto na formulação do problema (Gomes, 1993a; Martins, 2000).

Para estruturas reforçadas deve-se adotar, ainda, fatores de redução devido aos efeitos provocados por danos durante a instalação e durante a vida útil da obra e devido aos efeitos provocados pela fluência do material empregado (Gomes e Martins, 2003). Estes valores variam dentro de faixas típicas para cada tipo de reforço, dependendo do polímero-base (tabela 7.1) e são utilizados para a determinação dos valores de projeto para a resistência à tração dos geossintéticos adotados (Elias e Christopher, 1997).

Os valores típicos indicados na tabela 7.1 são aplicáveis aos casos para os quais se tem um adequado controle de qualidade no processo executivo e em situações onde o

ambiente não seja francamente agressivo às propriedades dos geossintéticos, condições admitidas para o caso da obra da ponte sobre o Rio dos Peixes.

Tabela 7.1 – Fatores de redução para o cálculo da resistência à tração de projeto (Elias e Christopher, 1997)

Tipo de polímero	$f_{dm}$	$f_d$	$f_{fl}$
	(instalação)	(durabilidade)	(fluência)
Poliéster	1,05 a 3,0	1,1 a 2,0	2,0 a 2,5
Polipropileno	1,05 a 3,0	1,1 a 2,0	4,0 a 5,0
Polietileno	1,05 a 3,0	1,1 a 2,0	2,5 a 5,0
Valores típicos	1,05 a 1,5	1,05 a 1,5	1,5 a 3,0

Em função da natureza dos elementos de reforço, foram estabelecidos os parâmetros para as análises de estabilidade dos aterros para ambas as margens (lados de BH e SP), referentes às propriedades geotécnicas do solo de fundação e do material de aterro (tabela 7.2) e aos fatores de redução e coeficientes de interação da estrutura (tabela 7.3). De acordo com as próprias prescrições do DNER, um valor mínimo de 1,4 foi adotado para os fatores de segurança correspondentes às diferentes análises deste tipo de estrutura (DNER, 1998).

Tabela 7.2 – Propriedades geotécnicas dos solos de fundação e aterro

Material	$c$ (kPa)	$S_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Solo de Aterro	10	-	30	18,9
Solo de Fundação	-	20	0	13,5

Tabela 7.3 – Parâmetros adotados para o projeto dos aterros reforçados de encontro

Fatores de Redução	
Devido a danos de instalação	1,15
Durabilidade	1,10
Fluência	2,00
Coeficientes de Interação	
Ao arrancamento (solo reforçado)	0,8
Ao arrancamento (solo de fundação)	0,8
Deslizamento direto (ao longo do solo reforçado)	0,7
Deslizamento direto (ao longo do solo de fundação)	0,7

## 7.2.2 – Resultados das Análises de Estabilidade

Em conformidade com os parâmetros e critérios de projeto definidos anteriormente, os resultados das análises de estabilidade (métodos de Bishop Modificado e Janbu) estabeleceram o arranjo estrutural do aterro reforçado, através da determinação do número de camadas de reforço e das resistências à tração requeridas em cada elemento para a condição de projeto e para a situação de campo.

Na concepção do projeto, os reforços foram definidos a partir de várias tentativas, adotando-se geogrelhas biaxiais ou uniaxiais, com diferentes resistências à tração, posicionadas sobre uma camada de areia de 0,20m (colchão drenante) assente sobre a camada de 60cm de aterro remanescente.

Uma primeira análise buscou alcançar uma configuração adequada e um fator de segurança dentro dos padrões normativos para a direção longitudinal, considerando-se geogrelhas biaxiais com resistência à tração de 200kN/m e 300kN/m. Os resultados, apresentados na figura 7.1, indicaram baixos fatores de segurança, em ambos os casos.

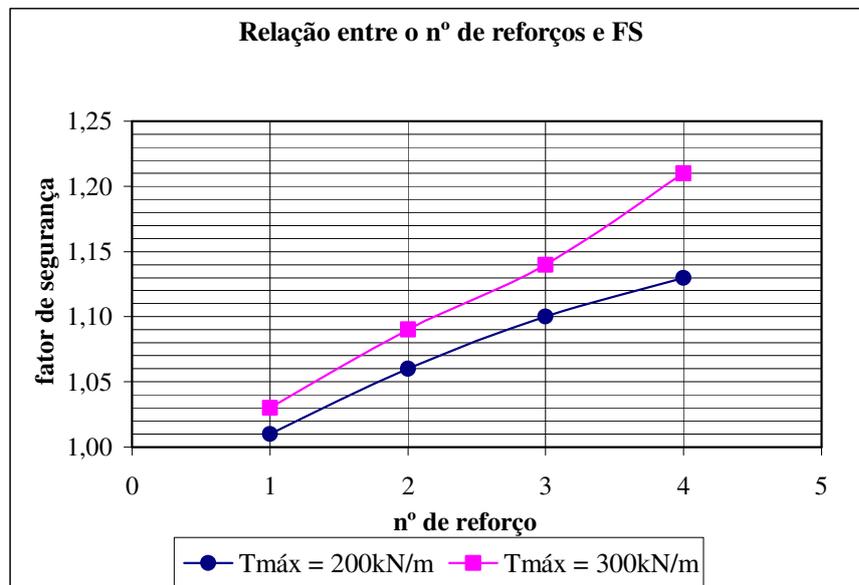


Figura 7.1 – Relação entre o número de reforços e o FS para geogrelhas biaxiais de resistência à tração de 200kN/m e 300kN/m

Assim, a estabilidade da estrutura reforçada impôs a utilização de geogrelhas de maior resistência à tração, de modo que o arranjo ficasse compatível com a natureza da obra. Numa análise preliminar, onde o número de reforços ficou limitado a quatro camadas, os fatores de segurança, referentes a cada geogrelha especificada, variaram de acordo com os resultados da figura 7.2.

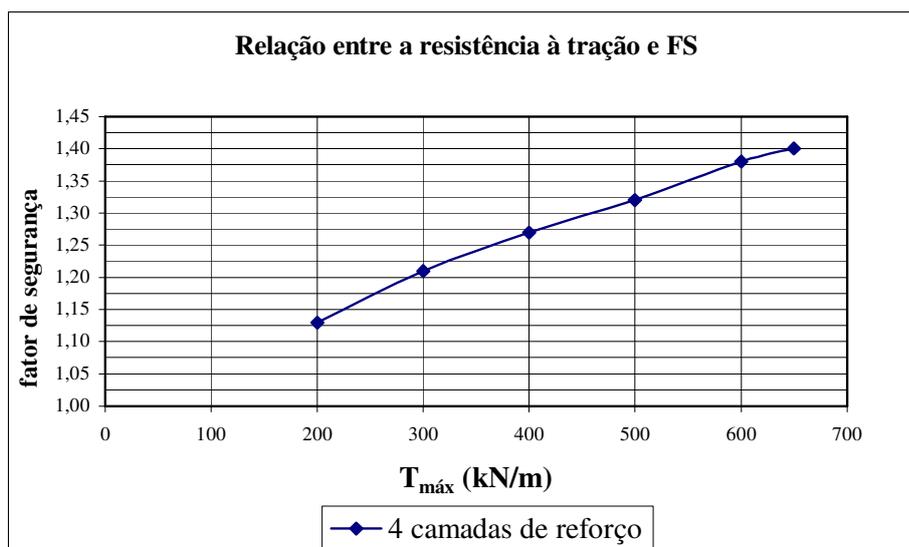


Figura 7.2 – Relação entre  $T_{máx}$  (kN/m) e FS para 4 geogrelhas na direção longitudinal

Considerando-se que o fator de segurança mínimo de 1,4 foi obtido para quatro camadas de geogrelhas com resistência à tração nominal de 650kN/m, outras análises foram, então, realizadas com a finalidade de minimizar o número de reforços a partir de geogrelhas biaxiais de 800kN/m e uniaxiais de 1200kN/m (tabela 7.4). As superfícies de ruptura, obtidas pelo método de Bishop Modificado e pelo método de Janbu, estão indicadas nas figuras 7.3 a 7.8. A resistência à tração de projeto ( $T_{proj}$ ) é a relação entre a resistência à tração nominal ( $T_{máx}$ ) e o produto dos fatores de redução.

Tabela 7.4 – Resultados das análises de estabilidade para a seção longitudinal

n° reforço	tipo	$T_{proj}$ (kN/m)	$T_{máx}$ (kN/m)	Fator de segurança	
				BS	Janbu
4	biaxial	256,92	650,0	1,40	1,76
3	biaxial	316,20	800,0	1,39	1,55
2	uniaxial	474,31	1200,0	1,40	1,44

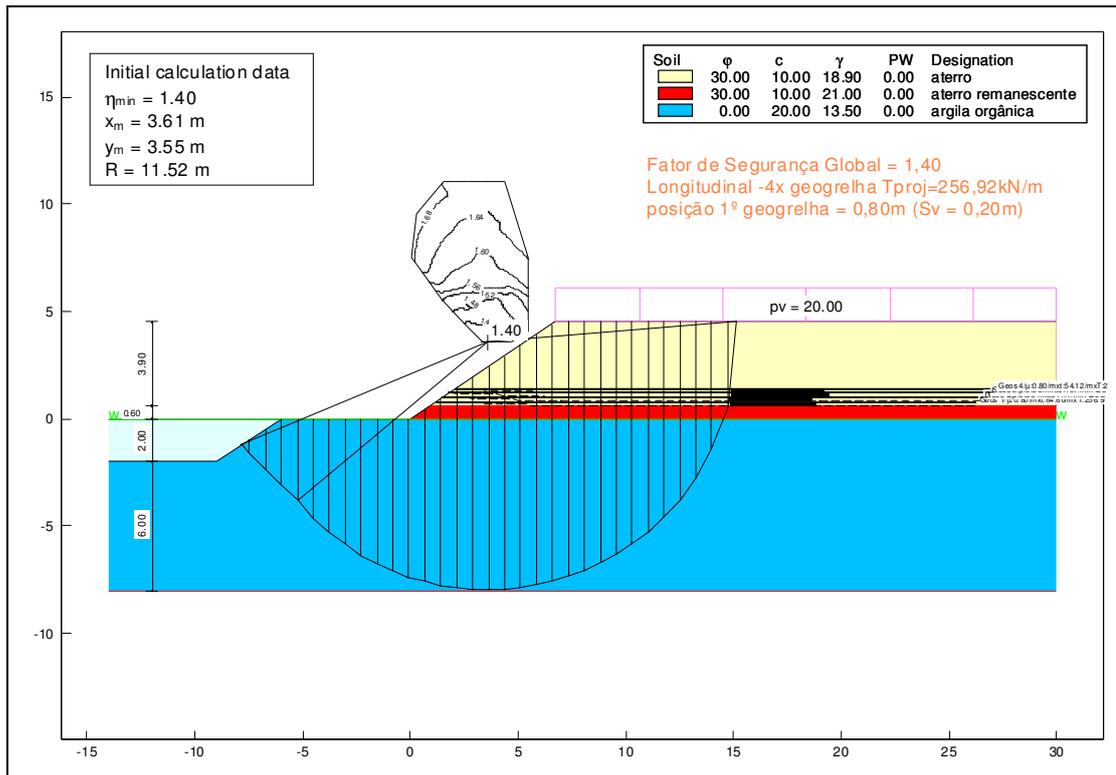


Figura 7.3 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (650kN/m)

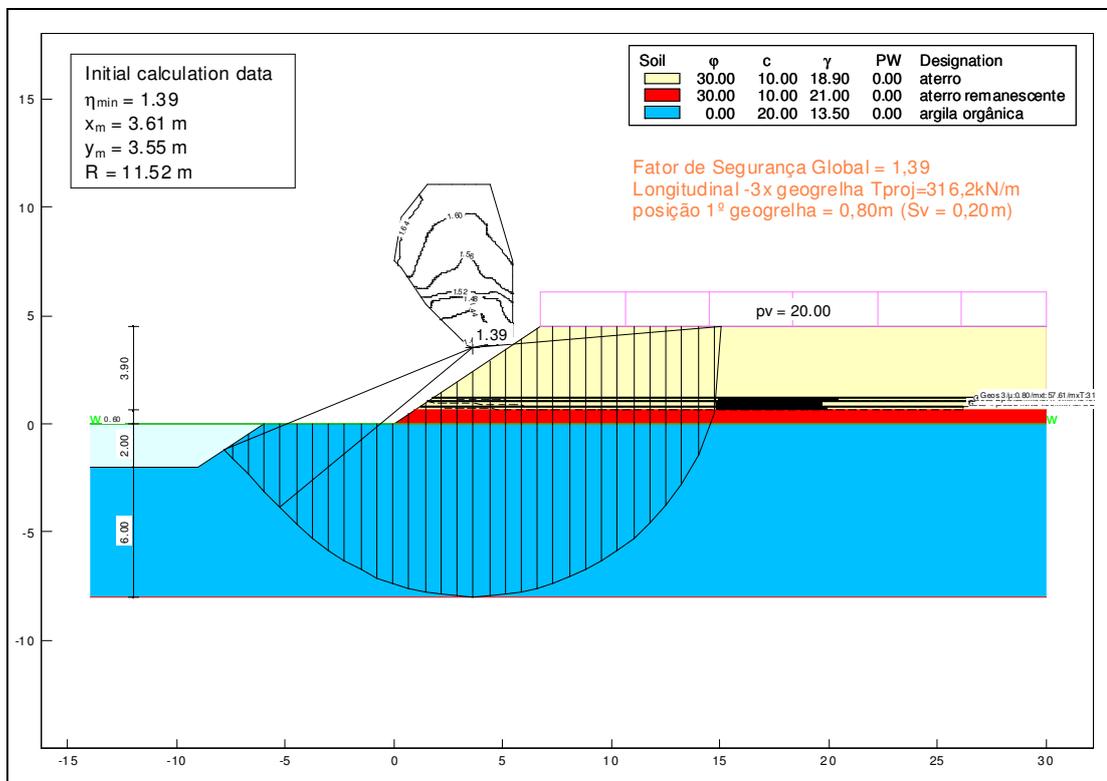


Figura 7.4 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (800kN/m)

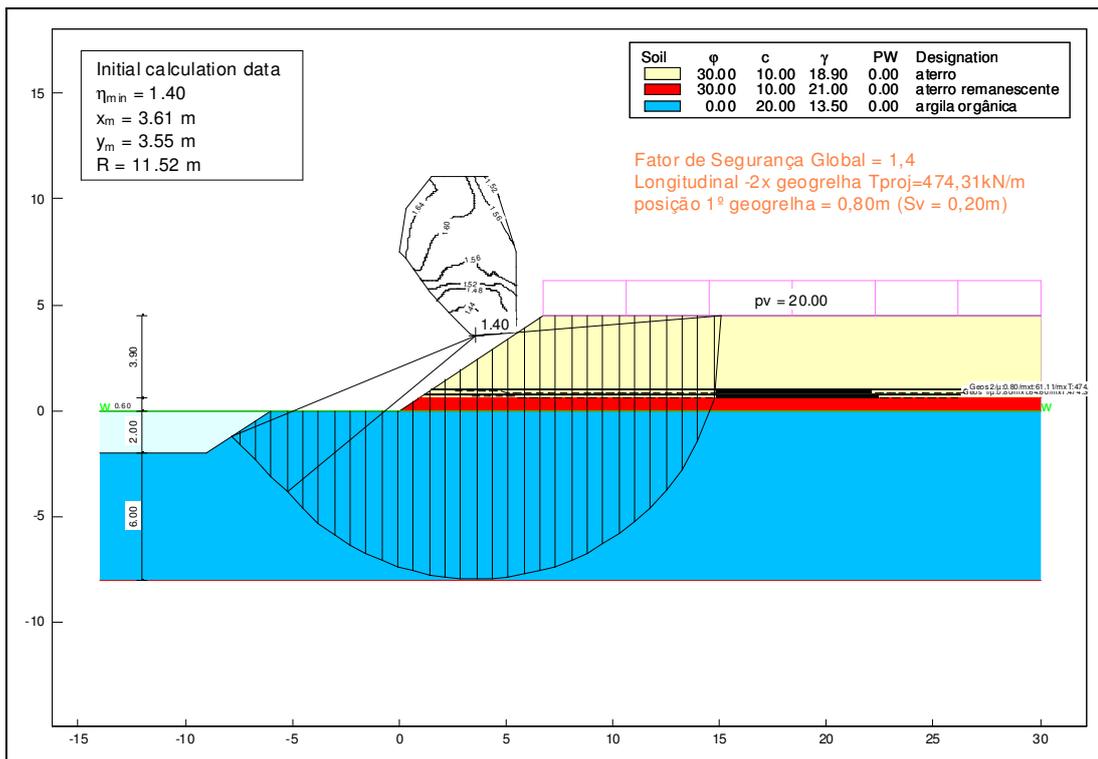


Figura 7.5 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (1200kN/m)

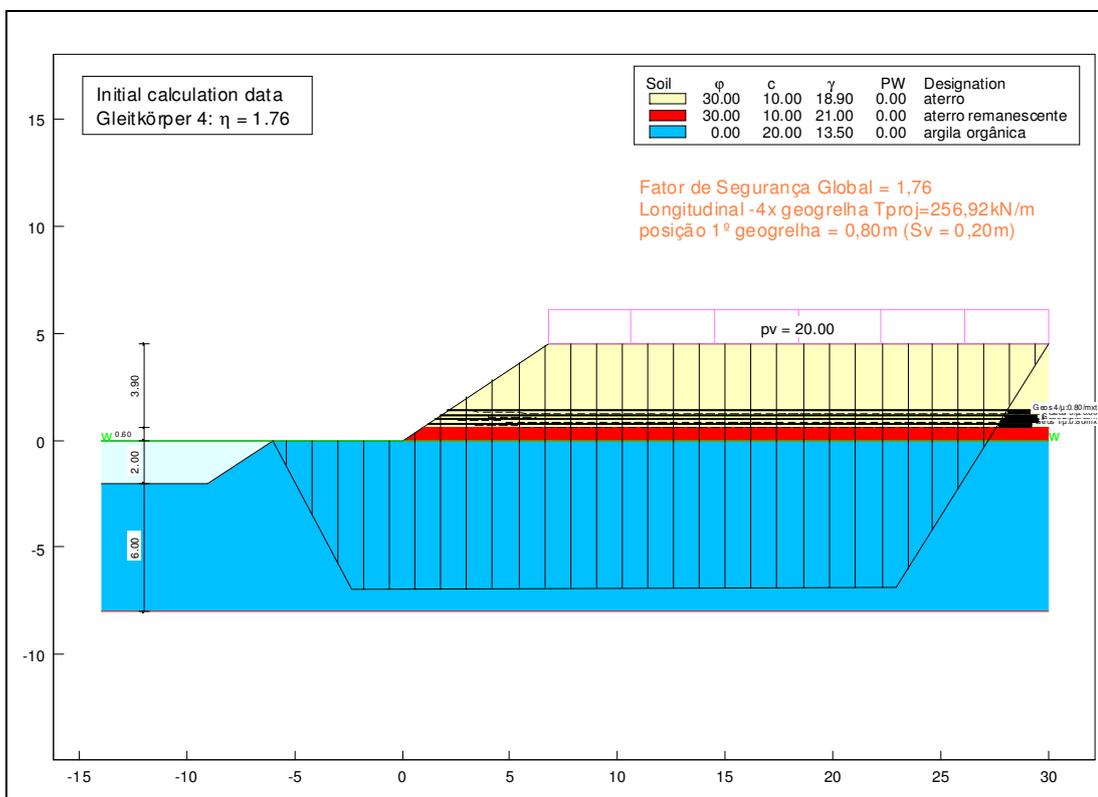


Figura 7.6 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (650kN/m)

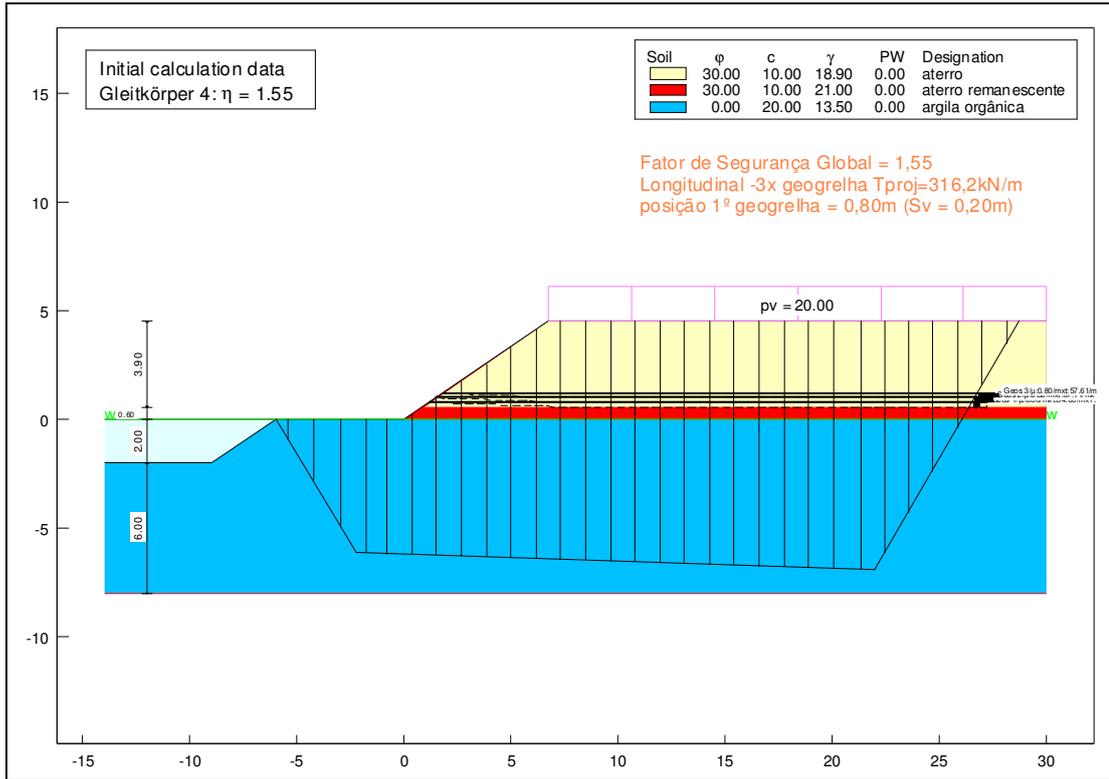


Figura 7.7 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (800kN/m)

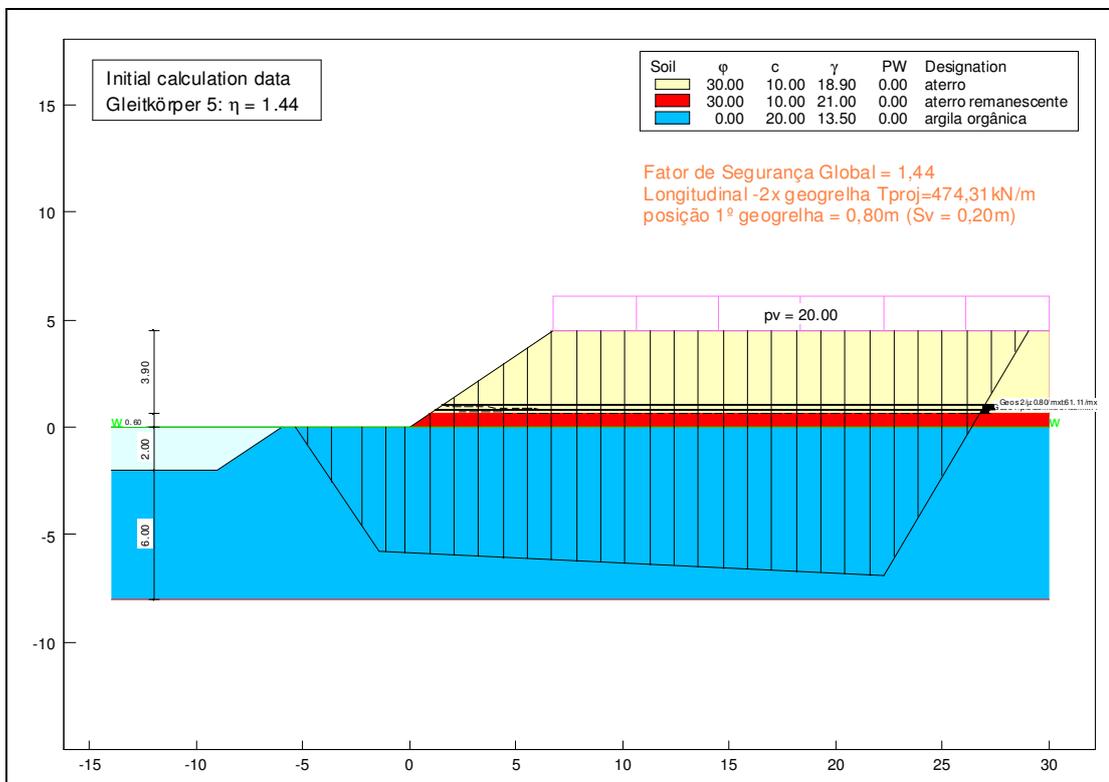


Figura 7.8 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (1200kN/m)

Analogamente, procedeu-se em relação às análises de estabilidade para a seção transversal, considerando-se a aplicação dos reforços biaxiais de 650kN/m e 800kN/m na mesma posição e uniaxiais de 1200 kN/m, cuja primeira camada estaria posicionada entre as camadas dispostas na direção longitudinal e com a segunda camada espaçada de 0,20m em relação à primeira. Neste caso, as análises de projeto contemplaram a seção transversal sem a presença da berm de equilíbrio, sendo os resultados fornecidos pela tabela 7.5 e as superfícies de ruptura, obtidas pelos métodos de Bishop Modificado e de Janbu, indicadas nas figuras 7.9 a 7.14.

Tabela 7.5 – Resultados das análises de estabilidade para a seção transversal

nº reforço	tipo	T <sub>proj</sub> (kN/m)	T <sub>máx</sub> (kN/m)	Fator de segurança	
				BS	Janbu
4	biaxial	256,92	650,0	1,43	1,46
3	biaxial	316,20	800,0	1,42	1,43
2	uniaxial	474,31	1200,0	1,44	1,41

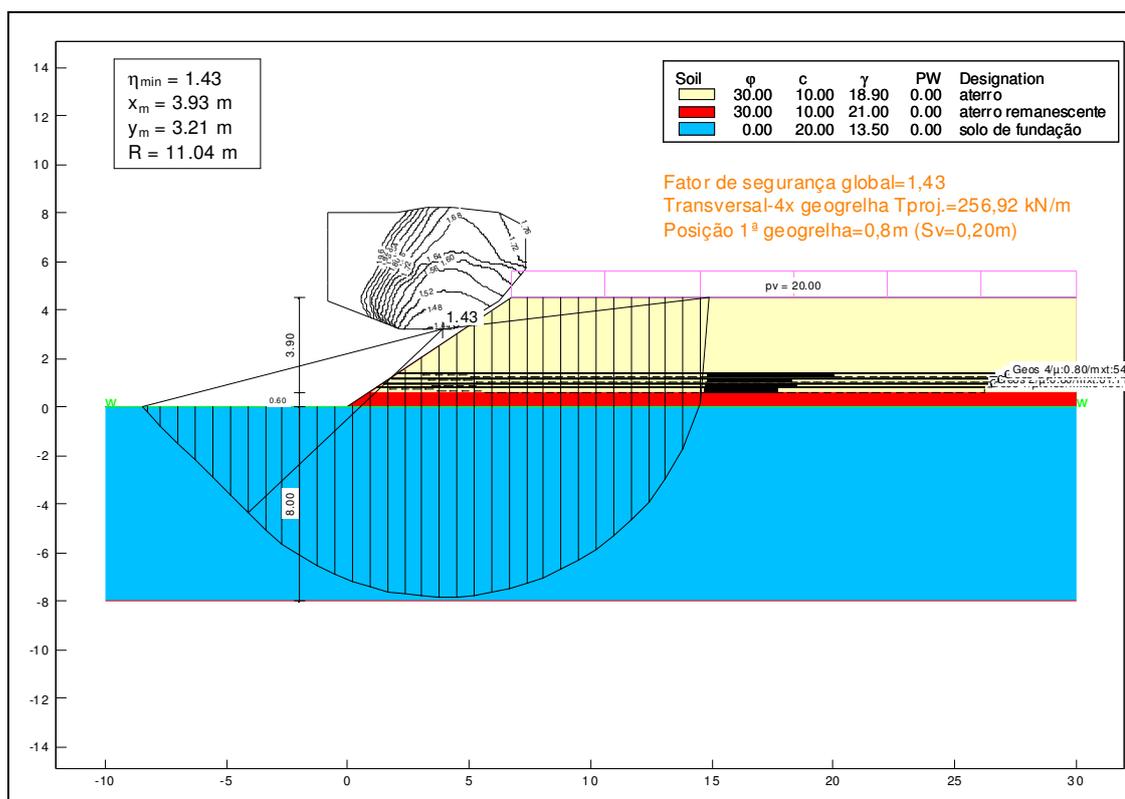


Figura 7.9 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (650kN/m) seção transversal

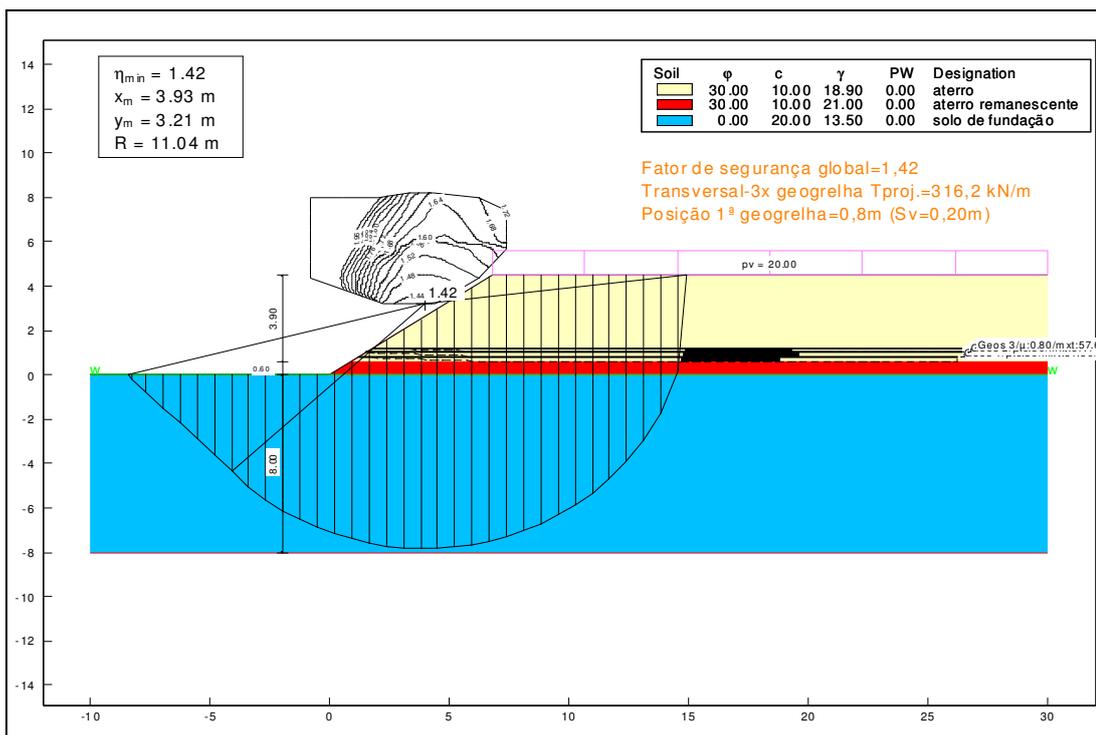


Figura 7.10 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (800kN/m)  
seção transversal

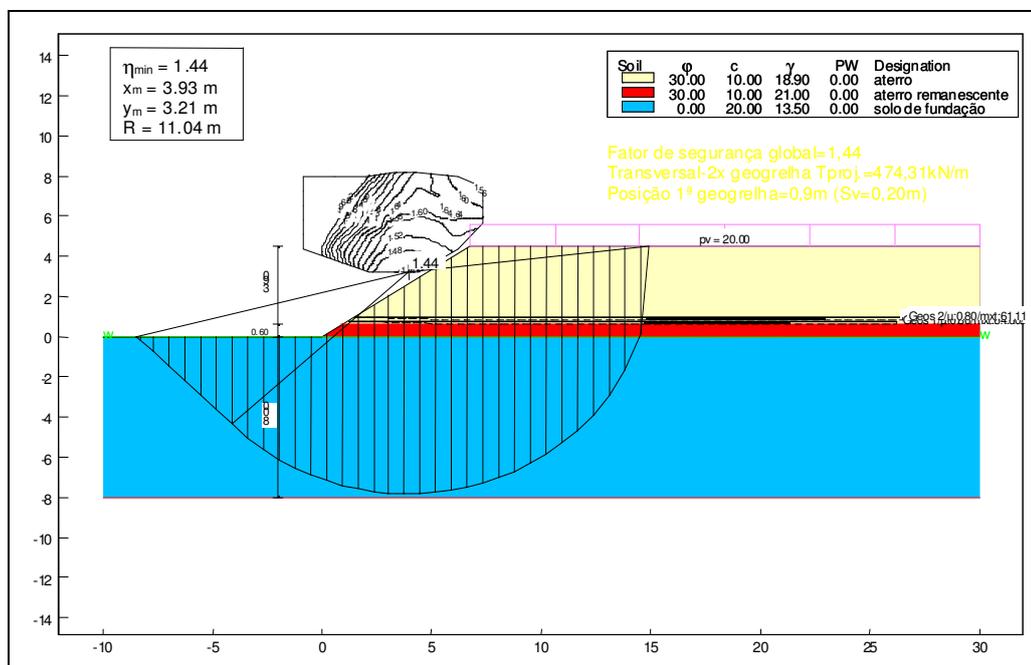


Figura 7.11 – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (1200kN/m)  
seção transversal

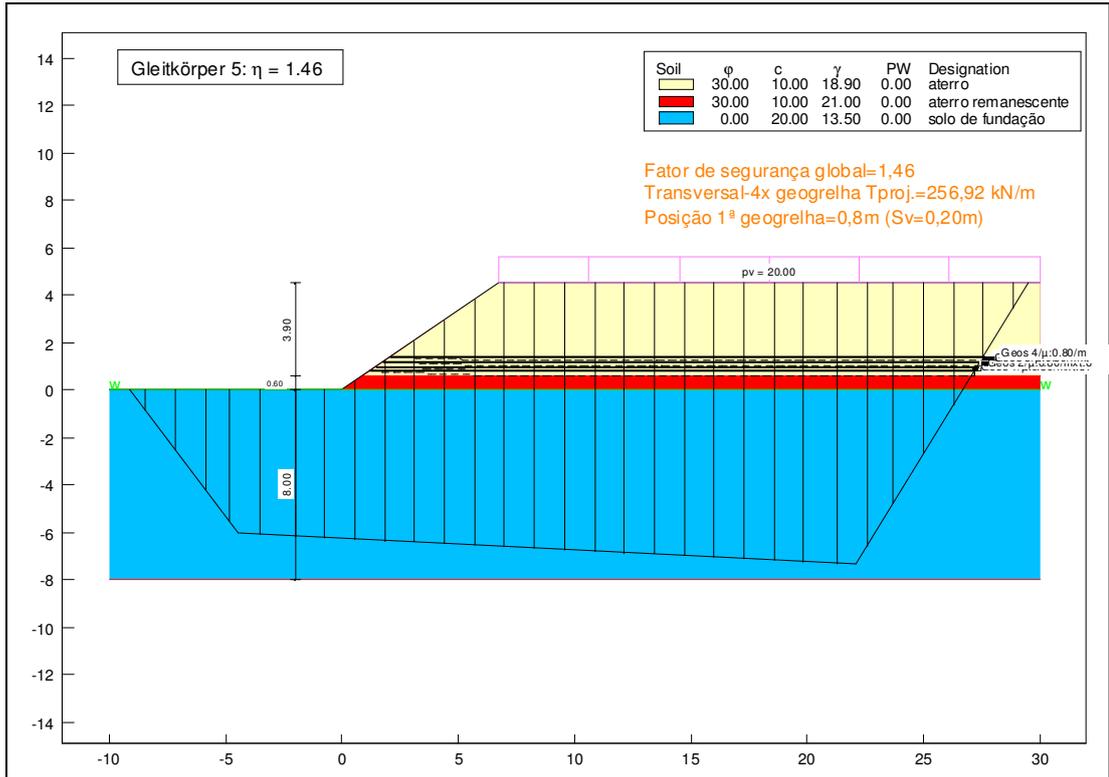


Figura 7.12 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (650kN/m) seção transversal

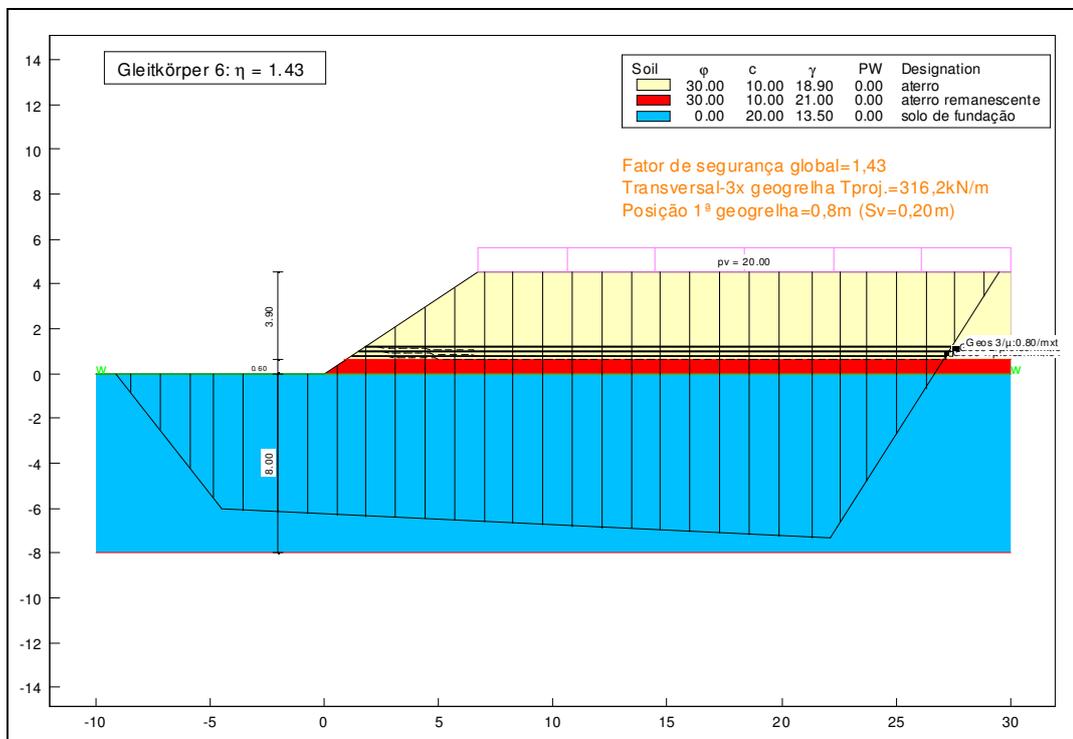


Figura 7.13 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (800kN/m) seção transversal

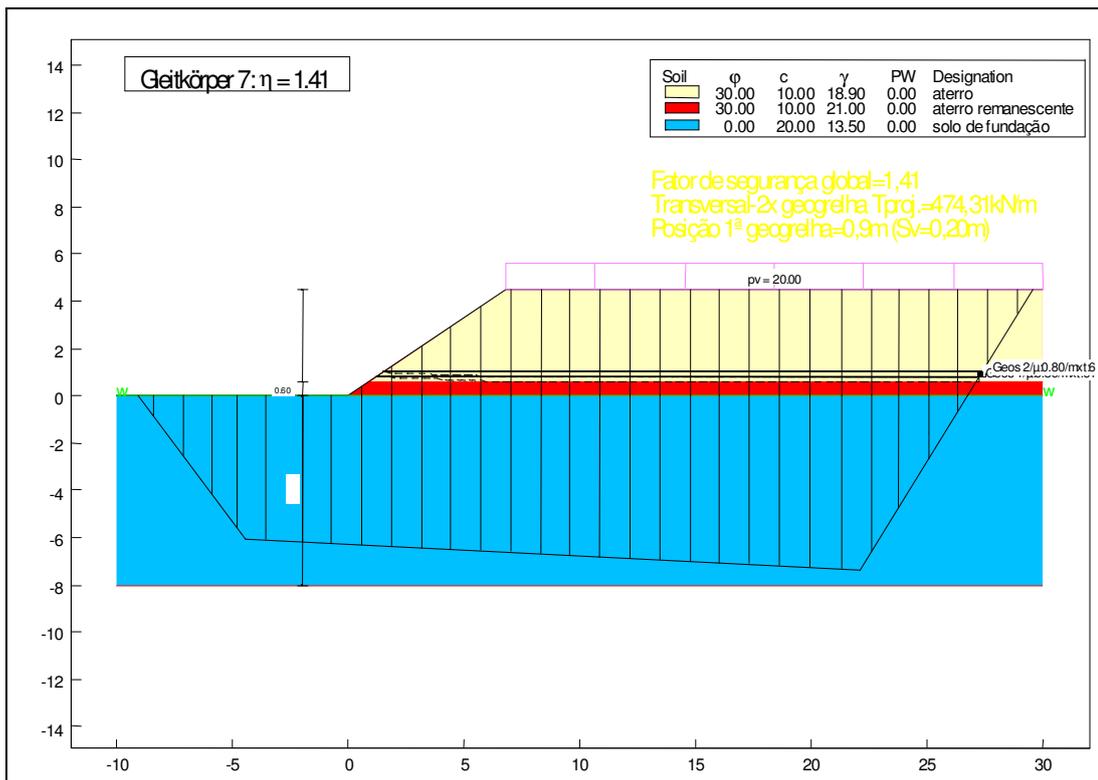


Figura 7.14 – Superfície de ruptura pelo método de Janbu (1200kN/m) seção transversal

Nas condições reais de campo, entretanto, a empresa projetista optou por adotar um complexo sistema drenante, conformado por múltiplas camadas, em um arranjo tipo sanduíche e a inserção de apenas duas geogrelhas uniaxiais (200kN/m x 15kN/m) nas locações indicadas (figura 7.15). Adicionalmente, a estabilidade da seção transversal incluiu a presença de uma berma de equilíbrio.

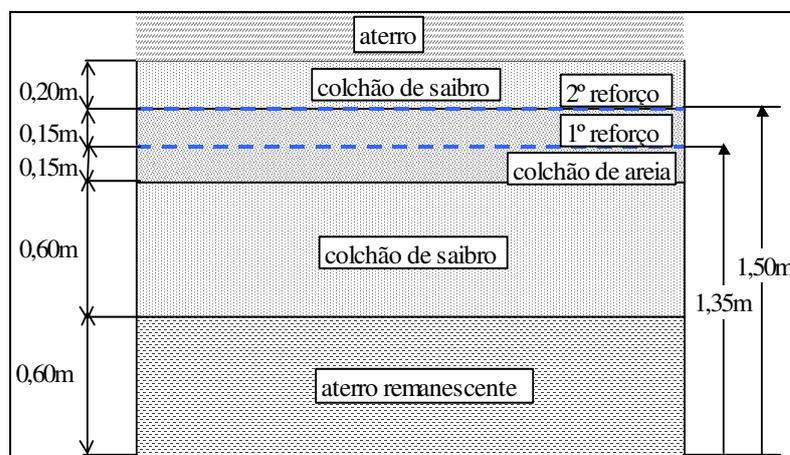


Figura 7.15 – Configuração das camadas e locação dos elementos de reforço nos aterros

Admitindo-se o emprego de elementos uniaxiais de reforço na forma de geogrelhas com resistência à tração nominal máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) de 200kN/m na direção longitudinal e de 15kN/m na direção transversal, as análises foram realizadas para diferentes geometrias das superfícies de ruptura. Considerando a inclusão de duas geogrelhas desta natureza como elementos de reforço do aterro e a sobrecarga de 20kPa, foram obtidos FS de 1,05 e 1,25 (método de Bishop Modificado) e de 1,24 e 1,31 (método de Janbu) para as seções longitudinal e transversal, respectivamente. As superfícies de ruptura correspondentes estão indicadas nas figuras 7.16 a 7.19.

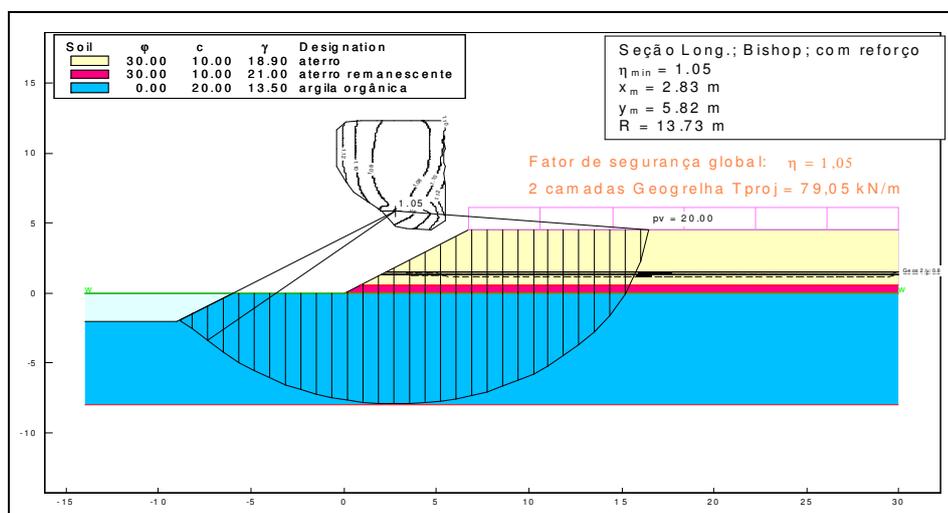


Figura 7.16 – Análises de estabilidade pelo método de Bishop Modificado  
Seção longitudinal - campo

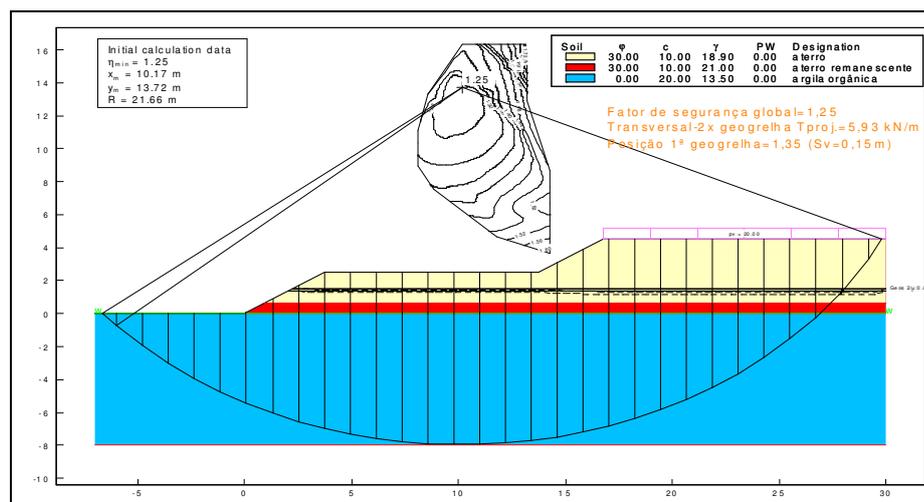


Figura 7.17 – Análises de estabilidade pelo método de Bishop Modificado  
Seção transversal - campo

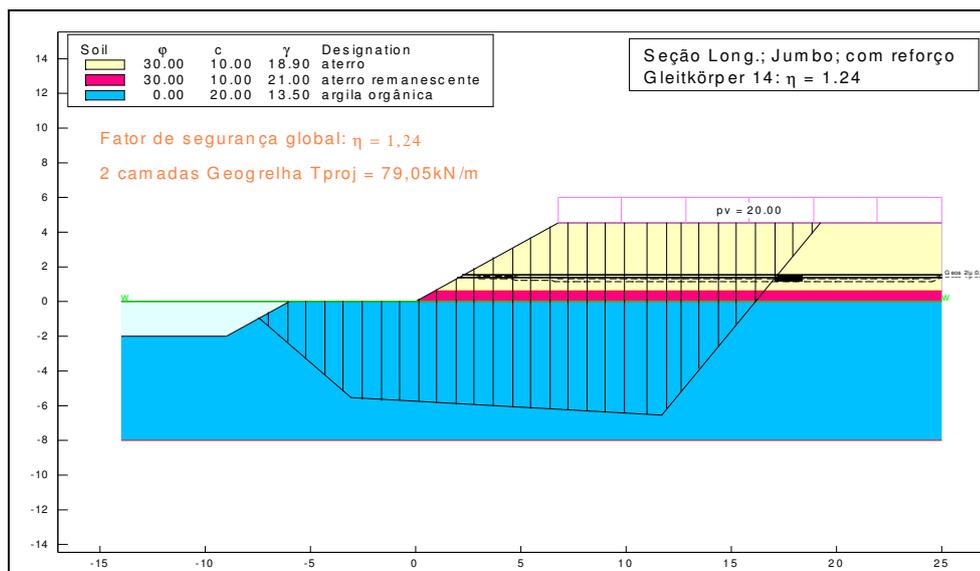


Figura 7.18 – Análises de estabilidade pelo método de Janbu seção longitudinal - campo

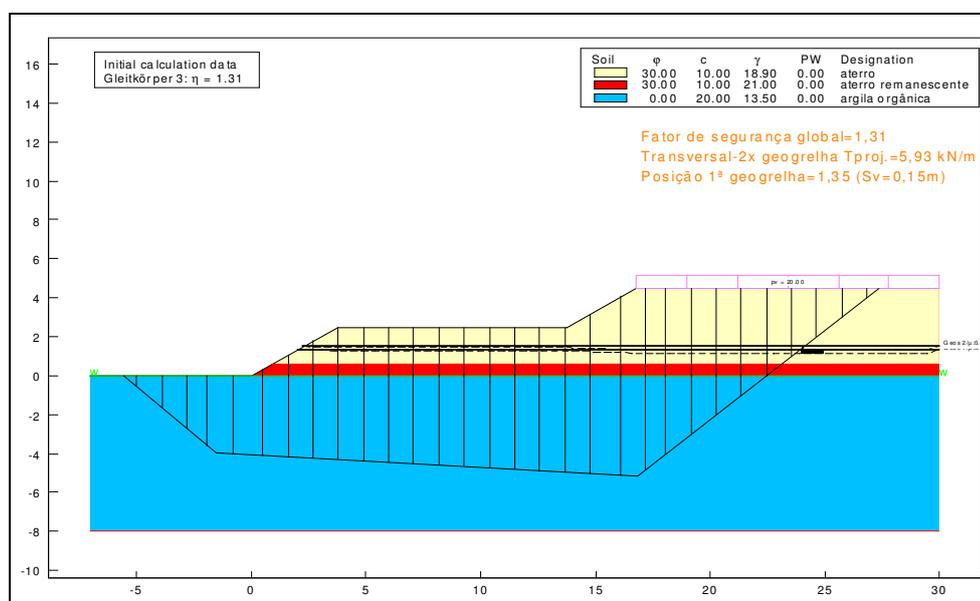


Figura 7.19 – Análises de estabilidade pelo método de Janbu, seção transversal – campo

Esta resistência nominal correspondeu, em projeto, a resistências à tração ( $T_{proj}$ ) de 79,05kN/m e de 5,93kN/m, em relação às seções longitudinal e transversal, respectivamente, em função dos parâmetros de projeto previamente adotados. Constatase, portanto, que as condições de estabilidade são críticas em termos da seção longitudinal dos aterros de encontro da ponte. No caso da seção transversal, ao contrário, a conjugação das ações destes reforços com a presença da berm de equilíbrio asseguram as condições de estabilidade prescritas.

Reavaliando-se as condições de estabilidade para a seção longitudinal, para um fator de segurança de 1,4, os resultados tendem para um valor bastante elevado da resistência à tração nominal requerida pelos reforços do aterro (1290kN/m de resistência nominal ou 510kN/m de resistência de projeto pelo método de Bishop Modificado), no caso da adoção de apenas duas camadas de reforço (figura 7.20).

Embora tenha que se considerar os benefícios potenciais representados pelas fundações da ponte (melhorados pela ação do reforço das mesmas por estacas-raiz), estes resultados demonstram claramente a inadequabilidade do arranjo que norteou a concepção de projeto executado e a necessidade de adoção de elementos de reforço mais resistentes nos aterros.

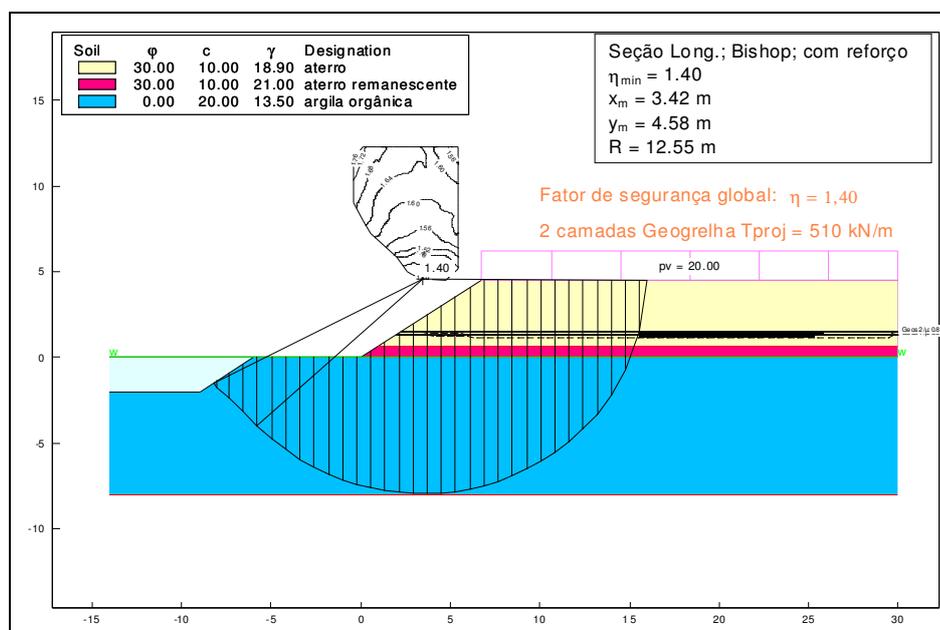


Figura 7.20 – Análises de estabilidade pelo método de Bishop Modificado  
Seção longitudinal –  $T_{m\acute{a}x}=1290\text{kN/m}$

Foram realizadas ainda análises de estabilidade através dos métodos de Low et al (1990) para a seção longitudinal e de Jewell (1987) para a seção transversal com berma de equilíbrio, considerando-se os mesmos fatores de redução e fatores de segurança empregados e a disposição das geogrelhas. Os valores obtidos para  $T_{m\acute{a}x}$  de 1082,0kN/m no primeiro caso e de 1027,5kN/m para o segundo ratificaram os resultados anteriores.

### 7.3 – Análises de Compressibilidade do Solo de Fundação

Em função dos resultados obtidos pelas análises preliminares (capítulo 5) e diante da incompatibilidade dos tempos de adensamento previstos com o cronograma das obras, o projeto estabeleceu, como alternativa mais viável para a aceleração dos recalques, a execução de drenos verticais sintéticos. Sendo assim, as análises de compressibilidade visaram a determinação dos tempos de adensamento, a partir da determinação do arranjo e do espaçamento entre os mesmos, adotando-se uma malha de disposição triangular.

Os drenos sintéticos, com dimensões de 100mm x 5mm, foram distribuídos em uma área de 25m x 18m (direções longitudinal e transversal, respectivamente) e implantados ao longo de toda a espessura do solo compressível local. Para estas análises, considerou-se o efeito de amolgamento do solo adjacente ao dreno, provocado pelo sistema de cravação, adotando-se a relação  $k_h/k_s = k_h/k_v$ , que, por sua vez, está condicionada ao valor de  $C_h/C_v$ , onde os coeficientes de adensamento vertical e horizontal correspondem ao mesmo valor do módulo edométrico ( $E_{oed}$ ) nestas direções de acordo com Hansbo (1996).

O diâmetro da zona amolgada ( $d_s$ ) foi determinado com base na relação  $d_s/d_w = 1,5$ , onde  $d_w$  refere-se ao diâmetro equivalente do dreno vertical sintético (Almeida, 1996; Hansbo, 1996). Em relação à capacidade de descarga dos drenos, esta foi analisada em termos da resistência hidráulica ( $W_r$ ), sendo obtidos valores muito baixos, na faixa de 0,005 a 0,015, que foram, então, desconsiderados no dimensionamento dos drenos (Orleach, 1983).

A tabela 7.6 apresenta os resultados obtidos para os estudos de compressibilidade com base nas análises preliminares (drenagem vertical) e, considerando-se os efeitos da execução de drenos verticais sintéticos, em termos apenas da drenagem radial, admitindo-se um adensamento de 90% em um período de dois meses.

Tabela 7.6 – Resultados das análises de compressibilidade (drenagem vertical e radial)

drenagem vertical		
local:	SP	BH
tempo de adensamento (meses)	40	34
grau de adensamento (%)	90	90
drenagem radial		
local:	SP	BH
tempo de adensamento (dias)	24	35
grau de adensamento (%)	90	90
espaçamento dos drenos (m)	1,0	1,0
drenagem radial		
local:	SP	BH
tempo de adensamento (dias)	60	60
grau de adensamento (%)	90	90
espaçamento dos drenos (m)	1,5	1,2

Aplicando-se agora os efeitos conjugados das drenagens vertical e radial (drenagem combinada), foram reavaliados os parâmetros de projeto em termos dos espaçamentos dos drenos (tabela 7.7) para as seguintes hipóteses: (i) espaçamentos iguais a 1,0m; (ii) tempos de adensamento iguais a 60 dias; admitindo-se, em ambos os casos, um grau de adensamento total de 90%.

Tabela 7.7 – Resultados das análises de compressibilidade (drenagem combinada)

drenagem combinada		
local:	SP	BH
tempo de adensamento (dias)	21	31
grau de adensamento vertical (%)	24	25
grau de adensamento radial (%)	87	87
espaçamento dos drenos (m)	1,0	1,0
drenagem combinada		
local:	SP	BH
tempo de adensamento (dias)	60	60
grau de adensamento vertical (%)	24	25
grau de adensamento radial (%)	87	87
espaçamento dos drenos (m)	1,6	1,3

Na primeira abordagem, os tempos necessários para a integração dos recalques previstos foram de 21 e 31 dias para os lados SP e BH, respectivamente. Na hipótese de fixação dos tempos de adensamento em 60 dias, os espaçamentos variaram entre 1,3 e 1,6m para os lados BH e SP, respectivamente.

No campo, o sistema de drenagem assumiu uma configuração geral com espaçamentos de 1,0m adotados entre os drenos, condicionando os resultados à primeira hipótese, ou seja, o período necessário para ocorrer 90% dos recalques primários, nos valores de 1,10 m para o lado de São Paulo e de 1,37m para o lado de Belo Horizonte, corresponde a 21 dias e 31 dias, respectivamente, representando, portanto, pequenos intervalos de tempo e adequados para a natureza da obra.

Como análise complementar, foram estimadas as magnitudes dos recalques secundários, através da equação 2.7, considerando-se os tempos de adensamento fornecidos a partir do sistema de drenagem combinada, para a situação de campo. Os valores obtidos foram bastante significativos, sendo de 0,74m para o lado de SP e de 0,25m para o lado de BH, no entanto, a verificação dos recalques secundários para drenagem combinada torna-se muito mais complexa e as hipóteses adotadas para o modelo devem ser reanalisadas.

#### 7.4 – Resultados do Monitoramento dos Recalques

Com a finalidade de monitorar os recalques do solo de fundação nas duas etapas consecutivas de alteamento do aterro compactado, foram posicionados piquetes sobre as superfícies de modo que as leituras fossem obtidas por instrumentos topográficos a partir de uma cota inicial. O monitoramento da primeira etapa foi realizado em agosto/2002, em 32 pontos distribuídos sobre a área do aterro, sendo 16 pontos para cada lado (figura 7.21).

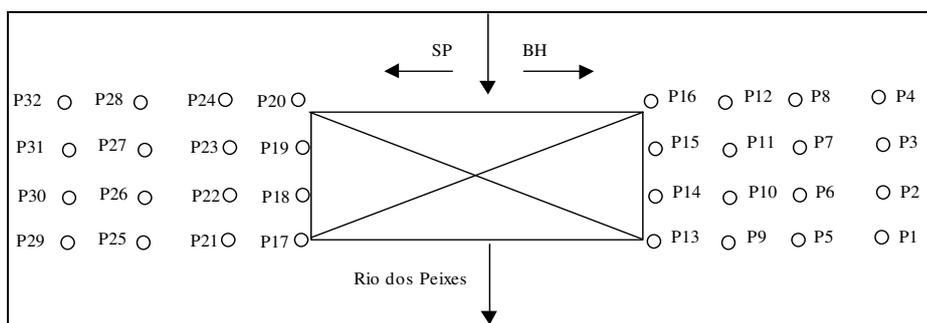


Figura 7.21 – Distribuição dos pontos de monitoramento da 1ª etapa

Os recalques obtidos estão sintetizados na tabela 7.8, e o desenvolvimento ao longo do tempo pode ser verificado nas figuras 7.22 (lado BH) e na figura 7.23 (lado SP).

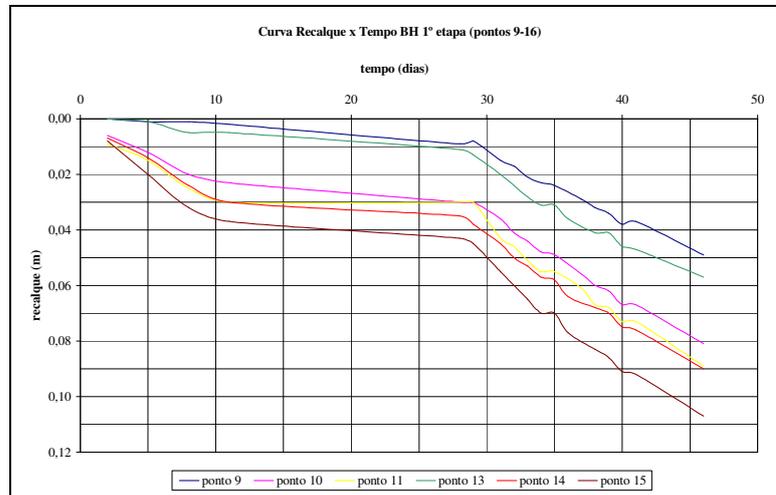
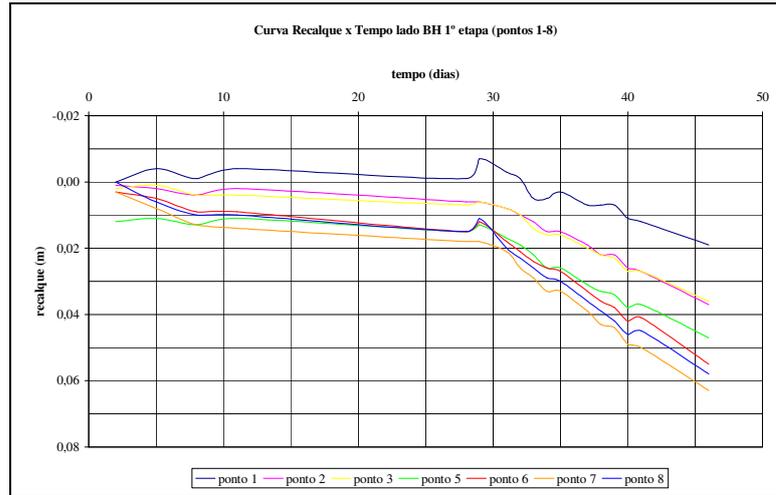
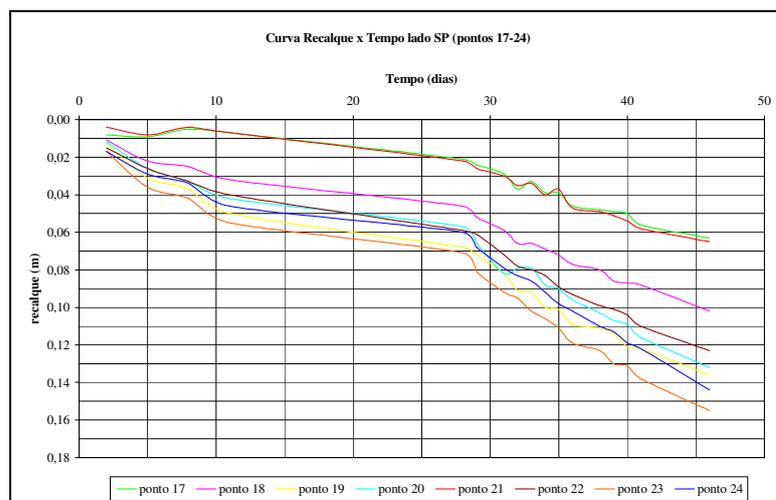


Figura 7.22 – Recalques ao longo do tempo 1ª etapa – lado BH



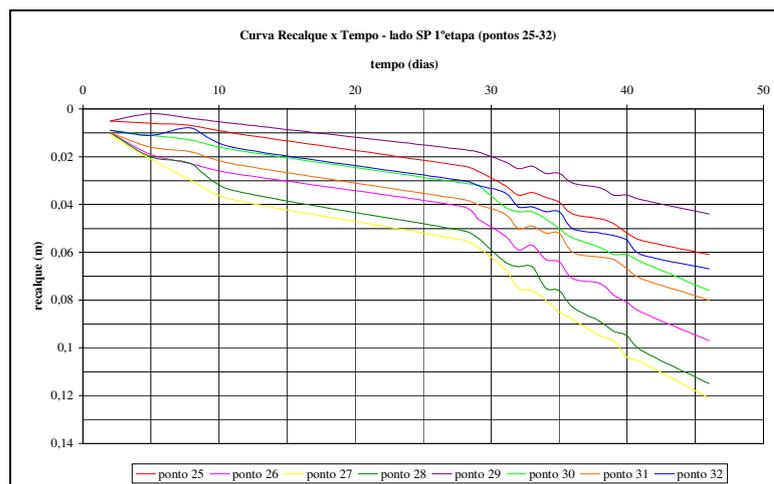


Figura 7.23 – Recalques ao longo do tempo 1º etapa – lado SP

Tabela 7.8 – Síntese dos recalques obtidos no monitoramento da 1º etapa do aterro

ponto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
t (dias)	recalques (m)													
1	0,003	0,004	0,003	sem leitura	0,004	0,006	0,004	0,005	0,007	0,007	0,000	sem leitura		
2	-0,003	0,000	0,002		0,002	0,003	0,004	0,001	0,006	0,007	0,000			
4	0,001	0,006	0,004		0,006	0,009	0,007	0,010	0,013	0,013	0,013			
5	0,003	0,008	0,006		0,008	0,012	0,012	0,013	0,015	0,018	0,016			
6	0,009	0,010	0,010		0,011	0,015	0,015	0,016	0,019	0,021	0,021			
7	0,009	0,013	0,012		0,015	0,017	0,019	0,019	0,021	0,025	0,025			
8	0,007	0,013	0,012		0,015	0,018	0,019	0,020	0,022	0,026	0,025			
9	0,011	0,017	0,016		0,020	0,024	0,025	0,026	0,027	0,033	0,031			
11	0,011	0,020	0,018		0,022	0,027	0,029	0,029	0,030	0,037	0,037			
12	0,011	0,020	0,019		0,023	0,029	0,030	0,032	0,032	0,039	0,038			
13	0,015	0,024	0,023		0,027	0,033	0,035	0,036	0,036	0,044	0,043			
14	0,016	0,025	0,023		0,026	0,032	0,036	0,035	0,035	0,044	0,043			
19	0,023	0,035	0,032		0,036	0,046	0,049	0,048	0,047	0,058	0,059			
ponto	13	14	15		16	17	18	19	20	21	22		23	24
t (dias)	recalques (m)													
1	0,006	0,005	0,006		sem leitura	0,014	0,014	0,018	0,015	0,015	0,019		0,016	0,014
2	0,008	0,008	0,008			0,017	0,020	0,022	0,024	0,019	0,021		0,026	0,022
4	0,015	0,015	0,018			0,022	0,027	0,032	0,040	0,023	0,032		0,037	0,033
5	0,019	0,020	0,023			0,03	0,034	0,041	0,037	0,028	0,038		0,040	0,037
6	0,023	0,023	0,028	0,026		0,034	0,042	0,037	0,027	0,04	0,047	0,040		
7	0,026	0,027	0,033	0,032		0,037	0,050	0,046	0,033	0,043	0,051	0,046		
8	0,026	0,028	0,033	0,032		0,040	0,051	0,048	0,030	0,049	0,056	0,052		
9	0,031	0,034	0,040	0,039		0,045	0,059	0,054	0,040	0,053	0,064	0,056		
11	0,036	0,038	0,046	0,041		0,048	0,061	0,061	0,042	0,059	0,068	0,064		
12	0,036	0,040	0,049	0,042		0,054	0,064	0,065	0,044	0,061	0,075	0,067		
13	0,041	0,045	0,054	0,043		0,055	0,071	0,067	0,047	0,064	0,076	0,073		
14	0,042	0,046	0,055	0,049		0,056	0,072	0,074	0,051	0,07	0,083	0,076		
19	0,052	0,060	0,070	0,056		0,070	0,086	0,090	0,058	0,083	0,100	0,098		
ponto	25	26	27	28		29	30	31	32					
t (dias)	recalques (m)													
1	0,014	0,014	0,017	0,017		0,011	0,014	0,015	0,014					
2	0,016	0,019	0,020	0,020		0,012	0,015	0,017	0,016					
4	0,022	0,026	0,029	0,030		0,016	0,024	0,021	0,019					
5	0,026	0,032	0,037	0,032		0,019	0,026	0,027	0,025					
6	0,025	0,030	0,038	0,032	0,018	0,026	0,026	0,025						
7	0,027	0,036	0,042	0,041	0,021	0,029	0,029	0,027						
8	0,029	0,037	0,047	0,042	0,021	0,033	0,029	0,027						
9	0,034	0,044	0,050	0,049	0,025	0,037	0,037	0,034						
11	0,036	0,046	0,057	0,055	0,027	0,041	0,039	0,036						
12	0,038	0,051	0,059	0,059	0,030	0,044	0,040	0,037						
13	0,042	0,054	0,066	0,061	0,030	0,044	0,044	0,039						
14	0,045	0,058	0,068	0,067	0,032	0,047	0,048	0,045						
19	0,051	0,070	0,083	0,081	0,038	0,059	0,057	0,051						

O monitoramento da segunda etapa do aterro compactado deu-se no período de outubro/2002, para um conjunto de 26 pontos distribuídos de acordo com a figura 7.24. Os resultados estão compilados nas figuras 7.25 e 7.26 e sistematizados na tabela 7.9.

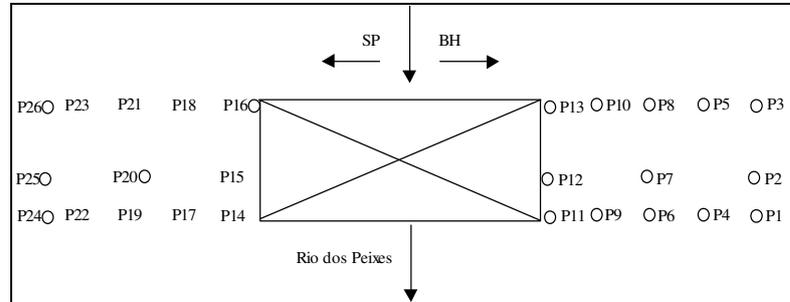


Figura 7.24 – Distribuição dos pontos de monitoramento da 2ª etapa

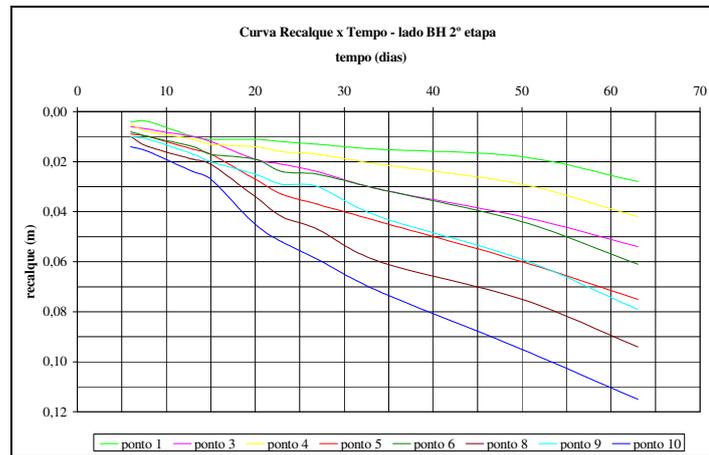


Figura 7.25 – Recalques ao longo do tempo 2ª etapa – lado BH

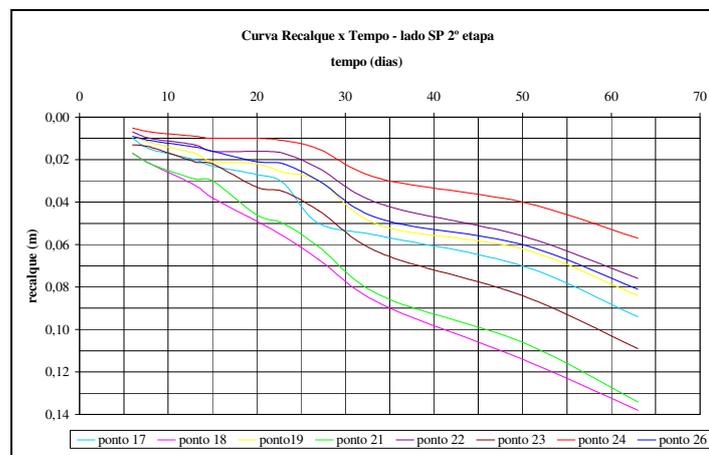


Figura 7.26 – Recalques ao longo do tempo 2ª etapa – lado SP

Tabela 7.9 – Síntese dos recalques obtidos no monitoramento da 2ª etapa do aterro

ponto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
t (dias)	recalques (m)												
6	0,004	0,006	0,006	0,005	0,009	0,008	0,011	0,010	0,010	0,014	sem leitura	sem leitura	sem leitura
8	0,004	0,007	0,007	0,008	0,010	0,010	0,013	0,014	0,011	0,016			
13	0,010	sem leitura	0,010	0,011	0,015	0,014	sem leitura	0,019	0,017	0,024			
15	0,011		0,012	0,013	0,017	0,017		0,021	0,020	0,027			
20	0,011		0,019	0,014	0,027	0,019		0,034	0,025	0,045			
23	0,012		0,021	0,016	0,033	0,024		0,042	0,029	0,052			
27	0,013		0,024	0,017	0,037	0,025		0,047	0,030	0,059			
34	0,015		0,031	0,021	0,044	0,031		0,060	0,042	0,072			
50	0,018		0,042	0,029	0,060	0,044		0,075	0,059	0,095			
63	0,028		0,054	0,042	0,075	0,061		0,094	0,079	0,115			
ponto	14		15	16	17	18		19	20	21	22	23	24
t (dias)	recalques (m)												
6	sem leitura	sem leitura	sem leitura	0,010	0,017	0,009	0,010	0,017	0,007	0,013	0,005	0,007	0,009
8				0,015	0,022	0,012	0,012	0,022	0,010	0,014	0,007	0,008	0,011
13				0,020	0,032	0,017	sem leitura	0,029	0,013	0,021	0,009	sem leitura	0,014
15				0,023	0,038	0,021		0,030	0,016	0,022	0,010		0,016
20				0,027	0,049	0,022		0,046	0,016	0,033	0,010		0,021
23				0,031	0,056	0,026		0,050	0,017	0,035	0,011		0,022
27				0,050	0,067	0,030		0,061	0,024	0,044	0,015		0,030
34				0,056	0,088	0,051		0,084	0,041	0,064	0,029		0,048
50				0,070	0,114	0,062		0,106	0,056	0,084	0,040		0,060
63				0,094	0,138	0,084		0,134	0,076	0,109	0,057		0,081

De acordo com os valores fornecidos pelo monitoramento, os recalques totais verificados para a camada compressível, neste intervalo de tempo que compreende aproximadamente 3 meses após o término da primeira etapa do aterro compactado, foram na ordem de 0,19m para o lado de Belo Horizonte e de 0,24m para o lado de São Paulo, não ratificando, portanto, as análises de compressibilidade anteriormente realizadas.

A possibilidade de projeção destes dados pelo Método de Asaoka (Almeida, 1996; Souza Pinto, 2001) é restritiva na atual fase do projeto, em face dos períodos ainda reduzidos das leituras disponíveis.

Mesmo com estes resultados ruins em termos das condições de estabilidade e da compressibilidade dos aterros, a pista foi liberada para o tráfego em dezembro/2002 e as leituras mais recentes (março/2003) de nivelamento longitudinal dos acessos da ponte indicaram valores de recalques na ordem de 0,50m e de 0,60m junto às interfaces aterro-estrutura, nos lados de BH e de SP, respectivamente, corroborando integralmente as avaliações anteriores relativas às condições críticas das obras realizadas.

## **Capítulo 8**

### **Conclusões e Sugestões Para Futuras Pesquisas**

#### **8.1 – Considerações Finais**

A duplicação da Rodovia Fernão Dias (BR 381/MG) constitui-se atualmente em uma das principais obras viárias do país, com impacto direto e significativo sobre o escoamento de produtos internos e sobre a economia em âmbitos estadual e nacional. Entre os diversos problemas geotécnicos ocorridos durante a construção desta obra, uma questão de particular interesse envolveu a construção de encontros de pontes sobre solos moles, particularmente na região do chamado Lote 20 (km 787,5 ao km 845,6), trecho de 58,1km, no qual encontram-se localizados os municípios de Pouso Alegre e Cambuí, no sul do estado de Minas Gerais.

Contrariando as especificações técnicas convencionalmente adotadas, a ponte sobre o Rio dos Peixes foi construída antes da execução dos aterros de encontro, aliás, procedimento bastante comum em obras rodoviárias no Brasil. Com a posterior execução dos aterros de encontro ocorreram elevadas deformações nos aparelhos de apoio da ponte e movimentos de rotação dos pilares da estrutura, exigindo, assim, a adoção de procedimentos para a reavaliação global das condições de estabilidade destas estruturas, por meio de processos de estabilização e reforço com geossintéticos.

#### **8.2 – Conclusões**

##### **8.2.1 – Investigação Geotécnica**

Os resultados dos ensaios de campo e de laboratório evidenciaram claramente a natureza compressível e instável do solo mole de fundação e ratificaram a necessidade de conjugação de procedimentos alternativos, de modo a caracterizar integralmente os condicionantes geotécnicos da fundação compressível sobre a estabilidade global dos aterros de encontro.

Os ensaios mostraram se tratar de uma argila orgânica contendo cerca de 40% de silte, com elevado teor de umidade (maiores que 95%), índices de plasticidade ( $I_p$ ) variando entre 6,6% e 14,9% e densidade das partículas ( $G_s$ ) em torno de 2,5. Apesar das limitações oriundas das dificuldades de obtenção de amostras contínuas e representativas dos solos moles locais, os ensaios de adensamento permitiram estabelecer os parâmetros para a quantificação dos recalques previstos, bastante significativos e com impacto considerável sobre a estabilidade dos aterros, corroborando as observações detectadas no histórico da obra.

Em contrapartida, a campanha de investigação geotécnica de campo abordou diferentes metodologias com a finalidade de melhor representar a variabilidade espacial dos solos de fundação. Os resultados obtidos a partir de ensaios de dilatômetro (DMT), de piezocone (CPTU), de palheta (*Vane Test*) e de sondagens SPT apresentaram coerência e uniformidade entre si, permitindo a adoção de parâmetros bem consistentes e representativos, particularmente em termos da resistência não drenada do solo (valor de 20kPa, aproximadamente constante ao longo da espessura do depósito).

O coeficiente de adensamento horizontal ( $C_h=55,51 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  para o lado de SP e  $C_h=19,2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  para o lado de BH), constituiu-se em um importante parâmetro para as análises de compressibilidade, sendo determinado através das curvas de dissipação de poropressões obtidas pelo ensaio de piezocone. Os valores de OCR variando entre 1,5 a 2,0, obtidos através de correlações com os resultados diretos dos ensaios de CPTU e de DMT, ratificaram os resultados fornecidos pelos ensaios de adensamento oedométrico. Também o parâmetro de sensibilidade foi determinado com base nos ensaios de CPTU e de *Vane Test*, obtendo-se valores na faixa de 1,5 a 3 para o lado de BH e de 3 a 4,5 para o lado de SP, indicando um comportamento medianamente sensível.

### **8.2.2 – Análises de Estabilidade**

A partir dos parâmetros pré-estabelecidos pela investigação de campo e laboratório, foram implementadas diferentes séries de análises de estabilidade dos aterros, considerando-se prescrições formais de projeto e condições de execução em campo. No

caso dos aterros no final da primeira etapa das obras, portanto, sem carregamento externo, os fatores de segurança obtidos foram de 1,18 e de 1,30 para as seções longitudinal e transversal, respectivamente, não satisfazendo as condições de estabilidade exigidas pelas normas do DNER ( $FS \geq 1,4$ ). Também os resultados do monitoramento das deformações dos aparelhos de apoio da ponte (neoprenes) evidenciaram a ocorrência do movimento de solifluxão do solo compressível e a possibilidade de ruptura de acordo com a descrição do comportamento da obra.

Através das análises preliminares, verificou-se que os aterros de encontro da ponte do Rio dos Peixes, sobre solo mole, apresentavam-se altamente instáveis, com fatores de segurança de 0,97 para a seção longitudinal e de 1,06 para a seção transversal, considerando-se a ação de uma sobrecarga de 20kPa, de acordo com os resultados obtidos pelo programa GeoSlope, através do método de Bishop Modificado.

A condição de projeto foi definida considerando-se a presença da camada de aterro remanescente com 0,60m de espessura, a partir da qual foram dispostas camadas de geogrelhas com diferentes resistências à tração, de modo a se obter o fator de segurança mínimo com a melhor distribuição dos elementos de reforço. Para isso, as análises de estabilidade foram realizadas pelo programa GGU-Stability, através dos métodos de Bishop Modificado e de Janbu, com geogrelhas biaxiais de 200kN/m, 300kN/m, 400kN/m, 500kN/m, 600kN/m, 650kN/m e 800kN/m e uniaxiais de 1200kN/m.

Os resultados obtidos indicaram que, para geogrelhas com resistência à tração menor que 650kN/m, seriam necessários mais que quatro camadas de reforço para assegurar a condição de estabilidade na direção longitudinal, sendo que, para geogrelhas de 200kN/m, o arranjo estrutural seria inviável devido ao excessivo número de reforços que tornaria a execução do aterro impraticável.

Deste modo, a configuração de projeto para a seção longitudinal implicaria a locação de quatro geogrelhas biaxiais de 650kN/m, três camadas de 800kN/m ou duas camadas de reforço uniaxial de 1200kN/m, com a primeira geogrelha disposta sobre um colchão de areia de 0,20m de espessura, assente sobre a camada de aterro remanescente.

No caso da seção transversal, as condições de estabilidade também foram verificadas considerando-se a mesma configuração do aterro reforçado para a seção longitudinal; no entanto, a primeira camada de geogrelha uniaxial de 1200kN/m, na direção transversal, está posicionada a 0,30m acima do aterro remanescente, com espaçamento entre os elementos de reforço de 0,20m.

Para as condições de campo, com berma de equilíbrio na seção transversal e geogrelhas uniaxiais de 200kN/m na direção longitudinal e 15kN/m na direção contrária, os fatores de segurança obtidos pelo programa GGU-Stability foram de 1,05 e 1,25 para as seções longitudinal e transversal, respectivamente, de acordo com o método de Bishop Modificado e de 1,24 e 1,31 pelo método de Janbu, analogamente.

Constata-se, portanto, a natureza crítica das condições de estabilidade da seção longitudinal dos aterros de encontro da ponte. No caso da seção transversal, as análises indicam que a conjugação dos efeitos dos elementos de reforço e da berma de equilíbrio assegura as condições globais de estabilidade.

### **8.2.3 – Análises de Compressibilidade**

#### **8.2.3.1 – Deslocamentos Verticais**

Com base nos parâmetros geotécnicos de compressibilidade, obtidos através dos ensaios de adensamento unidimensional e que indicaram um comportamento pré-adensado do solo mole, foram estimados recalques totais de 1,37m para o lado de Belo Horizonte e de 1,10 m para o lado de São Paulo. De acordo com a teoria do adensamento de Terzaghi, os tempos para a evolução de 90% dos recalques da camada foram estimados em 34 e 40 meses, para os lados de Belo Horizonte e de São Paulo, respectivamente.

Os recalques secundários, por sua vez, foram estimados em 0,50m (lado BH) e em 1,73m (lado SP). Constata-se, portanto, que estes recalques secundários assumem proporções consideráveis nos deslocamentos verticais finais, o que era esperado devido a elevada contribuição de matéria orgânica nos solos locais.

Assim, mediante a execução de uma malha de drenos verticais sintéticos espaçados de 1,0m e, com base na hipótese de drenagem acoplada, foram obtidos tempos de adensamento de 21 e 31 dias para os lados SP e BH, respectivamente e consistentes com o cronograma possível das obras.

No entanto, os dados do monitoramento dos recalques através da instalação de piquetes, realizados após a execução das camadas de aterro compactado, superestimam os valores dos recalques calculados, indicando magnitudes na ordem de 0,19m para o lado de Belo Horizonte e de 0,24m para o lado de São Paulo, desenvolvidos em um intervalo de tempo de aproximadamente 3 meses após o término da primeira etapa do aterro compactado. Também foram verificados recalques com valores na ordem de 0,50m e de 0,60m junto às interfaces aterro-estrutura, nos lados de BH e de SP, respectivamente, após um período de 6 meses decorridos a partir do final da complementação da segunda e última etapa do aterro.

Apesar dos limitantes da técnica adotada para a medição dos recalques, verifica-se que há uma clara descontinuidade entre os valores observados e previstos, demonstrando uma incompatibilidade entre a prática e a modelação teórica. Estes resultados sugerem que as condições de drenagem são menos diretas do que as concepções adotadas, sendo afetadas, em larga escala, pela presença de matéria orgânica e pelas características de sensibilidade e do amolgamento dos solos durante a cravação dos drenos fibroquímicos.

#### 8.2.3.2 – Deslocamentos Horizontais

Em termos da quantificação dos deslocamentos horizontais, constatou-se que a geometria dos aterros de encontro (altura do aterro de 4,5m) resultou em deslocamentos horizontais excessivos que induziram um processo de solifluxão do solo mole de fundação, sobre as estruturas adjacentes, comprometendo a estabilidade da ponte.

Com a retirada dos aterros de encontro, ocorreu uma tendência de retorno da estrutura à posição original, com um deslocamento final remanescente de 1,5 cm. Nestas condições, o momento fletor máximo sobre as estacas de fundação foi de 32,93kNm a

uma profundidade de 11m. Tais esforços implicariam na adoção de uma armadura mínima para as estacas, inferior a  $6\phi 16$  que corresponde à armadura de projeto.

Entretanto, considerando-se o deslocamento horizontal máximo induzido no aparelho de apoio, que chegou a 6,1cm, o momento fletor máximo aplicado às estacas foi de 131,70kNm. Por outro lado, a condição mais crítica de carregamento para as fundações da ponte envolve os esforços impostos pelas cargas de serviço (permanentes e móveis) para um deslocamento horizontal pré-existente de 1,5cm (deslocamento residual pós retirada dos aterros).

Simulações numéricas foram, então, realizadas e indicaram este comprometimento estrutural, resultando em uma armadura dada por  $10\phi 25$ , portanto, superior à armadura adotada para as estacas Franki pré-existentes ( $6\phi 16$ ). Os trabalhos de reforço das fundações originais da ponte com estacas-raiz visaram corrigir estes problemas e minimizar os efeitos futuros de possíveis deslocamentos horizontais do solo mole sobre os elementos da sua infra-estrutura.

#### **8.2.4 – Síntese Global**

As análises de estabilidade e de compressibilidade, desenvolvidas em relação ao projeto dos aterros reforçados sobre solo compressível, no trecho de transposição do Rio dos Peixes, obra da duplicação da BR 381 (Rodovia Fernão dias) demonstraram que:

- As obras de reforço das fundações da ponte foram totalmente satisfatórias, corrigindo os problemas estruturais detectados e minimizando efeitos futuros oriundos de deslocamentos horizontais do solo mole local;
- As bermas de equilíbrio constituíram soluções bastante adequadas e condicionadoras da estabilidade da seção transversal dos aterros;
- Os procedimentos de reforço dos taludes não observaram as recomendações de projeto, mediante a adoção de reforços uniaxiais em número totalmente inconsistente com a magnitude e a transferência de tensões estimadas;

- os resultados do monitoramento dos recalques, embora considerando os fatores limitantes da técnica utilizada, foram muito conflitantes com a expectativa de projeto (tanto em termos de magnitude como em termos de evolução ao longo do tempo), o que pressupõe uma condição de drenagem muito inferior ao modelo adotado na simulação de drenagem aplicada.

Por tais condicionantes, conclui-se que a obra apresenta-se em condições instáveis e a liberação do tráfego pode demandar sérios riscos de instabilização em curto prazo. Sendo assim, recomenda-se, no mínimo, a adoção de um detalhado programa de monitoramento de deslocamentos dos aterros, mediante a instalação de inclinômetros e medidores de recalques em seções representativas dos mesmos.

### **8.3 – Sugestões para Futuras Pesquisas**

Como estudos adicionais, visando complementar as análises desenvolvidas nesta dissertação, são feitas as seguintes sugestões e/ou recomendações:

- Análise numérica do conjunto formado pela ponte e aterros de encontro, visando estabelecer uma metodologia de quantificação dos impactos sobre a infraestrutura, resultantes dos deslocamentos horizontais induzidos pelos próprios encontros e pelas cargas de tráfego;
- Avaliação quantitativa dos efeitos de amolgamento induzidos pela cravação de drenos verticais sintéticos em argilas com elevada contribuição de matéria orgânica;
- Análise paramétrica da influência e da sensibilidade dos parâmetros geotécnicos nas análises de estabilidade de encontros de ponte sobre solos moles;
- Continuidade deste estudo, através de uma campanha de monitoramento da ponte sobre o Rio dos Peixes, para reavaliação posterior das análises realizadas e do comportamento geotécnico desta estrutura;
- Extrapolação dos estudos realizados nesta dissertação a outros casos de obra da BR 381 ou de outras regiões do Brasil.

## Referências Bibliográficas

Almeida, M.S.S. (1992). Geodrenos Como Elementos de Aceleração de Recalques. Seminário Sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, p. 121 – 139. Brasília, DF.

Almeida, M.S.S. (1996). Aterros Sobre Solos Moles – da concepção à avaliação do desempenho. Editora UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

Almeida, M.S.S., Rodrigues, A S. e Bittencourt, F. (1999). Aceleração de Recalques em Argila Orgânica Muito Mole. 3º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, p. 413 – 420. Rio de Janeiro, RJ.

Almeida, M.S.S., Oliveira, J.R.M.S., Spotti, A.P. (2001). Previsão e Desempenho de Aterros Sobre Solos Moles: Estabilidade, Recalques e Análises Numéricas. Encontro Propriedades das Argilas Moles Naturais Brasileiras, p. 166 – 191. COPPE/UFRJ e ABMS. Rio de Janeiro, RJ.

Aoki, N. (1970). Esforços Horizontais em Estacas de pontes Provenientes da Ação dos Aterros de Acesso. IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, v. 1. Rio de Janeiro, RJ.

Barker, R.M. e Puckett, J.A. (1997). Design of Highway Bridges. Editora John Wiley & Sons. New York, N.Y.

Barron, R.A. (1948). Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. Transactions ASCE, vol 113, p. 718-754.

Bjerrum, L. (1972). Embankments on Soft Ground. Esp. Conf. On performance of Earth Supported Structures, vol 2, p. 1-54.

Bourgues, F. e Mieussens. C. (1979). Déplacement Latéraux à Proximité des Remblais sur Sols Compressibles – Méthod de Prévision. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., n. 101, p. 73-100.

Cavalcante, S.P.P. (2001). Análise de Comportamento de Aterros Sobre Solos Moles – Aterros de encontro da Ponte Sobre o Rio Jitituba – AL. Tese de mestrado, UFPE. Recife, PE.

Chen, L.T. e Poulos, H.G. (1997). Piles Subjected to Lateral soil Movements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 123 n.º 9, p. 802 – 811.

COESP – Consultoria e Projeto Estrutural Ltda. (1999). Ponte Sobre o Rio dos Peixes. Belo Horizonte, MG.

De Beer, E.E. e Wallays, M. (1977). Piles Subjected to Static Lateral Loads. Proc., IX ICSMFE, v. 1, p. 1 – 14. Tokyo.

DER/MG (1998a). Supervisão da Segunda Etapa das Obras de Duplicação da Rodovia Fernão Dias – BR381/MG: Relatório Sobre as Deformações da Meso e Infra-Estrutura das O. A. E. Anexo 1 – Pareceres Técnicos. Belo Horizonte, MG.

DER/MG (1998b). Supervisão da Segunda Etapa das Obras de Duplicação da Rodovia Fernão Dias – BR381/MG: Relatório Especial – Ponte sobre o Rio dos Peixes, Pista direita. Assunto: Deslocamentos das Fundações nos Aparelhos de Apoio. Belo Horizonte, MG.

DER/MG (1998c). Supervisão da Segunda Etapa das Obras de Duplicação da Rodovia Fernão Dias – BR381/MG: Relatório de Pareceres Técnicos Sobre Fundação de Aterros Sobre Solos Compressíveis . Belo Horizonte, MG.

DER/MG (1999a). Complementação das Obras do Programa de Duplicação da Rodovia BR 381, 2º etapa, Trecho Belo Horizonte - São Paulo, Volume 01 – Relatório do Projeto e Documentos para Concorrência – Lote 20. Belo Horizonte, MG.

DER/MG (1999b). Complementação das Obras do Programa de Duplicação da Rodovia BR 381, 2º etapa, Trecho Belo Horizonte - São Paulo, Volume 1.1 – Especificações para Construção – Lote 20. Belo Horizonte, MG.

DER/MG (1999c). Complementação das Obras do Programa de Duplicação da Rodovia BR 381, 2º etapa, Trecho Belo Horizonte - São Paulo, Anexo 3B Estudos Geotécnicos – Lote 20. Belo Horizonte, MG.

DER/MG (1999d). Complementação das Obras do Programa de Duplicação da Rodovia BR 381, 2º etapa, Trecho Belo Horizonte - São Paulo, Volume II – Projeto de Execução. Belo Horizonte, MG.

DER/MG (1999e). Supervisão da Segunda Etapa das Obras de Duplicação da Rodovia Fernão Dias – BR381/MG: Segundo Relatório Técnico Parcial: Instrumentação Via Inclômetros de Pontes da Duplicação da BR 381. Belo Horizonte, MG.

DER/MG (2002). Supervisão da Segunda Etapa das Obras de Duplicação da Rodovia Fernão Dias – BR381/MG: Duplicação da rodovia Fernão Dias – BR 381, Aterros de Encabeçamento da Ponte do Rio do Peixe, Análise do Emprego dos Dispositivos Aceleradores de recalques / Adequação do Projeto. Belo Horizonte, MG.

DER/MG (2003). Supervisão da Segunda Etapa das Obras de Duplicação da Rodovia Fernão Dias – BR381/MG: Relatório das Atividades de Monitoramento dos Recalques do Encabeçamento da Ponte Sobre o Rio dos Peixes – Pista Direita – km 832,8. Belo Horizonte, MG.

DNER (1998). DNER-PRO – Projeto de Aterros Sobre Solos Moles para Obras Viárias.

DNER/IPR (1990). Manual de Projeto e Execução de Aterros Sobre Solos Moles – Relatório RJ. 4218/072-B.

- Elias, V. e Christopher, B.R. (1997). Mechanically Stabilized Earth walls and reinforced Steep Slopes, Design and Construction Guidelines. FHWA Demonstration Project 82. Report n° FHWA-AS-96-071.
- Fahel, A R. S. (1998). Instabilidades e Problemas Construtivos em Obras Reforçadas com Geossintéticos. Tese de Mestrado – UNB. Brasília, DF.
- Fahel, A R. S.; Palmeira, E.M. e Campos, L.E.P. (1999). Danos em Estruturas Reforçadas com Geotêxteis Sobre Fundação em Solo Mole. 3º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, p. 67 – 74. Rio de Janeiro, RJ.
- Goh, A.T.C.; Teh, C.I. e Wong, K.S. (1997). Analysis of Piles Subjected to Embankment Induced Lateral Soil Movements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 123 n.º 9, p. 792 – 801.
- Gomes, R.C. (1993). Interação Solo Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, SP.
- Gomes, R.C. (1993a). Parâmetros de Projeto em Estruturas de Solos Reforçados. Revista Solos e Rochas, v. 16, n.º 4, p. 267 – 278.
- Gomes, R.C. e Martins, C.C. (2003). Influência dos Parâmetros de Projeto na Geometria e custo Global de Taludes Reforçados com Geotêxteis e Resíduos de Mineração. 4º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos. Porto Alegre, RS.
- Hansbo, S. (1979). Consolidation of Clay by Band-Shaped Pre-Fabricated Drains. Ground Engineering, v. 12 n.º 5.
- Hansbo, S.; Jamiolkowisk, M. e Lok, L. (1981). Consolidation by Vertical Drains. Géotechnique, n.º1, p. 45 – 66.
- Hansbo, S. (1996). Band Drains. Ground Improvement. Blackie Academic e Professional Chapman e Hall Editora, p. 40 – 64.
- Hausmann, M.R. (1990). Engineering Principles of Ground Modification. Editora McGraw Hill. Singapore.
- Harissi, A. e Hatzigogos, T.H. (1994). Deformation Analysis of Reinforced Embankments. V Internacional Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, IGS, Singapore, p. 487 – 490.
- Holtz, R.D. e Kovacs, W.D. (1981). An Introduction to Geotechnical Engineering. Editora Prentice Hall, Inc. New Jersey.
- Indraratna, B. e Redana, I.W. (1998). Laboratory Determination of Smear Zone Due to Vertical Drain and Installation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 124 n.º 2, p. 180 – 184.

- Jewell, R.A. (1987). The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soils. OUEL Report, n.º 071/87, University of Oxford, UK.
- Jewell, R.A. (1996). Soil Reinforcement with Geotextiles. Edit. CIRIA, Special Publication, n.º 123, UK.
- Johnsthor, I.W. (1973). Discussion – Session 4, In Field Instrumentation in Geotechnical Engineering. Halsted Press Book, John Wiley, New York, p. 700-702.
- Kimura, T. e Saitoh, K. (1984). The Effect of Sampling Disturbance on Undrained Strength of Cohesive Soils. Geotechnical Engineering, v. 15 n.º 1, p. 37 – 57.
- Ladd, C.C.; Foot, R.; Ishihara, K.; Schlosser, F. e Poulos, H.G. (1977). Stress-Deformation in Strength Characteristics. State-of-the-art report, Proc. 9<sup>th</sup> ICMSF, Tokyo, v. 2, p. 421 – 494.
- Low, B.K.; Wong, H.S.; Lim, C. e Broms, B.B. (1990). Slip Circle Analysis of Reinforced Embankments on Soft Ground. Geotextiles and Geomembranes, v. 9 n.º 2, p. 165 – 181.
- Leroueil, S.; Magnan, J.P. e Tavenas F. (1990). Embankment on Soft Clay. Ellis Horwood Limited.
- Lopes, N.A F. (1991). Considerações Relativas às Deformações das Fundações de Aterros em Argila Mole. Revista Solos e Rochas, v. 14 n.º 2, p. 81 – 88.
- Macêdo, I.L. (2002). Análise Numérica da Construção de Aterros Sobre Solos Moles Próximos a Estruturas Existentes – Influência da Presença de Reforço Geossintético. Tese de Mestrado – UNB. Brasília, DF.
- Marche, R. e Lacroix, I. (1972). Stabilité des Cules de Ponts Établies sur des Pieux Traversant une Couche Molle. Canadian Geotechnical Journal, v. 9 n. 1.
- Marques, A.C.M. e Françoso N.C.T. (1995). Utilização de Geotêxteis em Obras de Canalização e Aterros de Encontro. 2º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, p. 389 – 396. São Paulo, SP
- Martins, I.S.M. (2000). Análise e Reavaliação de Estruturas em Solos Reforçados com Geotêxteis. Tese de Mestrado – UFOP. Ouro Preto, MG.
- Martins, I.S.M. e Lacerda, W.A. (1994). Sobre a Relação Índice de Vazios-Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional. Revista Solos e Rochas, v. 17 n.º 3, p. 157 – 166.
- Mesri, G. (1973). Coefficient of Secondary Compression. Journal of the Soils Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, v. 99 n. SM1, p. 123 – 137.

- NBR 7188 (1984). Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Orleach, P. (1983). Technique to Evaluate the Field Performance of Vertical Drains. Tese de Mestrado – MIT, Cambridge, Mass.
- Palmeira, E.M. (1992). Manual de Estabilização e Reforço de Aterros Sobre Solos Moles Utilizando Geotêxteis. Convênio Rhodia – UNB n.082.82058. Brasília, DF.
- Palmeira, E.M.; Pereira, J.H.F. e Silva, A.R.L. (1998). Backanalyses of Geosynthetic Reinforced Embankments on Soft Soils . Geotextiles and Geomenbranes, v.16, p. 273 – 292.
- Palmeira, E.M. (1999). Reforço de Aterros Sobre Solos Moles com Geossintéticos. 3º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, curso. Rio de Janeiro, RJ.
- Palmeira, E.M. (2001). Reforço de Aterros Sobre Solos Moles - Geossintéticos na Engenharia Civil - Curso Básico. IGS Brasil. Brasília, DF.
- Perboni, J.P. e Gomes, R.C. (2003). Estabilização e reforço com Geossintéticos de Encontro de Ponte Sobre Solos Moles em Obra da BR-381. 4º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos. Porto Alegre, RS.
- Pinto, C.S. (2001). Considerações Sobre o Método de Asaoka. Revista Solos e Rochas, v. 24, n. 1, p. 95 – 100.
- Poulos, H.G. e Davis, E.H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design. Editora John Wiley & Sons. New York, N.Y.
- Ratton, E. (1985). Dimensionamento de Estacas Carregadas Lateralmente em Profundidade. Revista Solos e Rochas, v. 8, p. 15 – 33.
- Rodrigues, A.S. (1998). Avaliação do Desempenho de Drenos Verticais Pré-Fabricados em Solo Orgânico Compressível. Tese de Mestrado – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- Sampaio Junior, J.L.C.; Alencar Junior, J.A. e Bernardes, G.P. (2002). Compressibilidade Secundária de uma Argila Variegada da Região Metropolitana de Belém-PA. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 1, p. 281 – 290. São Paulo, SP.
- Sandroni, S.S. e Lacerda, W.A. (2001). Discussão Sobre Controle de Estabilidade em Aterros sobre solos Moles. Encontro Propriedades das Argilas Moles Naturais Brasileiras, COPPE/UFRJ - ABMS. Rio de Janeiro, RJ.

Schmidt, C.A.B. e Pacheco, M.P. (1994). Influência da Compressão Secundária na Análise de Adensamento Pelo Método de Asaoka. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, v. 2, p. 483 – 490. Rio de Janeiro, RJ.

Schnaid, F. (2000). Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. Editora Oficina de Texto. São Paulo, SP.

Silva, A.R.L. e Palmeira, E.M. (1998). Estabilidade de Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, v. 2, p. 1213 – 1220. Brasília, DF.

Silva, A.R.L.; Palmeira, E.M. e Pereira, J.H.F. (1999). Acurácia de Métodos de Equilíbrio Limite para Análise de Estabilidade de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles. 3º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, p. 75 – 82. Rio de Janeiro, RJ.

Tchebotarioff, G.P. (1970). Bridge Abutments on Piles Driven Through Plastic Clay. Proc. Conf. Des. Install. Pile Foundation Cell. Structure. University Lehigh.

Tchebotarioff, G.P. (1973). Foundations Retaining and Earth Structures. McGraw Hill p. 400 – 410.