

## ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE ATERROS DE ENCONTRO DE PONTE SOBRE SOLOS MOLES – PONTE SOBRE O RIO DOS PEIXES (BR-381)

**Msc. Jane Paula Perboni**

DAM Projetos de Engenharia -Belo Horizonte, MG.

### RESUMO

A duplicação da rodovia federal Fernão Dias, BR 381, que interliga as cidades de São Paulo e Belo Horizonte representa uma das mais importantes obras rodoviárias em execução no país. Uma das características mais marcantes na implantação desta obra refere-se à presença de solos moles como fundação de aterros, inclusive os aterros de encontro de ponte, tal como na transposição do Rio dos Peixes, situado no sul de Minas Gerais. A presença deste material compressível levou à implantação de um projeto conjugado de aterros reforçados com geogrelhas, drenos verticais pré-fabricados, bermas de equilíbrio e reforço das fundações da ponte por estacas-raiz. Este trabalho tem como objetivo apresentar os resultados do programa de investigação geotécnica de campo e laboratório e as análises de estabilidade dos aterros de encontro, desenvolvidas neste projeto.

### 1. INTRODUÇÃO

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. Entre os diversos problemas geotécnicos ocorridos durante a construção da segunda etapa das obras, 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.

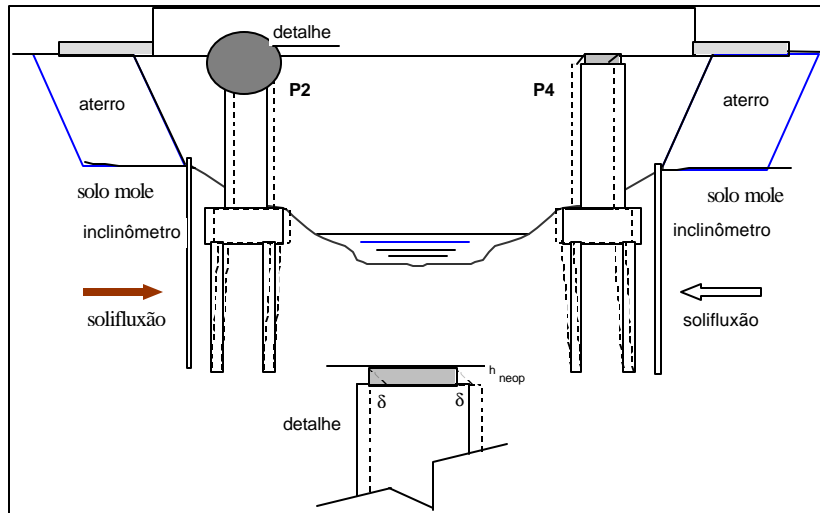
Uma das obras de maior relevância neste trecho ocorreu no km 832,8, entre as estacas 782 + 12,05 e 784 + 4,05, correspondente à transposição do Rio dos Peixes. A ocorrência de solos moles na fundação dos aterros de encontro originou os projetos de estabilização e reforço, compreendendo a utilização de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

Na área do Lote 20, predominam rochas gnáissicas e graníticas, com intercalações de anfíbolitos (Complexo Varginha), com elevado grau de metamorfismo e elevada concentração de elementos máficos. Em vários locais ocorrem depósitos 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).

### 2. 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. 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, 1998)

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, uma movimentação convergente dos pilares da ponte (figura 1).



**Figura 1:** 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 (tabela 1).

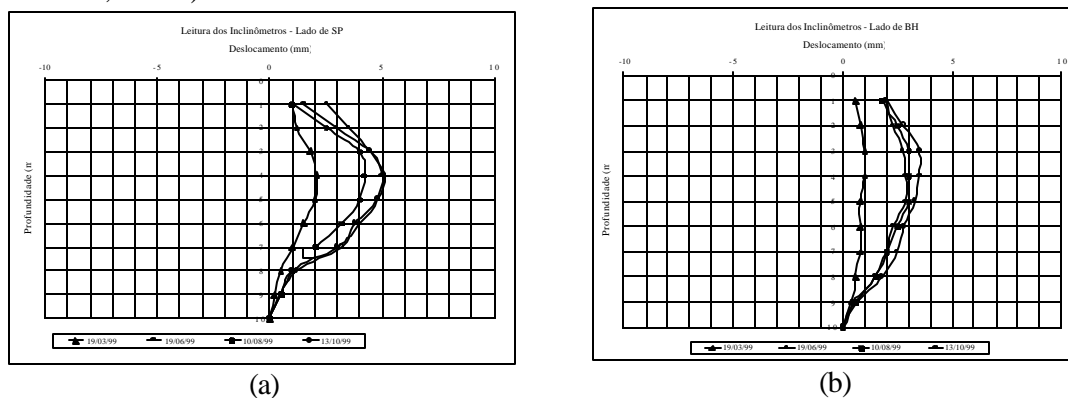
**Tabela 1:** Deslocamentos e deformações angulares dos aparelhos de neoprene

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. Como resultado do fenômeno de solifluxão, foram gerados, além dos recalques observados nos aterros, esforços horizontais nas estacas de fundação, sobrecarregando a estrutura e comprometendo potencialmente as suas condições de estabilidade.

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 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 2), em março/1999, junto ao *offset* e na direção longitudinal dos aterros dos encontros da ponte (figura 1). 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).



**Figura 2:** Leitura dos inclinômetros: (a) margem direita, SP (b) margem esquerda, BH

Através destes resultados foi possível verificar que, 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, onde para esta condição, o momento fletor máximo sobre as estacas de fundação foi de 32,93 kNm a uma profundidade de 11m. Tais esforços associados aos esforços impostos pelas cargas de serviço (permanentes e móveis), implicariam numa condição mais crítica, em que 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.

O monitoramento encerrou-se quando as leituras indicaram a estabilização das deformações 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, reforço com geogrelhas do aterro compactado por camadas e o reforço das fundações da ponte com estacas-raiz (Perboni, 2003, Perboni e Gomes, 2003).

### 3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

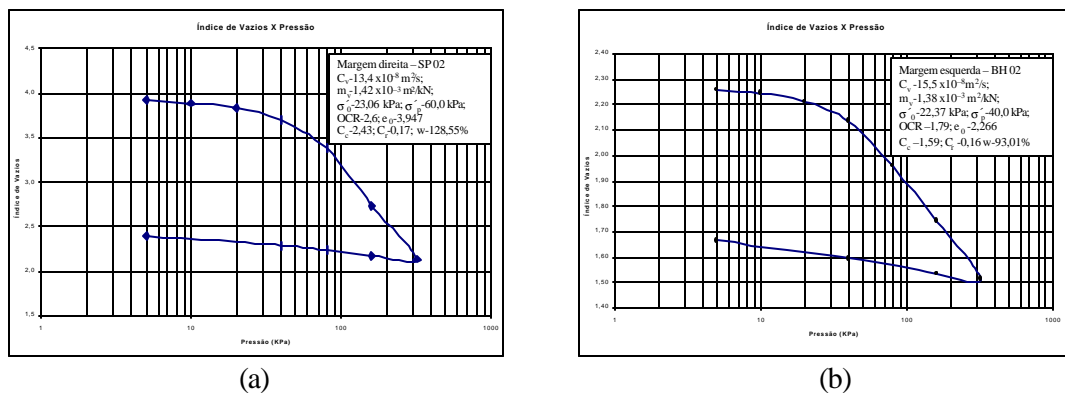
O programa experimental de investigação geotécnica do solo mole local foi previsto em termos de ensaios de laboratório e de campo. Os ensaios de laboratório ficaram bastante comprometidos pela enorme dificuldade de coleta de amostras contínuas e representativas das diferentes subcamadas de

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 (Perboni, 2003).

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 2) e ensaios de adensamento convencional (figuras 3).

**Tabela 2:** Valores. Médios dos parâmetros geotécnicos da argila mole

amostra	Profund. (m)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>	w (%)	WL (%)	w <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)
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 3 –** Resultados dos ensaios de adensamento convencional - amostras SP 02 e BH 02

Estes resultados demonstram que, mesmo com a dificuldade de amostragem, 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.

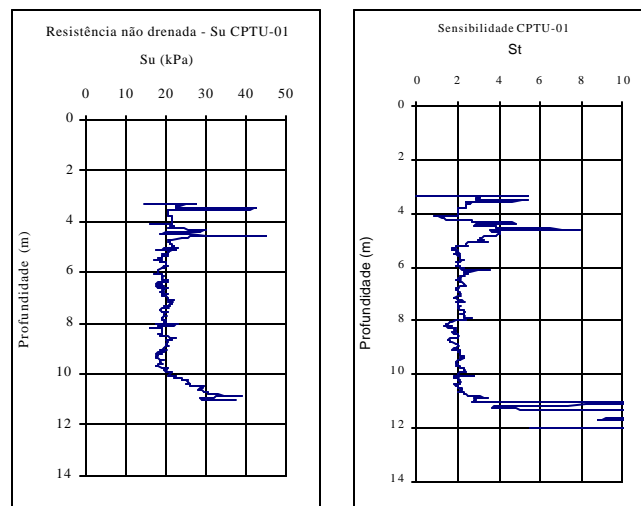
Uma ênfase especial foi dedicada aos trabalhos de investigação geotécnica de campo, neste sentido, foram realizadas sondagens à percussão com medidas de SPT, ensaios dilatométricos (DMT), ensaios de piezocone (CPTU) e ensaios de palheta (VT). Os resultados das sondagens SPT, executados em ambas as margens (lados BH e SP), evidenciam os valores muito baixos de resistência do solo compressível, caracterizado como uma argila orgânica com espessura média de 8,0m e com intercalações de areia fina e o NA praticamente aflorante na área.

Os resultados dos ensaios CPTU demonstram a natureza de baixa resistência ao cisalhamento 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, corroborando com os resultados obtidos em laboratório.

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, neste caso  $IR=100$ . Este índice de rigidez é determinado a partir da relação entre o módulo de cisalhamento ( $G$ ) e a resistência não drenada do solo ( $S_u$ ) (Schnaid, 2000). Os valores obtidos de  $C_h$  foram 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.

A figura 4 apresenta os resultados típicos de resistência não drenada e sensibilidade obtidos para os ensaios CPTU, através de correlações, 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.



**Figura 4:** Resultados típicos dos ensaios de CPTU

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. Posteriormente à retirada dos aterros, foram realizados ensaios de dilatômetro com o objetivo de fornecer parâmetros geotécnicos para a idealização dos projetos de estabilização e reforço.

Os valores de resistência não drenada obtidos nos ensaios de VT e DMT foram da ordem de 20kPa e os valores de sensibilidade foram em média de 3, os quais ratificam os valores obtidos previamente. Os resultados dos ensaios de DMT demonstraram ainda 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 (Perboni, 2003).

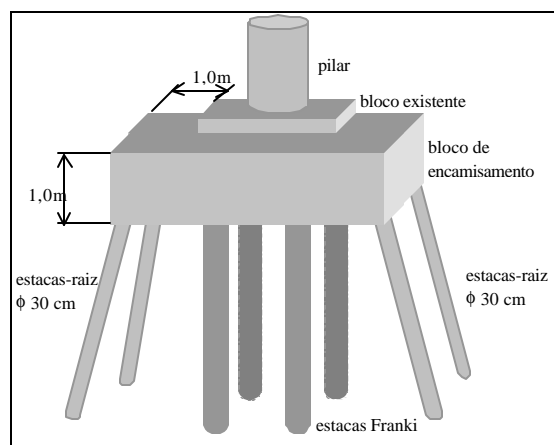
#### 4. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DO PROJETO

Em função dos problemas causados pelo movimento de solifluxão do solo mole local e devido às características de elevada compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento, o projeto original foi alterado de modo a englobar soluções para a estabilização do solo de fundação, reforço do aterro e reforço das fundações conforme as seguintes metodologias:

- Reforço das fundações da ponte por estacas-raiz;
- Drenos verticais pré-fabricados implantados no solo de fundação;
- Aterros reforçados com duas camadas de geogrelhas uniaxiais com resistência à tração de 200 kNm na direção longitudinal e 15 kNm na direção transversal;
- Aterros compactados em camadas;
- Bermas de equilíbrio.

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.

Em função da elevada magnitude dos momentos fletores verificada na reavaliação do comportamento estrutural das estacas Franki ( $\phi=450\text{mm}$ ), 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  $15^\circ$  (figura 5) 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 5:** Arranjo estrutural das estacas-raiz de reforço das fundações

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 (figuras 6 e 7).

No entanto, 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.

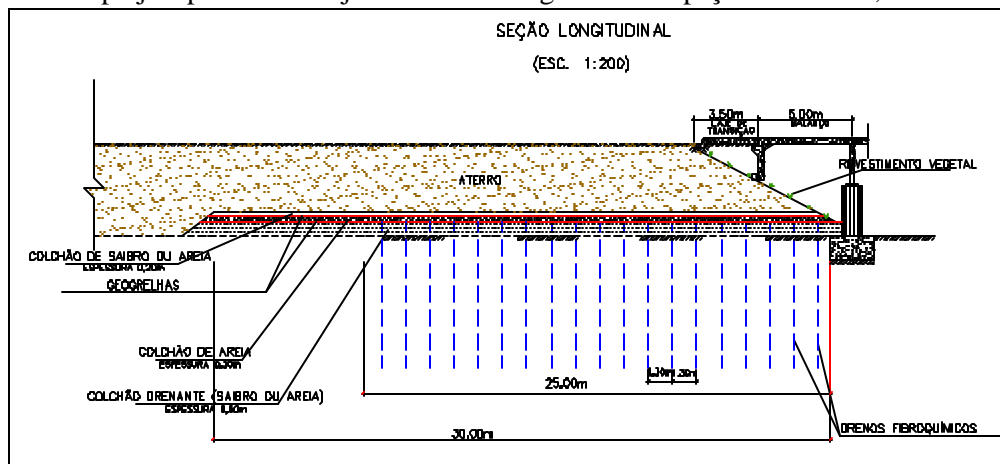


Figura 6: Projeto de Estabilização e Reforço dos aterros de encontro(DER, 1999b)

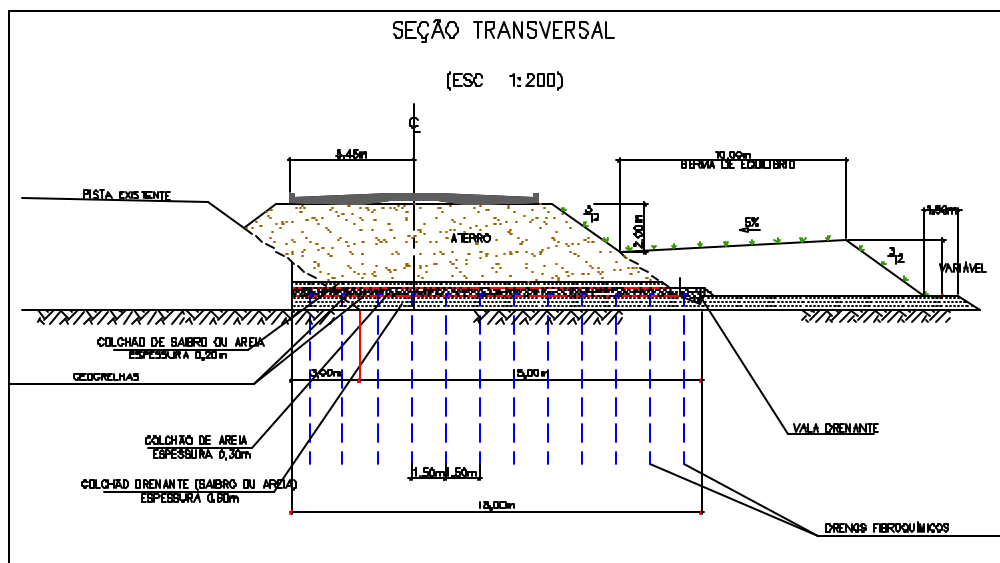


Figura 7: Projeto de Estabilização e Reforço dos aterros de encontro(DER, 1999b)

Os drenos pré-fabricados foram do tipo composto por núcleo maleável de polietileno, envolto por um filtro de polipropileno, com espessura de 5mm, largura de 100mm e gramatura de 100 g/m<sup>2</sup>. Na superfície do terreno e abrangendo uma área de 30,0m x 30,0m, envoltória daquela destinada à malha dos drenos verticais, foi prevista a execução de um colchão drenante com declividade de 1% e

constituído por uma camada de 0,60m de saibro, 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 (Perboni e Gomes, 2003).

Sobre a camada de areia superficial do colchão drenante, especificou-se a locação de uma primeira geogrelha de reforço, a qual foi 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.

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.

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, 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.

## 5. ANÁLISES E RESULTADOS

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. Os principais parâmetros do solo mole local e do aterro estão sistematizados nas tabelas 3 e 4, respectivamente.

**Tabela 3** – 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



**Tabela 4** – Parâmetros geotécnicos do solo de aterro

$\gamma_a$	$w_{ot}$	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

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 (NBR, 1984) como base para os esforços oriundos do tráfego (somatório dos efeitos 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, através dos métodos de Bishop Modificado e de Janbu para as seções longitudinal e transversal, considerando-se os aterros não reforçados e a inclusão das geogrelhas como elementos de reforço.

Para os aterros não reforçados as análises foram feitas adotando-se o software canadense GeoSlope – Programa SLOPE/W (Versão 4), em que os valores dos fatores de segurança obtidos quanto à ruptura global do aterro foram iguais a 0,97 para a seção longitudinal e de 1.06 para a seção transversal, não satisfazendo assim, as condições de estabilidade exigidas pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem – DNER (DNER, 1998) para aterros de encontro de ponte, onde os valores dos fatores de segurança devem ser iguais ou maiores que 1.4.

Estes resultados 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 à imediata retirada dos aterros e à presença das estacas de fundação da ponte, na direção longitudinal, que garantiram uma contenção adicional na direção do eixo da rodovia. Como análise complementar, foi verificado o fator de segurança em relação a 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 e como alternativa possível em termos da seção transversal, analisou-se inicialmente a proposição de implantar bermas de equilíbrio, que seriam executadas apenas em um dos lados dos aterros, uma vez que, a estrada antiga atua como estrutura de confinamento pré-existente do lado oposto. Neste caso, as análises de estabilidade resultaram em FS global de 1,24 considerando-se a presença de uma bermas de equilíbrio com 2,5m de altura e 13m de comprimento. 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.

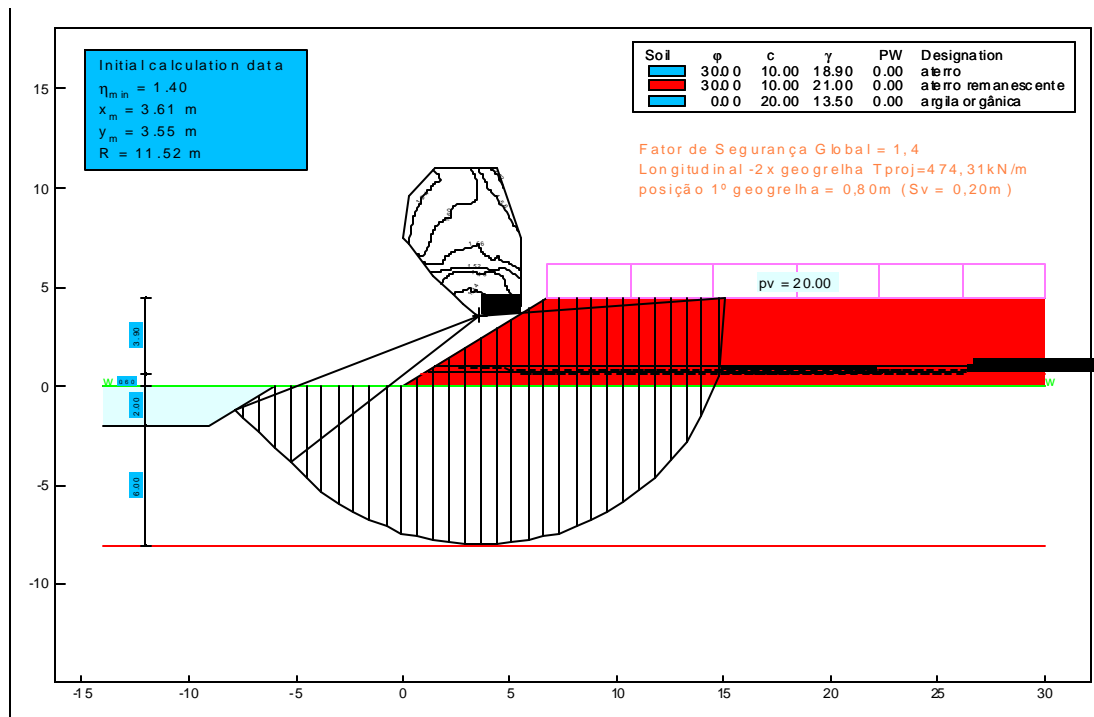
Para as análises de estabilidade dos aterros reforçados, foi utilizado o programa comercial GGU - Stability, versão 6.11, desenvolvido na Alemanha e comercializado pela GGU – *Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik*, que executa as análises de estruturas reforçadas com base nas teorias de equilíbrio limite. Embora tenham sido adotadas outras metodologias de análise (programas GeoSlope, ReSlope, etc) optou-se pelo programa GGU – Stability nas análises finais devido às ca-

racterísticas 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.

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, bem como os fatores de redução devido aos efeitos provocados por danos durante a instalação (1,15) e durante a vida útil da obra (1,1) e devido aos efeitos provocados pela fluência do material empregado (2,0) (Gomes, 1993; Gomes e Martins, 2003). Neste caso o coeficiente de interação adotado foi de 0,8.

Os resultados das análises de estabilidade a partir dos 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.

As primeiras análises correspondem à seção longitudinal dos aterros de encontro, onde o fator de segurança mínimo foi obtido para quatro camadas de geogrelhas biaxiais com resistência à tração nominal de 650kN/m, sendo assim, outras análises foram realizadas com a finalidade de minimizar o número de reforços a partir de geogrelhas biaxiais de 800 kN/m e uniaxiais de 1200 kN/m (tabela 5). A figura 8 apresenta a superfície de ruptura, obtida pelo o método de Bishop Modificado para a geogrelha uniaxial de 1200kN/m.



**Figura 8** – Superfície de ruptura pelo método de Bishop Modificado (1200 kN/m)

Analogamente procedeu-se em relação às análises de estabilidade para a seção transversal, considerando-se a aplicação dos reforços biaxiais de 650 kN/m e 800 kN/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 6.

**Tabela 5** – Resultados das análises de estabilidade para a seção longitudinal

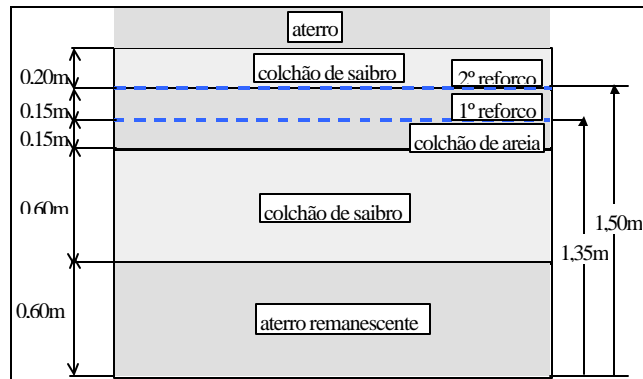
nº reforço	tipo	$T_{proj}$ (kN/m)	$T_{máx}$ (kN/m)	Fator de segurança	
				BM	Janbu
4	biaxial	256,92	650,0	1,40	1,76
3	biaxial	316,20	800,0	1,39	1,55
2	uniaxial	474,31	1200,0	1,40	1,44

**Tabela 6** – Resultados das análises de estabilidade para a seção transversal

nº reforço	tipo	$T_{proj}$ (kN/m)	$T_{máx}$ (kN/m)	Fator de segurança	
				BM	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

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 (200 kN/m x 15 kN/m) nas locações indicadas (figura 9). Adicio-

nalmente, a estabilidade da seção transversal incluiu a presença de uma berm de equilíbrio.



**Figura 9:** Configuração das camadas e localização dos elementos de reforço nos aterros

Considerando a inclusão de duas geogrelhas uniaxiais de reforço com resistência à tração nominal máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) de 200kN/m na direção longitudinal e de 15kN/m na direção transversal, a berm de equilíbrio 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. Consta-se, portanto, que as condições de estabilidade são críticas em termos da seção longitudinal dos aterros de encontro da ponte. No caso da seção transversal, a conjugação das ações destes reforços com a presença da berm de equilíbrio melhoram as condições de estabilidade (Perboni, 2003).

## 6. CONCLUSÕES

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.

As análises de estabilidade 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, 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, mesmo considerando-se os benefícios potenciais representados pelas fundações da ponte (melhorados pela ação do reforço das mesmas por estacas-raiz).

Adicionalmente, as bermas de equilíbrio constituíram soluções condicionadoras da estabilidade da seção transversal dos aterros e como a concepção estrutural adotada em campo apresenta uma condição crítica de estabilidade, torna-se imprescindível a adoção de um programa sistemático de monitoramento a partir de instrumentação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DER/MG (1998). "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 (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 II – Projeto de Execução”. Belo Horizonte, MG.

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

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. 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.

NBR 7188 (1984). “Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre”. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

PERBONI, J.P. (2003). “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)”. Tese de Mestrado – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, MG.

PERBONI, J.P. E GOMES, R.C. (2003). “Estabilização e Reforço com Geossintéticos de Encontro de Ponte Sobre Solos Moles em Ob ra da BR-38”. 4º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos. Porto Alegre, RS.

SCHNAID, F. (2000). “Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações”. Editora Oficina de Texto. São Paulo, SP.

**Endereço dos autores:**

Jane Paula Perboni (janeperboni@yahoo.com.br)  
Engenheira Civil – Msc em Geotecnia

DAM Projetos de Engenharia  
Rua Ouro Preto, 1707, Santo Agostinho  
Belo Horizonte, MG. CEP.: 30170-041  
fone: (031) 3275-1408  
fax: (031) 3291-5281