



# **GEOLOGIA DE ENGENHARIA**

CONCEITOS, MÉTODO E PRÁTICA

Álvaro Rodrigues dos Santos

 **NOME  
DA ROSA**

4ª EDIÇÃO REVISADA E AMPLIADA

Com sua primeira edição lançada em 2002, a segunda em 2009, a terceira em 2017 e esta quarta em 2023, o livro "Geologia de Engenharia: Conceitos, Método e Prática" aborda os aspectos conceituais e metodológicos da Geologia de Engenharia, reforçando a necessidade da observação de um método científico de trabalho pelo geólogo de engenharia no exercício de sua atividade profissional.

O livro reúne também, desde sua primeira edição, casos reais de aplicação da GE, descritos pelo autor e vários colaboradores, que oferecem didaticamente a devida orientação técnica e metodológica para o enfrentamento de diversas e complexas situações postas ao desafio da GE brasileira.

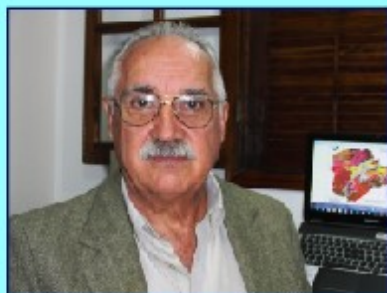
Nesta quarta edição revisada e ampliada, o Geólogo Álvaro Rodrigues dos Santos, idealizador e autor do livro, insere novos itens no Capítulo I, permitindo uma abordagem mais profunda de conceitos teóricos e da atuação da GE brasileira ao longo de sua história e, no Capítulo II, insere novos relatos, totalizando agora 31 casos de aplicação prática.

Este livro, com certeza, além contribuir para a reflexão e aprimoramentos dos conceitos e metodologias aplicadas pela GE, torna-se um valioso registro histórico do vasto conhecimento adquirido pelos mais renomados profissionais da GE brasileira ao longo da implantação dos mais variados tipos de empreendimentos no país.

ISBN 876-85-86872-54-9



9 788586 872549



### **ALVARO RODRIGUES DOS SANTOS**

Geólogo, nascido em Batatais (SP), formado pela Universidade de São Paulo no ano de 1968.

Com algumas passagens pela empresa privada, teve sua carreira técnica em Geologia de Engenharia basicamente desenvolvida no IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, desde sua contratação em 1969. Pesquisador Sênior V pelo Instituto, ocupou diversos cargos e funções, tendo sido Diretor da Divisão de Minas e Geologia Aplicada e Diretor Executivo de Planejamento e Gestão do IPT.

Em meados da década de 1990 inicia atividades como consultor autônomo e, em 2010, cria sua própria empresa, a ARS Geologia Ltda.

Autor de inúmeros trabalhos e artigos técnicos, dedicou especial atenção à formulação conceitual e metodológica da Geologia da Engenharia brasileira, temática consagrada em seu livro "Geologia de Engenharia: Conceitos, Método e Prática", lançado em 2002 pelo IPT e ABGE.

Em 2004 publicou, pela O Nome da Rosa Editora, o livro "A grande barreira da Serra do Mar: da Trilha dos Tupiniquins à Rodovia dos Imigrantes", com o qual registra toda a sua experiência técnica nessa estratégica região do Sudeste brasileiro. Criador da técnica Cal-Jet de proteção de solos contra a erosão, publica em 2005 seu Manual de Execução.

Em 2008 publicou, pela O Nome da Rosa Editora, o livro "Diálogos Geológicos", em que aborda retrospectivamente as relações do Homem com o planeta.

Em 2009, pela mesma Editora, publicou a 2ª edição revisada do livro "Geologia de Engenharia: Conceitos, Método e Prática" e, em 2017, a sua 3ª edição ampliada.

Em 2012 lançou, pela Editora Pini, o livro "Enchentes e Deslizamentos: Causas e Soluções".

Em 2014 lançou, pela Editora Rudder, o livro "Manual Básico para a Elaboração e para o Uso da Carta Geotécnica". Em 2016, pela mesma Editora, publicou o livro "Cidades e Geologia".

Em 2011 recebeu o prêmio Ernesto Pichler, conferido pela ABGE Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, por sua contribuição ao desenvolvimento da Geologia de Engenharia brasileira.

Copyright @ O Nome da Rosa Editora Ltda.

**Editora**

Tula Melo

**Revisão**

Maria Amélia Santori

**Projeto gráfico e capa**

Júlia Melo

**Imagem da capa**

Desmoronamento de rocha na Via Anchieta, 1970 – Foto Arquivo DER-SP

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)**

Santos, Álvaro Rodrigues dos  
Geologia de engenharia : conceitos, método e prática /  
Álvaro Rodrigues dos Santos. — 4a ed. rev. e ampl. — São Paulo — 2023

Bibliografia.

ISBN 978-85-86872-54-9

1. Geociências 2. Geologia ambiental 3. Geologia de engenharia 4. Geotecnia I.  
Titulo.

09-09390

CDD-624.151

**Índices para catálogo sistemático:**

1. Geologia de engenharia 624.151

Quarta edição revisada e ampliada — abril de 2023.

Todos os direitos desta edição, reprodução ou tradução reservados pela O Nome da Rosa Editora Ltda.  
Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida ou transmitida, de nenhuma forma ou por  
nenhum meio, sem autorização expressa da editora.

**O Nome da Rosa Editora**

R. Mourato Coelho, 470 — Pinheiros — São Paulo — SP — CEP 05417-001

PABX (11) 3817-5000

comercial@nomedarosa.com.br

www.nomedarosa.com.br

www.livrarianomedarosa.com.br

## A GEOLOGIA DE ENGENHARIA E A UTOPIA CIVILIZATÓRIA

Mesmo com a abdicação do consumismo desregrado e do crescimento populacional, a epopeia civilizatória de chegarmos a uma sociedade onde todos os seres humanos tenham uma vida materialmente digna e espiritualmente plena exigirá, sem dúvida, a multiplicação de empreendimentos humanos no planeta: energia, transportes, indústrias, cidades, agricultura, pecuária, disposição de resíduos...

A Geologia de Engenharia é um dos ramos tecnológicos sobre os quais recai a enorme responsabilidade de tornar essa maravilhosa utopia tecnicamente possível para as sucessivas gerações, sem que a própria possibilidade da vida humana no planeta seja comprometida.

*O Autor*

### **O GEÓLOGO**

*Tira-lhe seus mapas  
E logo outros estará a imaginar,  
Tira-lhe o Norte  
Sobrar-lhe-ão os ventos,  
O sol, as estrelas e o mar,  
Tira-lhe seu martelo,  
Companheiro inseparável,  
Uma lasca, ao fim, o acalma,  
Mas tira-lhe o campo  
E matará sua alma.*

Por Álvaro Rodrigues  
(março/2015)

Tudo o que vemos na natureza geológica são estágios, paisagens que não foram assim antes e não serão assim no futuro. Sob a ação da energia telúrica e da energia solar, a natureza é assim mutante, mantendo permanente o sentido maior de suas mutações: a busca de novas posições de equilíbrio.

É nessa equação dinâmica que o Homem, com seus variados empreendimentos, interfere. Há, pois, que tê-la em conta. Por sagrado respeito e por um ato de inteligência.

*Álvaro*

## DEDICATÓRIA

*Dedico essa quarta edição de meu livro aos Mestres Fernando Flávio Marques de Almeida e Aziz Nacib Ab'Saber, representando os eminentes geocientistas que com seus formidáveis trabalhos sobre a geologia e a geomorfologia brasileiras proporcionaram, anônima e generosamente, as informações básicas indispensáveis à boa prática de nossa Geologia de Engenharia. Estendo também essa dedicatória a todos aqueles que, em suas respectivas áreas, entusiasmam os homens a libertar seu pensamento e transpor as fronteiras do conhecimento.*

## AGRADECIMENTOS

*Não haveria espaço para tantos e tão merecidos. No entanto, não posso deixar de registrar aqueles que devo, aos colegas relatores dos casos de aplicação, à minha editora e a todas as pessoas que com zelo, competência e carinho colaboraram para que essa 4ª edição viesse a público.*

# PREFÁCIO

Recebi com muita alegria o honroso convite do geólogo Álvaro Rodrigues dos Santos para prefaciar esta terceira edição do seu admirável livro *Geologia de Engenharia: Conceitos, Método e Prática*.

Ainda não entendi os motivos que o levaram a me eleger para esta agradável tarefa. Talvez a deferência almejou homenagear um colega e amigo que sempre apoiou a sua persistente e aguerrida atuação em defesa da nossa engenharia geotécnica. Os seus muitos textos explicam e resumem com maestria o papel da Geologia, em especial no que se refere à colaboração com a Engenharia.

Assim, eu pude, antes dos demais leitores, apreciar o magnífico conteúdo aqui apresentado.

O leitor pode comprovar que o Brasil, tão carente de literatura didática em engenharia, conta agora com um excelente livro, com conceitos geológicos atuais, expostos com o detalhamento adequado não só aos alunos iniciantes, mas também aos praticantes com larga experiência na engenharia geotécnica.

Com este volume, Álvaro conclui um texto inicial sobre os princípios, conceitos básicos e importância da Geologia de Engenharia e atinge plenamente o objetivo original de servir como um guia de apoio ao profissional envolvido na concepção e projeto de obras e estruturas geotécnicas.

Com cerca de 40 anos de experiência profissional nas aplicações da Geologia, Álvaro Rodrigues é membro sênior da ABGE e sócio ativo da ABMS. Ele tem sido capital para garantir e estimular o atual estágio de colaboração entre as duas associações, atuando com destaque na comunidade geotécnica brasileira. *Expert* em estabilidade de encostas ocupadas desordenadamente em zonas urbanas, Álvaro consegue imprimir aos seus textos o conhecimento prático nos temas que domina. Profissionalismo, coragem e entusiasmo são aspectos de seu caráter que permeiam pela obra, que exhibe o seu zelo e determinação na busca do rigor técnico, preservando os conceitos firmes e simples.

Lançado originalmente em 2002, com uma segunda edição em 2009 e uma terceira edição em 2017, o livro oferece ao leitor um relato das vicissitudes de sua experiência, acumulada ao longo de sua atuação profissional.

Com esta quarta edição, revisada e ampliada, o livro chega recheado de ilustrações didáticas e alusões à realidade brasileira. O capítulo inicial ganhou pequenos ajustes nos conceitos teóricos, e o capítulo final, sobre casos reais de projeto e obras geotécnicas, foi ampliado, contando agora com 31 casos de aplicação prática.

Enfim, uma obra prima, que passa a ser leitura obrigatória de todos os estudantes e praticantes da Geotecnia, e merece, portanto, o amplo reconhecimento no meio geotécnico brasileiro.

**Prof. Alberto Sayão, PUC-Rio**

Engenheiro Geotécnico

Ex-Presidente da ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



# SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO .....	15
--------------------	----

## Capítulo I - Geologia de Engenharia: o que é, como trabalha

1 Essência e posicionamento conceitual .....	17
1.1 A Geologia de Engenharia vê o homem como agente geológico .....	18
2 Posicionamento disciplinar.....	19
3 Base disciplinar de apoio .....	22
4 Campos profissionais de aplicação .....	23
5 Fundamentos filosóficos.....	23
6 Método de trabalho.....	27
6.1 O cuidado maior da Geologia de Engenharia .....	27
6.2 O método e as etapas de trabalho .....	28
6.3 O método das Hipóteses Progressivas .....	30
7 Os três postulados sagrados da Geologia de Engenharia .....	34
8 A indispensável necessidade de uma completa integração entre a Geologia de Engenharia e a Engenharia Geotécnica .....	37
9 Evolução no Brasil .....	38
10 A Geologia de Engenharia brasileira - uma avaliação crítica. Tendências .....	44
11 Bibliografia referente ao Capítulo I.....	52

## Capítulo II - Trinta casos reais brasileiros

1 Introdução.....	55
2 Relação dos trinta casos reais brasileiros .....	56
<u>CASO 1</u> - Condicionantes geológico-geotécnicos na escolha do eixo e no tratamento das fundações da Barragem de Barra Bonita, Rio Tietê, SP. <b>RELATORES:</b> Antônio Marrano e Murillo Dondici Ruiz .....	58
<u>CASO 2</u> - A Geologia de Engenharia na definição do método de lavra e do sistema de estabilização do maciço na mina de zinco do Morro da Usina, MG. <b>RELATORES:</b> Fábio Soares Magalhães e Paulo Roberto Costa Cella .....	63
<u>CASO 3</u> - Plano Preventivo de Defesa Civil (PPDC) para escorregamentos no trecho paulista da Serra do Mar, SP. <b>RELATORES:</b> Leandro E. S. Cerri, Eduardo Soares de Macedo, Agostinho Tadashi Ogura e Jair Santoro.....	68
<u>CASO 4</u> - Escorregamento de talude de corte na Rodovia Washington Luiz (SP- 310). <b>RELATORES:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos e Eraldo Luporini Pastore.....	74

<u>CASO 5</u> - Reabilitação de uma boçoroca em Contagem, MG. <b>RELATOR:</b> Edézio Teixeira de Carvalho.....	78
<u>CASO 6</u> - Alterabilidade de basaltos em obras de engenharia, SP. <b>RELATOR:</b> Ely Borges Frazão.....	83
<u>CASO 7</u> - Colapso e subsidência de origem cárstica na área urbana de Cajamar, SP. <b>RELATORES:</b> Waldir Lopes Ponçano e Álvaro Rodrigues dos Santos .....	87
<u>CASO 8</u> - O reparo do sistema de túneis da UHE de Sá Carvalho – Acesita, Timóteo, MG. <b>RELATORES:</b> Alberto Coppedê Jr., José Carlos Virgili e Luiz Massaiosi Ojima .....	93
<u>CASO 9</u> - Escolha de locais de lançamento de material dragado em mar aberto, Porto de Santos, SP. <b>RELATORES:</b> Waldir Lopes Ponçano e Sérgio Luís Pompéia .....	97
<u>CASO 10</u> - A escolha de agregado para concreto na construção da Barragem de Jupia, Rio Paraná, SP/MS. <b>RELATORES:</b> Antônio Marrano e Murillo Dondici Ruiz .....	102
<u>CASO 11</u> - Erosão e assoreamento x enchentes na Região Metropolitana de São Paulo. <b>RELATOR:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos .....	108
<u>CASO 12</u> - Condicionantes hidrogeotécnicos no desmonte da "rolha" no Reservatório de Pirapora, Rio Tietê, SP. <b>RELATORES:</b> Eda F. Quadros e Diogo Correa Filho .....	117
<u>CASO 13</u> - Alteração do traçado da Rodovia dos Imigrantes na Serra do Mar devido a corpos de tálus, SP. <b>RELATOR:</b> Luiz Ferreira Vaz.....	122
<u>CASO 14</u> - Elevação do lençol freático em área urbana como consequência do enchimento do Reservatório da Barragem de Três Irmãos, SP. <b>RELATOR:</b> José Luiz Albuquerque Filho ....	128
<u>CASO 15</u> - Carta geotécnica dos morros de Santos e São Vicente, SP. <b>RELATORES:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos e Waldir Lopes Ponçano.....	133
<u>CASO 16</u> - Problemas geotécnicos na exploração do aquífero "Karst" para abastecimento da Região Metropolitana de Curitiba, PR. <b>RELATOR:</b> José Antônio Urroz Lopes .....	138
<u>CASO 17</u> - Túneis em maciços rochosos com tensões residuais elevadas: Usina Hidrelétrica Itá, SC. <b>RELATORES:</b> Nelson Infanti Jr. e Luiz Alberto Minicucci.....	144
<u>CASO 18</u> - Análise da Geologia de Engenharia na avaliação de impacto ambiental do aterro sanitário de Santos, SP. <b>RELATORES:</b> Marcos Antônio Mattiusso Marques e Nilton Fornasari Filho.....	151
<u>CASO 19</u> - Instabilização no talude de corte da FEPASA sob o viaduto da Rodovia Porto Ferrão – Ribeirão Preto (SP-333). <b>RELATORES:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos e Eraldo Luporini Pastore .....	155
<u>CASO 20</u> - Escorregamentos na Serra do Mar. <b>RELATOR:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos.....	158
<u>CASO 21</u> - Fundações da barragem de concreto da Usina Hidrelétrica de Serra do Facão. <b>RELATOR:</b> Ricardo Antônio Abrahão .....	170

<u>CASO 22</u> - A tragédia geológico-geotécnica da zona de expansão urbana da metrópole paulistana. O caso da sub-bacia do Pau d'Alho. <b>RELATOR:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos.....	176
<u>CASO 23</u> - Escorregamento em área urbana: o caso do bairro Jardim Alvorada, Ouro Preto, MG. <b>RELATOR:</b> Frederico Garcia Sobreira.....	189
<u>CASO 24</u> - Supervisão ambiental em grandes obras. O caso do controle de erosão e assoreamento no RodóAnel Mário Covas, São Paulo, SP. <b>RELATOR:</b> Fernando Kertzman ....	196
<u>CASO 25</u> - Criação da APA Cabuçu-Tanque Grande como prevenção de danos ambientais à Serra da Cantareira, Guarulhos, SP. <b>RELATORES:</b> Antônio Manoel dos Santos Oliveira e Márcio Roberto Magalhães de Andrade.....	201
<u>CASO 26</u> - Cal-jet: técnica de proteção de taludes contra a erosão. <b>RELATOR:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos.....	211
<u>CASO 27</u> - Condicionantes geológicos na concepção e tratamento das fundações de edifício corporativo. <b>RELATORES:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos e Antônio Sérgio Damasco Penna.....	218
<u>CASO 28</u> - A determinação de nascentes exige uma abordagem geológica, geomorfológica e hidrogeológica. <b>RELATOR:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos .....	229
<u>CASO 29</u> - Problemas com o rebaixamento forçado do lençol freático em determinados contextos geológicos urbanos. <b>RELATOR:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos.....	236
<u>CASO 30</u> - Calcários cársticos: áreas de risco para a engenharia. Modelagem geológica e soluções construtivas. <b>RELATOR:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos .....	241
<u>CASO 31</u> - Grotas, feições de relevo vedadas à urbanização. <b>RELATOR:</b> Álvaro Rodrigues dos Santos .....	264

# APRESENTAÇÃO

Apesar da rica experiência prática acumulada, que a colocou reconhecidamente ao nível do que melhor se faz internacionalmente nesse campo técnico, falta ainda à Geologia de Engenharia brasileira uma abordagem teórica mais aprofundada, que lhe propicie a adoção mais generalizada e consolidada de um necessário método científico de trabalho.

Está justamente nessa esfera metodológica o objetivo principal desse livro: reforçar a essencialidade, para o bom exercício da GE, de seu entendimento e assunção enquanto uma Geociência Aplicada, ou seja, de sua umbilical vinculação ao universo científico da Geologia, e da observância de um explícito método de trabalho.

Em suma, esse livro cuida especialmente da atitude científica e profissional do geólogo de engenharia diante dos problemas práticos que lhe são colocados no exercício de sua atividade profissional.

Dentro desse propósito, o Capítulo I estabelece uma proposta de fundamentação filosófica e metodológica para a GE brasileira, e o Capítulo II apresenta uma coleção de casos brasileiros reais de aplicação da geologia de engenharia, todos expostos segundo a sequência metodológica proposta no capítulo anterior.

# CAPÍTULO I

## GEOLOGIA DE ENGENHARIA: O QUE É, COMO TRABALHA

*Nature to be commanded must be obeyed.*

**F. Bacon (1620)**

### 1 Essência e posicionamento conceitual

Detendo-nos na frase de Francis Bacon, “a natureza para ser comandada precisa ser obedecida”, expressão que revela a maravilhosa capacidade de percepção e síntese própria dos sábios, podemos entendê-la como a própria essência conceitual da Geologia de Engenharia.

Para o atendimento de suas necessidades (energia, transporte, alimentação, moradia, segurança física, comunicação) o Homem é inexoravelmente levado a aproveitar uma série de recursos naturais (água, petróleo, minérios, energia hidráulica, solos) e a ocupar e modificar espaços naturais das mais diversas formas (cidades, agricultura, indústria, usinas elétricas, vias de transportes, portos, canais, disposição de rejeitos ou resíduos), o que já o transformou no mais poderoso agente geológico hoje atuante na superfície do Planeta. Para que esse comando da natureza seja coroado de êxito, deve incorporar (obedecer) as leis que regem as características dos materiais e dos processos geológicos naturais afetados.

Para obedecê-las (as Leis da Natureza), entendê-las. E, então, absorvê-las nas atitudes comportamentais e nas soluções de engenharia apontadas. De tal forma que as ações humanas dessa ordem sejam inteligentes, exitosas e provedoras da qualidade de vida no planeta; para essa geração e para as futuras, ou seja, sustentáveis.

A IAEG – *International Association for Engineering Geology and the Environment*, refletindo o crescimento exponencial dos problemas ambientais em todo o mundo, atualizou em 1992 sua conceituação epistemológica oficial para Geologia de Engenharia, a qual consta de seus estatutos e já dos estatutos da ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental:

Geologia de Engenharia é a ciência dedicada à investigação, estudo e solução dos problemas de engenharia e meio ambiente decorrentes da interação entre as obras e atividades do Homem e o meio físico geológico, assim como ao prognóstico e ao desenvolvimento de medidas preventivas ou reparadoras de riscos geológicos.

De uma forma concisa, podemos entender a Geologia de Engenharia como a **Geociência Aplicada responsável pelo domínio tecnológico da interface entre a atividade humana e o meio físico geológico.**

## 1.1 A Geologia de Engenharia vê o homem como agente geológico

Especialmente a partir da segunda metade do século XX, os resultados da atividade humana sobre o planeta começaram, por força de sua expressão e magnitude, a chamar a atenção dos estudiosos da Geologia e a se impor como elementos indispensáveis para o entendimento de uma série de fenômenos que ocorrem no planeta. Era o início do processo de percepção do Homem como agente geológico, processo que evoluiu para o entendimento, universalmente aceito na Geologia e na Geomorfologia, do Homem como o mais vigoroso agente geológico hoje atuante sobre a superfície da Terra, tanto sobre os continentes como sobre os oceanos.

Hoje são raras as regiões do planeta que não revelam as consequências diretas ou indiretas da ação e da presença humana. As principais formas de intervenção direta do Homem na natureza geológica, por força e demanda de seu desenvolvimento tecnológico, social e cultural, desde muito cedo são a **agricultura/pecuária** (por meio do desmatamento, do revolvimento de solos, das operações de drenagem e irrigação), a **exploração de florestas naturais** (para fins construtivos e energéticos), a **mineração** (mediante a exploração de insumos minerais para a construção, para a produção de metais utilitários e para fins energéticos), a **urbanização** (por meio da construção e expansão de cidades e de todos os equipamentos decorrentes da necessidade de abastecimento de água e esgotamento sanitário) e a **produção de energia** (com as sucessivas formas de aproveitamento das fontes energéticas naturais).



*Erosão urbana: uma de suas principais causas constitui-se no parcelamento do solo com a retirada da vegetação e do solo superficial e o longo tempo de exposição aos agentes erosivos até uma futura consolidação da urbanização. Região Metropolitana de São Paulo. (Foto IPT)*

Caso esses empreendimentos não levem em conta as características dos materiais e dos processos geológicos naturais com que vão interferir e interagir, é quase certo que a Natureza, buscando restaurar o equilíbrio quebrado, responda através de acidentes locais (o rompimento de uma barragem, o colapso de uma ponte, a ruptura de um talude, por exemplo), ou problemas regionais (o assorea-

mento de um rio, de um reservatório, de um porto, ou a contaminação de solos e de águas subterrâneas, por exemplo), consequências extremamente onerosas social e financeiramente, e muitas vezes trágicas no que diz respeito à perda de vidas humanas. Fornecer informações para que essas ações humanas levem corretamente em conta o fator geológico,



*Instabilização de talude em arenito calcífero fraturado provocada pela utilização de explosivos sem o menor critério e cuidados técnicos. Formação Bauru. FEPASA, trecho Bauru–Garça (SP). (Foto do Autor)*

garantindo então seu êxito técnico/econômico/social e evitando as graves consequências referidas, constitui o objetivo essencial da Geologia de Engenharia. É indispensável, nesse contexto, que o Geólogo conheça exatamente quais os tipos mais comuns de solicitação que os diferentes empreendimentos (barragens, estradas, minerações, cidades, metrô, aterros sanitários, agropecuária) impõem aos terrenos, o que lhe permitirá orientar e objetivar as investigações que se seguirão e a comunicação de seus resultados.

De outra parte, é fundamental para o sucesso das operações de engenharia que estas se apoiem em um perfeito casamento entre a solução adotada, as características geológicas dos terrenos e materiais afetados e os processos geológico-geotécnicos naturais ou eventualmente provocados pela implantação de um pretendido empreendimento. Daí a enorme importância da **exatidão do diagnóstico** fornecido pelo Geólogo de Engenharia, no âmbito do qual devem estar descritos todos os fenômenos que podem ser esperados da interação solicitações/meio físico geológico. Ou seja, a **GE tem uma abordagem técnica essencialmente fenomenológica**.

## 2 Posicionamento disciplinar

Disciplinarmente, a Geologia de Engenharia admite duas abordagens não excludentes e plenamente válidas. Do ponto de vista da GEOLOGIA, ela é entendida como um de seus ramos aplicados. Certamente este é o posicionamento disciplinar mais adequado ao propósito de resguardar e ressaltar como fundamentais para o trabalho do geólogo de engenharia o instrumental metodológico e a base acumulada de conhecimentos da Geologia. Significa o ato maior do geólogo de engenharia perceber o desafio que lhe é colocado pela Engenharia através dos olhos da Geologia e, mais aplicadamente, dos processos geológicos envolvidos.

E, portanto, também perceber a importância profissional em não se afastar do contexto e da evolução dos conhecimentos no campo de sua ciência matriz. O esquema da Figura 1 expressa esse entendimento.

***Raciocínio Geológico: a ferramenta básica do Geólogo de Engenharia***

A Geologia de Engenharia só conseguirá cumprir cabalmente sua responsabilidade, e assim, ser útil à Engenharia e à Sociedade em um sentido mais amplo, na medida em que não se descole de suas raízes disciplinares, de sua ciência-mãe, a Geologia, o que significa exercitar e priorizar seu principal instrumento de trabalho, o raciocínio geológico.

Do ponto de vista da ENGENHARIA, a Geologia de Engenharia é vista como um componente disciplinar da Geotecnia, entendida esta como o ramo da Engenharia que se ocupa da caracterização e do comportamento dos materiais e terrenos da crosta terrestre para fins de engenharia. Esse posicionamento disciplinar é especialmente oportuno no sentido de reforçar o caráter aplicado e as responsabilidades resolutivas, e inclusive legais, do trabalho do geólogo de engenharia.

Nesta abordagem, a Geologia de Engenharia tem como disciplinas parceiras, também formadoras da Geotecnia, a Mecânica dos Solos e a Mecânica das Rochas, conforme apresenta o esquema da Figura 2.

Ainda que com aplicações pontuais já bastante antigas, pode-se dizer que, do ponto de vista de sua personalização e sistematização científica, as três disciplinas são recentes. A hoje ISSMGE – *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* foi fundada na ocasião de seu primeiro congresso internacional, em 1936, em Cambridge nos EUA; a ISRM – *International Society for Rock Mechanics*, fundada em 1962, organizou seu similar em 1966, em Lisboa, Portugal, e a hoje IAEG, fundada em 1964, fez acontecer o seu primeiro

conclave internacional em 1970, em Paris, França.

Por Terzaghi (1944) e Vargas (1977), podemos entender a Mecânica dos Solos como a disciplina responsável pelos estudos teóricos e práticos sobre o comportamento dos solos — materiais terrosos — naturais sob o enfoque de sua solicitação pela Engenharia. A ISMR assim sugere a conceituação da Mecânica das Rochas em seus



*Usina Hidrelétrica de Paulo Afonso IV. Escavações para a instalação da Casa de Força. Necessidade de utilização de fogo controlado e técnicas de estabilização e impermeabilização de maciços rochosos. (Foto IPT)*



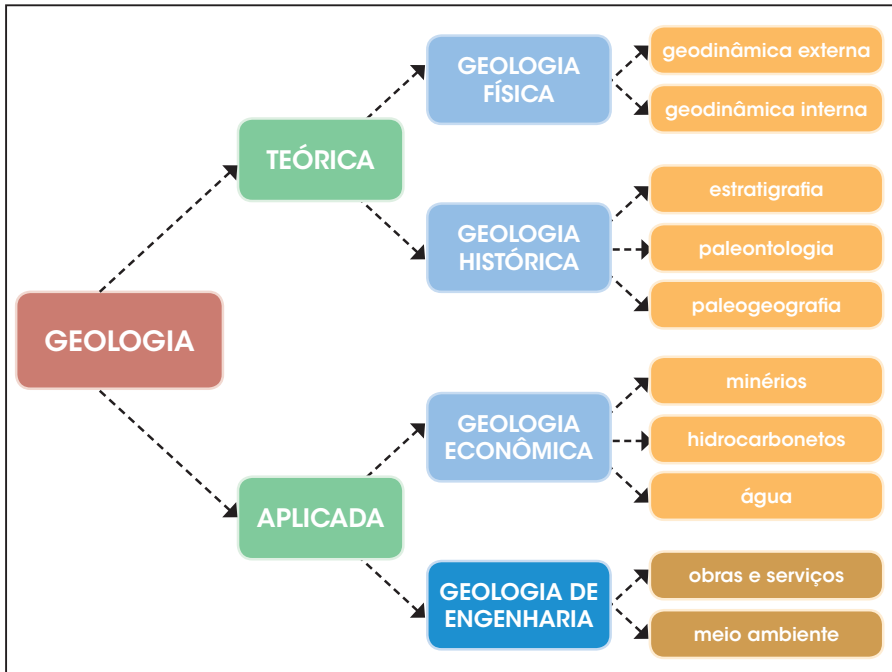


Figura 1 – Posicionamento disciplinar na Geologia

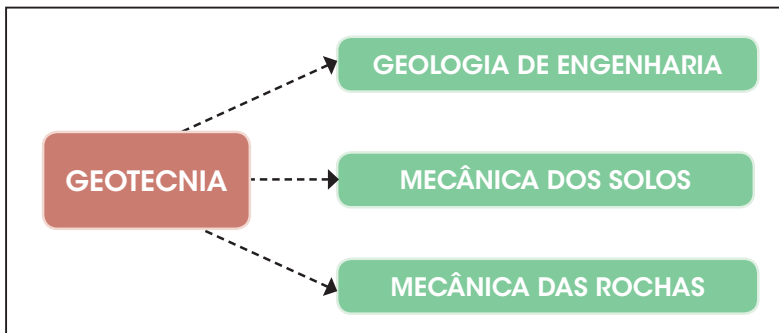


Figura 2 – Posicionamento disciplinar na Engenharia

estatutos: “O campo da Mecânica das Rochas é voltado a incluir todos os estudos relativos ao comportamento físico e mecânico das rochas e maciços rochosos e a aplicação desse conhecimento para o melhor entendimento de processos geológicos e para o campo da Engenharia”.

É importante observar nesse contexto epistemológico que os fenômenos geotécnicos do âmbito da Geologia de Engenharia serão qualitativa e dinamicamente explicados por essa disciplina, mas quantitativa e mecanicamente somente equacionados pelas leis da Mecânica dos Solos e da Mecânica das Rochas. Ou seja, os fenômenos de Geologia de Engenharia desenvolvem-se segundo as leis da Mecânica dos Solos e da Mecânica das Rochas.

### 3 Base disciplinar de apoio

Além da própria Geologia, como ciência matriz, e da Mecânica das Rochas e da Mecânica dos Solos, como disciplinas correlatas na Geotecnia, a Geologia de Engenharia se vale de uma série de ciências e disciplinas conexas para seu integral exercício, conforme apresenta o esquema da Figura 3.

Deve-se destacar a enorme importância da **Geomorfologia** como base de informação primária para a identificação dos processos atuais e pretéritos que caracterizam uma dada região. As formas e a dinâmica (morfodinâmica) do relevo constituem sinais valiosíssimos que a Natureza oferece ao geólogo para a compreensão de suas leis e características. Compreendidos esses atributos, torna-se extremamente facilitada a avaliação dos resultados da interação das solicitações de determinado empreendimento humano com o meio físico geológico com o qual interfere.

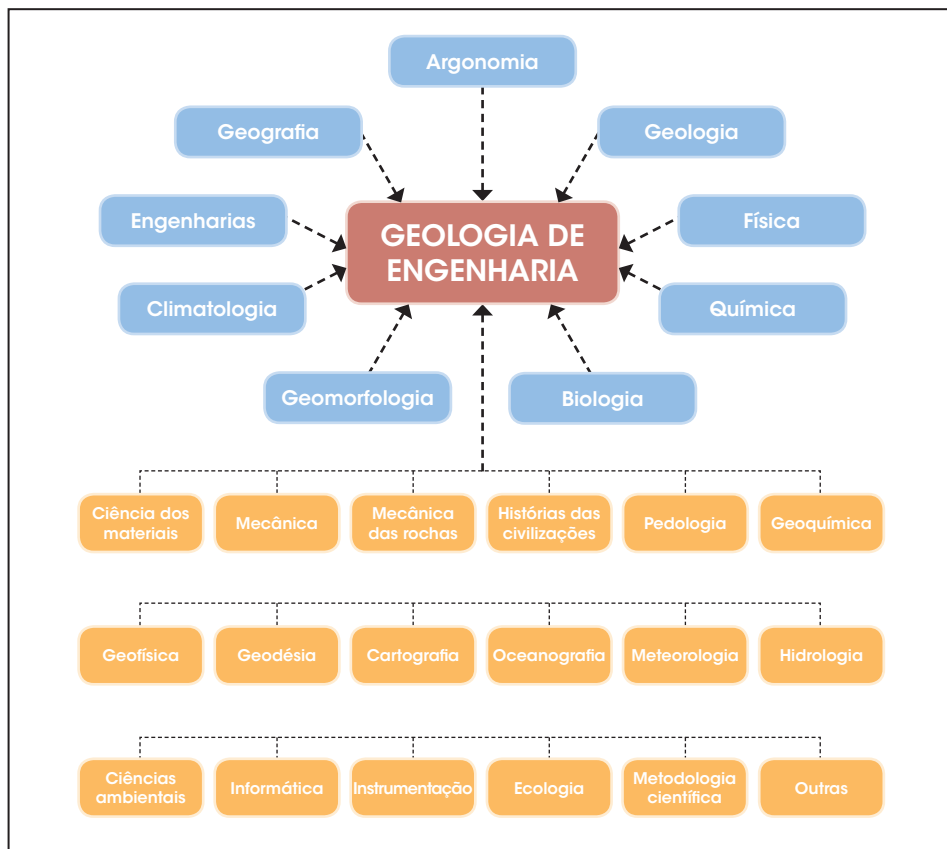


Figura 3 – Base disciplinar de apoio

## 4 Campos profissionais de aplicação

Ainda que o geólogo de engenharia possa adotar um perfil profissional eclético, é mais comum observar-se uma determinada especialização em um ou mais campos de atividade. No quadro a seguir, relacionamos, sem pretensão exaustiva, os campos profissionais de aplicação que se têm consolidado até hoje no país e no mundo. São determinados tanto por tipo de solicitação aos terrenos como por tipos de fenômenos geotécnicos, técnicas de apoio, outras áreas de conhecimento e campos de atividade.

- Barragens
- Obras Viárias
- Obras Subterrâneas
- Fundações
- Taludamento, Desmonte, Escavações
- Cidades
- Exploração Mineral
- Agricultura
- Portos, Vias Navegáveis, Lagos e Canais
- Impactos Ambientais – Disposição de Resíduos
- Riscos Geológicos
- Materiais Naturais de Construção
- Estabilidade de Taludes e Encostas
- Estabilidade de Maciços
- Erosão e Assoreamento
- Colapso e Subsidência
- Hidrogeotecnia
- Métodos de Investigação de Terrenos e Materiais
- Instrumentação Geológico-Geotécnica
- Cartografia Geotécnica
- Informática Aplicada
- Geofísica Aplicada
- Geologia Histórica/Dinâmica Externa/Interna
- Ensino
- Arqueologia/Paleontologia
- Espeleologia
- Exploração Espacial
- Outros

## 5 Fundamentos filosóficos

*A pessoa que gosta de agir sem teoria é qual marinheiro que sobe a bordo de um navio sem leme e bússola e nunca saberá onde aportar.*

**Leonardo da Vinci**

“*Toda Ciência deve ter uma filosofia, e só esse caminho pode levar a progressos reais*”, afirmava categoricamente, já em 1809, Lamarck, em sua histórica obra “Filosofia Zoológica”.

Para Lamarck, que estabeleceu pela primeira vez, ordenadamente, as bases da teoria evolucionista, a filosofia de sua Ciência — a Zoologia, o estudo das espécies — fundava-se no conceito das analogias e semelhanças entre os seres e no conceito do sentido da complexidade no processo evolutivo.

A filosofia da Geologia de Engenharia funda-se, na percepção do autor, em três conceitos essenciais. O primeiro, e certamente o conceito fundamental, é o **conceito da Natureza em contínuo movimento**, segundo o qual todo o meio físico geológico esteve, está e estará permanentemente submetido a processos, sejam esses rápidos, lentos, globais, regionais ou locais,

facilmente perceptíveis à condição humana comum ou não. Decorrendo, então, que qualquer intervenção exógena sobre esse meio interage com a dinâmica desses processos, em sua dimensão, em sua velocidade ou qualidade, quando não, gerando novos e diferenciados processos.

Engels (1863), apoiando-se em Hegel (1770–1831) e Descartes (1596–1650) e argumentando sobre a onipresença e a indestrutibilidade do movimento, afirma: “*As diferentes formas da matéria só podem ser reconhecidas por meio do movimento; somente através dele se manifestam as propriedades dos corpos; de um corpo que não se move, nada se pode dizer... o movimento da matéria não é apenas o grosseiro movimento mecânico, a simples mudança de lugar; é calor e luz, tensão elétrica e magnética, associações e dissociações químicas, vida e, finalmente, consciência*”.

Foi justamente um geólogo, o escocês James Hutton (1726–1797), que originalmente alertou o meio científico sobre o sentido do movimento no mundo geológico. Afirmava Hutton: “*Desde o topo da montanha à praia do mar... tudo está em estado de mudança. Por meio da erosão a superfície da Terra deteriora-se localmente, mas por processos de formação das rochas ela se reconstrói em outra parte. A Terra possui um estado de crescimento e aumento; ela tem um outro estado, que é o de diminuição e degeneração. Este mundo é, assim, destruído em uma parte, mas renovado em outra*”. O geólogo inglês Charles Liell (1797–1875), desenvolvendo o pensamento de Hutton, concebeu o tão influente princípio do Uniformitarismo, cujo lema maior era “a chave do passado é o presente”, o planeta estava em uma lenta e constante mudança. Darwin aplicou o Uniformitarismo de Liell na Biologia.

O segundo conceito, subjacente ao primeiro, e que também se impõe como fundamento da filosofia da Geologia de Engenharia, trata-se do **conceito do sentido do equilíbrio**, ou da **redução de gradientes**, pelo que todos os movimentos inerentes aos processos — sejam



À esquerda, boçoroca típica em solos arenosos finos. Encontro da erosão por águas superficiais com a água subterrânea. Oeste paulista. (Foto IPT)

À direita, erosão rural: completo assoreamento de drenagens naturais por sedimentos originados da erosão laminar, ravinamento e boçorocas. Principais fatores envolvidos: desmatamento, manejo agrícola inadequado e interferências no escoamento superficial. Oeste paulista. (Foto IPT)

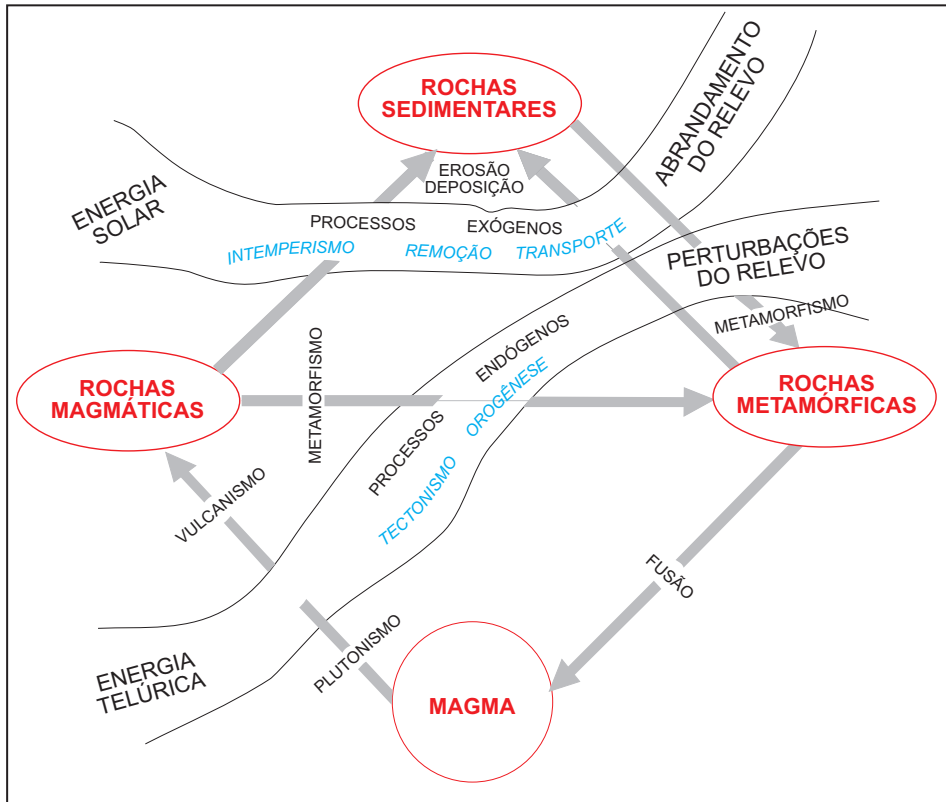


Figura 4 – A Natureza em contínuo movimento. Combinação de forças externas e internas moldando o planeta. (Concepção do Autor)

movimentos gravitacionais de rochas e solos, movimentos descompressionais de maciços, movimentos iônicos de um processo de alteração de rocha ou de pedogênese de solos, ou movimentos de qualquer outra ordem ou espécie — explicam-se pela busca de posições de maior equilíbrio, ainda que transitórias e instáveis. Cada nova posição de equilíbrio é estabelecida entre a matéria geológica e as mais diversas forças, de origem endógena ou exógena, sobre ela eventualmente atuantes: forças mecânicas, magnéticas, elétricas, gravitacionais, meteóricas, químicas, físico-químicas, térmicas, radiativas, etc.

Como afirma Tricart, o grande geomorfólogo francês (Tricart, 1965), “os fenômenos geológicos são de natureza dialética”. E são de natureza dialética, necessariamente, os fenômenos decorrentes da intervenção do Homem no meio geológico (ver Quadro 1). Com espírito observativo, perceberemos em toda relação Homem x Natureza uma sequência inexorável de uma **AÇÃO** (provocadora de um desequilíbrio), uma **REAÇÃO** (busca de um novo equilíbrio) e um novo **EQUILÍBRIO**. Nos empreendimentos humanos, esse novo equilíbrio poderá se estabelecer naturalmente, sem o comando do Homem, quando

então, na maior parte das vezes, a natureza responde de forma catastrófica e trágica (a exemplo dos escorregamentos e corridas de lama em encostas urbanizadas), ou poderá ser alcançado por meio das intervenções de engenharia controladoras e minimizadoras de suas consequências indesejáveis (a exemplo de uma cortina de injeções de calda de cimento nas fundações de uma barragem evitando a incidência de subpressões decorrentes do enchimento do reservatório). Essa afirmação de caráter filosófico terá consequências extremamente positivas e práticas para a GE, uma vez apercebida em sua plenitude pelos seus profissionais.

<b>AÇÃO</b>	Intervenção humana pelas mais variadas formas de uso e ocupação do solo modificadoras do meio físico geológico. A Ação provoca um desequilíbrio.
<b>REAÇÃO</b>	Fenômenos potencialmente decorrentes da Ação sobre os materiais e processos geológicos originais. Por exemplo, rupturas em taludes de corte, subpressões em fundações de barragens, erosão e assoreamento em zonas urbanas e rurais. A Reação configura a busca de um novo equilíbrio.
<b>EQUILÍBRIO</b>	Estado alcançado pela ação preventiva ou corretiva do Homem — para evitar, mitigar ou controlar os fenômenos decorrentes (Reação) com o mínimo impacto negativo para a intervenção geradora propriamente dita ou para o meio ambiente afetado — ou unilateralmente pela própria Natureza.

*Quadro 1 – A natureza dialética das intervenções do Homem no meio geológico*

Finalmente, um terceiro conceito fecharia o triângulo de sustentação filosófica da Geologia de Engenharia. É o **conceito da imanência das características físicas**, pelo qual diferentes materiais geológicos submetidos a processos e solicitações semelhantes demonstrarão comportamentos (fenômenos) diferenciados, em dependência das características físicas intrínsecas de momento destes materiais: composição granulométrica e mineralógica, textura, estrutura, índices de resistência, coesão, tensões internas, etc. O Quadro 2 resume esquematicamente os conceitos expostos.

<b>CONCEITOS DE SUSTENTAÇÃO</b>	<b>FUNDAMENTOS</b>
<b>Natureza em contínuo movimento</b>	Toda natureza geológica está submetida a processos e toda intervenção humana interage com a dinâmica desses processos.
<b>Sentido do equilíbrio</b>	Todos os movimentos inerentes aos processos naturais ou induzidos pela ação humana explicam-se pela busca de posições de maior equilíbrio.
<b>Imanência das características físicas</b>	Materiais com características intrínsecas diferentes responderão diferenciadamente a solicitações semelhantes.

*Quadro 2 – Fundamentos filosóficos da Geologia de Engenharia*

## 6 Método de trabalho

*Faz-se ciência com fatos, como uma casa com pedras; porém uma acumulação de fatos não é ciência, como um montão de pedras, não é uma casa.*

**H. Poincaré**

*Nas Ciências Naturais, e na Geologia em especial, o primeiro e essencial passo está em descobrirmos e assimilarmos as leis básicas da Natureza. Isso feito, as cortinas se abrem e a compreensão dos fenômenos naturais ou induzidos pelo Homem surge clara à nossa frente.*

**Álvaro R. Santos**

### 6.1 O cuidado maior da Geologia de Engenharia

É fundamental para o sucesso das operações de engenharia que estas se apoiem em um perfeito casamento entre a solução adotada, as características geológicas dos terrenos e materiais afetados e os fenômenos geológico-geotécnicos já naturalmente ocorrentes ou eventualmente provocados pela implantação de um pretendido empreendimento. Daí, a essencial importância da **exatidão do diagnóstico** fornecido pelo geólogo de engenharia.

Indispensável, nesse contexto, o geólogo conhecer exatamente quais os tipos mais comuns de solicitação que os diferentes empreendimentos (barragens, estradas, minerações, agricultura, cidades, metrô, aterros sanitários) impõem aos terrenos, o que lhe permitirá orientar e objetivar as investigações que se seguirão e a comunicação de seus resultados.

É justamente por esse cuidado, ou seja, o cuidado com a confiabilidade das informações e proposições fornecidas, que a GE não pode agir desorientadamente. A adoção explícita de um pré-



*Grande ruptura em filitos provocada pela combinação desfavorável de planos de fraqueza (feições texturais) com o plano de corte do talude e o eixo da rodovia. Rodovia Castelo Branco (SP). (Foto do Autor)*



*As grotas, feição geomorfológica naturalmente de alta instabilidade, constituem cenários comuns para a instalação de áreas de risco em situações de ocupação urbana desordenada e sem qualquer critério técnico. Favela Paraisópolis, em São Paulo. (Foto do Autor)*

-definido roteiro de trabalho e de um método científico de análise é condicional para o bom cumprimento de sua principal tarefa, qual seja, diagnosticar, compreender a natureza dos terrenos afetados e a dinâmica de desenvolvimento de fenômenos geológico-geotécnicos correlatos.

Reforçando o que já foi afirmado, a GE só conseguirá cumprir cabalmente sua responsabilidade na medida em que não se descole de suas raízes disciplinares, o que significa

exercitar e priorizar seu principal instrumento de trabalho, o raciocínio geológico. O que a fará sempre ter como ponto de partida a consciência que qualquer ação humana sobre o meio fisiográfico interfere, não só limitadamente em **matéria pura**, mas significativamente em **matéria em movimento**, ou seja, em **processos geológicos**, sejam eles menos ou mais perceptíveis, sejam eles mecânicos, físico-químicos ou de qualquer outra natureza, estejam eles temporariamente contidos ou em pleno desenvolvimento.

## 6.2 O método e as etapas de trabalho

Houve tempo em que, como consequência da formação autodidata limitante, de sua pouca experiência acumulada e da insegurança perante o julgamento da Engenharia, muitos geólogos de engenharia primavam sua atividade por uma busca cega de registrar e medir todos os parâmetros geotécnicos possíveis dos materiais que estivessem presentes em determinado local para o qual fora destacado. Ou limitavam seu trabalho a isso — deixando conclusões para a Engenharia e disponibilizando-se a levantar mais dados caso solicitados —, ou arriscavam-se a frágeis especulações fenomenológicas, quase sempre genéricas e não resolutivas.

Hoje está claro para a Engenharia que a GE só completa sua missão quando firmemente interpretativa e opinativa sobre fenômenos e soluções; não podendo se furtar, portanto, a um trabalho metodologicamente organizado, desde o início inspirado e orientado pelo real problema que justificou sua presença técnica. O Quadro 3 organiza e expõe a sequência metodológica do trabalho do geólogo de engenharia frente a um determinado problema.



FASES DO TRABALHO	OBJETIVO	PRINCIPAIS CUIDADOS
<b>CIRCUNSCRIÇÃO DO PROBLEMA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Identificação preliminar dos problemas potenciais ou ocorridos.</li> <li>→ Enquadramento geológico-geomorfológico do local.</li> <li>→ Delimitação e caracterização da área de trabalho.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Recolhimento de todos os registros bibliográficos e técnicos e de testemunhos de pessoal local.</li> <li>→ Caracterização das feições e dos processos geológico-geomorfológicos naturais locais e regionais presentes.</li> </ul>
<b>ANÁLISE E DIAGNÓSTICO DOS FENÔMENOS PRESENTES</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Caracterização dos parâmetros geológicos e geotécnicos necessários ao entendimento dos fenômenos envolvidos.</li> <li>→ Diagnóstico final e descrição qualitativa e quantitativa dos fenômenos implicados nas inter-relações solicitações/meio físico.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Pesquisa de situações semelhantes, especialmente na região.</li> <li>→ Identificação dos processos geológicos e geotécnicos originalmente presentes.</li> <li>→ Adoção de hipóteses fenomenológicas progressivas e esforço investigativo e observativo para sua aferição.</li> </ul>
<b>FORMULAÇÃO DE SOLUÇÕES</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Apoio à Engenharia na formulação das soluções adequadas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Zelo especial pela perfeita aderência solução/fenômeno.</li> <li>→ Busca do barateamento da solução encontrada.</li> </ul>
<b>ACOMPANHAMENTO DA IMPLANTAÇÃO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Garantia da correta execução dos trabalhos e proposição dos ajustes técnicos eventualmente necessários.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Zelo para que a solução implantada cumpra perfeitamente as funções desejadas.</li> </ul>
<b>MONITORAMENTO DO DESEMPENHO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Acompanhamento do desempenho da solução implantada.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Seleção dos indicadores de desempenho, instalação de eventual instrumentação e programação de sua observação qualitativa e/ou quantitativa ao longo do tempo.</li> </ul>

Quadro 3 – Método e etapas de trabalho



*As minerações movimentam enormes volumes de rochas e solos. Desde seu planejamento inicial, a Geologia de Engenharia deve trabalhar com a expectativa de recuperação ambiental da área afetada após o esgotamento das operações. Mineração de Ferro em Carajás. (Foto Breno A. dos Santos)*

## 6.3 O método das Hipóteses Progressivas

*A verdade em ciência pode ser definida como a hipótese de trabalho melhor adequada para abrir caminho para uma próxima hipótese que seja melhor.*

**Konrad Lorenz**

*Melhor uma hipótese falsa do que nenhuma hipótese.*

**Goethe**

Especificamente sobre o Diagnóstico Fenomenológico, atividade contida na segunda etapa do Quadro 3 e peça-chave da responsabilidade técnica do geólogo de engenharia, a questão do **método de trabalho** ganha redobrada importância. Friedrich Engels, em seu magistral trabalho.

A Dialética da Natureza (Engels, 1873), afirma: “A forma do desenvolvimento da ciência natural, na medida em que se manifesta o pensamento, é a hipótese. Observa-se um fato novo, que torna impossível o modo anterior de explicar os fatos pertencentes ao mesmo grupo. A partir desse instante, são necessários novos modos de explicação (a princípio baseados apenas em um número limitado de fatos e observações). O material destinado a observações ulteriores aperfeiçoa essas hipóteses, deixa de lado umas e corrige outras, até que finalmente se estabeleça a lei, sob uma forma pura”.

Afirmava Engels que o conhecimento humano, tanto nas ciências naturais como nas humanas, se desenvolve segundo uma curva espiral ascendente. A Geologia de Engenharia, se já conceituada e individualizada ao tempo de Engels, certamente teria sido paradigmática para suas afirmações. E mostrando mais uma vez que a Biologia e a Geologia andam juntas



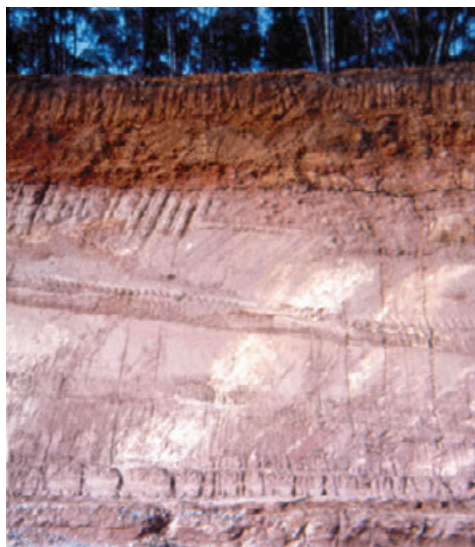
À esquerda, rochas ornamentais: efeito da alteração de cristais de pirlita disseminados em rocha granítica, inviabilizando a utilização desse tipo de rocha como revestimento de edificações. (Foto IPT)

À direita, instabilidade de talude com descalçamento de horizonte de arenito calcífero provocado pela desagregação superficial de lente argilosa. Formação Bauru. FEPASA, trecho Bauru–Garça (SP). (Foto do Autor)

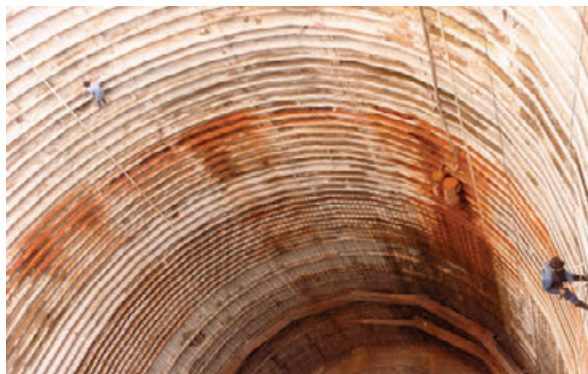
e se alimentam mutuamente, foi Darwin que propôs, de forma organizada, a aplicação do método hipotético-dedutivo às ciências experimentais. Nesse sentido, parece ao autor correto e adequado denominar o método de trabalho dessa nossa Geociência Aplicada (como o seria também para todas as outras Ciências Aplicadas) de **MÉTODO DAS HIPÓTESES PROGRESSIVAS**, pelo qual *o caminho para se chegar a diagnósticos seguros passa por um contínuo processo de adoção de hipóteses fenomenológicas e de aferição destas, através do empenho observativo e experimental*, ou seja, da investigação orientada de dados que para tanto se mostrem sugestivos ou se façam necessários.

Do ponto de vista da formação de um novo conhecimento, pode-se afirmar que a formulação de uma nova hipótese se dá através de um *raciocínio indutivo* e de uma *lógica dedutiva* subsidiada por *esforço observativo e experimental*; atributos que ressaltam a enorme importância da experiência absorvida e vivenciada e do espírito de observação dos geólogos de engenharia.

À guisa de um exemplo prático, o entendimento cabal do fenômeno de desagregação superficial — empastilhamento — de siltitos e argilitos sedimentares rijos, estudado e diagnosticado pioneiramente pelo autor em taludes de corte viários abertos em formações geológicas da Bacia do Paraná, e cujo desconhecimento estava até então levando a Engenharia a conviver com o grave problema ou a contorná-lo por meio de obras de contenção caríssimas, deu-se através da seguinte sequência explícita de hipóteses:



*Corte mostrando a nítida diferenciação entre os solos superficiais evoluídos e laterizados e o solo de alteração de rocha cristalina xistosa. A maior presença de argilominerais e óxidos ligantes conferem aos solos superficiais propriedades agrônômicas e geotécnicas (resistência à erosão e compactabilidade) superiores aos solos de alteração de rochas cristalinas, normal-mente silto-arenosos. Serra do Mar (SP). (Foto IPT)*



*Trabalho arriscado. Instalação de medidores de convergência nos anéis do poço distribuidor da Estação de Tratamento de Esgoto, Barueri-RMSP, escavado em sedimentos quaternários e terciários. (Foto IPT)*

- 1a) Após exame de campo preliminar: fenômeno superficial evolutivo.
- 2a) Após maior exame de campo e Geologia Histórica: desagregação superficial — profundidade máxima em relação à superfície do talude em torno de 15 cm — causada por fissuramentos descompressionais em sedimentos geologicamente pré-adensados.
- 3a) Após inferências de campo: fissuramento descompressional induzido por ciclagem meteórica; ou termal ou seco/úmido.
- 4a) Após análises e ensaios laboratoriais: desagregação superficial por fissuramento descompressional induzido por ciclagem seco/úmido em siltitos e argilitos geologicamente pré-adensados.

*Observação:* Este diagnóstico permitiu a indicação segura de soluções extremamente simples e baratas de proteção superficial do talude afetado, unicamente voltadas a cumprir a função de evitar a ação direta e brusca de agentes atmosféricos e a consequente ciclagem seco/úmido. O tipo de proteção superficial deverá ser escolhido em função da geometria do talude. Um caso de instabilidade de taludes provocada por desagregação superficial de siltitos e argilitos rijos está descrito neste livro no relato do Caso 19 (Capítulo II).

Na verdade, não será em todos os casos que se estabelecerá uma sequência clara e explícita de hipóteses, como a exemplificada. O cérebro humano, especialmente os já mais experimentados, atalha caminhos por intuições que independem de nosso controle, dis-



*Evolução da tecnologia viária de transposição da Serra do Mar, em função do melhor conhecimento de sua Dinâmica Externa. Acima, a Rodovia Anchieta serpenteia utilizando-se especialmente de cortes na encosta; abaixo, a Rodovia Imigrantes, mais atual, desenvolve-se basicamente por túneis e viadutos, evitando ao máximo interferir nas encostas. Serra do Mar (SP). (Foto Ecovias)*

pondo de infindáveis registros que são espontaneamente acessados, provendo correlações as mais variadas. O maior esforço deliberado e controlado fica para o tratamento dedutivo e para as consultas e experimentações de apoio. No entanto, mesmo nessas condições, é evidente a sucessão de hipóteses e a constatação magistralmente expressa por Engels, de que “o conhecimento científico avança por uma espiral ascendente”.



*Escorregamentos rasos naturais em regiões serranas tropicais e subtropicais. Notar a proximidade das raízes dos escorregamentos das cristas dos espigões. Ver Capítulo II – Caso no 20. Serra do Mar (SP). (Foto IPT)*



*Famoso escorregamento da Grotta Funda, de difícil controle e seguidas recorrências, iniciado por escavações para implantação de antigo viaduto da Estrada de Ferro Santos–Jundiaí na Serra do Mar (SP). (Foto do Autor)*



*Conflito entre a mineração, a agricultura e a urbanização na disputa de terrenos na Bacia do Alto Tietê (SP); só solucionável através de um zoneamento agrícola-mineral-urbano pactuado entre as partes, com o estabelecimento de regras ambientais claras. (Foto Geocamp)*

## 7 Os três postulados sagrados da Geologia de Engenharia

*Felix qui potuit rerum cognoscere causas.*

*(Feliz o que pôde conhecer as causas das coisas.)*

*Elogio de Virgílio àqueles que pesquisam os fenômenos da Natureza.*

Como foi visto, a partir de meados da década de 70 ganha espaço na GE brasileira a tendência em resgatá-la para o campo dos paradigmas e dos métodos da Geologia, guindando-a a um patamar disciplinarmente mais personalizado e tecnicamente mais resolutivo e influente para as decisões de engenharia.

No entanto, ainda que extremamente positiva e rica, e já com expressivos resultados alcançados, essa abordagem geológica da Geologia de Engenharia ainda carece de consolidação no âmbito da prática geral da GE brasileira, para o que, não resta dúvida, lhe seria fundamental o abrigo do ambiente acadêmico, cultivador da reflexão teórica, do desenvolvimento prático e formador de profissionais nos níveis de graduação, pós-graduação e especialização.

A propósito, esse se apresenta como o novo patamar a ser conquistado pela GE brasileira: sua definitiva aceitação orgânica pelas escolas de Geologia, entendida como um dos mais privilegiados e importantes campos de atuação do geólogo, fundamental para o atendimento de necessidades vitais da sociedade brasileira.

A seguir é apresentado um extrato sobre os aspectos conceituais e metodológicos vistos neste capítulo, os quais o autor tem insistentemente defendido para a Geologia de Engenharia brasileira. Tal extrato,

justamente por esse aspecto de concisão, poderá vir a ser útil para seu melhor e mais prático entendimento.



*As cidades constituem as formas mais radicais de intervenção humana no meio físico natural. Especialmente no caso das metrópoles, cria-se um novo ambiente, o ambiente termogênico. (Foto Geocamp)*

### ***Os três postulados sagrados da Geologia de Engenharia***

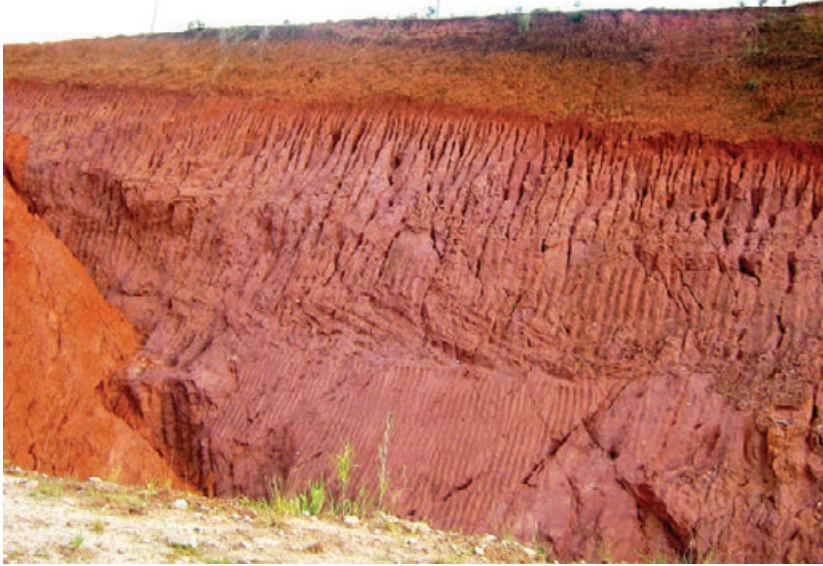
1) A principal ferramenta de trabalho do geólogo de engenharia é o **raciocínio geológico**, o que o fará sempre ter como ponto de partida a consciência de que qualquer ação humana sobre o meio natural interfere, não só limitadamente em **matéria pura**, mas significativamente em **matéria em movimento**, ou seja, em **processos geológicos**, sejam eles menos ou mais perceptíveis, sejam eles mecânicos, físico-químicos ou de qualquer outra natureza, estejam eles temporariamente contidos ou em pleno desenvolvimento. Será somente o raciocínio geológico que lhe permitirá analisar os problemas que lhe são colocadas sob a ótica do movimento, da relação entre processos, do confronto entre esforços ativos e reativos, no contexto de uma dinâmica temporal. Será somente esse “**olhar geológico**” que permitirá ao geólogo de engenharia chegar às leis comportamentais de um determinado local ou região a partir da leitura e tradução das feições, evidências e demais sinais que a Natureza lhe propicia (“é preciso conversar com a Terra...”).

2) A **abordagem** da GE é essencialmente **fenomenológica**. O produto final e essencial das investigações geológicas na fase anterior ao Projeto e ao Plano de Obra é um quadro completo dos fenômenos que potencialmente podem ser esperados da interação entre as solicitações típicas do empreendimento considerado e as características geológicas dos terrenos afetados. Assim, todo o esforço investigativo do geólogo de engenharia deve ser orientado, desde o primeiro momento, a inferir, aferir, confirmar e descartar hipóteses **fenomenológicas**, de forma que, ao final, tenha concluído o **quadro fenomenológico** sobre o qual a Engenharia Geotécnica, com sua participação, irá trabalhar.

3) A partir da identificação dos fenômenos potenciais ou ocorrentes em uma dada relação entre solicitações e características geológicas (o quadro fenomenológico), caberá à Geologia de Engenharia e à Engenharia Geotécnica decidir sobre as soluções de engenharia mais adequadas. Nesse contexto, o geólogo de engenharia deverá ter toda a sua atenção voltada ao zelo por uma **perfeita aderência entre solução e fenômeno**.



*Utilização de técnicas simples, materiais naturais locais e mão-de-obra intensiva na recuperação de estradas vicinais de terra. Pelotas (RS). (Foto IPT)*



*Mais um exemplo da diferenciação entre os solos superficiais, mais argilosos e mais laterizados e, por isso, mais resistentes à erosão, e os solos de alteração de rocha, mais profundos, muito menos argilosos e não laterizados, o que lhes confere baixíssima resistência aos processos erosivos. Corte em terrenos gnáissicos, Cantagalo, RJ. (Foto do Autor)*



*Imagem Landsat da região de Iguape (litoral paulista) mostrando o canal artificial (Valo Grande) ligando o rio Ribeira de Iguape diretamente com o Mar Pequeno. Notar a extensão dos bancos de assoreamento que se instalaram, inclusive inutilizando o Porto de Iguape. (Foto edição Nivaldo Paulon)*

*Somatória de erros: boçoroca provocada por urbanização desorganizada sendo utilizada para despejo de lixo urbano. Inevitável contaminação de águas superficiais e profundas. Oeste paulista. (Foto IPT)*





## 8 A indispensável necessidade de uma completa integração entre a Geologia de Engenharia e a Engenharia Geotécnica

São ainda comuns no ambiente geotécnico brasileiro dúvidas e desencontros sobre como deve desenvolver-se na prática profissional a indispensável interação entre a Geologia e a Engenharia; em nosso caso, mais precisamente entre a Geologia de Engenharia e a Engenharia Geotécnica.

Em não raros casos, essa dificuldade explica-se ainda em visões limitadas e preconceitos menores de parte a parte, mas não há dúvida que, fundamentalmente, é o desconhecimento teórico sobre como devem metodologicamente interagir essas duas geotecnologias aplicadas que se impõe como o principal fator limitante de um trabalho mais rico e resolutivo entre os profissionais envolvidos.

É essencial, para tanto, firmar alguns conceitos de partida. O grande campo da Geotecnia é composto basicamente pela Engenharia Geotécnica (EG) e pela Geologia de Engenharia (GE). Partem, portanto, dessas duas geotecnologias os conhecimentos necessários a levar a bom termo qualquer empreendimento humano que interfere diretamente no meio físico geológico, ou que usa materiais geológicos naturais como elementos construtivos.

Importante nesse contexto interdisciplinar entender que ainda que em todas as fases de um empreendimento deva existir sempre um sadio e eficiente espírito de equipe, uma ação continuamente colaborativa e interdisciplinar entre as diversas modalidades profissionais atuantes, é fundamental que nunca se perca de vista a responsabilidade maior que uma modalidade deva exercer, e por ela responder, em cada atividade e em cada fase de trabalho.

Nas investigações geológico-geotécnicas que antecedem o Projeto e o Plano de Obra, e se prolongam no período de obra e na própria operação do empreendimento, essa responsabilidade maior é da GE.

No entanto, é preciso que fique muito claro a todos que a missão da GE não se reduz a entregar à engenharia um arrazoado sobre a geologia local, a posição do NA, um punhado de perfis e seções geológicas e outro punhado de índices geotécnicos relativos aos diversos materiais presentes. Como já vimos, o trabalho da GE transcende essa limitada e apequenada visão meramente descritiva e parametrizadora, ainda infelizmente bastante comum entre geólogos executantes e engenheiros geotécnicos demandantes.

Frisando novamente, a abordagem da GE é essencialmente fenomenológica. Todos os dados e informações anteriormente mencionados são muito importantes, mas o produto final e essencial das investigações geológico-geotécnicas, na fase anterior ao Projeto e ao

Plano de Obra, é um Quadro Fenomenológico onde todos esses parâmetros não estejam soltos ou isolados, mas sim associados e vinculados a esperados comportamentos do maciço e dos materiais afetados pelas futuras solicitações da obra. Ou seja, a missão maior da Geologia de Engenharia está em oferecer à Engenharia (*lato sensu*) um quadro completo dos fenômenos geológico-geotécnicos que podem ser esperados da interação entre as solicitações típicas do empreendimento que foi ou será implantado e as características geológicas (materiais e processos) dos terrenos por ele afetados. A esse quadro fenomenológico, a GE junta suas sugestões de cuidados e providências que projeto e obra deverão adotar para ter esses fenômenos sob seu total controle.

Assim, todo o esforço investigativo da GE deve ser orientado, desde o primeiro momento, a propor, aferir, descartar e confirmar hipóteses fenomenológicas, de forma a, ao final, obter seu quadro fenomenológico.

A partir desse ponto, a GE entrega o bastão de comando (e responsabilidade maior) para a Engenharia Geotécnica, passando a assumir, nesta nova fase, o papel de apoio e complementação. Lembrando que a frente de obra sempre constituirá um *locus* privilegiado para a confrontação das hipóteses levantadas, para as investigações complementares que se mostrem necessárias e para o monitoramento dos parâmetros geológicos e geotécnicos envolvidos nos fenômenos identificados como possíveis.

Por seu lado, a Engenharia Geotécnica, entendida como a engenharia dedicada à resolução dos problemas associados às solicitações impostas pelos empreendimentos humanos ao meio físico geológico, tem como sua missão maior a definição final, em âmbito de Projeto e Plano de Obra, das soluções de engenharia e seus exatos dimensionamentos físicos e matemáticos, zelando, juntamente com a GE, pela plena compatibilidade e solidariedade entre as soluções adotadas e os fenômenos geológico-geotécnicos a que se relacionam.

Dentro desse entendimento, ainda que sempre no âmbito de um trabalho permanentemente solidário e colaborativo, será de total responsabilidade da Geologia de Engenharia qualquer problema que venha a acontecer e que decorra de fenômeno geológico-geotécnico que não tenha sido previsto, ou corretamente descrito, em seu Quadro Fenomenológico. Como será de total responsabilidade da Engenharia Geotécnica qualquer problema que ocorra pelo fato do projeto e/ou do plano de obra não ter levado em conta, e da maneira adequada, algum fenômeno potencial incluído no referido Quadro.

## 9 Evolução no Brasil

Vargas (1985) destaca os relatos do Engenheiro Miguel Arrojado Lisboa sobre as obras de prolongamento da Estrada de Ferro Noroeste do Brasil, em 1907, como o primeiro registro documental da utilização da Geologia em apoio a obras de engenharia no Brasil.

Antes e após esse evento, Vargas (1985) e Ruiz (1987) consideram a possibilidade real de outras contribuições equivalentes da Geologia, mas sem recuperação documental, e destacam como o segundo grande marco histórico a criação, em 1937, da Seção de Geologia e Petrografia no IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, sob a chefia do Engenheiro Luis Flores de Moraes Rego, e, já em 1938, com o nome de Seção de Geologia e Minas, sob a chefia de Tharcisio Damy de Souza Santos; ambos, aliás, autores do histórico Boletim nº 18 do IPT, *Contribuições para o Estudo dos Granitos da Serra da Cantareira*, em colaboração com os então assistentes-alunos Fernando Flávio Marques de Almeida e Ernesto Pichler, que tanto viriam marcar a história da Geologia no país. Foi, no entanto, com os trabalhos práticos intensivos e a produção bibliográfica de Ernesto Pichler, nas décadas de 40 e 50, que a Geologia de Engenharia brasileira foi pela primeira vez disciplinarmente individualizada.

Nas décadas de 60 e 70, já com a então Seção de Geologia Aplicada do IPT sob o dinâmico e prospectivo comando do Engenheiro Murillo Dondici Ruiz, ex-assistente-aluno de Pichler, a Geologia de Engenharia brasileira, respondendo à implantação de grandes e diferenciadas obras de infraestrutura, observou um espetacular desenvolvimento, dando efetiva e reconhecida colaboração para alçar a Engenharia Nacional ao nível da melhor engenharia internacional, com soluções avançadas e aplicadas às características fisiográficas e socioeconômicas do país e de suas diferentes regiões.



*À esquerda, resultado de uma corrida de detritos (debris-flow) nos Aparados da Serra (SC/RS), um dos movimentos de massa de maior poder destrutivo da Natureza. Qualquer projeto de engenharia a ser implantado na região obrigatoriamente deverá levar em conta a possibilidade de ocorrência desse tipo de evento. O simples desmatamento é normalmente a ação antrópica potencializadora dessa ocorrência. (Foto Marcio Araújo de Almeida Braga)*

Nessa fase, o exercício da GE no Brasil, contando com o precioso aporte da consultoria e ensinamentos de formidáveis geotecnologistas do exterior — Terzaghi, Fox, Cabrera, Deere —, foi natural e fortemente influenciado pelo ritmo das inúmeras grandes obras em implantação em todo o país, e pelos paradigmas técnicos da Engenharia Geotécnica, o que a levou a priorizar o esforço de parametrização geotécnica. Desta fase resultou, como fator extremamente positivo, uma singular intimidade dos geólogos de engenharia, que se



*Barragem de Campos Novos (SC/RS), vista de montante para jusante, logo após seu brusco e total esvaziamento. O acidente ocorreu em função de violenta fuga de água propiciada por falhas de consolidação e vedação nos túneis de desvio. (Foto Savingicelan)*

Nas décadas subsequentes (70, 80, 90), a Geologia de Engenharia brasileira, respondendo aos novos desafios técnicos que lhe foram colocados pelo acelerado e diversificado processo de interferência do crescimento econômico brasileiro em sua fisiografia de suporte, através de uma diferenciada gama de problemas urbanos, rurais e ambientais, e apreendendo que tão importantes como as características intrínsecas dos materiais (solos e rochas) afetados por um determinado empreendimento, são os processos geológicos e geomorfológicos e sua relação biunívoca com as solicitações então impostas, galgou, com a participação ativa e adesão dos geólogos pioneiros, um patamar disciplinarmente mais personalizado. Neste novo patamar, destacam-se, de um lado, a revalorização dos conhecimentos e dos instrumentos e procedimentos metodológicos próprios da Geologia e, de outro, a percepção definitiva de que os patrimônios naturais, de alguma

formavam autodidaticamente neste período já em diversos estados brasileiros, com os mais diversos aspectos dos grandes empreendimentos de engenharia e das diferentes solicitações ao meio físico geológico por eles provocadas nas diversas fases de sua implantação e de sua posterior operação. Esta singularidade histórica, como ressaltou Ruiz (1987), foi responsável pelo perfil objetivo e eficiente que marca a Geologia de Engenharia brasileira frente às suas congêneres internacionais.



*Trecho canalizado do Córrego Cabuçu de Cima, um dos principais afluentes do rio Tietê na Região Metropolitana de São Paulo, com capacidade de vazão totalmente comprometida por assoreamento com sedimentos originários dos processos erosivos nas frentes de expansão urbana. (Foto do Autor)*



*Solos superficiais degradados, lixiviados e expostos à erosão no mar de morros do Vale do Paraíba, fruto de longa sequência predatória de ações de desmatamento, exploração agrícola e pecuária. (Foto do Autor)*

*Além das encostas íngremes, uma alternativa trágica para a população de baixa renda: ocupação de vertentes e fundos de vales. (Foto L. C. S. Pinto)*

*Afundamento cárstico na cidade de Terezina (PI). Notar a presença de torre de poço profundo exatamente no local do afundamento. (Foto de autor desconhecido)*



forma afetados pela atividade humana, são finitos e têm propriedades e comportamentos próprios que, uma vez não levados em conta, podem concorrer para respostas catastróficas ante os interesses maiores da sociedade.

Em 1976, o autor deste livro apresenta no 1º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia o trabalho “*Por Menos Ensaaios e Instrumentações e por uma Maior Observação da Natureza*”, que marca definitiva e conceitualmente o movimento de aproximação metodológica da Geologia de Engenharia com a Geologia, entendida então como sua ciência matriz.

Também emblemática desse período foi a participação dos Profs. Fernando Flávio Marques de Almeida, José Moacyr Vianna Coutinho e Yociteru Hassui — reconhecidamente entre os mais brilhantes geólogos brasileiros — como consultores permanente da Divisão de Minas e Geologia Aplicada do IPT, para o apoio em Geologia Básica e Petrologia a diversos trabalhos de Geologia de Engenharia. Foram então definitivamente incorporados à prática da GE brasileira atributos e responsabilidades, como modelagem geológica/geomorfológica, identificação e avaliação de processos, análises e modelagens fenomenológicas, análises de previsibilidade e risco, avaliação e tratamento de impactos ambientais, etc.

Pelo exposto, percebe-se que a década de 70 foi excepcional e marcante para a GE brasileira, abrigando tanto as ações e fatos que corroboraram para sua definitiva consolidação no cenário tecnológico brasileiro como já os elementos fundamentais que marcaram as características da fase posterior, quando deu-se sua definitiva personalização disciplinar e a diversificação de suas aplicações, e tendo como sua mais virtuosa marca o resgate da GE brasileira para o domínio conceitual e metodológico da Geologia. O Quadro 4 apresenta, esquematicamente, as diversas fases históricas da GE brasileira identificadas: Primórdios, Maturação, Consolidação e Personalização/Diversificação.

Vaz (1998), em uma idêntica linha de análise, identifica três fases distintas, ainda que com certa superposição temporal, na evolução da GE brasileira: Geologia Descritiva, Geologia de Caracterização e Geologia de Engenharia propriamente dita.



*Piscinão do Caaguaçu (Bacia do Aricanduva, SP, Capital) totalmente assoreado por sedimentos originários da expansão urbana. Os piscinões, por constituírem regimes de águas paradas, propiciam também a sedimentação das frações mais finas, siltes e argilas. (Foto do Autor)*

FASES	PERÍODO	CARACTERÍSTICAS	MARCOS
Primórdios	Até 1930	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Oferecimento de informações geológicas gerais e/ou acadêmicas.</li> <li>→ Ausência de uma experiência nacional.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Pesquisa de materiais naturais de construção.</li> <li>→ Implantação de ferrovias e obras de saneamento.</li> </ul>
Maturação	1930 ≡ 1960	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Crescente valorização das informações geológicas pela engenharia.</li> <li>→ Primeiros equacionamentos conceituais e disciplinares para GE.</li> <li>→ Ações pontuais e baixa participação de geólogos nas decisões de engenharia.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Criação, em 1937, da Seção de Geologia e Petrografia do IPT.</li> <li>→ Atuação prática e produção bibliográfica de Ernesto Pichler.</li> <li>→ Vinda de Terzaghi ao Brasil.</li> <li>→ Implantação de obras viárias e energéticas na Serra do Mar.</li> <li>→ Implantação e estudos de UHEs em todo o país.</li> </ul>
Consolidação	1960 ≡ 1975	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Aceitação indiscutível da informação geológica como instrumento indispensável da engenharia.</li> <li>→ Grande influência dos paradigmas da engenharia na GE. Priorização da parametrização.</li> <li>→ Início da participação de geólogos na concepção de projetos e soluções de engenharia.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Formatura das primeiras turmas de geólogos brasileiros.</li> <li>→ Presença no país dos melhores geotecnologistas do mundo.</li> <li>→ Normatização de ensaios e técnicas de investigação.</li> <li>→ Explosiva implantação de obras de infraestrutura viária e energética em todo o país.</li> <li>→ Equipes de GE em empresas públicas e privadas.</li> <li>→ Fundação e atuação da APGA/ABGE.</li> <li>→ Realização do Congresso Internacional da IAEG no Brasil.</li> </ul>
Personalização e diversificação	1975 até hoje	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Resgate da GE para os domínios conceituais da Geologia.</li> <li>→ Priorização do raciocínio geológico e da interpretação fenomenológica.</li> <li>→ Participação crescente e decisiva de geólogos na concepção de projetos e soluções de engenharia e de planejamento do uso do solo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>→ Aplicação extensiva da GE em problemas urbanos e rurais.</li> <li>→ Explosão da problemática ambiental.</li> <li>→ Uso intensivo das ferramentas cartográficas.</li> <li>→ Refinamento de técnicas diretas e indiretas de investigação.</li> <li>→ Intensa produção bibliográfica na GE brasileira. Edição do primeiro livro-texto brasileiro.</li> </ul>

Quadro 4 – Fases históricas da Geologia de Engenharia brasileira



*Colapso do túnel da Linha 4 do Metrô paulistano, Estação Pinheiros, em 2007. Muito provavelmente, a boa Geologia e a boa Geotecnia se deixaram sufocar por uma gestão de obra especialmente comprometida em reduzir prazos e custos. (Foto Ana Carmem)*

## 10 A Geologia de Engenharia brasileira – uma avaliação crítica. Tendências

O final da década de 1970 marca o ocaso de “anos dourados” para a Geologia de Engenharia brasileira. Até então, intensamente solicitada pelas obras e empreendimentos de um período de grande desenvolvimento econômico, a GE brasileira cultivou o vital e salutar hábito de fazer sua constante autorreflexão enquanto ciência aplicada, permanentemente discutindo sua história, sua prática, seus métodos de trabalho. A partir desse período, salvo para algumas aplicações específicas, essa cultura da autorreflexão perde progressivamente impulso e consistência. Os geólogos de engenharia se dispersam e não mais trocam, como antes, experiências e opiniões. A GE brasileira, em que pesem alguns esforços individuais, caminha à deriva.

A falta da autorreflexão tecnológica e metodológica é fatal para qualquer ciência ou campo tecnológico. Os riscos mais comuns: despersonalização, involução e perda de qualidade.

A retomada do desenvolvimento econômico e dos investimentos em infraestrutura, a partir de 2005, e os debates e a intensa movimentação técnica e política promovidos no meio geológico e geotécnico brasileiro, a partir de 2008, por decorrência das recorrentes tragédias humanas associadas deslizamentos de encostas e enchentes urbanas, poderão significar preciosa oportunidade para a reconstrução de um virtuoso ambiente de discussão técnica para a Geologia de Engenharia brasileira. A ABGE e os geólogos de engenharia não podem deixar escapar essa ocasião.



## Do final da década de 1950 a meados da década de 1970

### OBRAS DE INFRAESTRUTURA COMANDAM A DEMANDA

Iniciou-se, na década de 1950, um longo período (ainda que com diferentes fases e nuances) de desenvolvimento industrial do país, marcado pelo fim da 1ª Guerra Mundial, exibindo taxa média de crescimento de 7% ao ano, e que nos permitiu chegar a ser a 8ª economia mundial.

É particularmente, a partir do final da década de 1950, demandada pela Engenharia Geotécnica, responsável pelo projeto e implantação de um enorme número de grandes obras de infraestrutura que se instalavam no país, que a Geologia de Engenharia brasileira começa a ganhar corpo como uma especialidade relativamente autônoma e se impor como fonte indispensável de informações para os empreendimentos humanos que interferem decisivamente com o meio físico geológico. A análise mais detalhada desse período não é objeto desse trabalho, aqui apenas nos interessa esse registro para bem nos situarmos na evolução dos marcos econômicos de nossa história (veja o quadro sobre a evolução histórica da GE brasileira, no item 9 deste capítulo).

Se o fato de ter vindo à luz pelas mãos da Engenharia Geotécnica (EG) trouxe para a GE brasileira uma notável característica pragmática, de compromisso e responsabilidade com a “frente de obra”, o exagerado prolongamento dessa dependência levou os geólogos de engenharia dessa fase a absorver, por cacoete, um papel de coletores e fornecedores de dados e parâmetros para os engenheiros geotécnicos; dados e parâmetros que permitissem a esses profissionais alimentar seus modelos e métodos de análise e cálculo. Dessa forma, em sua grande maioria, os geólogos dessa época incorporaram o ofício da parametrização, o qual, por sua essência, pouco ou nada demandava o uso de suas ferramentas clássicas de análise dos fenômenos e processos da natureza, ou seja, o uso de seu raciocínio geológico.

### O RESGATE DA GE PARA O CAMPO DAS GEOCIÊNCIAS

Os meados da década de 1970 marcam o surgimento espontâneo das primeiras manifestações de geólogos de engenharia, implícita e explicitamente argumentando da necessidade de um maior aporte de elementos e conhecimentos de Geologia e ciências correlatas para um melhor entendimento e equacionamento de diversos tipos de fenômenos de interesse da Geotecnia. Paralelamente, o recrudescimento de graves problemas urbanos ligados às formas de uso e ocupação do solo – fato relacionado ao intensíssimo processo de migração da população rural para as cidades que caracterizou esse período da socioeconomia brasileira, como também o início da propagação das ideias ambientalistas, que alertavam o Homem para a gravidade das consequências de suas já fantásticas e crescentes interferências no Planeta, e que sugeriam o entendimento do Homem enquanto um ativo agente geológico – contribuiu muito para essa nova abordagem profissional.

O trabalho “Por menos ensaios e instrumentações e por uma maior observação da natureza”, apresentado no I CBGE, em 1976, no Rio de Janeiro, traduziu-se na primeira tentativa de explicitar e dar forma conceitual e metodológica a essa nova tendência, que tem seu cerne no resgate da GE brasileira para os paradigmas conceituais e metodológicos da Geologia. Pode-se afirmar hoje que foi um movimento vitorioso. Mesmo quando não praticada, a necessidade de a GE ter sua base firme na Geologia não sofre contestação. Até porque, na própria Engenharia Geotécnica, cresceu a consciência de que somente será bem atendida pela GE se assim esta se comportar metodologicamente.

## 1960 a 1980 – O papel das equipes permanentes de geólogos de engenharia e engenheiros geotécnicos

É fundamental ressaltar uma especial característica do virtuoso período que vai do início dos anos 1960 ao início dos anos 1980, característica que, de certa forma, fomentou e tornou possível a intensa troca de ideias e opiniões entre os geólogos de engenharia, e entre esses e seus colegas engenheiros geotécnicos. Em consequência da grande demanda de serviços colocada pela implantação de inúmeras obras de infraestrutura, foram constituídas várias equipes de Geotecnia fixas e permanentes em instituições públicas de pesquisa e serviços tecnológicos (institutos e universidades), nas diversas empresas públicas contratantes das referidas obras e nas várias grandes e médias empresas de consultoria e projetos que se constituíram ou se ampliaram nesse rico período, com natural concentração no eixo Rio-São Paulo, mas também em vários outros estados.

Todas essas equipes comportaram-se como grupos de permanentes discussões técnicas e profissionais, com frequência encontrando-se coletivamente na vida profissional e nos mais diversos tipos de eventos organizados, especialmente, mas não só, pelas associações técnicas das áreas de Geologia de Engenharia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas.

A GE era discutida, a Geotecnia era discutida, velhos paradigmas eram questionados, a aplicação experimental de novos métodos e técnicas no Brasil e no mundo vinha à baila como novidades quase cotidianas. São resultado dessa época, e válidos até hoje, os diversos trabalhos (Roteiros de Trabalhos) que buscaram ordenar e sistematizar os serviços da GE diante dos variados tipos de obras e fenômenos: Barragens, Estradas, Túneis, Estabilidade de taludes, Fundações, Portos/Canais/Vias navegáveis, Desmonte de Rochas, Materiais Naturais de Construção, Rebaixamento do Lençol Freático, etc. São também dessa época os numerosos e importantíssimos trabalhos (Manuais e Diretrizes Técnicas) que procuravam normatizar os métodos diretos e indiretos de ensaios e sondagens usados frequentemente na Geotecnia brasileira.

## 1980 a 2005 – A estagnação econômica, a redução de serviços e o enfraquecimento das equipes

É justamente a propósito dessa notável efervescência de ideias que caracterizou a década de 1960 e boa parte da década de 1970 que começamos a identificar as diferenças de contexto com os tempos que se seguiram.

O longo período de estagnação econômica iniciado ao final da década de 1970 teve como consequência direta a drástica redução dos investimentos públicos em obras de infraestrutura, com isso provocando o recolhimento e o encolhimento, com efeitos mais sensíveis já a partir de meados da década de 1980, em um primeiro instante, das empresas privadas de consultoria e projetos, em um segundo momento, das próprias equipes de geotecnia das empresas estatais contratantes. Mais abrigadas, resistiram por algum tempo as equipes das instituições públicas de pesquisa e serviços, porém também não demoraram a sentir as pressões por redução do número de profissionais e de seu repertório de atividades.

### RECESSÃO E PRIVATIZAÇÃO DAS EMPRESAS PÚBLICAS IMPLICAM NA DISSOLUÇÃO DE EQUIPES PERMANENTES. A DIÁSPORA GEOTÉCNICA

Outro fenômeno, também com raízes na estagnação econômica, mas com uma conotação de caráter doutrinário no que toca às escolas de pensamento econômico, atingiu fundo a base estrutural/empresarial na qual, no período anterior, foi gestada e amadurecida a GE brasileira. Trata-se do extenso e rápido processo de privatização de empresas públicas, ocorrido ao longo da década de 1990. Não se trata aqui de discutir a correção do processo de privatizações, mas apenas e simplesmente avaliar suas consequências sobre a GE brasileira.

A privatização de empresas públicas nacionais nas áreas de energia, telecomunicações, transportes e infraestrutura trouxe, certamente, como consequências não programadas deliberadamente, a dissolução de equipes técnicas de altíssima capacitação e experiência, constituídas nessas empresas ao longo de décadas, no âmbito da implantação de obras e instalações da mais alta complexidade tecnológica, assim como uma temerária fragilização de toda uma cadeia empresarial privada mobilizada por contratação das estatais e implicada na produção de estudos e projetos, na implantação dos empreendimentos e no fornecimento de equipamentos e componentes.

Essas equipes técnicas das antigas estatais, com o entusiasmado e estratégico apoio de instituições públicas de pesquisa e serviços tecnológicos do País, haviam sido responsáveis por dominar, desenvolver e/ou induzir o desenvolvimento de uma Engenharia Nacional aplicada às características econômicas, sociais e fisiográficas próprias de nosso país e de suas diferentes regiões, guindando-a, reconhecidamente, ao nível da melhor Engenharia mundial. Paralelamente, as várias empresas privadas brasileiras de consultoria e projetos

em Engenharia e de implantação de empreendimentos, que se formaram especialmente para o atendimento das demandas públicas em grandes obras, instalações e gerenciamento operacional, responderam a essa qualificada demanda constituindo, no mesmo patamar de qualidade, suas próprias equipes técnicas.

Com o aprofundamento da recessão econômica, esse amplo corpo técnico estatal e privado foi submetido a uma verdadeira diáspora geotécnica. Uma pequeníssima parte das antigas equipes técnicas das estatais foi aproveitada pelos grupos privados internacionais, via de regra vencedores das licitações de privatização. Outra parte se diluiu em tristes passamentos, aposentadorias com mudanças de ocupação profissional e em serviços autônomos de consultoria.

Quanto às empresas brasileiras privadas de consultoria e projetos, já anteriormente abaladas pela contínua redução dos investimentos públicos, e agora progressivamente preteridas em favor de empresas de engenharia dos países de origem dos grupos multinacionais vencedores das licitações de privatização, muitas acabaram por se extinguir, outras desmobilizaram suas equipes permanentes optando por apenas constituir grupos técnicos transitórios para atendimento de escassos projetos específicos em campos técnicos limitados e, algumas vezes, inteligentemente, explorando as possibilidades do mercado externo da engenharia de projetos.

Esse processo se revela tão mais grave quando, adicionalmente, consideramos que toda a fantástica memória tecnológica acumulada após décadas de investimentos públicos em formação de recursos humanos e produção de conhecimentos não foi providencial e organizada sistematizada e documentada de forma a não se perder e estar plenamente à disposição da sociedade brasileira, transcendendo os pesados e reservados relatórios empresariais e os dispersos “papers” de congressos, para integrar definitivamente, como livros técnicos didáticos, nossos currículos escolares e, com capital importância, constituir-se em suporte e referencial técnico ao exercício do Poder Regulador nas suas relações com as concessionárias privadas de serviços públicos.

Enfim, nos 25 anos que antecedem 2005, o quadro de longa estagnação econômica e de ausência de investimentos públicos em obras de infraestrutura, coadjuvados pelo processo de privatização de empresas estatais, teve como uma de suas decorrências a extinção quase total das equipes permanentes de Geotecnia que vinham militando nas empresas públicas, nas empresas privadas de consultoria e projeto e, aqui sendo atingidas com menor intensidade, nas instituições públicas de pesquisa e serviços.

Era de se esperar que a “efervescência de ideias” e o espírito cívico de missão que caracterizaram o período desenvolvimentista anterior perdessem progressivamente sentido e fôlego, por desaparecimento de seus fóruns permanentes naturais (equipes permanentes) e pela própria escassez de desafios reais (novos empreendimentos), alimentadores da polêmica técnica e do desenvolvimento técnico-científico.

Salvo algumas poucas novidades pontuais, a Geologia de Engenharia brasileira aplicada a obras de infraestrutura vem sendo exercida, ao longo destes últimos 30 anos, a partir já dos meados da década de 1980, por puro movimento inercial gerado ainda do enorme avanço de conhecimentos que conheceu nas décadas anteriores. Na ausência do ambiente estimulador do avanço dos conhecimentos, do vivo debate técnico, dos constantes e novos desafios profissionais, a carreira profissional dedicada à GE já não contém o “glamour” e os atrativos anteriores. À nova geração de geólogos que adentra a GE, falta o fértil convívio com profissionais experientes e com o calor dos debates sobre temas clássicos e desafiadores do conhecimento. Escasseiam-se os desafios. A GE brasileira, especialmente a GE aplicada a obras de infraestrutura, perde pontos no que poderíamos entender como sua qualidade técnica mediana. Escasseiam os geólogos de engenharia confiantes e tecnicamente resolutivos, proliferam geólogos de engenharia inseguros e de fraco desempenho técnico.

Claro, esse é um quadro traçado com base em tendências generalizáveis, pois que confortam o espírito várias louváveis e animadoras exceções.

UM CAMPO QUE, MESMO EM MEIO À RECESSÃO, MOVIMENTOU E SOLICITOU A GE

É necessário aqui ressaltar alguns campos de aplicação mais recentes que, por circunstâncias específicas, apresentaram sensíveis progressos técnicos, apesar do período de estagnação econômica, com destaque à GE aplicada à problemática ambiental, a problemas crônicos da infraestrutura urbana, como enchentes, deslizamentos, erosão/assoreamento, e ao atendimento das demandas envolvendo áreas de risco.

Debito boa parte do entusiasmo e sucesso com que os geólogos de engenharia brasileiros se dedicaram a esses novos campos técnicos à massa crítica de conhecimentos e à energia criativa cultivada e acumulada nas décadas anteriores.

Por fim, com destaque histórico especial, é preciso salientar como um dos maiores frutos deste período o preenchimento de, até então, uma das maiores lacunas da GE brasileira, o que foi alcançado com a produção e o lançamento de um alentado e abrangente livro-texto de Geologia de Engenharia, tornado realidade em 1998, pelo apoio da ABGE e pelo quase heroísmo de seus dois denodados editores, geólogos Antônio Manoel dos Santos Oliveira e Sérgio Nertan Alves de Brito.

## Tragédias geológicas. 2008, um novo começo?

A grande tragédia que se abateu sobre o Estado de Santa Catarina em 2008, quando chuvas intensas e enchentes e deslizamentos decorrentes promoveram a morte de cerca de 150 cidadãos, iniciou uma lúgubre sequência anual de recorrentes tragédias de cunho

geológico-geotécnico-hidrologico, as quais atingiram vários estados brasileiros, com destaque à região serrana do Estado do Rio de Janeiro. Reflexo, sem dúvida, do avanço das cidades envolvidas sobre áreas geologicamente críticas.

Já a partir da tragédia catarinense de 2008, e potencializado pelas tragédias subsequentes, um profundo sentimento de solidariedade, espírito cívico e indignação instalou-se entre os geólogos e engenheiros geotécnicos brasileiros. Era inconcebível que, com tantos conhecimentos acumulados e disponibilizados e com tantas advertências, tragédias declaradamente anunciadas continuassem a matar tragicamente tantos brasileiros. ABGE e ABMS se mobilizaram, vários fóruns de discussão se instalaram formal ou informalmente, conteúdos técnicos e estratégicos foram intensamente debatidos, documentos foram produzidos e encaminhados às autoridades, em uma movimentação que teve grande repercussão na mídia tradicional e especializada.

A propósito desses acontecimentos, a Geologia de Engenharia foi, em todo o país, solicitada a atender, quase sempre em caráter emergencial, inúmeras situações infelizmente trágicas para a população mais humilde, que busca em áreas geologicamente críticas a única alternativa economicamente viável para estabelecer sua moradia. O atendimento técnico a “áreas de risco” recolocou para todos a necessidade de melhor compreensão dos processos de instabilização de encostas e taludes de corte, de desenvolvimento de critérios técnicos para interdição de casas e lotes, de concepção e construção de sistemas de drenagem e contenção de baixo custo, de concepção e elaboração de “Cartas Geotécnicas” e “Cartas de Risco”, de criação de legislação apropriada ao problema, de concepção de modelos urbanísticos que minimizassem os problemas em casos de ocupação urbana de áreas topograficamente mais acidentadas, de desenvolvimento de sistemas de Defesa Civil e alertas meteorológicos, de treinamento de técnicos municipais, de educação e envolvimento da população atingida. Ou seja, a Geologia de Engenharia foi novamente posta a discutir questões essenciais para o aprimoramento de sua atuação profissional.

## 2005 marca o advento de um curto período de retomada do crescimento econômico. Um cenário de mercado totalmente diverso. A possibilidade do Renascimento

Fatores conjunturais internacionais e acertos na condução da política econômica interna marcam, a partir de 2005, um novo período desenvolvimentista no país. Grandes investimentos públicos e privados são retomados, aquecendo o mercado demandante da Geotecnia brasileira. Como poderia se esperar, decorrência natural de um longo período recessivo, a GE brasileira encontra dificuldades quantitativas e qualitativas para bem atender a nova demanda renascente. As entidades do setor, cientes do problema, tomam várias

iniciativas para, ao menos, minimizá-lo. Cursos e eventos de caráter técnico-informativo são pensados e realizados. Os congressos e principais eventos da Geotecnia brasileira ganham participação crescente e interessada. Como já descrito, a partir de 2008, o setor é sacodido pela candente temática das áreas de risco. Desde há muito a demanda por geólogos de engenharia e engenheiros geotécnicos não se mostrava tão forte. O cenário profissional diferencia-se. As empresas do setor já não trabalham mais com grandes equipes técnicas. Frente a novos serviços, terceiriza-se, contratam-se serviços de autônomos, multiplicam-se as micro e pequenas empresas de projeto, serviços e consultoria, o mercado se diversifica configurando relações empregatícias e profissionais totalmente diversas do período anterior.

Do lado da demanda, a qualidade do contratante, especialmente o grande contratante público, cai vertiginosamente. Essa qualidade tecnológica do contratante já não cumpre mais o antigo vetor indutor da qualidade do contratado. Os problemas em obras, quando não grandes acidentes, se multiplicam.

Enfim, nesse curto período houve um novo alento para a Geotecnia brasileira e para a Geologia de Engenharia em particular, quando foi colocada uma forte demanda por profissionais. No entanto, já a partir de 2010, começam a se fazer sentir no país os sinais da grande crise econômica iniciada com o quase total colapso do sistema financeiro norte-americano. A demanda por serviços de geotecnia voltam a cair vertiginosamente. Evidenciam-se sérias dificuldades e riscos no caminho, que estão a exigir de todos, mas especialmente de nossas entidades classistas e profissionais, cuidados especiais e direcionados para minimizar e superar as fragilidades herdadas dessas “décadas perdidas”. É preciso compreender melhor nossa nova realidade, os diversos aspectos que singularizam as novas características da demanda e do fornecedor. Será dessa compreensão que surgirão as iniciativas mais oportunas para a melhor qualificação do geólogo de engenharia brasileiro. Essas iniciativas precisam estrategicamente atingir os profissionais que estão dispersos e isolados em serviços autônomos e pequenas empresas.

## Apêndice 1: O ensino da Geologia de Engenharia

Essa análise terá que ser obrigatoriamente generalizante, pois que já temos mais de duas dezenas de cursos de Geologia no país, com boa diversidade curricular, didática e vocacional. Mas, infelizmente, não estaríamos exagerando se afirmássemos que, de uma forma geral, hoje ainda não se ensina Geologia de Engenharia aos geólogos brasileiros em nossos cursos de graduação em Geologia. É importante observar que se está falando de GE e não de Mecânica dos Solos ou Mecânica das Rochas ou Geotecnia, disciplinas com que muitos imaginam estar aprendendo ou ensinando Geologia de Engenharia. Estamos aqui nos

referindo especificamente à Geologia de Engenharia, especialidade aplicada da Geologia, com sua história, conceitos e métodos próprios, tão nobre e importante para a sociedade como a Geologia Econômica.

Já com tantos geólogos praticando a GE, e por tantos anos, e com tão importantes serviços prestados à sociedade, impacta o fato de ainda a grande maioria dos cursos de Geologia não ter acolhido devidamente essa especialização. A ponto de, a bem da verdade, o geólogo de engenharia brasileiro continuar sendo, em boa parte de sua formação, um autodidata.

Ressalte-se a enorme e estratégica importância que nas circunstâncias atuais, de desestruturação das antigas equipes empresariais permanentes de geólogos de engenharia, adquire a necessidade de nossos cursos de Geologia assumirem a formação acadêmica em Geologia de Engenharia. A Universidade deveria se projetar como o futuro e fantástico espaço para a discussão, formação e desenvolvimento da Geologia de Engenharia brasileira. Para tanto, a criação nesses cursos de Departamentos de Geologia de Engenharia (ou algo similar) colaboraria para viabilizar, ao nível de graduação, pós-graduação e especialização, disciplinas completas de GE, ministradas por geólogos e integradas com as disciplinas básicas já existentes. Esses Departamentos de Geologia de Engenharia, além de suas atividades didáticas formais, constituiriam os pólos de aglutinação e atração de profissionais de mercado para, através dos mais variados eventos, uma contínua e rica discussão das questões da GE brasileira.

Por mais clara que se coloque para todos essa necessidade, não tem surtido os efeitos desejados as aproximações que nossas entidades e alguns profissionais autônomos têm tentado com a Universidade. Há uma realidade concreta a se reconhecer e superar: o meio acadêmico tem sido, em geral, refratário a admitir suas responsabilidades docentes profissionalizantes. Mas é preciso insistir e persistir: uma boa formação escolar é condição elementar para o oferecimento de bons profissionais para o mercado. É possível e necessário construir o consenso sobre a rica, harmônica e emulativa convivência entre uma sólida formação acadêmica em geologia básica e uma competente formação em disciplinas profissionalizantes.

## 11 Bibliografia referente ao Capítulo I

- ARNOULD, M. Bases théoriques de l'interaction de l'homme et de l'environnement géologique. In: INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS, 27, 1984, Moscou. *Proceedings*. Utrecht: VNU Science Press, 1984. v.17, p.1-19.
- BLYTH, F. *A geology for engineers*. Londres: Edward Arnold, 1984.
- BOWEN, R. *Geology in engineering*. Londres: Elsevier Applied Science, 1984.
- BRITO, S.N.A. Desafios atuais do geólogo de engenharia no Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1987. v.3, p.67-89.



- CARVALHO, E.T. *Geologia urbana para todos: uma visão de Belo Horizonte*. Belo Horizonte: [s.n.], 1999. 175p.
- CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 9, 1999, São Pedro. *Panorama da Geologia de Engenharia: Boletim de Resumos*. São Paulo: ABGE, 1999. 110p.
- DASHKO, R.E.; KAGÁN, A.A. *Mecánica de los suelos en la práctica de la geología aplicada a la ingeniería*. Moscou: Mir, 1980. 257p.
- DEARMAN, W.R.; SERGEEV, E.M.; SHIBAKOVA, V.S. *Engineering Geology of the earth*. Moscou: Nauka Pub., 1989. 184p.
- DUNCAN, N. *Engineering Geology*. Londres: Leonard Hill, 1969.
- ENGELS, F. *A dialética da natureza*. 5.ed. Rio de Janeiro: Paz e Terra, 1979. 240p. (Pensamento crítico, v.8).
- GAMA, C.D. Relato geral – Aplicações da mecânica de rochas à engenharia de minas. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE MECÂNICA DE ROCHAS, 2, 1986, Porto Alegre. *Anais*. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1986. v.2, p.171-196.
- GEOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA. *Application of geology to engineering practices*. New York: Berkey, 1980.
- GUIDICINI, G. Relato geral – Geologia aplicada à mecânica de rochas. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE MECÂNICA DE ROCHAS, 2, 1986, Porto Alegre. *Anais*. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1986. v.2, p.251-260.
- HATHEWAY, A.W.; KANAORI, Y. Encompassing hydrogeology, environmental geology and the applied geosciences. *Engineering Geology*, v.57, p.133-153, 2000.
- KRYNINE, D.P.; JUDD, W.R. *Principles of Engineering Geology and geotechnics*. New York: McGraw-Hill Book, 1957. 730p.
- LEGGET, R.F. *Geology and engineering*. Tokio: McGraw-Hill/ Kogakusha, 1962. 884p.
- LEGGET, R.F.; HATHEWAY, A.W. *Geology and engineering*. 3.ed. Singapura: McGraw-Hill, 1988.
- LETOURNEUR, J.; MICHEL, R. *Geologie du genie civil*. Paris: Librairie Armand Colin, 1971.
- MASLOV, N.N. *Basic Engineering Geology and soil mechanics*. Moscou: Mir, 1987. 551p.
- NAPOLES NETO, A.D.F. *Apanhado sobre a história da mecânica de solos no Brasil*. São Paulo: IPT/DEC, 1970. (IPT – Publicação, 891).
- OLIVEIRA, A.M.S. A abordagem geotecnológica: a Geologia de Engenharia no quinário. In: *Curso de geologia aplicada ao meio ambiente – DIGEO/IPT*. São Paulo: ABGE, 1995. p.231-241.
- \_\_\_\_\_. Novas tendências da Geologia de Engenharia no Brasil. *Ciências da Terra*, v.2, p.31-3, jan./fev. 1982.
- OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. (Eds.). *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE, 1998. 586p.
- OLIVEIRA, A.M.S.; SANTOS, A.R. Dois artigos e uma questão: Geologia de Engenharia no tecnógeno. *Jornal da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia*, São Paulo, n.51, jul./set. 1989.
- OLIVEIRA, R. Geologia de Engenharia e mecânica de rochas – Conceitos fundamentais, metodologia e estudo de maciços rochosos. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE MECÂNICA DE ROCHAS, 2, 1986, Porto Alegre. *Anais*. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1986. v.2, p.203-214.
- PANIUKOV, P.N. *Geología aplicada a la ingeniería*. Moscou: Mir, 1981. 320p.
- PELOGIA, A. *O homem e o ambiente geológico: geologia, sociedade e ocupação urbana no Município de São Paulo*. São Paulo: Xamã, 1998. 271p.
- RAHN, H. *Engineering Geology an enviromental approach*. New York: Elsevier, 1986.

- RUIZ, M.D. Evolução tecnológica da Geologia de Engenharia no período 1956–1970. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. *30 anos: História da Geologia de Engenharia no Brasil*. São Paulo: ABGE, [s.d.], p.11-19.
- \_\_\_\_\_. A evolução da Geologia de Engenharia no Brasil e suas perspectivas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1987. v.3, p.29-46.
- \_\_\_\_\_. Mecânica das rochas e as obras subterrâneas permanentes. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 3, 1971, São Paulo. *Anais*. São Paulo: APGA, 1971. v.1, p.219-364.
- SANTOS, A.R. Afinal, o que é Geologia de Engenharia? *Jornal da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia*, São Paulo, n.51, jul./set. 1989.
- \_\_\_\_\_. Aspectos metodológicos da análise geológico-geotécnica na estabilidade de taludes. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3, 1981, Itapema. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1981. v.2, p.409-12.
- \_\_\_\_\_. *Fundamentos filosóficos e metodológicos da Geologia de Engenharia*. São Paulo: IPT, 1994. 5p. (IPT – Publicação, 2088).
- \_\_\_\_\_. Geologia de Engenharia: conceitos básicos e perspectivas. *Jornal da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia*, São Paulo, n.52, out./dez. 1989.
- \_\_\_\_\_. Por menos ensaios e instrumentações e por uma maior observação da natureza. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, 1976, Rio de Janeiro. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1976. v.1, p.177-85.
- \_\_\_\_\_. *Riscos da dissolução da Engenharia Brasileira, ou Um Genoma para a Engenharia Brasileira*. São Paulo, 1996. Artigo. Disponível em: [http://planeta.terra.com.br/educacao/br\\_recursosminerais/](http://planeta.terra.com.br/educacao/br_recursosminerais/).
- SANTOS, A.R.; PRANDINI, F.L.; OLIVEIRA, A.M.S. *Limites ambientais do desenvolvimento: geociências aplicadas, uma abordagem tecnológica da biosfera*. São Paulo: ABGE, 1990. 20p. (Artigo Técnico).
- SERGEEV, E.M. Engineering Geology and protection of the environment. *Bulletin IAEG*, n.22, 1980.
- SUGUIO, K. *Geologia do quaternário e mudanças ambientais: (passado + presente = futuro?)*. São Paulo: Paulo's Comunicação e Artes Gráficas, 1999. 366p.
- TER-STEPANIAN, G. Beginning of the technogene. *Bulletin IAEG*, n.38, p.133-142, 1988.
- TERZAGHI, K. *Ends and means in soil mechanics*. Harvard: Harvard University, 1944. (Graduate School of Engineering; Soil Mechanics Series 24).
- TERZAGHI, K.; PECK, R.B. *Soil mechanics in engineering practice*. 2.ed. New York: John Wiley, 1948. 729p.
- TOYNBEE, A. *A humanidade e a mãe-terra*. Rio de Janeiro: Zahar, 1982.
- TRICART, J. *Principes et méthodes de la géomorphologie*. Paris: Hasson, 1965. 496p.
- VARGAS, M. *Introdução à mecânica dos solos*. São Paulo: McGraw-Hill/ EDUSP, 1977. 509p.
- \_\_\_\_\_. *Metodologia da pesquisa tecnológica*. Rio de Janeiro: Globo, 1985. 243p.
- \_\_\_\_\_. Origem e desenvolvimento da geotecnologia no Brasil. *Quipo*, São Paulo, v.2, n.2, p. 263-279, 1985.
- VAZ, L.F. Os geólogos e a Geologia de Engenharia na década de 60. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. *30 anos: História da Geologia de Engenharia no Brasil*. São Paulo: ABGE, [s.d.] p.20-85.
- ZARUBA, Q. Engineering Geology: some experiences and considerations. *Bulletin IAEG*, n.1, ago. 1970.

# CAPÍTULO II

## TRINTA CASOS REAIS BRASILEIROS

*Os fatos são o ar da ciência e sem eles um cientista não pode progredir. Quando estiver observando, experimentando, não se contente com a superfície das coisas. Não se transforme num mero anotador de dados, tente penetrar no mistério de sua origem.*

**Pavlov**

*Na Ciência, como na vida, só se acha o que se procura.*

**Evans-Pritchard**

### 1 Introdução

Em todas as ciências aplicadas, a fundamentação teórica da ação prática é essencial, pois só ela, ao contrário do empirismo estacionante, proporciona as condições necessárias à evolução dos métodos de trabalho, dos pressupostos conceituais e, portanto, do alcance, da qualidade e da credibilidade de suas afirmações.

No entanto, é na aplicação prática que se situa o terreno privilegiado para a inspiração e a verificação da correção e coerência das fundamentações teóricas; em especial, de suas propostas metodológicas.

Em nosso caso, será o conhecimento das aplicações práticas que melhor proporcionará o real entendimento do significado e do alcance da Geologia de Engenharia. E, decorrentemente, da importância em se observar, em seu exercício, um explícito método de trabalho.

Com esse propósito, são relatados a seguir, nesta 3ª edição, **30 casos reais brasileiros**, onde a intervenção da Geologia de Engenharia foi fundamental para o entendimento dos fenômenos presentes e para a concepção das soluções encontradas.

Procuramos cobrir tipos bastante variados de atividades e empreendimentos, que, por suas solicitações aos terrenos, demandam a colaboração da GE.

Os relatos estão expostos obedecendo a sequência metodológica proposta pelo autor: **Circunscrição do problema > Análise e diagnóstico do fenômeno > Formulação de soluções > Acompanhamento da implantação > Monitoramento do desempenho.**

Por certo, essa sequência não foi explicitamente seguida por todos os geólogos de engenharia responsáveis pelos trabalhos aqui relatados. Implicitamente, com toda a certeza, foi observada.

Os relatos são deliberadamente concisos. Suficientes para transmitir o que o autor pretendeu: **a importância, o método de trabalho e o cunho investigativo fascinante da Geologia de Engenharia**. Os leitores que se interessarem em conhecer mais detalhes dos casos abordados poderão contatar diretamente os responsáveis técnicos ou relatores dos casos descritos.

## 2 Relação dos trinta casos reais brasileiros

- CASO 1 – Condicionantes geológico-geotécnicos na escolha do eixo e no tratamento das fundações da Barragem de Barra Bonita, Rio Tietê, SP. *Relatores:* Antônio Marrano e Murillo Dondici Ruiz
- CASO 2 – A Geologia de Engenharia na definição do método de lavra e do sistema de estabilização do maciço na mina de zinco do Morro da Usina, MG. *Relatores:* Fábio Soares Magalhães e Paulo Roberto Costa Cella
- CASO 3 – Plano Preventivo de Defesa Civil (PPDC) para escorregamentos no trecho paulista da Serra do Mar, SP. *Relatores:* Leandro E. S. Cerri, Eduardo Soares de Macedo, Agostinho Tadashi Ogura e Jair Santoro
- CASO 4 – Escorregamento de talude de corte na Rodovia Washington Luiz (SP-310). *Relatores:* Álvaro Rodrigues dos Santos e Eraldo Luporini Pastore
- CASO 5 – Reabilitação de uma boçoroca em Contagem, MG. *Relator:* Edézio Teixeira de Carvalho
- CASO 6 – Alterabilidade de basaltos em obras de engenharia, SP. *Relator:* Ely Borges Frazão
- CASO 7 – Colapso e subsidência de origem cárstica na área urbana de Cajamar, SP. *Relatores:* Waldir Lopes Ponçano e Álvaro Rodrigues dos Santos
- CASO 8 – O reparo do sistema de túneis da UHE de Sá Carvalho – Acesita, Timóteo, MG. *Relatores:* Alberto Coppedê Jr., José Carlos Virgili e Luiz Massaiosi Ojima
- CASO 9 – Escolha de locais de lançamento de material dragado em mar aberto, Porto de Santos, SP. *Relatores:* Waldir Lopes Ponçano e Sérgio Luís Pompéia
- CASO 10 – A escolha de agregado para concreto na construção da Barragem de Jupia, Rio Paraná, SP/MS. *Relatores:* Antônio Marrano e Murillo Dondici Ruiz
- CASO 11 – Erosão e assoreamento x enchentes na Região Metropolitana de São Paulo. *Relator:* Álvaro Rodrigues dos Santos
- CASO 12 – Condicionantes hidrogeotécnicos no desmonte da “rolha” no Reservatório de Pirapora, Rio Tietê, SP. *Relatores:* Eda F. Quadros e Diogo Correa Filho
- CASO 13 – Alteração do traçado da Rodovia dos Imigrantes na Serra do Mar devido a Corpos de Tálus, SP. *Relator:* Luiz Ferreira Vaz

- CASO 14 – Elevação do lençol freático em área urbana como consequência do enchimento do Reservatório da Barragem de Três Irmãos, SP. *Relator*: José Luiz Albuquerque Filho
- CASO 15 – Carta geotécnica dos morros de Santos e São Vicente, SP. *Relatores*: Álvaro Rodrigues dos Santos e Waldir Lopes Ponçano
- CASO 16 – Problemas geotécnicos na exploração do aquífero “Karst” para abastecimento da Região Metropolitana de Curitiba, PR. *Relator*: José Antônio Urroz Lopes
- CASO 17 – Túneis em maciços rochosos com tensões residuais elevadas: Usina Hidrelétrica Itá, SC. *Relatores*: Nelson Infanti Jr. e Luiz Alberto Minicucci
- CASO 18 – Análise de Geologia de Engenharia na avaliação de impacto ambiental do aterro sanitário de Santos, SP. *Relatores*: Marcos Antônio Mattiusso Marques e Nilton Fornasari Filho
- CASO 19 – Instabilização no talude de corte da FEPASA sob o viaduto da Rodovia Porto Ferrão – Ribeirão Preto (SP-333). *Relatores*: Álvaro Rodrigues dos Santos e Eraldo Luporini Pastore
- CASO 20 – Escorregamentos na Serra do Mar. *Relator*: Álvaro Rodrigues dos Santos
- CASO 21 – Fundações da barragem de concreto da Usina Hidrelétrica de Serra do Facão. *Relator*: Ricardo Antônio Abrahão
- CASO 22 – A tragédia geológico-geotécnica da zona de expansão urbana da metrópole paulistana. O caso da sub-bacia do Pau d’Alho. *Relator*: Álvaro Rodrigues dos Santos
- CASO 23 – Escorregamento em área urbana: o caso do bairro Jardim Alvorada, Ouro Preto, MG. *Relator*: Frederico Garcia Sobreira
- CASO 24 – Supervisão ambiental em grandes obras. O caso do controle de erosão e assoreamento no RodoAnel Mário Covas, São Paulo, SP. *Relator*: Fernando Kertzman
- CASO 25 – Criação da APA Cabuçu–Tanque Grande como prevenção de danos ambientais à Serra da Cantareira, Guarulhos, SP. *Relatores*: Antônio Manoel dos Santos Oliveira e Márcio Roberto Magalhães de Andrade
- CASO 26 – Cal-jet: técnica de proteção de taludes contra a erosão. *Relator*: Álvaro Rodrigues dos Santos
- CASO 27 – Condicionantes geológicos na concepção e tratamento das fundações de edifício corporativo. *Relatores*: Álvaro Rodrigues dos Santos e Antônio Sérgio Damasco Penna
- CASO 28 – A determinação de nascentes exige uma abordagem geológica, geomorfológica e hidrogeológica. *Relator*: Álvaro Rodrigues dos Santos
- CASO 29 – Problemas com o rebaixamento forçado do lençol freático em determinados contextos geológicos urbanos. *Relator*: Álvaro Rodrigues dos Santos
- CASO 30 – Calcários cársticos: áreas de risco para a engenharia. Modelagem geológica e soluções construtivas. *Relator*: Álvaro Rodrigues dos Santos

# CASO 1

## Condicionantes geológico-geotécnicos na escolha do eixo e no tratamento das fundações da Barragem de Barra Bonita, Rio Tietê, SP

**Relatores:** Geól. Antônio Marrano e Eng. Murillo Dondici Ruiz

### → Circunscrição do problema

O empreendimento de Barra Bonita, construído no Rio Tietê, está situado entre os municípios de Barra Bonita e Igarapu do Tietê, no Estado de São Paulo. Sua construção teve por objetivos a geração de energia (112,4 MW de capacidade nominal) e a implantação de hidrovía, hoje integrada ao sistema Tietê-Paraná. Atualmente de propriedade da Companhia de Geração de Energia Elétrica Tietê, esta obra foi projetada pela Brasconsult e construída pela Tenco S/A, entre 1952 e 1962. O enchimento do reservatório ocorreu entre 1962 e 1963.

Avaliações de Geologia de Engenharia concluíram sobre a inadequação do local inicialmente escolhido para a implantação da Barragem de Barra Bonita, denominado corredeira do Banharão, devido à reduzida espessura do horizonte de basalto, litologia em que se previa apoiar as fundações das estruturas de concreto.

Estudos complementares indicaram outro local (corredeira do Matão), localizado 3 km a jusante do anterior, o qual veio a ser finalmente selecionado. Embora com condições geológicas de fundação mais adequadas, uma vez que o horizonte de rochas basálticas era sensivelmente superior ao da alternativa anterior, este eixo apresentou importante condicionante geotécnico, decorrente do elevado artesianismo existente no contato do basalto com o arenito subjacente. Tal fato suscitou dúvidas quanto à possibilidade de ocorrência de piping, especialmente após o enchimento do reservatório, além da elevação das subpressões na fundação da barragem.

### → Análise e diagnóstico do fenômeno

As áreas das corredeiras do Banharão e do Matão, investigadas para a locação do eixo da barragem, encontram-se nos bordos de derrames basálticos da Formação Serra Geral, onde delgadas lentes de basalto se apoiam sobre arenitos da Formação Botucatu, ambas pertencentes à Bacia do Paraná.

Inicialmente, foram investigadas três alternativas de eixo na área da corredeira do Banharão, tendo sido executadas 27 sondagens rotativas. As seções geológicas mostraram a ocorrência de um único derrame basáltico, com espessuras variando de 40 m, na ombreira direita, até cerca de 1 m, no leito do rio, que repousa diretamente sobre o arenito Botucatu, incoerente. Tais condições geológicas contraindicaram a construção de uma barragem de concreto-gravidade neste local, passando-se então a se estudar outro eixo, aproximadamente 3 km a jusante (corredeira do Matão).

Neste local, afinal selecionado, os estudos geológicos compreenderam a realização de 23 sondagens rotativas, além de prospecção sísmica na área compreendida entre a corredeira do Banharão e a jusante da corredeira do Matão. Foram identificados três derrames basálticos, com espessura média total de 80 m, reduzida a 35 m no leito do rio, sobrepostos ao arenito Botucatu, incoerente, recuperado nas sondagens na forma de areia fina, siltosa, compacta. As investigações mostraram, entretanto, a ocorrência de artesianismo generalizado sempre que se ultrapassava o basalto e se atingia o arenito, com pronunciado carreamento de areia. Os estudos sísmicos revelaram, ainda, que o arenito aflora tanto a montante quanto a jusante do eixo, com comunicação de montante para jusante.

Devido à importância que assumia, a determinação da permeabilidade *in situ* dos substratos rochosos adquiriu, na época, interesse extraordinário. Os ensaios de perda d'água sob pressão foram então utilizados pela primeira vez em São Paulo, no ano de 1954. Até aquela data, tais ensaios eram executados com a pressão correspondente à coluna d'água no furo, que era mantido cheio d'água.

Os dados coletados indicaram, de maneira geral, baixa permeabilidade do maciço basáltico, podendo, entretanto, apresentar elevadas permeabilidades em zonas mais ou menos restritas. Entretanto, o contato entre o arenito e o basalto revelou-se muito permeável; a maioria dos furos apresentou artesianismo no contato, com carreamento de areia para a superfície, inicialmente bastante intenso, porém, com tendência a desaparecer após vários dias. Cita-se o caso do furo SR-153, que forneceu 0,45 m<sup>3</sup>/min de areia imediatamente após a perfuração.

Foram executadas duas linhas de sondagens, uma de montante e outra de jusante, com a finalidade de determinar a topografia do contato arenito-basalto; nesses furos, foram executados ensaios de perda d'água sob pressão e injeção de calda de cimento.

O artesianismo do contato foi investigado por meio de quatro furos especiais, controlados, que indicaram níveis d'água de 1,75 m acima do nível d'água do rio e uma variação imediata do nível artesianismo com o do rio, por possível comunicação no afloramento de arenito situado a montante do eixo.

Para estudar a percolação, foram também executados ensaios em modelo reduzido e de analogia elétrica. Realizaram-se, ainda, três ensaios com injeção de corantes, verificando-se a ressurgência em outros furos, sem resultados positivos.

Análises químicas revelaram que a água artesianista, proveniente do contato, era bem diferente daquela do rio.

Testes de injeção também mostraram elevada absorção na zona de contato, onde o mesmo furo SR-153 absorveu cerca de 15 toneladas de cimento, na região do contato.

## → Formulação de soluções

Essas complexas condições de fundação causaram, na época, apreensões no meio técnico ligado ao projeto e geraram dúvidas quanto ao tratamento que deveria ser dispensado às fundações.

Foram feitas diversas consultas a especialistas de renome internacional, surgindo várias concepções para o projeto de tratamento, em função da convicção particular de cada um sobre a possibilidade da ocorrência de *piping* no substrato arenítico com o aumento dos gradientes de percolação causado pelo reservatório. Reproduz-se, a seguir, uma síntese das recomendações emitidas por esses consultores em distintos estágios de conhecimento do projeto:

- a) execução de duas galerias no maciço basáltico, o mais próximo possível do contato com o arenito, sendo uma para fins de drenagem e a outra, de acordo com investigações adicionais, para fins de impermeabilização com injeção;
- b) uma cortina de injeção na porção superior do basalto; poços drenantes e de controle a jusante da cortina, com inspeção periódica para verificação do carreamento de areia, hipótese considerada muito remota;
- c) tratamento a partir da galeria de montante das estruturas, envolvendo drenagem parcial do basalto e injeções, que deveriam se prolongar até o arenito subjacente, com especial atenção para a região do contato;
- d) cortina de injeção no basalto (até cota predeterminada); cortina de drenagem a partir da galeria de jusante, penetrando 20 m no arenito subjacente, com filtro plástico neste último trecho;
- e) cortinas de injeção e drenagem restritas ao basalto; tratamento de vedação da ombreira esquerda por meio de trincheira escavada até a rocha resistente, com preenchimento de concreto e injeções a partir da sua base; execução, a montante, de um tapete de material compactado;
- f) injeções de consolidação na fundação; drenos profundos pelas galerias de jusante, atravessando o contato com o arenito, providos de filtros granulométricos para prevenir carreamento e erosão.

Por fim, em função do avanço no entendimento da questão, a coordenação técnica nacional do projeto decidiu que o tratamento de fundação deveria ser efetuado apenas no maciço basáltico, por meio de injeções de consolidação e de cortinas de injeção e de drenagem. O sistema de drenagem, executado internamente à cortina de injeção, não atingiu o contato com o arenito, situado 20 m abaixo dele.



## → Acompanhamento da implantação

Os estudos geológico-geotécnicos prolongaram-se praticamente até a fase final da execução das obras civis da barragem, valendo-se, entre outros métodos, da realização de sondagens rotativas, ensaios de permeabilidade e observações diretas das superfícies de escavação.

## → Monitoramento do desempenho

Durante o ano de 1961, com o detalhamento da “janela” de arenito a jusante, foi instalada uma série de piezômetros, dispostos em uma linha paralela ao Rio Tietê, situada próxima à parede esquerda da eclusa, abrangendo desde a barragem até o referido afloramento. As medidas foram feitas no contato arenito-basalto e em cotas superiores, no maciço basáltico. O comportamento dos piezômetros de fundação indicou que:

- a) aparentemente, o nível piezométrico do contato não depende, senão secundariamente, do nível d'água do reservatório, que, por sua vez, não induz subpressões no contato;
- b) há franca comunicação entre o arenito e a porção inferior de basalto;
- c) a cortina de injeção reduziu provavelmente as vazões de percolação, mas não modificou a distribuição de pressões, enquanto a linha de drenagem reduziu as subpressões; e
- d) o gradiente hidráulico médio de 8% é insuficiente para provocar erosão.

---

**Responsabilidade Técnica:** Eng. Geraldo Queiroz Siqueira, Eng. Ernesto Pichler e Eng. Murillo Dondici Ruiz

---

## Bibliografia

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS – ABMS; ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA – ABGE; COMITÊ BRASILEIRO DE MECÂNICA DE ROCHAS – CBMR. 1983. Cadastro geotécnico das Barragens da Bacia do Alto Paraná. Barra Bonita. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, São Paulo, 1983. *Anais*. São Paulo: ABMS/ABGE/CBMR, 1983. p.75-87.
- RUIZ, M.D. *Problemas relacionados com a geologia da Barragem de Barra Bonita (Rio Tietê)*, SP. São Paulo: IPT/CESP, 1969. 115p. (IPT – Publicação, 866).

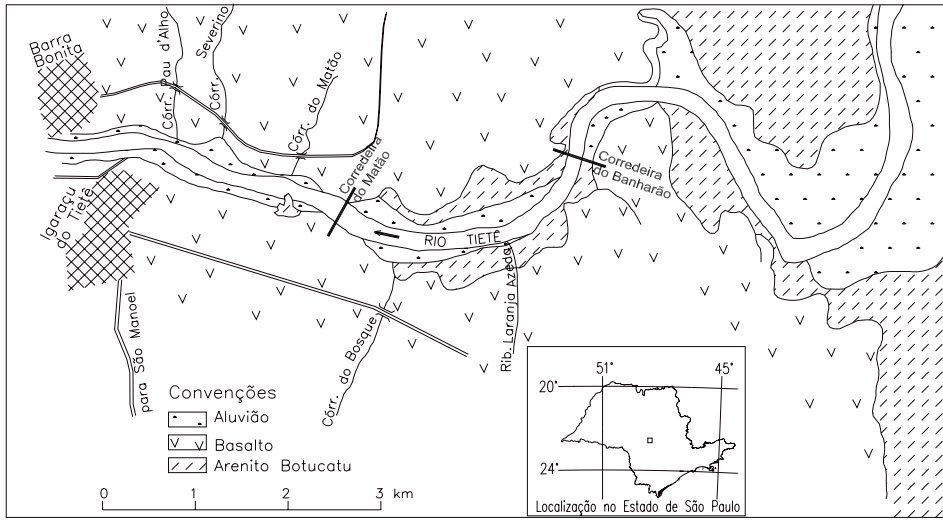


Figura 1 – Mapa geológico local com indicação dos eixos das corredeiras do Matão e do Banharão. (Fonte: Ruiz, 1969)

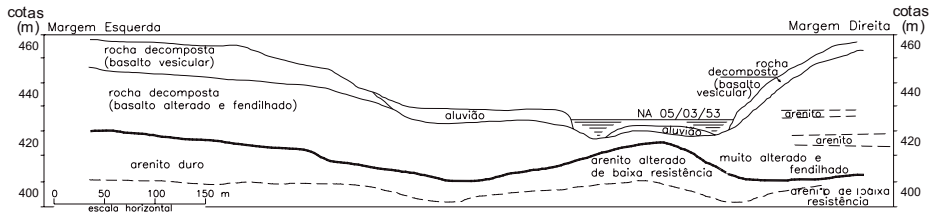


Figura 2 – Seção geológica pelo eixo da Corredeira do Banharão (eixo III). (Fonte: Ruiz, 1969)

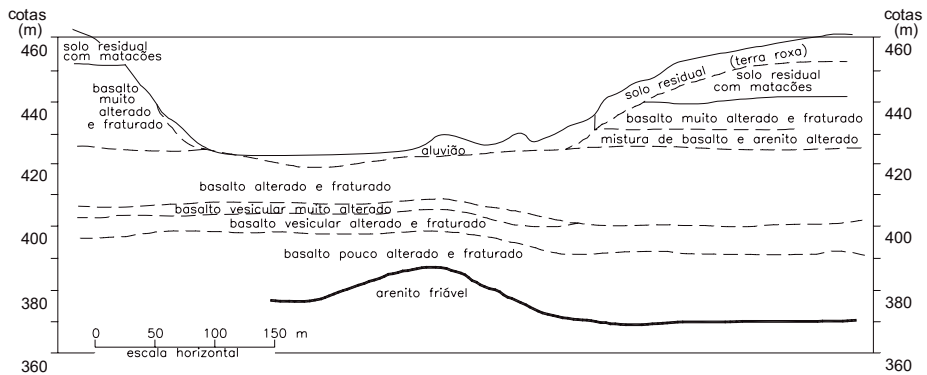


Figura 3 – Seção geológica pelo eixo da Corredeira do Matão. (Fonte: Ruiz, 1969)

## CASO 2

### A Geologia de Engenharia na definição do método de lavra e do sistema de estabilização do maciço na mina de zinco do Morro da Usina, MG

**Relatores:** Geól. Fábio Soares Magalhães e Geól. Paulo Roberto Costa Cella

#### → Circunscrição do problema

A mina subterrânea do Morro da Usina, localizada no município de Vazante, noroeste de Minas Gerais, teve suas escavações iniciadas em meados dos anos 80.

As rochas da região da mina são representadas, principalmente, por filitos e dolomitos da Formação Paraopeba, Grupo Bambuí.

As concentrações de minério de zinco (willemita) alojam-se em uma zona de cisalhamento transcorrente subvertical, de direção geral NE-SW e mergulho para NW, o que inspirou a escolha inicial do método *sublevel stoping*, por meio de painéis subverticais em lavra ascendente.

Essa estrutura geológica, com extensão de vários quilômetros e espessura superior a 50 m (zona de brechação), constitui-se de dolomito avermelhado, cisalhado e brechado, que separa o dolomito cinza superposto do dolomito róseo sotoposto, os quais apresentam foliação com baixo ângulo de mergulho para NW.

Os trabalhos aqui relatados foram realizados na mina no início dos anos 90, anteriormente à exploração comercial, e atendiam a necessidade de estudos complementares para estabilização das paredes, capa e lapa dos painéis subverticais que seriam lavrados. Esta necessidade se apresentou em razão dos problemas verificados na execução de um painel experimental, com 30 m de extensão, 10 m de largura e 18 m de altura. Fez-se necessário, para tanto, um maior detalhamento do modelo estrutural e geomecânico da mina, visando ao entendimento da variabilidade geométrica das estruturas geológicas que condicionavam as instabilidades observadas. Como será visto, estes estudos acabaram adicionalmente por revelar, com a melhor caracterização do posicionamento das estruturas e dos corpos mineralizados, que o método de lavra escolhido inicialmente mostrava-se inadequado e os problemas geomecânicos mais acentuados do que aqueles esperados.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

O detalhamento do modelo estrutural consistiu no reconhecimento da sequência temporal de dois eventos de cisalhamento que afetaram o local da mina e no levantamento sistemático das foliações miloníticas nos dolomitos, estruturas fundamentais que permitem delinear os corpos rochosos envolvidos no processo de cisalhamento, além de controlar a distribuição espacial da mineralização.

O estudo mostrou que, embora a deformação do segundo evento no interior da zona geral de cisalhamento transcorrente, de caráter inicialmente dúctil-rúptil e passando progressivamente a rúptil, tenha provocado a verticalização da foliação, isto não se deu de forma homogênea, pois não se configurou a transposição total dessa estrutura. Ao contrário, a verticalização deu-se apenas em faixas concentradas e anastomosadas no interior da chamada zona de brechação. Entremeadas nessas faixas verticalizadas, que podem atingir até 30 m de espaçamento, ocorrem pacotes de dolomitos, cuja foliação original foi pouco deformada, apresentando-se com mergulhos de baixo ângulo, correspondentes ao primeiro evento de cisalhamento.

O padrão resultante das duas fases de cisalhamento confere ao maciço complexidade estrutural patente, na qual as lentes de minério interpretadas, inicialmente na posição subvertical, apresentam-se de fato nesta situação, apenas junto das faixas mais afetadas pelo segundo evento de deformação, a exemplo do local onde foi realizado o primeiro painel experimental e definido o método de lavra original. Afastando-se lateralmente a partir dessas faixas empinadas, as lentes mineralizadas sofreram transposição pouco acentuada da foliação, embora as descontinuidades de baixo ângulo mantenham o padrão de cisalhamento e geomecânico similar ao da zona subvertical.

A superposição desses dois eventos importantes de cisalhamento induziu um estilo de compartimentação singular no maciço de dolomito brechado. O padrão entrelaçado (*braided shear zone*), com a curvatura dos planos e bifurcação das descontinuidades principais (planos de cisalhamento rúptil), configura uma geometria de compartimentação com alto grau de liberdade para a movimentação de blocos rochosos, nas paredes e no teto das aberturas.

O cenário geomecânico se complementa pela ocorrência de material argiloso de consistência média a dura, preenchendo os planos da maioria das descontinuidades, com espessura milimétrica a centimétrica. O resultado peculiar é um maciço rochoso constituído de um conjunto de blocos aglutinados de grandes dimensões, no qual o espaçamento médio entre descontinuidades, respectivamente de baixo e alto ângulo, é de 4,5 e 6,5 m, com elevado valor resultante do RQD, porém com reduzida resistência ao cisalhamento nas interfaces dos blocos, cujo ângulo de atrito preferencial foi estimado em cerca de 20°. A presença de água subterrânea agrava, localmente, as condições de estabilidade das escavações ao saturar o preenchimento argiloso.

Com base no tensor de tensões naturais, determinado através do método da sobrefuração *overcoring* a cerca de 170 m de profundidade, foi possível estimar o valor da resultante das tensões no plano médio das descontinuidades de baixo ângulo e, conseqüentemente, o valor da resistência por atrito mobilizada nesses planos, que foi avaliada em 28°. Considerando o ângulo de atrito efetivo de 20°, em razão da presença de argila nas descontinuidades

des, e à luz de uma série de rupturas, que indicavam condição generalizada de estabilidade precária do maciço, foi possível avaliar, para o conjunto dos blocos, um valor de coesão em torno de 500 kPa.

### → Formulação de soluções

Diante do detalhamento estrutural do maciço, que constatou a existência de corpos mineralizados de baixo ângulo, o método de lavra por painéis subverticais verificou-se totalmente inadequado, apontando para uma solução através de câmaras sub-horizontais, com a transferência do problema geomecânico de instabilidade das paredes inclinadas a  $70^\circ$  para tetos amplos, no minério de baixo ângulo.

A ocorrência de instabilidades frequentes do teto, com inúmeras rupturas de cunhas piramidais em zonas de cisalhamento subvertical e de grandes blocos em zonas de minério sub-horizontais, comprovou a necessidade de se definir o tipo e a intensidade diferenciada do reforço do maciço para as câmaras sub-horizontais.

Mediante avaliações empíricas da estabilidade das aberturas nas futuras dimensões finais, aliadas à verificação de instabilidades em câmaras experimentais sub-horizontais, onde apesar do maciço ter recebido reforço prévio de cabos de aço, as rupturas acentuavam-se à medida que o vão excedia 12 m, definiu-se que seria necessária a implantação de uma rede densa de cabos de aço injetados — *cable-bolts* (0,40 cabos/m<sup>2</sup>), com comprimentos de 15-18 m, em todo o teto das zonas de minério de baixo ângulo.

O motivo da instabilidade crescente do maciço a partir do vão de 12 m estava associado à redução do efeito estabilizador conferido pelo imbricamento dos vértices das lentes, o que provocava a desarticulação progressiva de um conjunto de blocos de dimensões elevadas. O combate a esse tipo de ruptura deveria ser pela ancoragem sistemática de longo alcance.

Outra alternativa considerada no estudo foi a utilização de pilares intermediários nas câmaras sub-horizontais. Entretanto, em razão da presença aleatória de descontinuidades de médio ângulo de mergulho e baixa resistência ao cisalhamento, concluiu-se que a localização dos pilares deveria ser controlada com certo rigor, para que se obtivessem pilares íntegros nesse tipo de maciço.

A solução combinada entre cabos de aço injetados e pilares, com controle rigoroso da carga efetiva que atuaria sobre ambos os elementos de reforço, através da instrumentação com *strain gages* instalados em cabos de controle, foi também avaliada, mas abandonada em face da necessidade da adoção de um projeto experimental essencialmente fundamentado no princípio observacional, que exigiria o monitoramento cuidadoso e contínuo das escavações, requerendo empenho e especialização consideráveis da equipe de lavra.

A avaliação de todas essas alternativas, em termos de eficiência, facilidades operacionais e logísticas, geometria irregular do corpo mineralizado e aspectos econômicos, conduziu a

opção pelo método de escavação e enchimento — *cut and fill* —, o qual apresenta a vantagem da seletividade e adaptação a corpos mineralizados com geometria irregular e descontínuos, caracterizando-se como um método de lavra de grande flexibilidade nesses casos.

Manteve-se a implantação de uma malha básica de cabos injetados, porém mais curtos, por motivos operacionais.

### → Acompanhamento da implantação

O acompanhamento da implantação do método de lavra selecionado não foi efetuado pelos autores, porém as informações da equipe da mina, que o realizou a partir de 1998, são de que as análises e avaliações efetuadas confirmaram-se plenamente.

### → Monitoramento do desempenho

Atualmente, em exploração comercial, a geometria dos corpos mineralizados definida pelo modelo estrutural foi confirmada, sendo que o método *cut and fill* e as medidas básicas de estabilização do maciço, por meio de cabos de aço, foram empregados com pleno sucesso.

O monitoramento está sendo levado a efeito pelas inspeções visuais sistemáticas e instalação de instrumentação específica.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Fábio Soares Magalhães e Geól. Paulo Roberto Costa Cella

---

## Bibliografia

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT. *Assessoria em geomecânica na mineração subterrânea de Vazante (MG)*. São Paulo: IPT, 1994. (IPT – Relatório, 32.032).

\_\_\_\_\_. *Dimensionamento do suporte por cabos de aço para a Mina Morro da Usina, Vazante, MG*. São Paulo: IPT, 1996. (IPT – Relatório, 34.792).

\_\_\_\_\_. *Pré-dimensionamento de pilares nas zonas de minério horizontalizado, na Mina Morro da Usina Vazante (MG)*. São Paulo: IPT, 1996. (IPT – Relatório, 34.839).

MAGALHÃES, F.S.; HASUI, Y.; PINHOTTI, M.C.; RIGOBELLO, A.E.; SANTOS, R.D.; GRAÇA, R. A influência do modelo estrutural na escolha do método e estabilização de lavra subterrânea. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE ROCHAS, 1, 1994, Foz do Iguaçu. *Anais*. Foz do Iguaçu: ABMS/CBMR, 1994. p. 287-294.

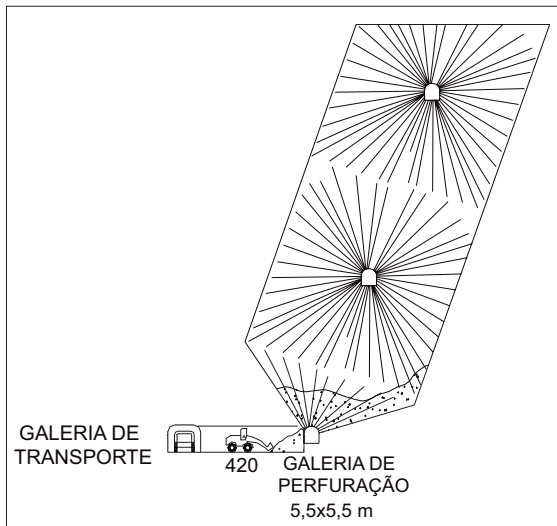


Figura 1 – Painel subvertical lavrado pelo método sublevel stoping. (Figura dos Relatores)

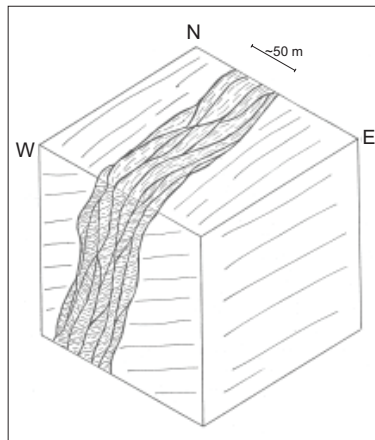


Figura 2 – Modelo geométrico esquemático da zona de cisalhamento. (Figura dos Relatores)

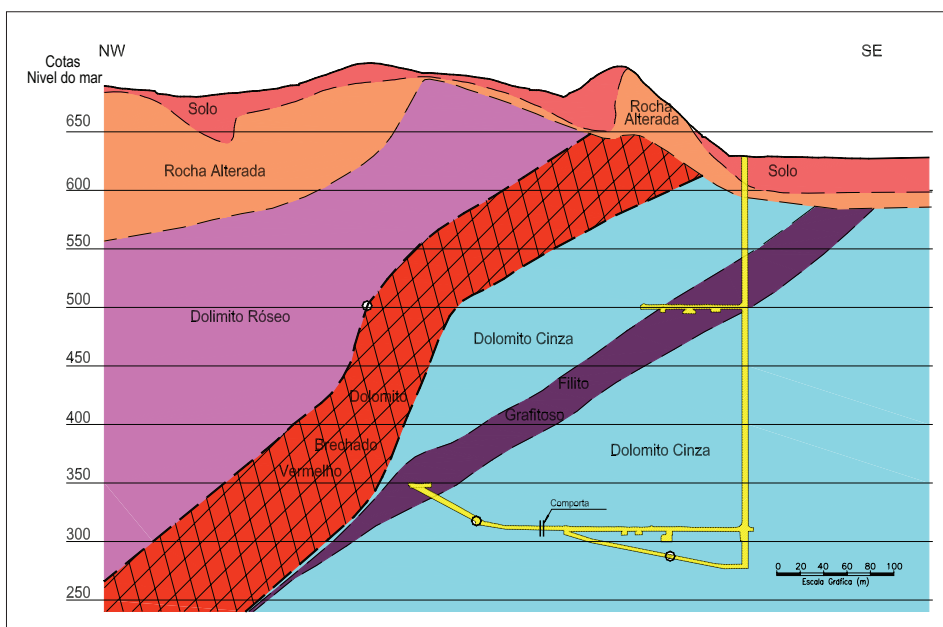


Figura 3 – Seção geológica da mina Morro da Usina. (Figura dos Relatores)

## CASO 3

### Plano Preventivo de Defesa Civil (PPDC) para escorregamentos no trecho paulista da Serra do Mar, SP

**Relatores:** Geól. Leandro E. S. Cerri, Geól. Eduardo Soares de Macedo, Geól. Agostinho Tadashi Ogura e Geól. Jair Santoro

#### → Circunscrição do problema

Com registros que remontam o século passado, são comuns, a cada período chuvoso, acidentes geológicos associados à ocorrência de escorregamentos em encostas ocupadas dos municípios paulistas da Baixada Santista (Santos, São Vicente, Cubatão e Guarujá) e do Litoral Norte (São Sebastião, Ilhabela, Caraguatatuba e Ubatuba). Com frequência, estes acidentes têm acarretado, além de prejuízos materiais, a perda de muitas vidas humanas. As áreas atingidas correspondiam aos setores de encostas que foram ocupados sem critérios técnicos adequados, especialmente pela população de baixa renda que aí encontrava sua alternativa de moradia.

No final da década de 80, diante da dimensão do problema, do grande número de pessoas instaladas nas áreas de risco de escorregamentos, do aumento da frequência de ocorrência de acidentes e das crescentes consequências registradas, havia a necessidade de estudos que resultassem na indicação de alternativas de solução do problema. Os estudos realizados permitiram apontar a necessidade concomitante de:

- a) reduzir os riscos instalados, por meio da implantação de obras de estabilização de encostas;
- b) evitar a instalação de novas situações de risco, por meio do estabelecimento de critérios técnicos para a expansão e adensamento da ocupação, a partir da elaboração de cartas geotécnicas; e
- c) conviver com os riscos atuais de modo relativamente seguro, até que o problema fosse efetivamente solucionado.

As duas primeiras proposições (obras de estabilização de encostas e cartas geotécnicas) já representavam, na época, áreas consolidadas de atuação da Geologia de Engenharia. Por outro lado, instrumentos que possibilitassem a convivência em níveis relativamente seguros com os riscos de escorregamentos representavam um grande desafio.

A hipótese inicialmente formulada correspondia à possibilidade de acompanhar a evolução das áreas de instabilidade, de modo que, anteriormente à ruptura, a população instalada nas áreas de risco pudesse ser preventivamente removida para locais seguros.

Para viabilizar tecnicamente esta possibilidade, era necessário identificar tanto os locais que apresentavam risco (definição espacial) quanto as circunstâncias em que as rupturas



ocorriam (definição temporal). Tais aspectos remetiam, necessariamente, ao preciso entendimento da tipologia e do mecanismo dos processos, bem como de seus condicionantes naturais e antrópicos e de seu principal agente deflagrador, a pluviosidade.

### → Análise e diagnóstico do fenômeno

A grande maioria dos escorregamentos naturais na área de interesse correspondia a escorregamentos planares de solo (translacionais rasos). Tais processos caracterizam-se por mobilizar pequenos volumes de solo laterítico (algumas vezes incluindo o solo saprolítico e blocos rochosos), envolvendo cerca de 0,5 a 1,0 m de solo, com cicatrizes alongadas (com dimensão dependente da amplitude da encosta ou talude) e estreitas (em geral de 2 a 3 m).

Entretanto, os escorregamentos mais problemáticos para a segurança da população local ocorriam principalmente, e de forma induzida, nas áreas ocupadas, em taludes de corte, “aterros” lançados e acúmulos de lixo e entulho; o que, por si só, configurava situações muito mais instáveis. A partir do registro de determinados índices pluviométricos o material pode ser mobilizado destruindo as moradias localizadas a jusante ou imediatamente a montante.

A identificação das áreas de risco (definição espacial) foi realizada a partir do reconhecimento, no campo, de feições naturais e/ou antrópicas que indicassem maior ou menor possibilidade de ocorrência de rupturas. As situações de risco identificadas abrangiam desde casos sem risco aparente, passando por situações de baixo e de alto risco, até casos de risco iminente, ou seja, observação de feições de instabilidade que indicavam um estágio tão evoluído do processo que a ocorrência de ruptura poderia ser observada a partir do registro das primeiras chuvas. Para as situações de risco iminente identificadas eram propostas medidas de emergência.

Pesquisas anteriores sobre a correlação quantitativa entre chuvas e escorregamentos nas encostas da Serra do Mar, em Cubatão, definiram os índices pluviométricos (Quadros 1 e 2), a partir dos quais é elevada a probabilidade de ocorrência de escorregamentos (definição temporal). Tais pesquisas indicavam a importância do histórico pluviométrico na deflagração dos escorregamentos. Quanto maior a pluviosidade registrada em um período de três a quatro dias, menor era a intensidade de chuva horária subsequente necessária para deflagrar os escorregamentos.

<b>CPC = li / (K x Aci<sup>+0.933</sup>)</b>	
<b>CPC</b>	Coeficiente de precipitação crítica
<b>li</b>	Intensidade horária (mm/h) numa hora i
<b>K</b>	Constante para a envoltória de escorregamentos
<b>Aci</b>	Precipitação pluviométrica acumulada nas 84 horas anteriores à hora i

Quadro 1 – Equação para cálculo do coeficiente de precipitação crítica (CPC), válido para Cubatão

PROCESSOS	VALORES DE CPC
Escorregamentos induzidos	$1,0 \leq \text{CPC} < 1,4$
Escorregamentos esparsos	$1,4 \leq \text{CPC} < 2,1$
Escorregamentos generalizados	$2,1 \leq \text{CPC} < 4,1$
Corridas de massa	$\text{CPC} \geq 4,1$

Quadro 2 – Valores de CPC para diferentes processos de escorregamentos (tipologia e densidade de ocorrência)

### → Formulação de soluções

Para definir as circunstâncias nas quais seria necessária a remoção da população instalada nas áreas de risco, anteriormente à ocorrência de escorregamentos, foi elaborado o Plano Preventivo de Defesa Civil (PPDC), o qual reúne um conjunto de ações voltadas ao monitoramento das áreas de risco anteriormente identificadas. Assim, observada a iminência de ruptura, a população ameaçada é preventivamente removida para local seguro. O PPDC foi estruturado em quatro níveis (Quadro 3), a partir dos quais eram implementadas as ações e medidas preventivas preconizadas. Também foi estabelecido que, previamente ao início da operação do PPDC, não deveria haver situações de risco iminente que não tivessem sido objeto de intervenção para a eliminação e/ou redução do risco.

NÍVEL DO PLANO	PRINCIPAL AÇÃO CORRESPONDENTE
Observação	Acompanhamento dos índices pluviométricos e da previsão meteorológica
Atenção	Vistorias de campo nas áreas de risco anteriormente identificadas
Alerta	Remoção preventiva da população instalada nas áreas de risco iminente, indicadas pelas vistorias de campo
Alerta Máximo	Remoção preventiva de toda a população instalada nas áreas de risco

Quadro 3 – Níveis do Plano Preventivo de Defesa Civil e principais ações correspondentes

O PPDC é implantado ao longo de todo o período chuvoso (desde 1988/89) e, desta forma, no início da operação do Plano a cada ano entra-se no nível de Observação. Neste nível acompanha-se o comportamento da pluviosidade e da previsão meteorológica. A pluviosidade foi escolhida como o primeiro dos parâmetros a serem monitorados tanto por corresponder ao agente deflagrador dos processos como pela facilidade de sua medição.

A passagem para o nível de *Atenção* foi definida a partir do registro de índices pluviométricos críticos associados à previsão de continuidade de chuvas, dada pela meteorologia. Para a definição dos índices críticos de chuva foi utilizado o modelo de correlação entre chuvas e escorregamentos, anteriormente referido. A partir deste modelo, foram analisa-

dos os eventos pluviométricos que acarretaram acidentes no passado recente nas áreas de interesse e, com a análise destes eventos pluviométricos considerando o papel do histórico de chuva e da pluviosidade horária que efetivamente deflagra os escorregamentos, estabeleceram-se os índices pluviométricos críticos para a Baixada Santista (100 mm de chuva acumulada em 72 horas) e para o Litoral Norte (120 mm de chuva acumulada em 72 horas).

Atingidos estes índices, e com a indicação da meteorologia quanto à continuidade de chuvas, caracteriza-se a entrada no nível de Atenção, que remete às vistorias das áreas de risco anteriormente identificadas, para verificação da ocorrência de novas situações de risco iminente. Se constatadas tais situações, passa-se ao nível de *Alerta* e procede-se à remoção preventiva da população em risco iminente.

No caso de registro de escorregamentos, associados à previsão de ocorrência de novas chuvas, entra-se no nível de *Alerta Máximo* e procede-se à remoção de toda a população instalada nas áreas de risco.

### → Acompanhamento da implantação

O PPDC foi implantado sob a coordenação da Defesa Civil do Estado de São Paulo, tendo como responsáveis técnicos o IPT e o IG – Instituto Geológico. A parceria com as Defesas Civas dos municípios envolvidos acarretou a necessidade de treinamento de seus funcionários, membros da comunidade, voluntários e moradores das áreas de risco.

De 1990 a 1999 foram ministrados 69 cursos, para os oito municípios, num total aproximado de 1.500 alunos. O treinamento inclui o sistema operacional do PPDC e a metodologia para vistorias de campo. Desta forma, os alunos dos cursos tornam-se aptos a operar o Plano e realizar as vistorias de campo, à procura de situações de risco iminente, com um nível de segurança aceitável.

### → Monitoramento do desempenho

Quando se inicia a operação do Plano (mês de dezembro), as equipes técnicas do IPT e do IG permanecem em plantão 24 horas/dia, acompanhando os índices pluviométricos, meteorologia e os resultados das vistorias de campo, realizadas pelas equipes das Defesas Civas municipais. A partir da identificação de situações de risco iminente, já no nível de *Alerta*, as equipes do IPT e do IG deslocam-se para os municípios, onde auxiliam as equipes municipais e dão assessoria à Defesa Civil Estadual.

Desde a implantação do Plano (1988/89) até a operação 1999/2000, foram realizados 140 atendimentos (deslocamento de equipes até os municípios). Estes atendimentos, que incluem várias vistorias cada um, e a análise dos índices pluviométricos utilizados como referência para a deflagração de ações, permitiram avaliar que os parâmetros técnicos do Plano têm sido confiáveis.

Os resultados podem ser observados na diminuição do número de vítimas fatais e feridos. Foram removidos preventivamente mais de quatro mil moradores de áreas de risco, ocorrendo casos em que os escorregamentos aconteceram logo após as remoções.

Além do menor número de vítimas, outros resultados podem ser contabilizados: montagem de Defesas Civas municipais com técnicos treinados, maior preocupação das prefeituras na fiscalização, controle e recuperação das áreas, maior conscientização das populações moradoras.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Leandro E. S. Cerri, Geól. Oswaldo Augusto Filho, Geól. Agostinho Tadashi Ogura, Geól. Eduardo Soares de Macedo, Geól. Julian G. A. Almeida, Geól. Cassandra Maroni Nunes e Geól. Jair Santoro

---

## Bibliografia

- CERRI, L.E.S. *Riscos geológicos associados a escorregamentos: uma proposta para a prevenção de acidentes*. Tese de Doutorado, IGCE, Universidade do Estado de São Paulo. Rio Claro, 1993. 197p.
- MACEDO, E.S.; SANTORO, J.; OGURA, A.T. Landslide warning system in Serra do Mar slopes, São Paulo, Brazil. In: CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR ENGINEERING GEOLOGY AND THE ENVIRONMENT, 8, 1998, Vancouver. *Proceedings*. Rotterdam: A.A. Balkema, 1998. v.3, p.1967-1972.
- TATIZANA, C.; OGURA, A.T.; CERRI, L.E.S.; ROCHA, M.C.M. Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos na Serra do Mar, município de Cubatão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1987. v.2, p.225-236.



Figura 1 – Aula de campo sobre cadastramento de riscos de escorregamentos para pessoal da Defesa Civil de Ilha Bela (SP). (Foto IPT)

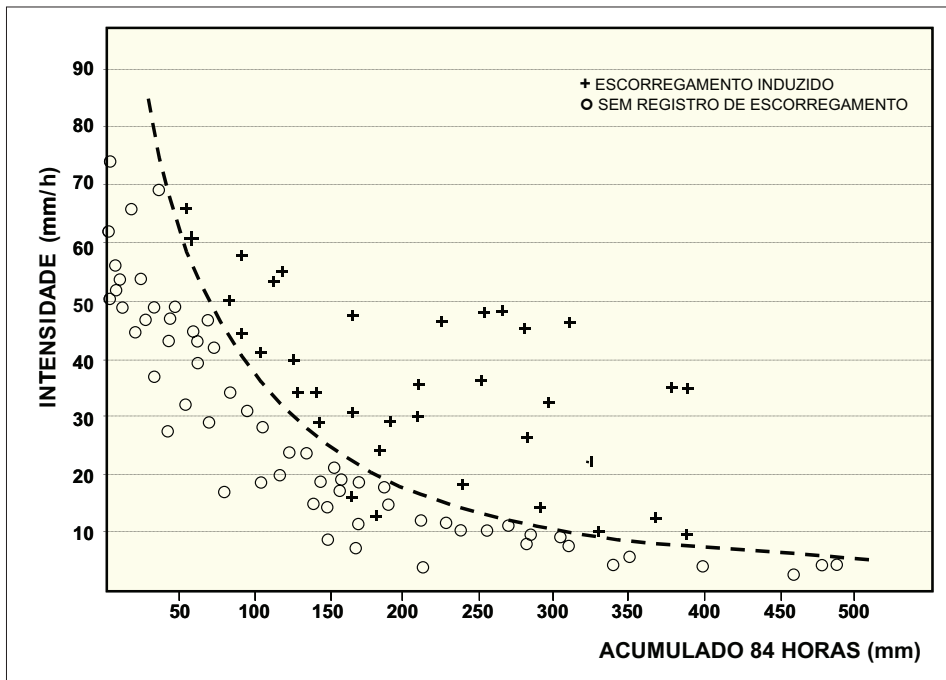


Figura 2 – Gráfico de correlação chuva x escorregamentos, construído para a região de Cubatão. (Fonte: Tatizana et al. 1987, modificado)

## CASO 4

### Escorregamento de talude de corte na Rodovia Washington Luiz (SP- 310)

**Relatores:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos e Geól. Eraldo Luporini Pastore

#### → Circunscrição do problema

Em 1978, a Divisão de Minas e Geologia Aplicada do IPT foi chamada pelo DER – Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo para analisar e dar solução a escorregamento em evolução em talude de corte no km 195 da Rodovia Washington Luiz (SP-310), próximo à cidade de Rio Claro (SP). O km 195 situa-se na Serra dos Padres, denominação local da Serra Geral, limite oeste da Depressão Periférica. O talude de corte afetado tem forma convexa, extensão de aproximadamente 160 m, altura média de 40 m e inclinação média de 27°.

O escorregamento já havia provocado a interdição da faixa contígua da pista ascendente e ameaçava atingir as duas pistas integralmente.

Estão presentes regionalmente a Formação Botucatu, intrusões e derrames de rochas basálticas, Formação Piramboia e Formações Superficiais (paleocolúvios). No local não foi identificada a Formação Piramboia.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

Informações do pessoal encarregado pelo trecho deram conta de que a movimentação iniciou-se algum tempo após o alargamento da estrada (em direção ao corte) para a implantação da pista ascendente, o que sugeriu como causa mais imediata o desbalanceamento do equilíbrio entre forças atuantes e resistentes, como consequência do alívio de peso na base do talude.

Adicionalmente, a forma convexa do corte, trincas de tração de montante e o “alteamento” do pé do talude sugeriam a hipótese de uma ruptura circular profunda.

No entanto, a inclinação média do talude e os parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento comuns aos principais materiais afetados (arenito e alterações de diabásio) não subsidiavam a hipótese de ruptura profunda naquelas condições.

A investigação de Geologia de Engenharia esclareceu definitivamente o fenômeno. Uma família de fraturas residuais subverticais a montante do talude, paralelas e subparalelas ao eixo da rodovia, evidenciadas por fendas de tração, rebaixavam drasticamente a resistência ao cisalhamento no segmento vertical da superfície teórica de ruptura. Ao mesmo tempo, foi detectada em profundidade uma brecha geológica argilosa (espessuras de 0,2 a 1,5 m) sub-horizontal (mergulho médio de 8% em direção à pista), com parâmetros de resistência extremamente baixos, ao longo de todo o contato inferior do *sill* de diabásio e o arenito. Além disso, esta brecha, com baixíssima permeabilidade, sustentava um lençol suspenso com consequente redução da resistência local ao cisalhamento.

Chegou-se assim à definição do fenômeno: ruptura profunda (não circular) em maciço heterogêneo provocada pelo alívio de peso ao pé do talude, desbalanceando o equilíbrio anterior entre esforços atuantes e resistentes; ruptura que se tornou possível pelo rebaixamento dos parâmetros de resistência provocado, a montante, por fraturamento residual no corpo alterado do *sill* de diabásio, e no plano sub-horizontal, pela ocorrência de brecha argilosa saturada (com lençol suspenso) acompanhando o contato inferior arenito/diabásio.

A investigação de Geologia de Engenharia serviu-se de análises táctil-visuais de campo, de sondagens a percussão e rotativas, de análises petrográficas, de instalação de inclinômetro e medidores de nível d'água e de ensaios geotécnicos.

### → Formulação de soluções

Com as condições de contorno anteriormente descritas, foram realizados estudos de retroanálise pelo método de Spencer (1967), admitindo-se a hipótese de ruptura não circular profunda.

Uma inteira confiança no diagnóstico e nas suas quantificações geotécnicas proporcionou a necessária segurança e apontou a pertinência técnica da solução então recomendada: retaludamento com descarregamento de montante e carregamento ao pé do corte. Para tanto, foram avaliadas diversas relações corte/aterro de forma a se chegar ao maior Fator de Segurança recomendável com o menor movimento de terra possível; fator este que, aliado à boa trabalhabilidade dos materiais geológicos presentes e à disponibilidade no local do maquinário necessário, determinou a conveniência econômica da solução indicada frente a outras alternativas.

Adicionalmente, foi projetado um dreno longitudinal ao pé do talude com o objetivo de captar o lençol suspenso no contato brecha/arenito, e assim melhorar os parâmetros geotécnicos de resistência nesta zona através da redução dos efeitos de pressões neutras.

### → Acompanhamento da implantação

Todos os passos da obra foram acompanhados pela equipe técnica, não surgindo necessidade de alterações ou complementações de projeto.

### → Monitoramento do desempenho

O monitoramento baseou-se em inspeções de campo, especialmente com medições do inclinômetro, exame de eventual trincamento ou deformações nas canaletas de drenagem de concreto construídas no vértice interno das bermas do talude resultante e inspeções visuais do pé do talude. Nos meses que se seguiram à implantação do projeto, não foi detectada nenhuma evidência superficial ou profunda (inclinômetro) de qualquer movimentação. Este monitoramento, após um ano, foi repassado ao pessoal responsável pelo trecho. O talude continua até hoje, 20 anos após a obra concluída, inteiramente estável.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos, Geól. Eraldo Luporini Pastore, Eng. José Álvaro Pedrosa e Eng. Geraldo Gama

---

## Bibliografia

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT. *Estudo geológico-geotécnico e projeto de estabilização de taludes da Rodovia Washington Luiz, SP-310, na travessia da Serra dos Padres*. São Paulo: IPT, 1979. (IPT – Relatório, 13.062).



*Figura 1 – Notar a dimensão do talude e os primeiros efeitos do escorregamento (levantamento) sobre a pista ascendente da rodovia; logo em seguida, inteiramente interditada. (Foto do Autor)*





Figura 2 – Detalhe da foto anterior. (Foto do Autor)

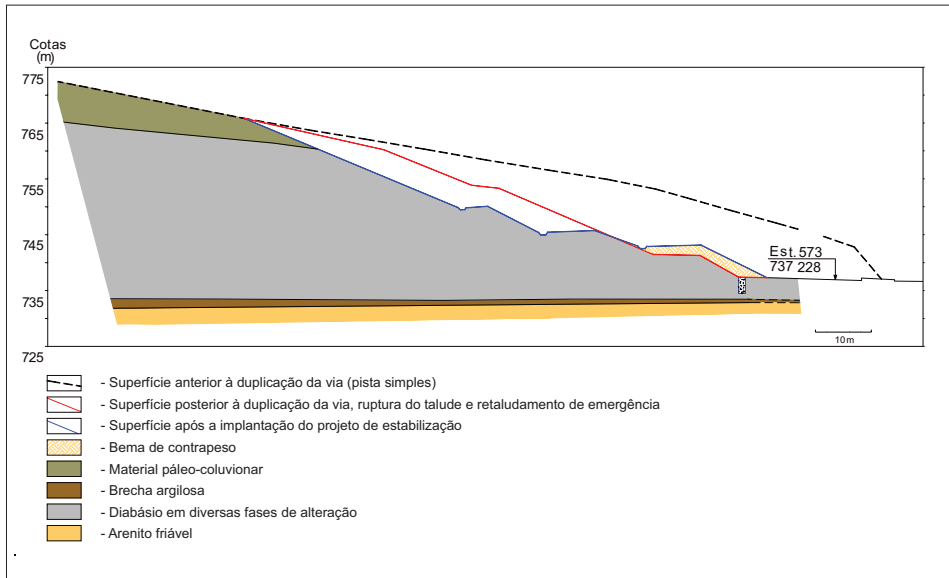


Figura 3 – Seção geológica de projeto pelo eixo do escorregamento. (Figura do Autor)

## CASO 5

### Reabilitação de uma boçoroca em Contagem, MG

**Relator:** Geól. Edézio Teixeira de Carvalho

#### → Circunscrição do problema

Ao longo do ano de 1990, como parte do Programa de Desenvolvimento Ambiental de Vargem das Flores, foram executados estudos de Geologia de Engenharia para estabilização de boçoroca urbana em Contagem (MG), próxima ao centro. A referida boçoroca apresentava na ocasião os seguintes aspectos disfuncionais para o desempenho do aparelho urbano: poluição visual; área de risco para moradias situadas na crista do talude de uma das bordas e no interior da feição; lançamento de lixo pelos moradores, gerando condições sanitárias impróprias com a poluição de nascente local e formação de chorume; quebra da continuidade urbana; perda de 330.000 m<sup>3</sup> de reservatório poroso, com capacidade de armazenamento mínima de 10% deste volume.

A boçoroca, provavelmente associada ao Ciclo do Ouro, desenvolveu-se em terreno gnáissico (Complexo Belo Horizonte) com espesso manto de intemperismo em vertente de declividade média da ordem de 15%. Não obstante a longa inatividade, as paredes ainda se apresentavam subverticais e o interior vazio, com o fundo apresentando um tapete de areia fina com mais de 300 m de extensão e declividade média da ordem de 6% e local de 2,5%. Potente veio de quartzo responde pelos cotovelos observados na parte baixa da feição. A boçoroca exibia num dos flancos contorno regular e no oposto ramificações, com feições satélites, onde se manifestava reativação local vinculada a fluxo d'água proveniente de telhados de edificações vizinhas do tipo galpão.

Como característica típica do processo de boçorocamento da área, a feição alcançava as proximidades de divisor local e tinha outras feições vizinhas, formando agrupamento que caracteriza um *campo de boçorocas*.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

A boçoroca em questão preenche as características típicas de milhares de feições similares nos domínios citados. As mais visíveis marcas pontuais de ações antrópicas que dão início ao processo de boçorocamento são antigas valas divisórias ao longo de espigões, estradas rurais, trilhas de tropeiros, caminhos de gado, trincheiras feitas por faiscadores, todas essas ações tendo como pano de fundo comum o desmatamento colonial extrativista e roçados para agricultura e pecuária de subsistência e comercial.

A concentração de águas superficiais proporcionada por intervenções como as referidas abre os primeiros sulcos, que se aprofundam em pulsos sazonais, até ser alcançado o lençol freático. Deste ponto em diante, a erosão ravinosa pode transformar-se numa boçoroca

típica, uma vez presentes as condições abaixo expostas. O fluxo subterrâneo solapa as paredes em processo de erosão interna e o superficial remove as partículas liberadas no processo anterior e os escombros aluídos das paredes, as quais todavia permanecem subverticais.

Para a instalação e desenvolvimento dos mecanismos descritos, a literatura (Carvalho, 1992) ressalta as seguintes condições essenciais:

- 1) estações chuvosa (80% das chuvas de outubro a março) e seca bem definidas; e
- 2) presença de espesso manto de intemperismo pedologicamente bem diferenciado, com horizonte superficial argiloso, dotado de coesão significativa.

A primeira condição provê fluxos subterrâneo e superficial na estação chuvosa; na seca, cumprem-se condições preparatórias — fissuração solar das paredes subverticais e rebaiamento do lençol freático na periferia.

A segunda condição proporciona paredes subverticais estáveis na capa argilosa e armazenamento de água nesta e abaixo, em terreno silto-arenoso sem coesão. Truncado pela abertura da face, este horizonte sedia fluxo sob forte gradiente hidráulico de saída, capaz de desarticular o solo e de dar início ao transporte. Por outro lado, sem a coesão da capa argilosa, as paredes não se manteriam por tempo suficiente para que se removessem eficazmente os escombros disponíveis; se não houver esse tempo, a evolução da boçoroca cessa naturalmente por escorregamento das paredes e fechamento da feição.

As boçorocas enquadradas neste mecanismo *clássico* extinguem-se naturalmente quando, aproximando-se a cabeceira do topo da vertente, se esgota o suprimento de água subterrânea (e reduz-se o superficial externo à feição) e o mecanismo de erosão interna evanesce. Nesses casos, sem intervenção externa, a cabeceira mantém-se subvertical indefinidamente, não tendo este relator detectado caso em que a regra tenha sido quebrada.

### → Formulação de soluções

A exigência essencial para garantir a estabilização da boçoroca é impedir a remoção do solo mobilizado por erosão para fora da feição. Impedida essa remoção, o gradiente hidráulico associado ao fluxo subterrâneo não se desenvolve ou é atenuado. Isto determina a extinção do processo (como o corte do oxigênio extingue o incêndio).

Sequência de implantação: enchimento da feição com material terroso e entulho inerte, sem compactação, senão a dada pela máquina de espalhamento, conformando sequência de patamares planos intercalados com taludes suaves, visando à retenção de material eventualmente erodido (drenagem de fundo e saneamento prévio do terreno constituíram operações no caso desnecessárias e indesejáveis; especialmente a drenagem de fundo apresenta-se como uma operação contraditória conceitualmente e sem justificativa geotécnica); execução de dique retentor frontal e de cisternas de colunas de concreto poroso executadas concomitantemente com o

enchimento, visando o aumento da eficiência do processo de infiltração de águas pluviais durante as chuvas e o aproveitamento temporário maior possível do volume poroso acima do lençol freático futuro. Implantada a solução, forças de percolação descendentes, águas de chuva, carregam finos e preenchem os vazios do material, além de dissipar gradualmente a carga de poluentes associada à pequena quantidade de lixo soterrado e às contaminações dos entulhos.

### → Acompanhamento da implantação

O acompanhamento foi efetuado por meio de visitas e contatos periódicos com o geólogo responsável pela condução do enchimento da feição. Duas recomendações do projeto não foram atendidas: as cisternas de infiltração não foram implantadas e, até o presente, o dique retentor não foi executado. Quanto às cisternas, alegou-se dificuldade operacional, de compatibilização da implantação com o lançamento. Quanto ao dique, a protelação foi motivada por falta de recursos no início da operação e sob o argumento de que o enchimento iniciou-se a partir da cabeceira, havendo distância suficiente para imobilização no fundo da boçoroca dos materiais removidos por erosão do talude frontal de lançamento. Compreendem os executores que o dique, não obstante aparente ociosidade estrutural, é elemento essencial para a fixação do pé do primeiro talude, protegendo-o contra a erosão. Agrego a essa convicção argumento adicional: o perfeito acabamento da obra é fator decisivo para a fixação de um padrão de qualidade transmitido pela municipalidade aos demais agentes da construção urbana.

Quanto aos demais aspectos executivos, desenvolveram-se dentro das recomendações, devendo ser assinalado que a descontaminação do entulho limitou-se a itens de interesse dos catadores (papéis, vergalhões recuperados a marreta, chapas, perfis, tubos de aço e plástico, peças de madeira).

### → Monitoramento do desempenho

O monitoramento superpôs-se ao acompanhamento, tendo-se desde o início verificado a formação de chorume ao pé do talude frontal e a estabilidade desse talude por meios visuais. Não se observaram movimentações de porte. Acompanhou-se a formação de fissuras paralelas ao *front* de lançamento, sem comprometimento para o resultado final, mas perigosa para a operação dos caminhões basculantes. Na presença de fissuras perigosas, nos casos de ser desnecessária a descontaminação, o basculamento era feito próximo à borda, deixando o empurrão final para o trator.

Parte do monitoramento vincula-se ao chorume, reconhecido por turbidez de coloração plúmbeo-negra, já extinto no final de 1999. Deve a Prefeitura proceder a análises químico-bacteriológicas da água, de aspecto cristalino, que escoava a jusante.

Análise de custo/benefício realizada após a execução dos serviços de recuperação da boçoroca indica amplo sucesso técnico-econômico da operação.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Edézio Teixeira de Carvalho, Geól. João Batista Garcia e Eng. Célia Cristina Zatti de Lima

---

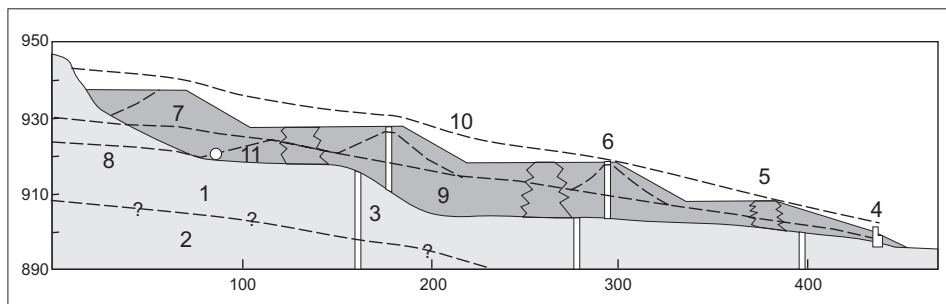
## Bibliografia

CARVALHO, E.T. O mecanismo das voçorocas. In: SIMPÓSIO SITUAÇÃO AMBIENTAL E QUALIDADE DE VIDA NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELO HORIZONTE E MINAS GERAIS, 2, 1992, Belo Horizonte. *Anais*. Belo Horizonte: ABGE – Núcleo MG, 1992. p.71-73.

\_\_\_\_\_; PRANDINI, F.L. Áreas Urbanas. In: OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. (Eds.). *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE, 1998. p.487-497.



*Figura 1 – Foto de voçoroca antes dos trabalhos de estabilização e recuperação. (Foto arquivo Edézio T. Carvalho)*



*Figura 2 – Perfil esquemático da solução implantada. 1 – manto de intemperismo; 2 – substrato gnáissico; 3 – veio de quartzo; 4 – dique retentor; 5 – maciço estabilizador de entulho de alvenaria, do projeto conceitual (dado que o entulho de alvenaria era o material predominante, tal cuidado executivo tornou-se dispensável); 6 – cisternas de infiltração (cuja execução se destinaria a dispensar canaletas de drenagem); 7 – posição futura do lençol freático; 8 – posição do lençol freático atual; 9 – perfil do fundo da boçoroca; 10 – perfil do terreno anterior ao processo de boçorocamento, reconstituído esquematicamente; 11 – nascente tecnogênica. (Foto arquivo Edézio T. Carvalho)*



*Figura 3 – Foto mostrando o primeiro patamar após conclusão dos serviços de terraplenagem. (Foto arquivo Edézio T. Carvalho)*

# CASO 6

## Alterabilidade de basaltos em obras de engenharia, SP

**Relator:** Geól. Ely Borges Frazão

### → Circunscrição do problema

As efusões basálticas do Mesozoico cobriram vasta área no sul-sudeste do continente sul-americano (1.200.000 km<sup>2</sup>).

Derrames de lavas, de espessuras variáveis, desde decimétricas a métricas, se superpuseram em espessos pacotes que, em alguns locais, alcançam centenas de metros. A coloração varia entre preta, cinza-avermelhada e cinza-esverdeada, e as estruturas variam entre as maciças, as vesiculares, as amigdaloidais e as vesículo-amigdaloidais.

Estes derrames estão hoje aflorantes em considerável área do sul-sudeste (produzindo por intemperismo e pedolização solos de alta fertilidade) ou subjacentes a outras litologias em profundidades variáveis, de tal modo que várias obras de engenharia, de alguma forma, os tiveram, os têm e os terão como palco de suas implantações.

No Estado de São Paulo, por exemplo, os rios Grande, Paranapanema, Tietê e Paraná, principalmente, tiveram suas águas represadas por grandes barragens, cujas obras se fundaram em basaltos e demandaram volumes imensos de concreto, tendo estas rochas como principal fonte natural de agregados graúdos, obtidos por britagem, e, às vezes, usados em combinação com cascalhos, originados dos minerais de preenchimento de amígdalas, liberados pela intemperização dos basaltos, e colhidos nas várzeas e leitos desses rios.

Expressiva também foi a utilização dos basaltos como enrocamentos dos setores de solo compactado de barragens e de aterros viários; da mesma forma como o foi na constituição de lastros ferroviários.

Diversos tipos petrográficos de basaltos costumam, no entanto, a apresentar problemas de desagregação quando utilizados como materiais de construção civil.

Diferentes exemplos de casos brasileiros podem ser citados:

- a) Ruiz (1963) constata desagregação em fragmentos de basaltos usados como proteção de talude de montante das enscadeiras de terra compactada da Barragem de Jupuí;
- b) Farjallat (1969) relata a desagregação precoce de fragmentos de basaltos usados como enrocamento de proteção dos pilares da ponte sobre o Rio Sucuriú, próximo ao Complexo Hidrelétrico de Urubupungá (Jupuí-Ilha Solteira);
- c) Paes de Barros (1972) cita diversidade de características físicas e físico-mecânicas de basaltos de um pacote de derrames, em Capivara, e destaca os problemas geomecânicos de uma mistura de rocha basáltica friável com fragmentos semiconsistentes;

- d) Nieble e Cruz (1970) revelam a deformabilidade excessiva e diminuição da resistência ao cisalhamento deste tipo de basalto;
- e) Frazão (1987) relata a constatação da presença de basaltos vesiculares totalmente desagregados em centenas de metros de lastro ferroviário da Rede Ferroviária Federal, no Rio Grande do Sul;
- f) Minicucci e outros (1990) descrevem as características dos basaltos da região da UHE de Três Irmãos, identificam os muito desagregáveis e destacam a sua influência nas características do concreto e em enrocamento.

### → Análise e diagnóstico do fenômeno

Após extensas pesquisas laboratoriais e de campo, concluiu-se que os tipos petrográficos que criaram os citados problemas para a engenharia apresentavam altos teores em argilominerais expansíveis por absorção d'água (esmetitas). A presença destes (o que já denota um dado grau de alteração, do tipo hidrotermal), associada à microfissuração (devido ao rápido resfriamento das lavas), propiciava a desagregabilidade até de alguns tipos petrogáficos que se esperavam duráveis, a julgar, inicialmente, pelo seu bom comportamento ante ensaios físicos e físico-mecânicos.

A ação indesejável das esmetitas nos basaltos se deve à sua capacidade de desenvolver pressões nos interstícios da rocha, devido à sua expansão gerada pela absorção d'água e à sua contração quando da dessorção, facilitadas que são pela presença de microfissuras e poros intercomunicantes singenéticos. Tal manifestação só é evidenciada ou acelerada se, entretanto, houver a exposição dos basaltos aos fatores climáticos atuais, seja por simples remoção do regolito que os capeiam, seja por escavações que promovam a exibição da rocha fresca, seja por fissuração aumentada por detonações ou por britagem. As ações climáticas, por sua vez, promoverão oscilação de umidade e de temperatura, sejam restritas ao ambiente criado pela obra, sejam de ordem regional.

### → Formulação de soluções

Ante tais manifestações, reversões de expectativas ocorreram, na maioria dos casos, pela crença de que apenas as propriedades físicas, determinadas por ensaios, seriam suficientes para se bem conhecer a qualidade de um material de construção.

De posse do conhecimento geológico, particularmente o petrológico, o geólogo de engenharia pôde adequadamente diagnosticar o fenômeno, encontrar suas causas e propor soluções corretivas ou minimizadoras das nefastas consequências, em consonância com os critérios de um projeto de engenharia. Neste enfoque, citam-se as condutas adotadas para os casos acima relatados:



- a) de acordo com Ruiz e Farjallat, as soluções propostas foram as de se proceder a complementação do enrocamento com basaltos duráveis;
- b) conforme Frazão, a recomendação foi a de substituir totalmente o lastro desagregado por basaltos não desagregáveis disponíveis na região;
- c) Nieble, Cruz e Paes de Barros relatam aproveitamento de rocha basáltica friável e fragmentos, por seu baixo custo de escavação, como camada de transição entre o aterro de terra compactada e o enrocamento de basaltos estáveis;
- d) Minicucci et al. propuseram, com base em experimentos prévios de laboratório, um tratamento dos basaltos muito desagregáveis por imersão destes em solução de cloreto de potássio seguida de aquecimento a 300°C, de forma a eliminar a potencialidade à expansão das esmectitas neles contidas.

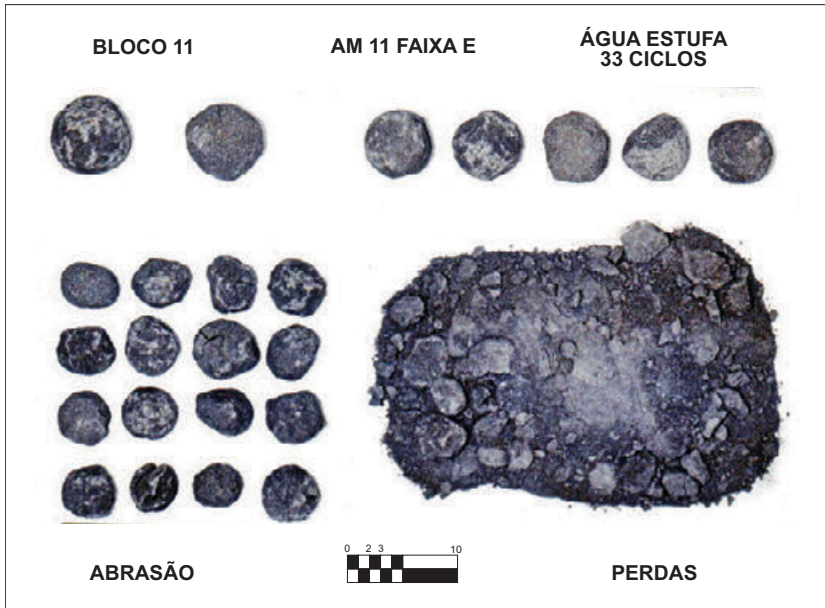
## → Acompanhamento da implantação e monitoramento do desempenho

O relator não conhece registros de acompanhamento da implantação e de eventual monitoramento das soluções adotadas.

---

## Bibliografia

- FARJALLAT, J.E.S. Observações sobre a desagregação do basalto compacto usado no enrocamento do aterro da ponte do Rio Sucuriú. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 1, 1969, São Paulo. *Anais*. São Paulo: APGA, 1969. v.3, tema 3, 9p.
- FRAZÃO, E.B. A importância das características tecnológicas da pedra para lastro ferroviário. *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, v.10, n.3, p.11-20, 1987.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT. *Revisão de estudos sobre alterabilidade de rochas basálticas*. Projeto de Desenvolvimento Tecnológico no 8110.01.3. São Paulo: IPT, 1986. (IPT – Relatório, 23.120).
- MINICUCCI, L.A.; OLIVEIRA, T.C. Limitação da alterabilidade por meio de tratamento físico-químico. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, 1990, Salvador. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1990. v.1, p.605-612.
- NIEBLE, C.M.; CRUZ, P.T. *An interesting case of stability in a man made rock slope*. São Paulo: IPT, 1970. 18p. (IPT – Publicação, 912).
- PAES DE BARROS, F. Propriedades tecnológicas do material GM e sua utilização na Barragem de Capivara. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 4, 1972, São Paulo. *Anais*. São Paulo: APGA, 1972. p.55-72.
- RUIZ, M.D. *Mecanismo de desagregação de rochas basálticas semialteradas*. São Paulo: IPT, 1963. 11p. (IPT – Publicação, 696).



*Figura 1 – Fragmentos de basalto originado das escavações da UHE de Três Irmãos (SP). Acima, preparados para serem submetidos ao ensaio de abrasão "Los Angeles"; abaixo à direita, o que restou destes fragmentos após 33 ciclos de saturação/secagem em ensaio de alterabilidade. (Fonte: arquivo IPT)*



*Figura 2 – Conjunto de extratores SOXHLET utilizados pelo IPT em ensaios de alterabilidade por lixiviação contínua, simulando, de modo acelerado, a ação de chuvas sobre as rochas. (Foto IPT)*

## CASO 7

### Colapso e subsidência de origem cárstica na área urbana de Cajamar, SP

**Relatores:** Geól. Waldir Lopes Ponçano e Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

#### → Circunscrição do problema

Em 12 de agosto de 1986, o bairro Lavrinhas, em Cajamar, município integrante da Região Metropolitana de São Paulo, foi afetado por fenômenos de colapso e subsidência de grandes proporções, especialmente impactantes por ocorrerem em plena área urbana. Na principal área atingida, três casas haviam sido tragadas, enquanto que recalques e trincas afetaram dezenas de outros imóveis, estendendo-se ao bairro Vila Branca.

Informações colhidas no local, já a partir do primeiro dia do colapso, permitiram estabelecer que há alguns meses vinham sendo notados indícios precursores desse fenômeno, abrangendo ruídos semelhantes a trovoadas, deformações de pisos, trincas em edificações, aumento dos casos de ruptura da rede de distribuição d'água e estancamento de fontes. Esta evolução culminou na madrugada de 12 de agosto de 1986, quando ruídos semelhantes a trovoadas e explosões foram ouvidos nas imediações do local do colapso, que ocorreu por volta das 9 horas, configurando, no fim da tarde desse mesmo dia, uma cratera com cerca de 10 m de diâmetro e 10 m de profundidade, com forma de tronco de cone invertido, passando a cilindro. Casas com trincas recentes, provavelmente síncronas ao colapso, foram detectadas a mais de 400 m desse local, em Vila Branca.

Os bairros Lavrinhas e Vila Branca assentam-se numa planície alveolar algo entalhada, cujas partes mais baixas estão em torno de 720 m de altitude, circundada por pequenas serras alongadas, cujas maiores altitudes ultrapassam os 920 m. Os pontos mais elevados correspondem a metarenitos, enquanto que filitos, xistos e rochas carbonáticas sustentam relevos progressivamente mais baixos; trata-se de rochas metamórficas dobradas pertencentes ao Grupo São Roque, de idade pré-cambriana superior. A própria origem do bairro Lavrinhas liga-se a esse contexto geológico, tendo surgido no início do século XX em decorrência da exploração de pedreiras de calcário da região.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

Observações colhidas em reconhecimento inicial levaram à constatação de feições cársticas nos arredores da área atingida, especialmente bem expostas na Pedreira Pires. Ainda, informações relativas a poço da Sabesp – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo eram indicativas da presença de calcários com cavidades em subsuperfície, o que, aliás, poderia explicar sua elevada vazão específica (20,2 m<sup>3</sup>/h/m) obtida em início de bombeamento.

A combinação das características evolutivas do colapso e subsidência com as condições de contorno, e seu cotejo com dados da literatura especializada, levaram a propor, como hipótese de trabalho, que se estava diante de um carst coberto em fase ativa de desenvolvimento. Esta hipótese deveria considerar duas possibilidades principais:

- 1) desabamento de teto de caverna; e
- 2) migração de solos para o interior de cavidades cársticas.

A partir desse entendimento, equipes técnicas do IPT foram mobilizadas para realizar investigações em campos independentes da pesquisa geológica e da engenharia, com o objetivo de, ao seu término, convergirem os diferentes estudos num diagnóstico firme do caso, que seria, então, explorado tanto em termos do significado espacial e temporal do processo como das medidas de mitigação, planejamento urbano e monitoramento. Nesta fase, contou-se com a participação de dois geólogos do *United States Geological Survey*.

Foram, em decorrência, efetuados levantamentos detalhados de geologia, geomorfologia, prospecção geofísica, investigações diretas do subsolo, hidrogeologia, controle sísmico, medidas de movimentações de solos e acompanhamento da evolução do colapso.

Do universo de resultados assim obtidos, foi possível demonstrar que o topo rochoso subjacente aos solos e sedimentos que compõem a bacia alveolar onde se situam Lavrinhas e Bairro Branco é constituído por rochas carbonáticas de diversos tipos, dobradas em anti-forma, capeadas por um pacote de materiais de alteração e detríticos com espessuras entre 40 m e 50 m, atingindo até 100 m. Neste pacote, foi detectada a instigadora e significativa ocorrência de bolsões de solos moles de até 10 m de altura, sempre localizados no topo do calcário, interpretados como resíduos de dissolução dessa rocha; também nessa mesma posição, foram identificadas cavidades preenchidas somente por água. A partir de cerca de 20 m acima do topo rochoso calcário, ocorre material de alteração siltoso, cor de café, com baixa a nula resistência à penetração (SPT), com eventual queda livre da composição de perfuração, sempre com perda total d'água de circulação.

Adicionalmente, levou-se em conta ter ocorrido um aumento significativo da exploração d'água de dois poços profundos, o da Sabesp, acima mencionado, e o da Indústria e Comércio de Bebidas Cajamar, a partir de 1984 e 1986, respectivamente. Ambos os poços captam água em descontinuidades cársticas. De modo concorrente, acrescente-se que a pedreira de calcário Pires, situada a cerca de 1,5 km do local do colapso, esgotou sua cava durante o período de abril a agosto de 1986, onde se acumulara uma coluna d'água de 7 m durante três anos em que estivera inativa. Todas essas atividades de extração d'água ocorreram ao fim do que pode ser caracterizado como um período de clima relativamente mais seco, que teria se estendido entre 1984 e agosto de 1986.

O conjunto de informações acima sugeria fortemente a adoção, dentro da hipótese de carst coberto, da alternativa fenomenológica de migração de solos para o interior de cavidades cársticas: as cavidades e bolsões de solos moles, devido ao seu comportamento hidráulico e mecânico *sui generis*, seriam instabilizados mediante variações de pressão hidrostática causadas por oscilações da superfície piezométrica. Em especial, considerou-se que a indução de tais oscilações por operações de bombeamento d'água, por serem rápidas e cíclicas, criariam diferenças de pressão entre o interior das cavidades e bolsões e os solos circundantes de modo a permitir o trânsito, para baixo, de partículas sólidas, com a consequente migração dos bolsões fluidos para cima. Vibrações resultantes de explosões em pedreiras próximas poderiam também catalisar esse processo, o qual, entretanto, poderia desenvolver-se tão somente como resultado da atuação da gravidade sobre materiais adjacentes mecânica e hidraulicamente diferenciados.

### → Formulação de soluções

Levando em conta o caráter errático das cavidades e bolsões de solo mole, dos diferentes estágios de evolução em que podiam-se encontrar, bem como a imprevisibilidade temporal de seus reflexos em superfície, as soluções propostas foram essencialmente preventivas, divididas em emergenciais e permanentes. As emergenciais consistiram basicamente na evacuação da população dos bairros Lavrinhas e Vila Branca, enquanto que as permanentes foram sintetizadas numa proposição de zoneamento de risco, para o qual se estabeleceram diretrizes de implantação. Adicionalmente, foi efetuado um estudo que indicou áreas geotecnicaamente mais seguras para o reassentamento da população desalojada.

### → Acompanhamento da implantação

A evacuação da população em risco foi efetuada pela Prefeitura de Cajamar e pela então Secretaria de Negócios Metropolitanos do Estado. Foi abrigada de modo provisório entre agosto e novembro de 1986, quando pôde-se concluir o zoneamento de risco. Uma outra recomendação emergencial, a suspensão das operações de extração d'água em poços e pedreiras, não foi levada a cabo, por não ter sido possível garantir que esta ação viesse a assegurar a estabilização dos processos de subsidência e colapso.

### → Monitoramento do desempenho

Procedeu-se a controle sismológico durante 30 dias, entre outubro e novembro de 1986, enquanto que as deformações em edificações foram monitoradas entre setembro e dezembro desse ano.

Em meados de setembro, a cratera havia atingido 25 m de diâmetro. No início de dezembro, havia evoluído para 32 m, conservando a profundidade de 13 m, após o que parece

ter-se estabilizado. A água subterrânea surgiu em seu fundo em meados de novembro, ascendendo até 7 m em fevereiro de 1987.

Em maio de 1987, em local próximo ao primeiro, ocorreu novo colapso, de menores proporções que o de 1986, mas com padrão concordante com as expectativas colocadas pelo modelo evolutivo anteriormente proposto. Desde então, não foram percebidos ou noticiados outros movimentos de solos na região. A área afetada pelo colapso de 1986, de acordo com as orientações, foi reurbanizada, abrigando, desde 1995, a praça Alfredo Sória.

---

**Responsabilidade Técnica:** Este projeto foi desenvolvido por uma equipe multidisciplinar, coordenada pelo Geól. Fernando Luiz Prandini, da Divisão de Minas e Geologia Aplicada do IPT, com consultoria dos Geóls. Thomas L. Holzer e William T. Back, ambos do United States Geological Survey, USGS.

---

## Bibliografia

- ÁVILA, I.G.; GOUVEIA, M.I.F.; NAKAZAWA, V.A.; PONÇANO, W.L.; NARDELLI, E.S. Cajamar – Carst e urbanização: áreas para reassentamento urbano. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1987. v.2, p.471-479.
- NAKAZAWA, V.A.; PRANDINI, F.L.; ÁVILA, I.G.; PONÇANO, W.L.; BRAGA, A.C.O.; BOTTURA, J.A.; SANTORO, E. Cajamar – Carst e urbanização: investigação e monitoramento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1987. v.2, p.443-460.
- PRANDINI, F.L.; NAKAZAWA, V.A.; ÁVILA, I.G.; OLIVEIRA, A.M.S.; SANTOS, A.R. Cajamar – Carst e urbanização: zoneamento de risco. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1987. v.2, p.461-470.
- PRANDINI, F.L.; PONÇANO, W.L.; DANTAS, A.M.A.; JACINTO, M.C. Cajamar – Carst e urbanização: a experiência internacional (síntese bibliográfica). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1987. v.2, p.431-441.

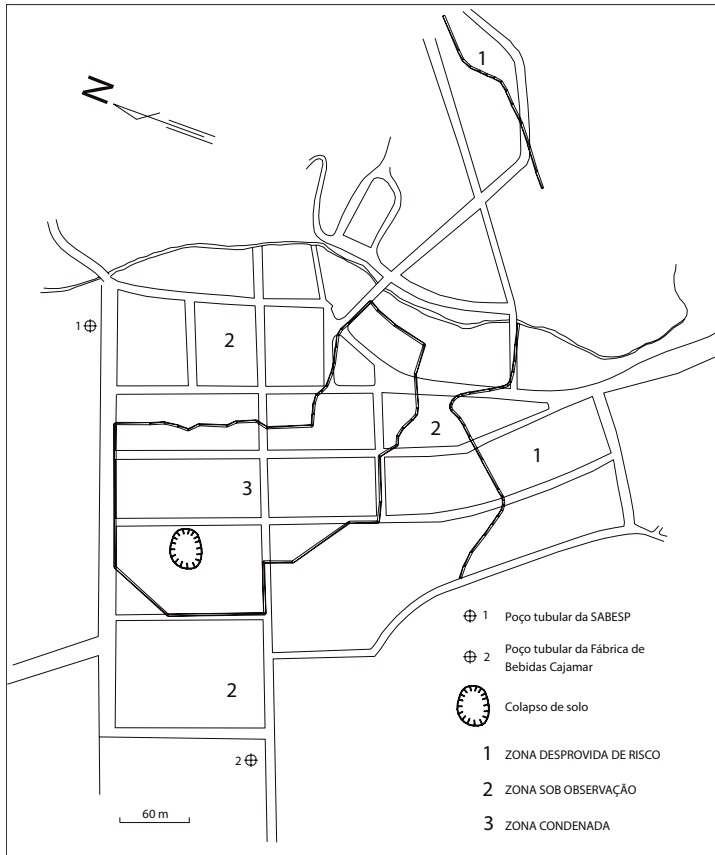


Figura 1 – Mapa esquemático da área urbana afetada com o zoneamento de risco proposto. (Figura IPT)

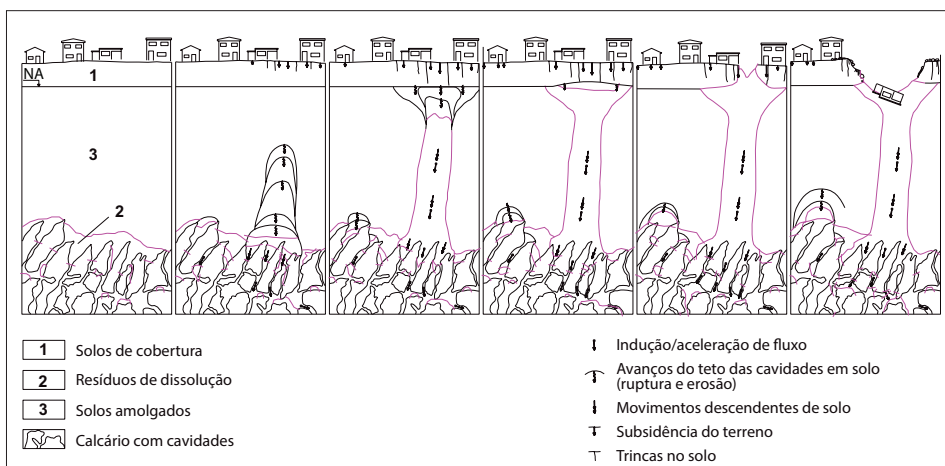


Figura 2 – Hipótese para a dinâmica de evolução do colapso de solo em Cajamar (SP). (Figura IPT)

## CASO CAJAMAR – SEQUÊNCIA EVOLUTIVA



*Figura 3 – “Afundamento” iniciado, por sorte, no quintal de uma residência (12/8/86). (Foto IPT)*



*Figura 4 – A primeira residência tomba no interior do buraco (25/8/86). (Foto IPT)*



*Figura 5 – Continua a evolução e outras construções são atingidas (22/10/86). (Foto IPT)*



*Figura 6 – Estágio final da colonização. A água ressurge a cerca de oito metros de profundidade (7/1/87). (Foto IPT)*



*Figura 7 – O local após serviços de recuperação. Hoje a bela e pacata Praça Alfredo Sória. Até quando? (julho/2000). (Foto: arquivo Waldir L. Ponçano)*



## CASO 8

### O reparo do sistema de túneis da UHE de Sá Carvalho – Acesita, Timóteo, MG

**Relatores:** Geól. Alberto Coppedê Jr., Geól. José Carlos Virgili e Geól. Luiz Massaiosi Ojima

#### → Circunscrição do problema

Em dezembro de 1996, a Acesita – Companhia de Aços Especiais Itabira colocou em operação a expansão da UHE de Sá Carvalho, que consiste de um novo sistema de túneis de baixa e alta pressão, câmara de equilíbrio e a Máquina-4, elevando a capacidade instalada de um sistema semelhante em paralelo, construído na década de 50, de 48 MW para 78 MW. Decorridos três meses, a operação desse sistema foi paralisada em razão de um vazamento na região da câmara de equilíbrio e túnel de alta pressão, que induziu uma ruptura hidráulica e consequente deslizamento do manto intemperizado da encosta local. Esse deslizamento afetou instalações prediais da unidade automatizada de apoio à operação do sistema ferroviário Vitória–Mina da CVRD – Companhia Vale do Rio Doce, quase provocando a sua interdição, bem como da BR-262 que neste trecho liga Belo Horizonte à Vitória.

Tendo em vista as implicações de natureza geológico-geotécnica do evento, foram desenvolvidos estudos visando a proposição do método de reparo mais recomendável para o sistema — câmara de equilíbrio — túnel de alta pressão, considerando também outros fatores relevantes, como prazo exíguo para se reiniciar a operação, dificuldades construtivas locais, condições geológico-geotécnicas altamente desfavoráveis para túneis de alta pressão e necessidade de se implementar um reparo que, com segurança, evitasse novo episódio de vazamentos e eventual ameaça de paralisação dos sistemas ferroviário e rodoviário existentes na encosta afetada pelos deslizamentos induzidos.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

Os seguintes estudos de Geologia de Engenharia foram desenvolvidos para a análise e compreensão da situação:

- levantamento e análise de informações existentes no tocante a estudos geológico-geotécnicos de projeto, mapeamentos de escavações, relatos de serviços especiais de atirantamentos, injeções de impermeabilização e drenagens;
- análises de perfis e testemunhos de sondagens antigos e recentes, tanto para o projeto do novo sistema de túneis como para os estudos de reparo dos vazamentos ocorridos;
- levantamento geológico-estrutural do maciço da encosta, através de mapeamento de trechos de túneis não revestidos e da própria encosta, com ênfase ao entendimento das questões relacionadas à existência de fraturas abertas e sua posição espacial;

- elaboração de um modelo geológico preliminar do maciço da encosta para programação de sondagens investigatórias;
- execução de sondagens investigatórias especialmente programadas para verificação das condições hidrogeológicas e características das fraturas abertas;
- elaboração do zoneamento geomecânico do maciço da encosta onde se inseriam os túneis de baixa e alta pressão e as zonas afetadas pelas rupturas hidráulicas, com a aplicação de classificações de Bieniawski (1989) e de Barton et al. (1974).

As condições do maciço rochoso granito-gnáissico da encosta, onde foram implantadas as escavações da câmara de equilíbrio e túnel de alta pressão, expostas no túnel de baixa pressão que não é revestido, são de excelente qualidade, correspondente à Classe II ou mesmo I da Bieniawski (1989). A rocha na câmara de equilíbrio e no túnel de alta pressão não está exposta, mas deduziu-se das sondagens analisadas tratar-se também de boa qualidade, excetuando-se o fato de existirem algumas juntas expressivamente abertas, paralelas à encosta, interceptando as escavações da câmara e “cotovelo” do túnel de alta pressão. Essas juntas abertas, não claramente relatadas anteriormente, são visíveis e acessáveis em um antigo túnel auxiliar de acesso (chamado de “tunelzinho”), escavado para acessar a base da câmara de equilíbrio do antigo sistema de geração. O maciço atravessado por essas juntas é constituído por rocha sã, mas estas exibem notáveis aberturas de até 50 cm, possivelmente decorrentes de relaxação natural do maciço da encosta, em razão do entalhamento erosivo do vale do Rio Piracicaba no local. Particularmente na câmara e no túnel de alta pressão, as encostas exibem alta declividade e claros sinais de numerosos rastejos e cicatrizes de rupturas, naturalmente induzidas por processos de evolução geomorfológica das encostas, que, possivelmente, tiveram intensidades de movimentação potencializadas pelas escavações de cortes e aterros para implantação da ferrovia Vitória-Minas e BR-262.

Internamente, no entorno da região da câmara e do cotovelo superior, foram observados danos irreparáveis no revestimento de concreto, provocados por fraturamento hidráulico e erosões no próprio maciço rochoso.

Considerando as ordens de grandeza das pressões hidráulicas instaladas no sistema pressurizado da câmara e cotovelo superior do túnel e a baixa espessura do maciço de recobrimento, apesar da sua boa qualidade aparente, os estudos de Geologia de Engenharia indicaram quatro fatores condicionantes do projeto de reparo mais recomendável para o sistema, quais sejam:

- a) módulo de deformabilidade atribuível ao maciço da encosta, na condição de “pós-incidência” das relaxações seguidas de possíveis fraturamentos hidráulicos e movimentação induzidas por esses fraturamentos;
- b) gradientes hidráulicos envolvidos e permeabilidades condicionadas pelo sistema de fraturamento do maciço;

- c) potencial limite para ocorrência de fraturamentos hidráulicos; e
- d) condições geológico-geotécnicas do maciço rochoso da encosta no sítio de implantação das obras, considerando-se também suas características pós-ruptura hidráulica e “lavagem” do fraturamento aberto, induzido pelos vazamentos de água do sistema pressurizado.

### → Formulação de soluções

Considerando-se os fatores condicionantes apontados no diagnóstico do problema e as características gerais identificadas nas obras anteriormente implantadas, bem como a necessidade de se promover a estanqueidade do sistema para se evitar novas instabilizações nas encostas com implicações na ferrovia e na BR-262, recomendou-se um reparo definitivo do conduto pressurizado, com aplicação de blindagem metálica desde o final do túnel de baixa pressão a montante da câmara, incluindo-se o salão da base, até conectá-la com a blindagem existente no cotovelo inferior do túnel de alta pressão.

Em razão das características geológico-geotécnicas fragilizadas do maciço rochoso no entorno do trecho afetado pelos vazamentos, não foram recomendadas injeções de consolidação do maciço nem a solidarização do revestimento a esse maciço, tendo sido recomendada a adoção de engastamentos da blindagem no maciço, por atirantamento, especialmente projetado e adequado ao maciço em questão.

A drenagem de alívio de pressões do maciço ao redor da tubulação blindada nessa região afetada foi também especialmente projetada, a partir do “tunelzinho”, atravessando as “juntas abertas” de modo a conduzir as águas do entorno da blindagem para esse “tunelzinho”, evitando-se que essas águas percolassem pelas juntas, e, com isso, se reinstalassem as instabilizações na encosta.

### → Monitoramento do desempenho

Foram instalados piezômetros ao longo do traçado dos túneis, desde logo a montante da câmara de equilíbrio até as proximidades da casa de força, para verificação da eficiência da estanqueidade proporcionada pela blindagem metálica instalada.

Para fins de controle de qualidade dos serviços de implantação da blindagem, dos drenos de alívio, das ancoragens e instalação dos piezômetros, a Acesita contou com pessoal de empresas especializadas, com o que foi garantida a eficiência de estanqueidade do sistema de blindagem implantado.

O acompanhamento de níveis piezométricos, realizados até seis meses após o reinício de operação do sistema da Máquina-4, confirmou as hipóteses adotadas no projeto de reparos no sistema de túneis do projeto de expansão da UHE de Sá Carvalho.

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Alberto Coppedê Jr., Geól. José Carlos Virgili e Geól. Luiz Massaios Ojima

## Bibliografia

ESC – Consultoria e Engenharia Ltda. *Relatório de consolidação de estudos geológico-geotécnicos – Reparos no conduto forçado da máquina-4 da UHE Sá Carvalho*. Belo Horizonte: 1998.

GOLDER ASSOCIATES BRASIL. *Inspeção de mecânica de rochas no túnel 2 da UHE Sá Carvalho, durante a paralisação de 19/09/1998*. 1998. Belo Horizonte: 1998.

GOLDER ASSOCIATES INCORPORATION. *Review and recommendations for repairs to the Sá Carvalho Hydroelectric Power Project*. 1967. Belo Horizonte: 1998.

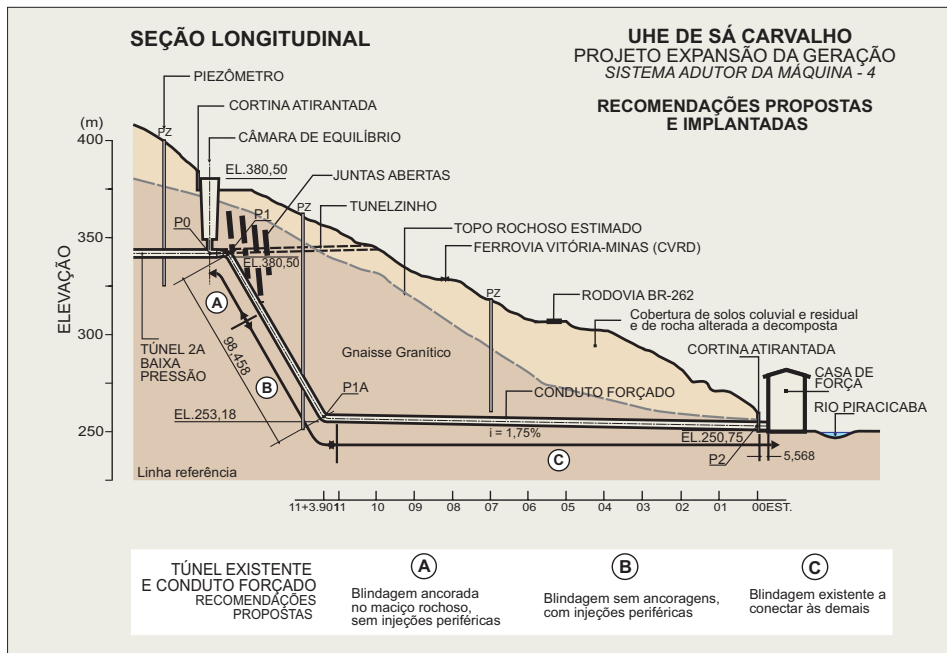


Figura 1 – Seção geológica com o esquema geral do sistema, ressaltando as fraturas abertas no “cotovelo” do túnel de alta pressão. (Figura dos Relatores)

## CASO 9

### Escolha de locais de lançamento de material dragado em mar aberto, Porto de Santos, SP

**Relatores:** Geól. Waldir Lopes Ponçano e Geól. Sérgio Luís Pompéia

#### → Circunscrição do problema

Em fins de 1974, o INPH – Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias, da extinta Portobrás – Empresa de Portos do Brasil S.A., decidiu realizar uma revisão das condições de circulação de sedimentos no estuário e baía santistas. Convidado a realizar estudos de distribuição de sedimentos de superfície de fundo, o IPT propôs a realização de um trabalho amplo, não restrito ao canal do Porto, que levasse em conta a natural articulação das águas e sedimentos do estuário com os da baía.

Um dos problemas então enfocados foi o do local de lançamento do material dragado, para manutenção da profundidade dos canais do porto e de acesso, operação que era realizada nas proximidades da ponta de Itaipu, no limite oeste da baía de Santos. Havia dúvidas, nessa época, se esse local era o mais adequado.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

A questão proposta foi analisada inicialmente do ponto de vista regional do transporte de sedimentos ao longo da costa paulista, por meio do estudo de uma imagem orbital ERTS-1. Os resultados obtidos indicavam um transporte predominante de sudoeste para nordeste, o qual sofria uma deflexão na altura de Santos, causada pela combinação da saída do estuário com a geometria costeira local.

Numa segunda etapa, foi realizado um extenso programa de coleta de amostras de superfície de fundo, cobrindo todo o estuário e a baía santistas. Estas amostras, estudadas por meio de análises sedimentológicas e mineralógicas, levaram à formulação da primeira proposta de dinâmica sedimentar regional para a área. Em seus traços principais, a hipótese então concebida sugeria que os sedimentos provenientes do alto estuário — formado a partir de rios com nascentes na Serra do Mar — passavam por uma etapa inicial de deposição nas áreas internas de mangue, a qual reteria grande parte da carga transportada por arraste, liberando para os largos e canais do médio estuário a carga transportada em suspensão. No médio estuário haveria um padrão mais complexo de transporte e deposição, devido à interferência acentuada entre o fluxo de origem continental e o de origem marinha, característico desse tipo de ambiente; a distribuição do material mais fino, entretanto, indicaria o canal do Porto como canal principal de saída de águas e sedimentos do estuário, os quais se espalhariam na metade leste da baía, infletindo para nordeste na altura da ponta Monduba.

De acordo com essa linha de interpretação, o predomínio de areias na metade oeste da baía, bem como no canal de São Vicente, mostraria estarem essas áreas sob influência de correntes capazes de manter em suspensão sedimentos mais finos, que tenderiam, portanto, a somar-se aos detectados na porção leste da baía e canal do Porto.

Foram, então, analisados dados de correntes fornecidos pelo INPH, correspondentes aos anos de 1972 e 1973, colhidos a diversas profundidades, com o objetivo de se determinar o comportamento de correntes de maré, especialmente nas proximidades do fundo. Com a ressalva de que se tratava de dados coletados em épocas e condições de maré diversas, pôde-se concluir que a distribuição de correntes de fundo mostrava-se concordante com o padrão de movimentação de sedimentos delineado pelos dados sedimentológicos.

Em decorrência, sugeriu-se que o local que vinha sendo utilizado para lançamento de material dragado era inadequado, já que pelo menos parte dele poderia retornar à região de onde fora extraído. Destacou-se, nessa ocasião, que não se tratava apenas de questões envolvendo custos operacionais, mas também de um problema ambiental, já que eventuais materiais dragados poluentes poderiam tender a acumular-se nas praias de Santos e na região do porto.

### → Formulação de soluções

Considerando-se o conjunto de informações obtidas na época, que incluíram estudos de espalhamento de radioisótopos realizado pelo Centro de Estudos Radioativos de Belo Horizonte, recomendou-se que uma nova área de lançamento de material dragado fosse estabelecida em mar aberto, nas proximidades da ponta Monduba.

### → Acompanhamento da implantação

A região da ponta Monduba foi utilizada como local de descarte do material dragado entre meados da década de 70 e dezembro de 1985, sem que se observasse o transporte desses sedimentos para as praias da Baía de Santos. No início dos anos 90, a preocupação com possíveis impactos do lançamento de sedimentos contaminados sobre a pesca e as praias de Guarujá levou a Marinha do Brasil, após consultas aos órgãos ambientais — Ibama – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis, Cetesb – Companhia de Tecnologia e Saneamento Ambiental do Estado de São Paulo e às prefeituras — a definir um novo local de disposição, mais afastado de Guarujá. O novo polígono de lançamento, situado a cerca de 3 km a sul da ponta Monduba, passou a ser utilizado a partir de 1996, e prossegue até os dias atuais.

### → Monitoramento do desempenho

A detecção, no final de 1997, de poluentes tóxicos e mutagênicos nos sedimentos dragados dos canais da Cosipa – Companhia Siderúrgica Paulista e do Porto de Santos, bem

como na região do primeiro local de disposição, nas proximidades da ponta Monduba, levou à interdição temporária das dragagens, com graves consequências econômicas.

Em 45 dias desse período de interdição, procedeu-se a uma avaliação mais detalhada dos sedimentos dragados, que resultou na liberação das atividades nos trechos menos contaminados, no canal do Porto, permanecendo sob interdição os trechos mais poluídos, no canal da Cosipa, onde os níveis de metais pesados e contaminantes orgânicos, especialmente hidrocarbonetos poliaromáticos (HPAs), apresentam valores acima dos aceitáveis para lançamento em águas marinhas.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Vicente José Fúlfaro, Geól. Waldir Lopes Ponçano, Eng. Agr. Sérgio Luís Pompéia e equipe da Cetesb.

---

## Bibliografia

- FÚLFARO, V.J.; PONÇANO, W.L. Sedimentação atual do estuário e Baía de Santos: um modelo geológico aplicado a projetos de expansão da zona portuária. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, 1976, Rio de Janeiro. *Anais*. Rio de Janeiro: ABGE, 1976. v.2, p.67-90.
- PONÇANO, W.L.; FÚLFARO, V.J. Sedimentação atual nas adjacências da ponta de Itaipu e Baía de Santos: implicações na escolha de locais de lançamento de material dragado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, 1976, Rio de Janeiro. *Anais*. Rio de Janeiro: ABGE, 1976. v.2, p.91-110.
- PRÓSPERI, V.A.; EYSINK, G.G.J.; SAITO, L.M. *Avaliação do grau de contaminação dos sedimentos ao longo do canal de navegação do Porto de Santos*. São Paulo: Cetesb, 1998. 33p. (Cetesb – Relatório Técnico).
- PRÓSPERI, V.A.; VALENTE, G.U.; EYSINK, G.G.J.; POMPÉIA, S.L. Ecotoxicological and chemical characterization of sediment and dredged material from Santos estuary, São Paulo – Brazil. In: SETAC – ANUAL MEETING, 19, 1998, Charlott, NC. *Abstract Book*. 1998. (PWA202).
- UNIVERSIDADE SANTA CECÍLIA. *Pesquisa para determinação de áreas de descarte de material de dragagem na zona oceânica exterior à Bacia de Santos*. Santos: UNISANTA, 1999.

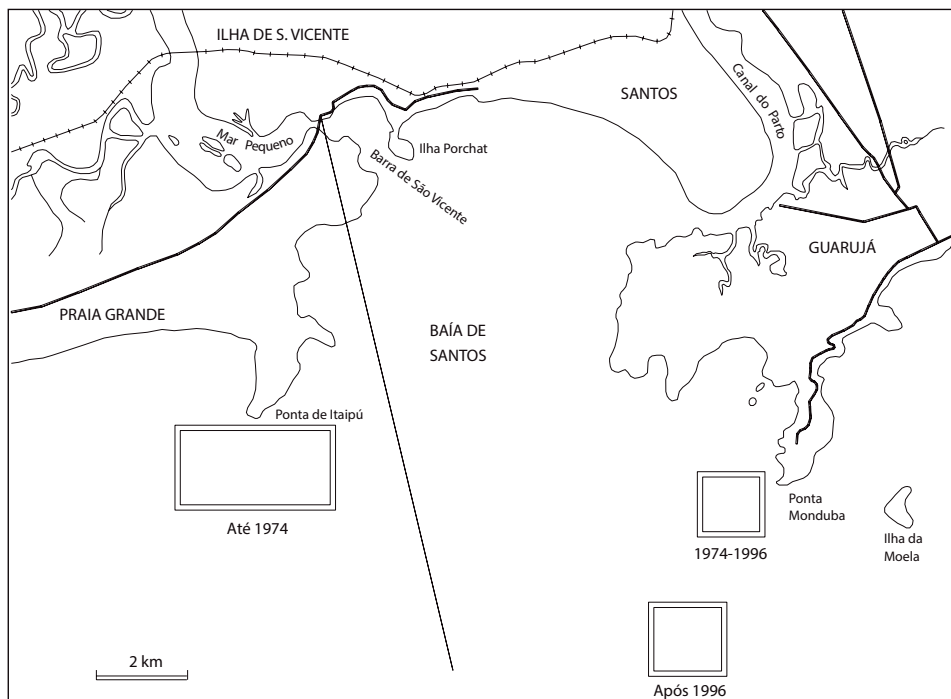


Figura 1 – Situação da área e locais de despejo do material dragado por período de anos. (Figura dos Relatores)



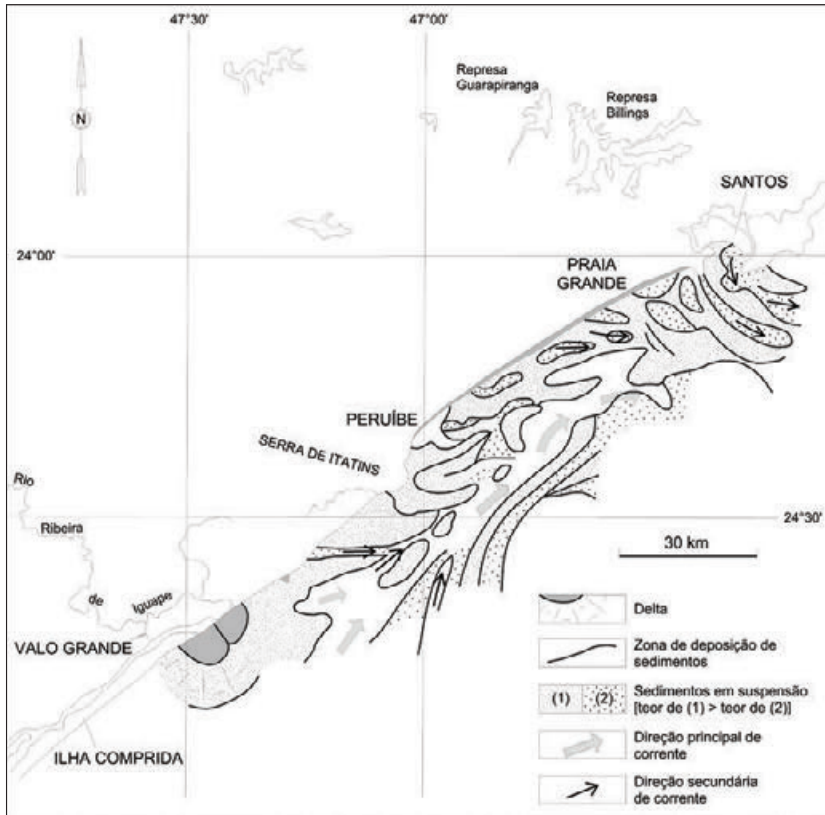


Figura 2 – Tendência de movimentação de sedimentos ao longo da costa paulista. (Figura dos Relatores)



Figura 3 – Distribuição de sedimentos de fundo e sua dinâmica na região santista. (Figura dos Relatores)

## CASO 10

### A escolha de agregado para concreto na construção da Barragem de Jupuíá, Rio Paraná, SP/MS

**Relatores:** Geól. Antônio Marrano e Eng. Murillo Dondici Ruiz

#### → Circunscrição do problema

A Usina Hidrelétrica Francisco Lima de Souza Dias Filho (Jupuíá), construída no Rio Paraná, está situada na divisa dos Estados de São Paulo e Mato Grosso do Sul, nos municípios de Castilho (lado paulista) e Três Lagoas (lado matogrossense). Sua construção teve por objetivos a geração de energia (1.400 MW de capacidade nominal) e a implantação de hidrovia, hoje integrada ao sistema Tietê-Paraná. Atualmente de propriedade da CESP – Companhia Energética de São Paulo, esta obra foi projetada pela Themag Engenharia e construída pela Camargo Corrêa, entre 1961 e 1969.

Do ponto de vista regional, a área onde o empreendimento foi implantado está inserida no contexto geológico da Bacia do Paraná. Localmente, a sequência estratigráfica identificada pelas investigações realizadas é constituída, a partir das cotas mais inferiores, por:

- uma sucessão de quatro derrames basálticos (Formação Serra Geral), com intercalações de arenito intertrapeano;
- arenitos (Grupo Bauru), geralmente com pequena ou nenhuma cimentação;
- depósitos terciários, que ocorrem na margem direita do Rio Paraná sob a forma de terraços aluvionares, compostos, predominantemente, por areias grossas, lavadas e cascalhos;
- terraços aluvionares holocênicos, elevados de 25 a 30 m em relação ao nível dos rios Paraná e Sucuriú; e
- depósitos holocênicos das baixadas dos rios Paraná e Sucuriú, constituídos, predominantemente, de argilas caulínicas com teores variáveis de montmorilonita e matéria orgânica.

Seria neste particular contexto geológico que deveriam ser localizadas as jazidas de agregados para 1.200.000 m<sup>3</sup> de concreto necessários à construção da barragem.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

O basalto de Jupuíá foi condenado para uso como agregado graúdo para concreto por ser altamente desagregável. Tal característica foi observada tanto nos ensaios de alterabilidade artificial (por umedecimento e secagem) como natural (exposição às intempéries).

Durante as escavações, verificou-se a ocorrência de delgadas camadas de basaltos não desagregáveis. Entretanto, a tentativa de aproveitá-los nos concretos, por meio da sepa-

ração em estoques específicos, mostrou-se impraticável. Por outro lado, a barragem de enrocamento com núcleo argiloso, da margem direita, foi construída com o basalto desagregável, tendo suscitado, na época, grandes discussões técnicas devido à possibilidade de ocorrer eventual perda de atrito com a desagregação. Vale lembrar que foram executados poços de inspeção para o acompanhamento da desagregação no interior do enrocamento.

Desta forma, a escolha do agregado para concreto recaiu sobre os cascalhos da base dos terraços aluvionares terciários que ocorrem no Rio Sucuriú, próximo à sua foz, e na margem direita do Rio Paraná. A base desses depósitos, graças à erosão das camadas superiores de areia e lentes argilosas, apresenta-se aflorante ou sob capeamento pouco espesso. Nos estudos realizados para Jupirá, foi considerada apenas a ocorrência da fazenda Miguel Amado, uma vez que os resultados obtidos com as investigações indicaram que o volume de cascalho nessa jazida, logisticamente melhor posicionada, já era bem superior àquele necessário à execução dessa obra.

Àquela época, a literatura técnica já registrava a possibilidade de ocorrência de reações químicas deletérias entre os álcalis do cimento e determinados elementos mineralógicos dos agregados para concreto, com reflexos na sua resistência e durabilidade. Assim, o aproveitamento dos cascalhos, de todo conveniente do ponto de vista econômico, ficou inicialmente condicionado à eventual identificação de minerais deletérios nos cascalhos, que pudessem desencadear as tais reações álcali-agregados.

A composição mineralógica média da cascalheira Miguel Amado, comum às demais ocorrências da área, indicou a presença de materiais reativamente inócuos (quartzo) e deletérios (quartzito, ágata, calcedônia, calcários oolíticos silicificados e chert); mostrou ainda que a incidência de minerais deletérios é mais acentuada nas frações grossas, diminuindo em direção às frações finas, chegando mesmo a desaparecer.

O material foi submetido a ensaios de verificação indicados pela ASTM – *American Society for Testing and Materials*, quais sejam: o de reatividade potencial pelo método químico (C289-61T) e o ensaio de expansão de barras de argamassa (C227-61T e C33-61T). Quanto ao ensaio químico, os resultados mostraram que os agregados graúdos se situaram na zona de agregados deletérios, ou seja, potencialmente reativos. Nos ensaios de barras de argamassa, verificou-se que as expansões não cresceram necessariamente com o aumento da porcentagem de deletérios, sendo que seus valores máximos corresponderam à faixa de 5 a 30% de incidência. Ou seja, nessa faixa, os agregados são potencialmente reativos, uma vez que a expansão verificada foi superior ao limite estabelecido na norma C33-61T (valores superiores a 0,1% de expansão).

Tendo em vista os resultados dos ensaios realizados, concluiu-se que o emprego desses agregados deveria ser condicionado à adoção de medidas capazes de corrigir essa reatividade.

## → Formulação de soluções

De maneira geral, as medidas de correção da reatividade álcali-agregados admitem duas alternativas: emprego de cimentos com baixo teor em álcalis (equivalente alcalino, expresso em  $\text{Na}_2\text{O}$ , inferior a 0,6%) e/ou emprego de pozolanas<sup>1</sup> no concreto. No caso da obra de Jupia, a primeira medida representaria um rigoroso controle da produção de cimento, com o correspondente encarecimento do produto, aliado ao fato de terem sido registrados alguns casos de reatividade, mesmo com cimentos com teor de álcalis abaixo do valor mencionado. Assim, a coordenação técnica do projeto julgou conveniente a adoção da segunda alternativa para a solução do problema.

O conhecimento técnico da época (ainda válido) indicava que a adição de pozolana ao cimento Portland mostrava-se satisfatória no combate às reações álcali-agregados, além de proporcionar vantagens suplementares, tais como baixo custo do produto acabado, melhoria na trabalhabilidade da mistura fresca, diminuição da segregação e da exsudação, redução do calor de hidratação, redução sensível dos custos dos concretos, entre outras.

Na época, as pozolanas naturais disponíveis no mercado eram provenientes de Pernambuco, enquanto que as artificiais eram compostas de *fly ashes* das usinas a carvão mineral do sul do Brasil.

Levando-se em consideração as enormes distâncias de transporte envolvidas na aquisição de pozolanas naturais e/ou artificiais, estabeleceu-se que deveriam ser desenvolvidos estudos visando a eventual produção de pozolana artificial a partir das alternativas de matérias-primas existentes na área da obra.

A escolha da matéria-prima a ser estudada para a fabricação de pozolana artificial recaiu sobre os horizontes argilosos dos depósitos quaternários das baixadas marginais dos rios Paraná e Sucuriú. Tais depósitos possuem espessura média da ordem de 5 m, encontrando-se cascalho em sua base, areias nas partes intermediárias e argilas no topo. As investigações indicaram que a espessura do nível argiloso situava-se em torno de 1,5 m. Como as ocorrências eram bastante extensas, dispunha-se de volume suficiente para a obra. Entretanto, a existência de bolsões de areia na camada argilosa exigiria o controle constante da fonte, por ocasião da exploração.

Os estudos de laboratório compreenderam calcinação, moagem e ensaios de caracterização dos produtos fabricados. Foram realizadas a análise química da argila *in natura*, a determinação da sua capacidade de troca de cátions (CTC) e a análise térmica diferencial (ATD). Verificou-se tratar-se de argila caulínica, com certo teor de montmorilonita e matéria orgânica.

Tais estudos conduziram a resultados muito satisfatórios, indicando a viabilidade técnico-econômica da obtenção de pozolana artificial de boa qualidade, a ser produzida na própria obra, por meio da calcinação a 850°C e posterior moagem de argilas pertencentes

<sup>1</sup> Pozolanas são materiais silicoaluminosos que, apesar de não terem por si só propriedades aglomerantes hidráulicas, contêm constituintes que, às temperaturas ordinárias, combinam, em presença de água, com o hidróxido de cálcio e com os diferentes componentes do cimento, originando compostos de grande estabilidade na água e com propriedades aglomerantes (Lea, 1938 apud Gitahy, 1963).

aos depósitos holocênicos dos varjões do local. O material assim obtido apresentava excelentes propriedades pozolânicas, com efetivo desempenho na redução dos efeitos deletérios das reações álcali-agregados, podendo substituir em até 30% o consumo de cimento.

Finalmente, ressalte-se que a solução combinada do uso do cascalho como agregado de concreto e do emprego de pozolanas obtidas de argilas aluvionares locais resultaram em uma considerável economia nos custos de implantação da Barragem de Jupuíá.

### → Acompanhamento da implantação

Os estudos geológico-geotécnicos prolongaram-se praticamente até a fase final da execução das obras civis da barragem, valendo-se, entre outros métodos, de reconhecimentos pormenorizados de campo, sondagens rotativas, a percussão e trados, abertura de poços de investigação e programas de ensaios em laboratório. Entretanto, o acompanhamento da obra concentrou-se principalmente nos seguintes pontos:

- controle mineralógico dos cascalhos provenientes da cascalheira da margem direita;
- controle tecnológico da pozolana artificial produzida na obra e sua capacidade de impedir a reação álcali-agregado; e
- controle do calor de hidratação do concreto.

### → Monitoramento do desempenho

O monitoramento, baseado em inspeções periódicas regulares nas estruturas de concreto de Jupuíá, feitas no âmbito do programa de segurança de barragens da CESP, não revelou, até o momento, qualquer indício de problemas que possam ser atribuídos à reatividade álcali-agregados, após mais de 30 anos de operação.

---

**Responsabilidade Técnica:** Eng. Murillo Dondici Ruiz, Eng. Fausto Vaz Guimarães e Eng. Heraldo Gitahy

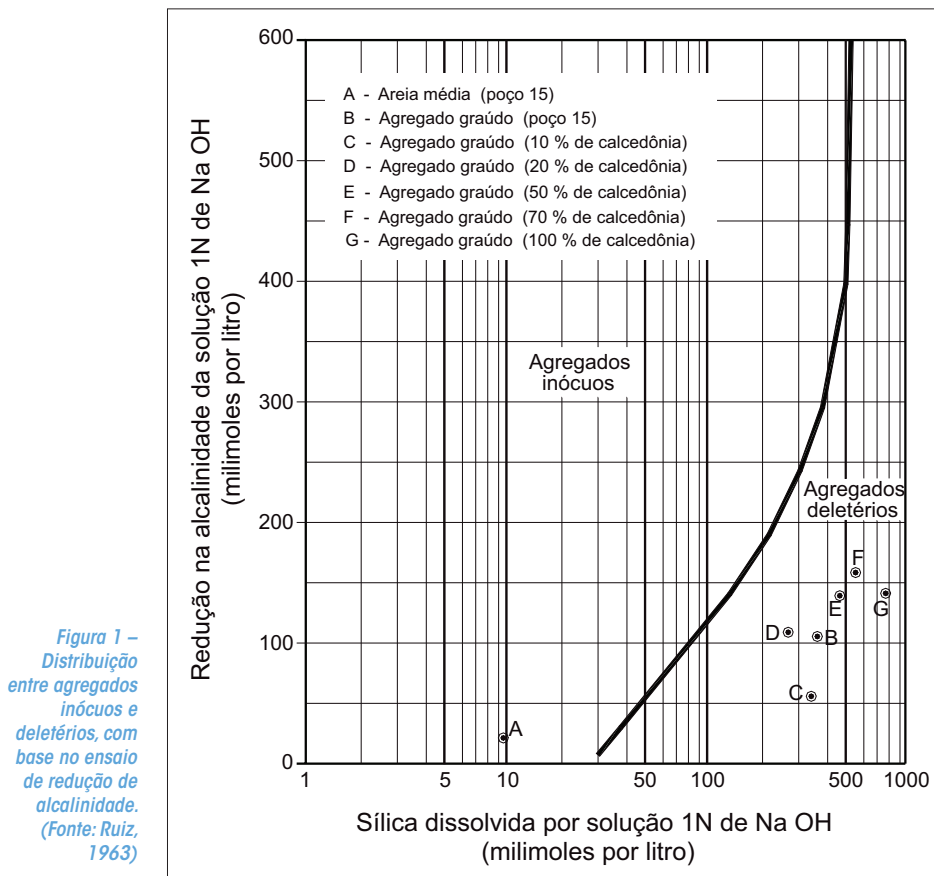
---

## Bibliografia

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS – ABMS; ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA – ABGE; COMITÊ BRASILEIRO DE MECÂNICA DE ROCHAS – CBMR. Cadastro geotécnico das Barragens da Bacia do Alto Paraná. Jupuíá. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABMS/ABGE/CBMR, 1983. p.435-459.
- GITAHY, H.S. *O problema dos agregados para os concretos da Barragem de Jupuíá*. São Paulo: IPT/Celusa, 1963. 24p. (IPT – Publicação, 692).
- RUIZ, M.D. *Geologia aplicada à Barragem de Jupuíá (Sistema Urubupungá)*. São Paulo: IPT/Celusa, 1963. 34p. (IPT – Publicação, 699).

	PENEIRAS (mm)	MINERAIS INÓCUOS (%)	MINERAIS DELETÉRIOS (%)	MINERAIS FERRUGINOSOS (%)	MINERAIS FRIÁVEIS (%)
Agregado Graúdo	76	-	-	-	-
	50	25	72	-	3
	38	29	65	5	1
	25	47	47	3	3
	19	77	19	2	2
	9,5	88	9	1	2
	4,8	85	13	1	1
Agregado Miúdo	2,4	89	8	3	-
	1,2	95	3	2	-
	0,6	97	3	-	-
	0,3	100	-	-	-
	0,15	100	-	-	-
	0,15	100	-	-	-

Tabela 1 – Composição mineralógica média da cascalheira Miguel Amado



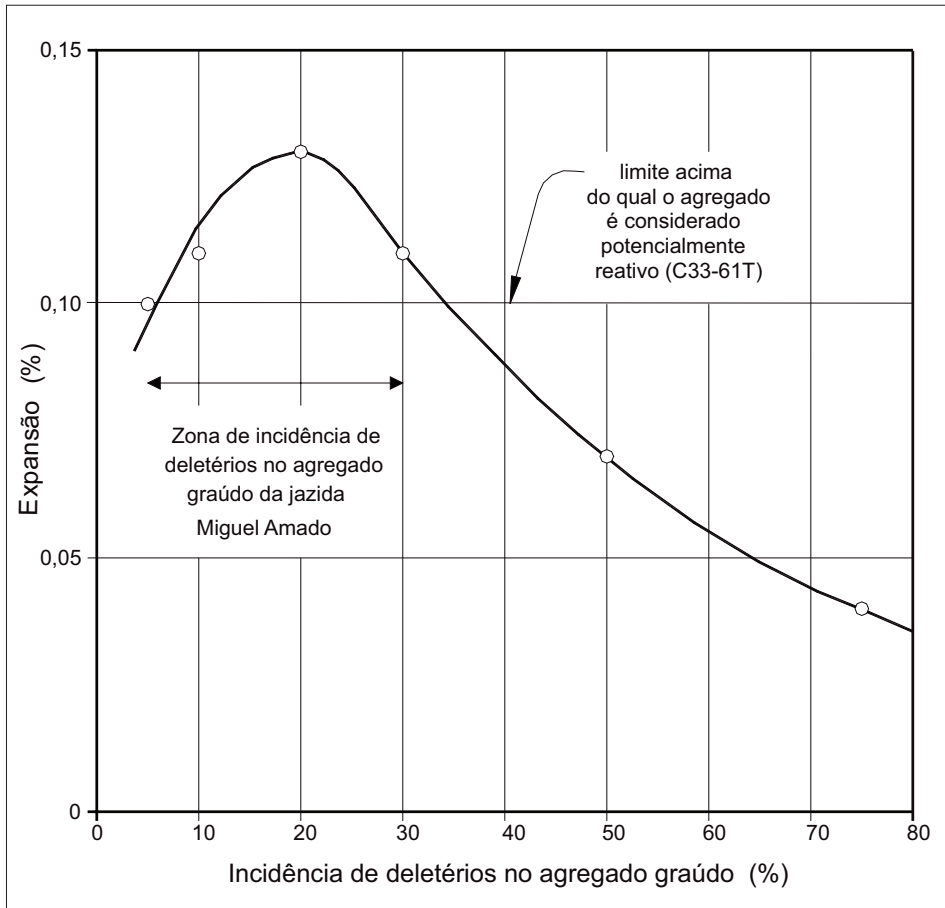


Figura 2 – Expansão verificada em função da incidência de deletérios no agregado graúdo, para seis meses de cura. Jazida Miguel de Araújo. (Fonte: Ruiz, 1963)

# CASO 11

## Erosão e assoreamento x enchentes na Região Metropolitana de São Paulo

**Relator:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

### → Circunscrição do problema

A atual tipologia das enchentes e inundações na RMSP – Região Metropolitana de São Paulo indica que significativa parte das ocorrências está hoje diretamente associada à redução da capacidade de escoamento do sistema integrado de drenagem, natural e construído, pelo aporte de sedimentos e lixo. Avaliações preliminares mostram que esse tipo de redução chega a picos de 30%, ou seja, valores da mesma ordem de grandeza dos benefícios de vazão que o Poder Público espera das caríssimas e trabalhosas medidas estruturais de rebaixamento e alargamento de calhas que já vêm sendo espasmodicamente implementadas.

Em resumo, mas sem prejuízo da precisão, a equação básica das enchentes da RMSP (certamente similar para outras regiões metropolitanas do país) pode ser assim expressa: “Volumes crescentemente maiores de água, em tempos sucessivamente menores, sendo escoados para drenagens naturais e construídas progressivamente incapazes de lhes dar vazão, tendo como palco uma região geológica já naturalmente caracterizada por sua dificuldade em dar bom e rápido escoamento às suas águas superficiais.”

Na RMSP, a perda média de solos por erosão está estimada em algo entre 10 a 15 toneladas de solo por hectare/ano, o que implica a produção anual de até 3.570.000 m<sup>3</sup>/ano de sedimentos e sua decorrente liberação para o assoreamento da rede de drenagem.

Esse assoreamento é adicionalmente grave e intenso, considerada a baixa declividade do eixo maior (Rio Tietê) da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê, apenas 16 cm/km, assim como de vários de seus principais afluentes. Hoje, canais retificados, os leitos originais dos rios Tietê, Tamanduaté, Pinheiros, Pirajussara e outros eram intensamente meandranes, fato que revela a natural dificuldade que toda a região tem em escoar rapidamente suas águas superficiais. Decorrência direta é a incapacidade desses cursos d’água em bem transportar os sedimentos que recebem, donde o intenso assoreamento de suas calhas e, com isso, a redução de suas capacidades de vazão; mantidas dentro de alguma razoabilidade somente através de diuturnos e caríssimos serviços de desassoreamento e manutenção de bota-foras.

Outros dispêndios e prejuízos diretos e indiretos, decorrentes da combinação erosão/assoreamento (destruição de infraestrutura urbana pela erosão, enchentes e inundações, perdas patrimoniais, degradação precoce de equipamentos hidráulicos, interrupção de atividades econômicas, imobilização de terrenos públicos de alto valor para recebimento do material desassoreado, poluição, dispersão de poluentes contidos em aterros industriais e contaminações patológicas diversas), certamente equivalem a cifras bem maiores.



É importante ressaltar que o poder público, através dos imensuráveis e intermináveis serviços de desassoreamento dos rios da região metropolitana, obras em que já foram aplicados ao longo de décadas recursos na ordem de alguns bilhões de reais, tem até hoje se defrontado exclusivamente com as consequências dos processos erosivos. Mais recentemente, o mesmo fenômeno de aporte de sedimentos e lixo tem acarretado o violento assoreamento dos piscinões, retirando-lhes em momentos cruciais a capacidade de bem cumprir sua função projetada de retenção temporária de volumes expressivos da água proveniente de episódios de chuvas intensas.

Outro enorme problema decorrente refere-se à necessidade de disposição do material resultante das operações de desassoreamento; que levam consigo, aliás, enorme e perigosa carga poluidora.

E percebe-se que no caso somente está-se considerando o assoreamento promovido pelas frações mais arenosas dos sedimentos, e que se depositam nos próprios leitos dos rios. As frações mais finas (siltes e argilas) que a água corrente leva em suspensão e são depositadas mais à frente são de volume muitíssimo maior. Vejam como exemplo desse material mais fino a lama que resta em enormes volumes nos piscinões ou em ruas e residências atingidas por enchentes.

Ou seja, além dos benefícios diretos na redução das enchentes, para cada real aplicado na redução do assoreamento (através do combate às suas causas), teríamos uma enorme economia nos recursos públicos hoje comprometidos com o enfrentamento das consequências do assoreamento (entre elas, as enchentes) e a recuperação urbana de áreas erodidas.

### → Análise e Diagnóstico do Fenômeno

De uma forma geral, a ocupação urbana da metrópole paulista desenvolveu-se até meados do século XX, no interior do vértice dos rios Tietê e Pinheiros, e ao longo de alguns poucos eixos estratégicos, ocupando preferencialmente terrenos sedimentares (terciários) de topografia suave e de características geológico-geotécnicas favoráveis à ocupação urbana. Com o crescimento explosivo após a metade do século, os terrenos mais periféricos, de relevo mais acidentado e com solos de alteração de rochas cristalinas extremamente mais vulneráveis à erosão (os solos de alteração — saprolíticos — de rochas cristalinas são até 100 vezes mais erodíveis que os solos superficiais laterizados e os solos argilosos dos sedimentos terciários), vêm sendo progressivamente ocupados, e sem nenhum critério técnico diferenciado.

Ocupa-se assim hoje uma região topograficamente mais acidentada com a mesma cultura técnica com que se ocupou a região de topografia mais suave, ou seja, opta-se por produzir artificialmente, através de operações de terraplenagem, áreas planas e suaves para assentar os novos bairros. Assim, a expansão urbana vem se processando, via

de regra, através de intensas e extensas terraplenagens que retiram a vegetação e a capa protetora de solos superficiais mais argilosos (e, portanto, mais resistentes à erosão), implicando exposições cada vez maiores e mais prolongadas dos solos de alteração (mais profundos, menos argilosos, mais erodíveis) aos processos erosivos, em uma prática nociva e nada criativa do ponto de vista técnico, pela qual persistentemente se privilegia a adaptação dos terrenos aos projetos em vez de adequar os projetos às características naturais dos terrenos.

Do ponto de vista dos processos geológicos, pode-se dizer que as modificações implementadas pela urbanização no meio geobotânico da RMSP, especialmente através das operações de terraplenagem e da eliminação da proteção vegetal, proporcionaram um novo ciclo de dissecação erosiva dos entornos montanhosos e de sedimentação/entulhamento da bacia.

Do ponto de vista da dinâmica dos processos erosivos, e considerando as características geológicas, geomorfológicas e de uso e ocupação do solo na Bacia do Alto Tietê, foi possível estabelecer as correlações descritas nos Quadros 1 e 2.

Como pode-se observar, os dados obtidos mostraram que os solos de alteração (horizonte C) do cristalino são até 100 vezes mais erodíveis que os solos superficiais laterizados (horizontes A e B) do cristalino e do terciário e que os solos terciários profundos, confirmando a hipótese qualitativa inicialmente formulada.

Os estudos revelaram, adicionalmente, que o lixo urbano, ainda que se destaque no aspecto visual, representa apenas 5% do volume total de material de assoreamento, ou seja, 95% deste volume corresponde a sedimentos finos provenientes dos processos erosivos e a material areno-pedregoso originado da construção civil, demolições, pequenas reformas e deterioração de pavimentos urbanos.

O efeito hidráulico negativo do lixo é especialmente sentido no sistema urbano construído de drenagem e em pequenas calhas hidrográficas. Causa problemas graves ainda em equipamentos hidráulicos usados nas operações de dragagem e bombeamento.

### **Principais componentes do material de assoreamento**

O material de assoreamento produzido na Bacia do Alto Tietê pode ser classificado em três classes, desprezando-se a parcela de sedimentos mais finos transportados em suspensão:

**Classe I** – Sedimentos silto-arenosos provenientes da erosão por águas pluviais sobre solos naturais e de aterros.

**Classe II** – Entulho inerte areno-pedregoso proveniente de obras de construção civil, demolições e pequenas reformas e desagregação de pavimentos urbanos.

**Classe III** – Restos de madeiras, metais, vidros e plásticos originados da construção civil, demolições e reformas, e lixo urbano (papéis-papelão, plásticos, tecidos, vidros, pneus, móveis e outros utensílios, etc.).

## QUADRO 1 - CORRELAÇÃO GEOLOGIA/GEOMORFOLOGIA/EROSÃO

UNIDADES	CARACTERÍSTICAS DE INTERESSE
A – Planícies Aluvionares	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relevo de agradação com baixíssimo potencial erosivo</li> </ul>
B – Colinas em Sedimentos Terciários	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relevos predominantemente suaves com baixo potencial erosivo</li> <li>• Solos superficiais e profundos pouco suscetíveis à erosão</li> </ul>
C – Colinas em Cristalino	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relevos predominantemente suaves com baixo potencial erosivo</li> <li>• Solos de alteração francamente suscetíveis à erosão</li> </ul>
D – Morrotes Baixos E – Morrotes Altos e Morros Baixos F – Morros Altos, Montanhas e Escarpas (D, E e F em Cristalino)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relevos progressivamente mais acidentados com alto potencial erosivo</li> <li>• Solos de alteração francamente suscetíveis à erosão</li> </ul>

## QUADRO 2 - CORRELAÇÃO HORIZONTE DE SOLO/ERODIBILIDADE

(obtidas por avaliação de perda de solo em campo e por ensaios laboratoriais)

ÍNDICE DE ERODIBILIDADE	TALUDE NO CRISTALINO <sup>1</sup>		TALUDE NO TERCIÁRIO <sup>1</sup>	
	Porção Superior Horizontes A e B	Porção Inferior Horizonte C	Porção Superior Horizontes A e B	Porção Inferior Horizonte C
Boyucos Modificado	0,51	51,64	0,24	0,88
Relação de Dispersão (%)	53,14	99,00	37,00	42,00
Relação de Erosão <sup>2</sup>	50 a 60	3507 a 4400	52 a 40	77 a 55
Relação de Erosão <sup>3</sup>	22 a 26	2215 a 2789	13 a 17	18 a 25

(1) Área de testes de campo no bairro de Bonsucesso em Guarulhos (SP).

(2) Relação de erosão considerando conteúdo coloidal a quantidade de argila que se dispersa naturalmente (em H<sub>2</sub>O), conforme Bertoni & Lombardi (1985).

(3) Relação de erosão considerando os valores de argila total como conteúdo coloidal, conforme Middleton (1930), citado em Lal (1988).

Considerando a composição global média do material de assoreamento retirado por dragagem do Rio Tietê, observa-se a seguinte relação de proporção em peso: **Classes I e II = 95%**; **Classe III = 5%**.

A relação entre as **Classes I e II** sofre sensível variação obedecendo às características físicas, econômicas e sociais de cada sub-bacia. Com o avanço da consolidação da urbanização,

há uma redução natural da produção de materiais da **Classe I**. A produção de materiais da **Classe II** é consideravelmente maior em zonas de urbanização em consolidação e mesmo em zonas já consideradas urbanizadas em bairros de população mais pobre.

Com o aumento de urbanização em uma determinada área, há a tendência de aumento da produção de materiais da **Classe III**, especialmente em bairros mais carentes desassistidos de serviços públicos de maior eficiência.

### → **Formulação de soluções**

Nesse contexto, o combate às enchentes na região metropolitana paulista deve, para garantir resultados confiáveis, atacar indispensavelmente cinco frentes técnicas, combinada e concomitantemente: as três primeiras frentes dizem respeito a medidas hidráulicas estruturais, ou seja, diretamente vinculadas às calhas hidrográficas. Correspondem às obras de alargamento e aprofundamento da calha do Tietê, o permanente desassoreamento de todos os rios, córregos e drenagens construídas, a eliminação de pontos de estrangulamento representados por pontes, galerias e sistemas de drenagem antigos que já não suportam mais as vazões a que são submetidos. A quarta frente corresponde ao aumento da capacidade de infiltração e retenção de águas pluviais em toda a área urbanizada através de uma série de medidas, como calçadas, valetas e pátios drenantes, poços e trincheiras de infiltração, bosques florestados, intenso plantio de árvores, pequenos e médios reservatórios domésticos e empresariais de águas de chuva.

A quinta frente técnica, e sem o sucesso da qual todas as outras medidas ficam comprometidas em seus resultados, é tipicamente uma medida não estrutural, ou seja, fora das calhas hidrográficas; no caso, voltada a reduzir ao máximo o assoreamento das drenagens naturais e construídas através da redução da erosão nas frentes de expansão metropolitana, do lançamento irregular do lixo urbano e do entulho de construção civil.

Para tanto, existe hoje disponível todo um arsenal de providências técnicas preventivas e corretivas para o combate à erosão, desde instrumentos legais, passando por concepções de projeto mais adequadas a situações topográficas mais acidentadas, até novas e eficientes técnicas de proteção superficial de solos expostos. Resta somente que as autoridades públicas e privadas, de alguma forma ligadas aos interesses metropolitanos, conscientizem-se definitivamente da imprescindibilidade da implementação de medidas não estruturais para que se possa alcançar o sucesso no combate às enchentes urbanas.

### → **Acompanhamento da implantação e monitoramento de desempenho**

Por não terem sido implantadas as medidas recomendadas, não foram executadas as atividades subsequentes de Acompanhamento da Implantação e de Monitoramento de Desempenho.

## Bibliografia

SANTOS, A.R. Artigos técnicos sobre o tema Erosão – Assoreamento – Enchentes, publicados em diversos meios de mídia entre os anos de 2002 e 2009.

\_\_\_\_\_. *Casos de Aplicação 22 e 26*, pertencentes a este livro.

SANTOS, A.R.; NAKAZAWA, V.A. Erosão e assoreamento na Região Metropolitana de São Paulo. In: SEMINÁRIO SOBRE PROBLEMAS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS NA REGIÃO METROPOLITANA DE SÃO PAULO – RMS, 1, 1992, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1992.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT. *Erosão e assoreamento nas bacias dos rios Tietê e Pinheiros: diagnóstico e diretrizes para a solução integrada do problema*. São Paulo: IPT, 1993. v.19. (IPT - Relatório, 30.796).

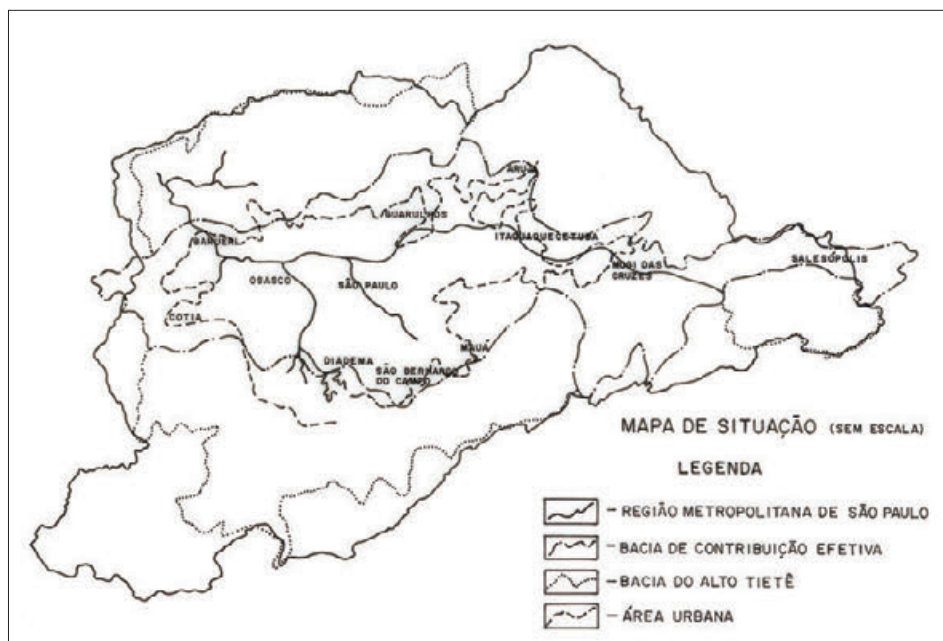


Figura 1 – RMS – Erosão e assoreamento: mapa de situação (sem escala). (Figura do Autor)



*Figura 2 (A e B) – Taludes contíguos, em solo de alteração de rochas cristalinas e em sedimentos terciários e solos superficiais laterizados, evidenciando a extrema maior suscetibilidade à erosão do solo de alteração de rochas cristalinas. (Fotos do Autor)*



*Figura 3 – Conjunto Habitacional Santa Etelvina na capital paulista sendo totalmente erodido. A falta de cuidados com a erosão urbana é trágica para a Região Metropolitana de São Paulo, estando intimamente associada a vários tipos de enchentes. (Foto IPT)*



*Figura 4 – Detalhe do mesmo Conjunto mostrando o poder destrutivo do processo erosivo. (Foto IPT)*



*Figura 5 – Pequenas drenagens são as que mais sofrem com o assoreamento. (Foto IPT)*



*Figura 6 – Material de desassoreamento do Rio Tietê empilhado às suas margens para posterior remoção para bota-foras. (Foto do Autor)*



*Figura 7 – Detalhe do material de desassoreamento 95% sedimentos e 5% lixo, em peso. (Foto do Autor)*



*Figura 8 – Aspecto do assoreamento do Rio Tietê a jusante da Barragem da Penha na capital. (Foto do Autor)*



*Figura 9 – Tomada d'água do "piscinão" do córrego Saracantã, em São Bernardo (SP), totalmente assoreado com pouquíssimo tempo de operação. (Foto do Autor)*



*Figura 10 – Trecho canalizado do córrego Cabuçu de Cima com capacidade de vazão totalmente comprometida pelo enorme assoreamento. (Foto do Autor)*



## CASO 12

### Condicionantes hidrogeotécnicos no desmonte da “rolha” no Reservatório de Pirapora, Rio Tietê, SP

**Relatores:** Eng. Eda F. Quadros e Geól. Diogo Correa Filho

#### → Circunscrição do problema

Com o objetivo de controlar as cheias e combater as enchentes na Região Metropolitana da Grande São Paulo, a Eletropaulo realizou estudos e obras visando adequar a estrutura da Barragem de Pirapora, no município de Bom Jesus de Pirapora (SP), às condições das vazões afluentes para o Reservatório de Pirapora. Para a solução do problema, foram estudadas várias alternativas de projeto, tendo-se concluído pelo uso de um descarregador de fundo em túnel (Couto e Santos, 1997).

Devido às características do local e à necessidade de operar as comportas de superfície da barragem durante a escavação da obra, optou-se por escavar a parte final do túnel pelo método do *lake piercing* “rolha”, de uso pioneiro no Brasil. Este método consiste na escavação do túnel de jusante para montante, até as proximidades do fundo do reservatório, deixando-se uma porção de rocha “rolha” a montante, a ser desmontada por explosivos, com a consequente inundação do túnel até as comportas. O método permite que se construa um túnel em cotas inferiores ao nível d’água do reservatório sem necessidade de ensecadeiras. A porção da rocha “rolha” a ser desmontada por explosivos deveria ter espessura, estanqueidade e continuidade mínimas, de forma a se apresentar estável e permitir uma detonação eficiente, produzindo tamanhos de blocos adequados sem danificar o maciço adjacente.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

O reconhecimento preliminar do local do projeto e a observação de perfis de sondagem em disponibilidade mostraram que, para emprego da solução de *lake piercing*, seria necessário fazer-se um levantamento em detalhe das características do maciço rochoso, especialmente tendo-se em conta o pioneirismo da aplicação desta solução para o Brasil.

Estes estudos consistiram, em primeiro lugar, de levantamento geológico-estrutural e concepção de modelo físico-estrutural. Concluiu-se que o maciço rochoso no local era formado de rochas metassedimentares (metarenito, metapelito, metargilito e metasiltito) e quartzito pertencentes ao Grupo São Roque (Iyomasa, et al. 1997). Na base da “rolha”, o maciço rochoso apresentava-se são a pouco alterado (classes II e I de Bieniawski, modificadas), enquanto que no topo (fundo do lago) as classes dominantes eram do tipo IV e III. Em geral, a rocha apresentava-se muito fraturada e com algumas áreas de elevada

permeabilidade. Na porção mais superficial do maciço, as fraturas se encontravam abertas pelo alívio de tensões e sem preenchimento.

A presença de fraturas abertas, além de induzir altas permeabilidades e grandes volumes de água de percolação para o interior do túnel, com seus consequentes problemas de estabilidade, conferia ao maciço heterogeneidades que, do ponto de vista da detonação, não eram interessantes. Desta forma, a redução do número de fraturas abertas e a homogeneização do maciço se faziam necessárias.

Sabendo-se da importância da caracterização hidráulica do maciço rochoso para o sucesso das etapas construtivas que levariam à escavação do túnel e ao desmonte final da “rolha”, decidiu-se por efetuar um estudo detalhado das condições de percolação do maciço rochoso na região do projeto.

A programação dessas investigações deveria levar em consideração o aspecto principal da obra, isto é, sua abertura final pelo processo já referido. Sendo assim, decidiu-se pela execução de ensaios hidráulicos tridimensionais, os quais permitiriam conhecer as relações de anisotropia existentes no maciço rochoso e a adequação do uso de modelos matemáticos, considerando-se um meio contínuo-homogêneo, equivalente, para estudo das soluções de projeto.

Os resultados desses ensaios hidráulicos tridimensionais conduziram ao conhecimento das propriedades hidráulicas do maciço rochoso, refletidas por meio da configuração espacial do tensor de permeabilidade do maciço rochoso e das características anisotrópicas do meio na região estudada.

### → Formulação de soluções

Com o objetivo de melhorar a homogeneidade do maciço rochoso, bem como reduzir as vazões de percolação para o interior do túnel, foi proposto o tratamento do maciço por meio de injeções de cimento.

Na área utilizada para os estudos hidráulicos, foi realizado um teste piloto de injeção de cimento, tendo como objetivo a previsão da eficiência das injeções de calda de cimento a serem aplicadas no tratamento do maciço. Para isto, nos mesmos furos de ensaio 3-D, injetou-se calda de cimento e, posteriormente, novos ensaios 3-D foram executados em furos próximos.

Para análise da eficiência das injeções, foram comparados os resultados dos ensaios hidráulicos 3-D realizados antes e após as injeções, objetivando-se a previsão do volume de cimento a ser injetado e a avaliação do comportamento do meio frente ao futuro tratamento por meio de injeções. Estes eram fatores de suma importância para a economia do projeto.

A eficiência das injeções foi observada através da análise comparativa do comportamento hidráulico antes e após a realização das injeções de calda de cimento. A influên-

cia da geometria das descontinuidades foi também considerada nas análises, levando às seguintes conclusões:

- antes das injeções, o tensor de permeabilidade apresentava uma configuração espacial na qual  $K_{\text{máx}}$  situava-se na direção NE, concordando com os planos de fraturamento de maior abertura (Famílias F5 e F6);
- após as injeções, houve uma redução na magnitude de  $K$  (média geométrica) de cerca de 12 vezes, quando este valor foi comparado com o valor original referido ao maciço rochoso *in natura*;
- em termos gerais, as zonas de maior condutividade hidráulica antes das injeções mostraram valores menores após as injeções. Observou-se uma rotação do tensor de permeabilidade para a esquerda. Esta nova posição das componentes de  $K$  foi interpretada como consequência do preenchimento das descontinuidades com maior abertura (Famílias F5 e F6) pela calda de cimento injetada;
- outra característica importante observada nos resultados dos ensaios 3-D foi a mudança da relação de anisotropia do meio. A relação de anisotropia sofreu redução de cerca de 20%, mostrando que o meio poderia ser considerado homogêneo. Esta hipótese foi utilizada na análise das percolações no local do projeto, usando-se modelo tridimensional de elementos finitos (Pimenta de Ávila et al., 1997).

### → Acompanhamento da implantação e monitoramento do desempenho

Antes da implantação do projeto, o qual consistia basicamente da detonação da “rolha” de 7 m de diâmetro de uma só vez, foram cumpridas diversas etapas, as quais tomaram por base os resultados dos ensaios hidráulicos 3-D e das investigações geológico-geotécnicas realizados no local do projeto, assim com os estudos de modelação matemática para análise do comportamento do meio (Pimenta de Ávila et al., 1997).

Os trabalhos principais consistiram de injeção com calda de cimento na região da “rolha” e no seu entorno; tratamento da superfície de montante da “rolha” por meio de argamassa, areia e bentonita; escavação de galeria de montante em cota superior à “rolha”, a partir da qual foram realizadas injeções e instalados tirantes. Foram também instalados chumbadores no maciço da “rolha”, com a finalidade de melhorar a estabilidade do maciço rochoso durante as operações de desmonte.

Além destes, foi executado um *plug* de areia com parede vertical de concreto, sistema de ar comprimido contornando a seção da “rolha” e sistema de monitoramento da detonação. Após a conclusão de todas as etapas de implantação do projeto, tomando por base os resultados das investigações efetuadas, a “rolha” pôde ser detonada com sucesso em maio de 1993.

Segundo relato descrito em Couto e Santos (1997), após a detonação, o material alojou-se em leito subaquático de forma semelhante ao previsto. Depois da remoção do *plug* de areia e do fechamento gradual das comportas, todo o material detonado foi removido.

Ressalta-se que, devido à pequena distância entre a “rolha” e as estruturas instaladas (barragem de concreto e comportas no interior do túnel), foi necessária a instrumentação para medida da pressão hidrodinâmica transmitida pela detonação. Leituras desses instrumentos de monitoração indicaram também que as solicitações às estruturas de barragem e túnel ficaram inferiores às previstas (Nieble, 1997).

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Diogo Correa Filho, Eng. Eda F. Quadros, Eng. Luís Carlos Françolin, Eng. Claudette Moreira Couto e Geól. Wilson Shoji Iyomasa

---

## Bibliografia

- COUTO, C.M.; SANTOS, O.G. Túnel de descarga de Pirapora. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE O TÚNEL DE PIRAPORA – ASPECTOS DE PROJETO E CONSTRUÇÃO, 1997, São Paulo. *Anais*. São Paulo: Instituto de Engenharia/Eletropaulo, 1997. p.1.
- IYOMASA, W.S.; MELLO, L.G.F.S.; MOTIDOME, M.J.; SCARMÍNIO, M. Aspectos geológico-geotécnicos e tratamentos efetuados no maciço. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE O TÚNEL DE PIRAPORA – ASPECTOS DE PROJETO E CONSTRUÇÃO, 1997, São Paulo. *Anais*. São Paulo: Instituto de Engenharia/Eletropaulo, 1997. p.181.
- NIEBLE, C.M. Desmonte da “rolha” de Pirapora. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE O TÚNEL DE PIRAPORA – ASPECTOS DE PROJETO E CONSTRUÇÃO, 1997, São Paulo. *Anais*. São Paulo: Instituto de Engenharia/Eletropaulo, 1997. p.241-247.
- PIMENTA DE ÁVILA, J.; SOARES, R.; BRITO, S. Análises de percolação e de tensão na região da “rolha”. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE O TÚNEL DE PIRAPORA – ASPECTOS DE PROJETO E CONSTRUÇÃO, 1997, São Paulo. *Anais*. São Paulo: Instituto de Engenharia/Eletropaulo, 1997.
- QUADROS, E.F. *A condutividade hidráulica direcional dos maciços rochosos*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1992. 2v. 943p.
- QUADROS, E.F.; CORREA FILHO, D. *Ensaio para determinação da condutividade hidráulica direcional e do coeficiente de permeabilidade isotrópica do maciço rochoso da ombreira direita da Barragem de Pirapora*. São Paulo: IPT, 1991. (IPT – Relatório, 29.202).

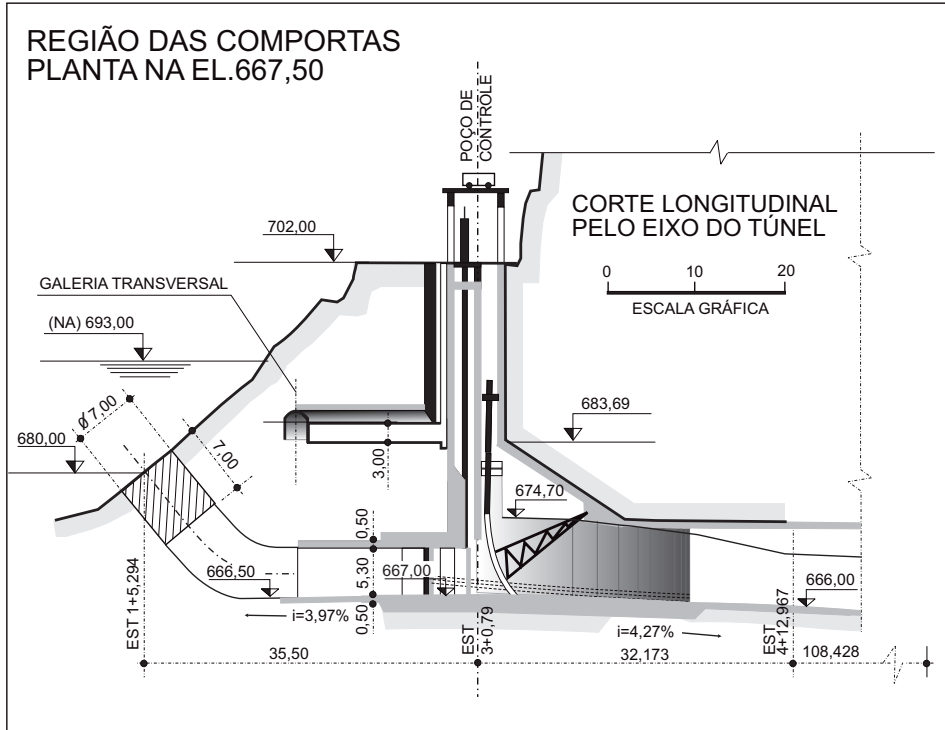


Figura 1 – Corte longitudinal pelo eixo do túnel. (Fonte: IPT)

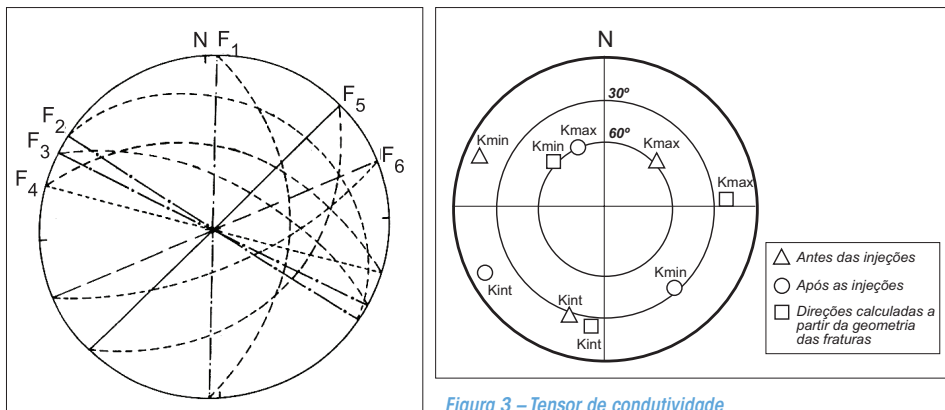


Figura 2 – Família de fraturas do maciço metamórfico. Projeção ciclográfica dos planos das discontinuidades no local do projeto. (Fonte: IPT)

Figura 3 – Tensor de condutividade hidráulica. (Fonte: IPT)

## CASO 13

### Alteração do traçado da Rodovia dos Imigrantes na Serra do Mar devido a corpos de tálus, SP

**Relator:** Geól. Luiz Ferreira Vaz

**Agradecimentos:** O relator agradece ao IPT, por ter permitido o acesso aos relatórios da época, e à Concessionária Ecovias dos Imigrantes S.A., pelo fornecimento de informações relativas aos viadutos VD-19 e VD-0.

**Dedicatória:** O relator dedica esta exposição à memória do geólogo Ricardo Fernandes da Silva, que o teria escrito mais propriamente. Companheiro de trabalho no IPT e amigo por longos anos, sua vida profissional foi iniciada, com brilhantismo, nos estudos geológicos da Rodovia dos Imigrantes.

#### → Circunscrição do problema

Em 1967, ao realizar os estudos para a nova ligação São Paulo–Litoral, o DER contratou a SGA – Seção de Geologia Aplicada do IPT para desenvolver os estudos geológicos dos traçados previstos. Entre as várias alternativas estudadas estava a Variante Anchieta do Ramal de Santos, sobre a qual foi posteriormente construída a Rodovia dos Imigrantes.

Os conhecimentos sobre as condições geológicas da Serra do Mar eram escassos e limitados na época. Entretanto, a ocorrência de corpos de tálus nas faldas da serra e sua inevitável tendência à movimentação já eram conhecidos. Dessa forma, o programa de investigação geológica elaborado pela SGA contemplava a identificação e a caracterização dos corpos de tálus eventualmente existentes ao longo do traçado geométrico previsto.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

O traçado da Variante Anchieta desenvolvia-se, a partir do Alto da Serra, segundo a diretriz Nordeste, até a altura do Rio Pilões. Depois de uma curta inflexão para contornar o vale desse rio, o traçado retomava a diretriz Nordeste, sempre na margem esquerda do Rio Cubatão, até alcançar a Via Anchieta, junto do entroncamento com a Rodovia Pedro Taques. O Rio Pilões constituía-se no divisor entre a topografia fortemente acidentada, que dominava para cima até o Alto da Serra e a topografia mais abatida, que ocorria para baixo, até o Rio Cubatão. Entretanto, a Rodovia dos Imigrantes, como construída, inflete para Sudeste, aproximadamente 3 km depois do Rio Pilões, cruzando o Rio Cubatão e atingindo a Rodovia Pedro Taques bem mais distante da Via Anchieta. Essa alteração no traçado da Rodovia dos Imigrantes foi feita em decorrência dos estudos geológicos realizados pela SGA.

A investigação geológica dos traçados era feita, principalmente, por meio de mapeamento geológico de superfície. A dificuldade de acesso para equipamentos impediu o uso de sondagens a percussão e rotativas naquela fase, mas foram empregadas sondagens geo-físicas pelo método de eletro-resistividade, além de poços de inspeção rasos, para identificar o tipo de solo e sondagens a trado, principalmente nos trechos com solos residuais. Os afloramentos nas drenagens permitiam a determinação do tipo de rocha enquanto as áreas cobertas por corpos de tálus eram identificadas, geralmente, pela topografia suave, abundância de blocos de rocha na superfície e, no caso de corpos de tálus mais extensos, pela ausência de padrão regular de drenagem. Os solos eram classificados conforme sua origem e granulometria segundo os procedimentos desenvolvidos pela SGA nos estudos do Sistema Alto Tietê (Vaz, 1996). A delimitação dos corpos de tálus era feita por aerofotogeologia e confirmada pelo mapeamento geológico. A presença de água nos corpos de tálus era indicada pela ocorrência de nascentes e pelo padrão irregular das drenagens, sendo verificada por poços de inspeção.

Conforme estudos efetuados na época (IPT, 1968), a geologia da margem esquerda do Rio Cubatão, onde se alojava o traçado, é constituída, basicamente, por rochas do Pré-Cambriano paulista e por corpos de tálus e aluviões, ambos atribuídos ao Quaternário. O Pré-Cambriano é representado por gnaisses graníticos, muito resistentes, que dominam desde o Alto da Serra até a altura da cota 250-300 m e micaxistos que ocorrem daí para baixo, cada um desses tipos litológicos sendo, na realidade, constituído por vários subtipos. O contato entre essas litologias principais, bastante retilíneo, com direção N45E deve corresponder a um falhamento, o que, entretanto, não veio indicado nos relatórios da época. Na margem direita, o contato entre micaxisto, que ocorre sob a calha do Rio Cubatão e o gnaisse, situa-se na altura da cota 50-100 m, sendo também retilíneo e subparalelo ao da margem esquerda, sugerindo um segundo falhamento principal nesta margem.

Os estudos geológicos logo revelaram a existência de dois extensos corpos de tálus após o Rio Pilões, no sentido descendente da rodovia. O traçado desenvolvia-se sobre o primeiro deles, denominado corpo de tálus no. 1 (TT1) por cerca de 1,2 km. O corpo de tálus nº 2 (TT2) ocorria mais abaixo, com o traçado percorrendo mais 1,6 km sobre tálus. O TT1 depositava-se na margem esquerda de um afluente fortemente encaixado do Rio Pilões para cuja travessia foi construído o viaduto VD-19 da Rodovia dos Imigrantes. Esse afluente era atravessado pela Via Anchieta na região de outro corpo de tálus, conhecido como tálus da cota 500.

Os dados da investigação geológica (IPT, 1968) mostraram que o TT1 apresentava uma extensão de cerca de 605.000 m<sup>2</sup>, distribuído entre as cotas 250 e 50 m, com espessura máxima estimada em 18 m. O TT1 apresentava-se geralmente seco, bem drenado, mostrando-se saturado próximo da superfície apenas na região do contato gnaisses/micaxisto. O TT2 apresentava uma extensão da ordem de 1.500.000 m<sup>2</sup>, distribuindo-se entre as cotas

300 e 50 m, com espessura máxima estimada em 18 m. Distintamente do TT1, mostrava-se saturado, com o nível do lençol freático próximo da superfície e vários riachos com vazões entre 0,5 e 12 litros por segundo. A Via Anchieta tinha atravessado o TT2, conhecido como corpo de tálus da cota 200, que provocou, posteriormente, vários problemas de movimentação e soerguimento da pista.

### → Formulação de soluções

Os estudos executados pela SGA revelaram que o TT1 e outros corpos de tálus de menor expressão apresentavam-se bem drenados. Em consequência, a SGA admitiu que não deveriam apresentar problemas para a futura rodovia (IPT, 1968), mantendo o traçado da rodovia sobre o corpo de tálus TT1. Hoje é fato bem conhecido que corpos de tálus drenados são, geralmente, estáveis; entretanto, na época, esse comportamento poderia ser esperado, mas não havia nenhuma comprovação prática. Dessa forma, foi uma decisão ousada da SGA admitir que o TT1 fosse estável, mesmo porque não havia dados de instrumentos, tais como piezômetros, inclinômetros e marcos topográficos. A decisão da SGA foi baseada, principalmente, nos dados obtidos no mapeamento geológico.

Entretanto, no caso do TT2, a posição da SGA foi completamente diferente. Com a investigação de campo revelando o caráter saturado do TT2, a SGA decidiu recomendar um desvio do traçado, evitando sua travessia. Aceitando as ponderações da SGA, o DER estudou um traçado alternativo, implantado no campo para a realização de estudos geológicos. Essa alternativa ficou conhecida no DER como a Variante dos Geólogos, mas no relatório (IPT, 1968) que contém os resultados dos estudos efetuados, foi denominada Variante IPT. A variante evitava totalmente o TT2, conforme mostrado na Figura 1, porém, foi também estudada uma outra alternativa, denominada Variante Nova, que cruzava uma pequena extensão da parte inferior do TT2, depositada numa área mais elevada. O relatório nº 5.008 recomendou a adoção da Variante IPT para o trecho final do que viria a ser a Rodovia dos Imigrantes. O DER acabou optando pela Variante Nova que permitia um melhor desenvolvimento geométrico do traçado.

### → Acompanhamento da implantação e monitoramento do desempenho

A Rodovia dos Imigrantes cruzou a área do TT1 através do viaduto VD-19. Esse viaduto tem apresentado movimentações na área do apoio 7, as quais foram detectadas cerca de 10 anos após sua construção. Os apoios dos viadutos da Imigrantes, construídos sobre tálus, dispõem de encamisamento externo destinado a evitar que esforços horizontais, decorrentes do deslocamento dos corpos de tálus, atinjam os pilares; porém, na área do VD-19 não ocorrem indícios de movimentação do encamisamento. Vários estudos com a execução de



sondagens e instalação de instrumentos foram realizados na área do VD-19 ao longo desses anos. Mais recentemente, a Ecovias dos Imigrantes, concessionária da rodovia, realizou novos estudos que confirmaram não ocorrer movimentação do corpo de tálus na área do apoio 7, mas sim a cerca de 30 m de profundidade, no solo de alteração. Os métodos de investigação empregados pela SGA, na época dos estudos da Variante Anchieta, não permitiam a identificação dos deslocamentos profundos, tais como os que parecem ocorrer na área do VD-19. Dessa forma, a decisão da SGA, tomada em 1967, revelou-se correta, em conformidade com os conhecimentos disponíveis na época, transcorridos mais de 30 anos.

No caso do corpo de tálus TT2, a recomendação da SGA revelou-se novamente acertada. As movimentações do TT2 na área da Via Anchieta agravaram-se tempos depois, levando ao tratamento de toda a encosta acima da rodovia, incluindo a impermeabilização asfáltica da superfície do tálus. Caso a Rodovia dos Imigrantes seguisse pelo traçado originalmente previsto, certamente seria afetada pelo agravamento da movimentação do TT2 e, a julgar pelo porte desse corpo de tálus, as consequências poderiam ser desastrosas. O viaduto VD-20, que cruza o Rio Cubatão, ficou com parte de seus apoios sobre o TT2, porém não são registradas movimentações na área, também confirmando as informações da época que davam essa parte do TT2 como bem drenada.

O acompanhamento técnico da implantação e os trabalhos de Monitoramento do Desempenho, até a concessão da rodovia em 1998, foram feitos pela Dersa – Desenvolvimento Rodoviário S.A.

Em conclusão, é importante registrar que os estudos pioneiros levados a cabo pelo DER e pelo IPT permitiram que o projeto básico da rodovia, posteriormente elaborado, fosse adaptado às condições geológicas, tornando a Rodovia dos Imigrantes uma das estradas mais seguras do mundo em regiões serranas tropicais.

Apesar da limitação dos métodos de investigação então empregados, os dados do mapeamento geológico foram suficientes para que os projetistas da rodovia adotassem uma sucessão de viadutos e túneis para o desenvolvimento da rodovia, reduzindo as intervenções nas encostas naturalmente instáveis da Serra do Mar. A identificação e a caracterização dos corpos de tálus levou ao desenvolvimento da tecnologia de camisas externas para proteção dos apoios, solução também pioneira concebida para adequar a infraestrutura dos viadutos às condições geológicas.

Os conhecimentos acumulados nesses mais de 30 anos sobre as condições geológicas da Serra do Mar e seu comportamento para obras rodoviárias confirmaram o acerto dos estudos e avaliações da SGA. Como o principal método de investigação então empregado foi o mapeamento geológico sistemático, esse fato demonstra que esse método é uma das mais importantes ferramentas à disposição do geólogo de engenharia para a antecipação do comportamento dos terrenos em obras de engenharia.

---

**Responsabilidade Técnica:** Eng. Murillo D. Ruiz (chefe da SGA-IPT), Geól. Luiz F. Vaz (coordenador de campo), Geól. Joel M. Hessing (geólogo de campo), Geól. José G. Machado (geólogo de campo), Geól. Ricardo F. da Silva (geólogo de campo), Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos (geólogo de campo) e Eng. Job S. Nogami (supervisão pelo DER).

---

## Bibliografia

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT. *Estudo geológico complementar do trecho Pilões – Cubatão da Variante Anchieta do Ramal de Santos – Estrada dos Imigrantes*. São Paulo: IPT/Seção de Geologia Aplicada, 1968. (IPT – Relatório, 5008)

VAZ, L.F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, v.19, n.2, p.117-136, 1996.



*Figura 1 – O emprego pioneiro dos conhecimentos de Geologia de Engenharia sobre a dinâmica das encostas naturais da Serra do Mar levou a que se privilegiassem túneis e viadutos na concepção do projeto da Rodovia dos Imigrantes, com a menor interferência possível no terreno natural. (Foto Ecovias)*

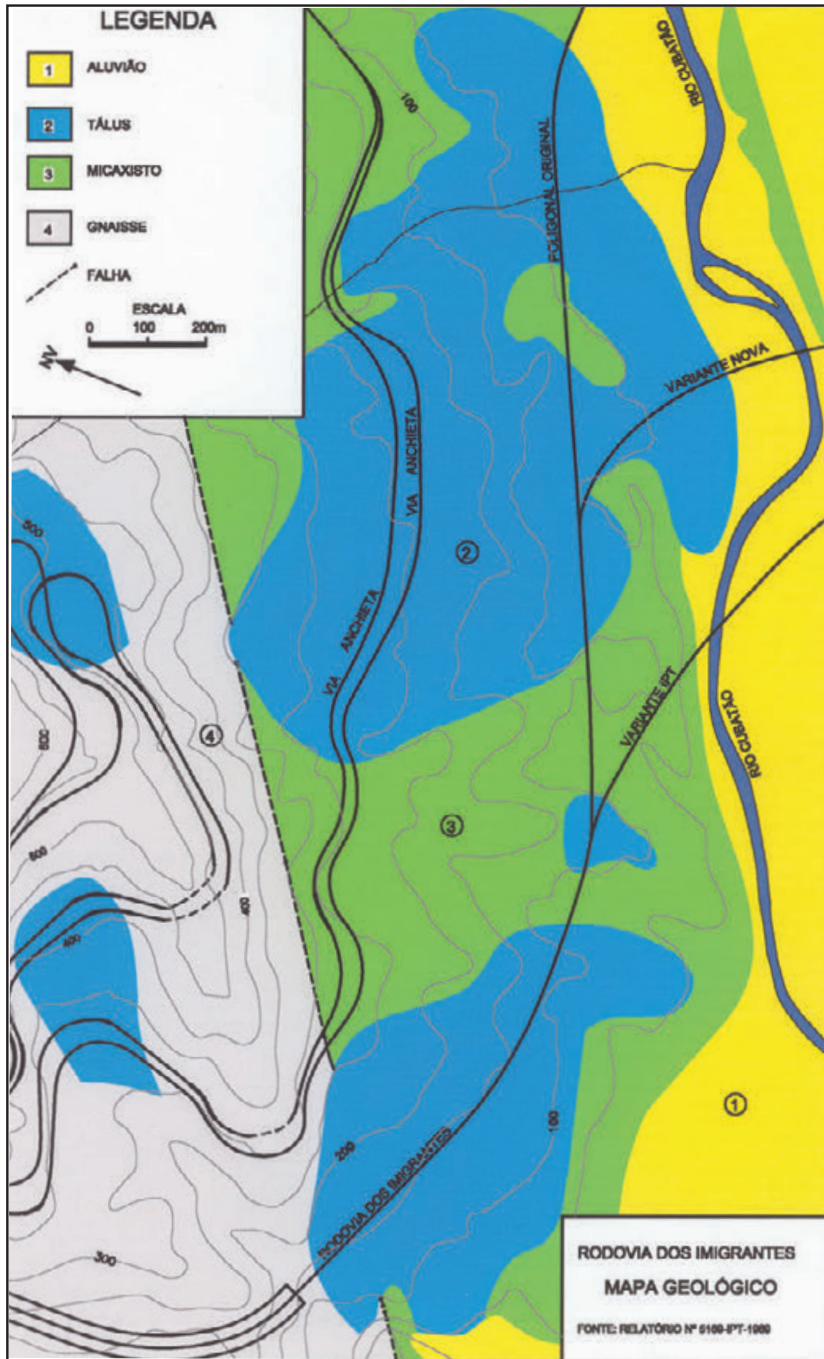


Figura 2 – Mapa geológico mostrando as diversas alternativas estudadas de traçado. (Fonte: Luiz F. Vaz – referência IPT)

## CASO 14

### Elevação do lençol freático em área urbana como consequência do enchimento do Reservatório da Barragem de Três Irmãos, SP

**Relator:** Geól. José Luiz Albuquerque Filho

*Agradecimento:* Ao Eng. Aloísio Celeri, do Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP – Ilha Solteira (SP), pelas fotografias cedidas.

#### → Circunscrição do problema

A instalação de reservatórios hidrelétricos, em bacias de rios que funcionam como descarga regional de fluxos subterrâneos de aquíferos livres adjacentes, tem provocado a elevação do lençol freático e trazido consequências diversas ao meio ambiente e aos diferentes usos e ocupações territoriais, notadamente naqueles já estabelecidos antes do enchimento do lago.

A cidade de Pereira Barreto, situada na região noroeste do Estado de São Paulo, mostrou-se suscetível a sofrer consequências significativas desde os primeiros estudos de Geologia de Engenharia, realizados a partir de 1983, com vistas à avaliação previewal dos impactos hidrogeológicos induzidos na área de influência do Reservatório de Três Irmãos, instalado no baixo curso do Rio Tietê, entre agosto de 1990 e março de 1991.

A posição geográfico-geomorfológica ocupada pelo sítio urbano de Pereira Barreto propiciou que a cidade passasse a constituir uma verdadeira península no Lago de Três Irmãos, fato esse que, aliado às características hidrogeológicas e geotécnicas dos terrenos locais e da cota topográfica de enchimento do reservatório, implicaria em grandes elevações do lençol freático e consequentes possíveis fenômenos de colapsividade de solos, recalques de fundações, afloramentos do nível d'água, desmoronamento de paredes de poços, dentre outras manifestações.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

A zona urbana de Pereira Barreto está assentada sobre coluviões arenosos e aluviões terciário-quadernários e sedimentos cretácicos do Grupo Bauru, constituindo, esse pacote, um aquífero livre que tem como base impermeável o topo rochoso basáltico juro-cretácico da Formação Serra Geral.

Diante das peculiaridades de Pereira Barreto, foi considerado necessário que os trabalhos investigatórios de Geologia de Engenharia conduzissem a resultados previewais, que pudessem ser utilizados antes e após a instalação do Reservatório de Três Irmãos, subsidiando as possíveis ações preventivas, corretivas e mitigatórias ou, até mesmo, compen-

satórias, por parte da concessionária responsável pelo empreendimento (CESP – Companhia Energética de São Paulo).

Nesse sentido, a abordagem do problema buscou determinar a amplitude e a distribuição espacial e temporal das elevações induzidas, a partir do entendimento das características naturais do aquífero livre, confrontando-as com a futura posição do nível do reservatório, o qual passaria a ser o novo nível de descarga de base das águas subterrâneas, depois de estabelecido o novo equilíbrio hidrológico.

Essas elevações, por sua vez, significariam um novo quadro de saturação do solo local, que se mostrou muito colapsível, desde as primeiras investigações efetuadas na área pelo Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP (Ilha Solteira-SP) com objetivos geotécnicos diversos.

Procurando-se testar esse modelo conceitual, foram efetuadas investigações hidrogeológicas (cadastro de poços; instalação de piezômetros; obtenção de acervo de estudos anteriores; execução de ensaios de bombeamento e de permeabilidade) e geotécnicas (ensaios de campo e de laboratório; instalação de instrumentação para observação de recalques e do comportamento de estruturas), assim como foram efetuados levantamentos de dados geológicos (mapas topográficos e geológicos) e geofísicos (sondagens elétricas verticais).

Destaca-se a obtenção do Mapa de Potencial de Influência do Enchimento do Reservatório, onde foram delimitadas as zonas de futuras profundidades uniformes do lençol freático [0-5 m (Zona A), 5-10 m (Zona B) e mais que 10 m (Zona C)], em locais onde o nível d'água alcançava originalmente profundidades de até 20-25 m. A velocidade de propagação e estabilização do processo foi calculada de forma estimativa, obtendo-se valores de até 20 anos, após o enchimento do lago.

A partir do zoneamento do potencial de influência do enchimento do reservatório, foi efetuado cadastro completo das edificações inseridas na Zona A (1.003 unidades), classificando-as em *normais* (623), *razoáveis* (273) e *preocupantes* (107), de acordo com aspectos estruturais observados.

Além dos ensaios geotécnicos efetuados em laboratório, foi selecionado um local considerado como representativo do solo da cidade e executadas provas de cargas diretas, visando à observação do resultado da saturação na sua capacidade de suporte. Constatou-se que ocorria redução de 50% na já baixa resistência do solo.

Buscando-se reafirmar o modelo de comportamento geotécnico estabelecido para o solo sob as fundações existentes, decidiu-se montar um experimento nas margens do futuro lago, consistindo em uma linha com 19 estruturas (cargueiras) que simulavam cargas representativas das diferentes edificações da cidade e com instrumentos que permitissem acompanhar a ascensão gradual do lençol freático em tempo real e os efeitos de diminuição da resistência do solo, no decorrer do enchimento.

As manifestações foram monitoradas ao longo de 15 meses, a partir do início do enchimento do reservatório, em agosto de 1990 (atingiu nível máximo na cota 328 m em março de 1991). Constatou-se que os recalques totais chegaram a alcançar 74,0 mm, ao final do enchimento do reservatório.

### → Formulação de soluções

A partir dos resultados dos estudos, foram formuladas e adotadas várias soluções, descritas a seguir.

- *em relação ao abastecimento de água:* tendo em vista que inúmeros habitantes se abasteciam de água através de poços-cacimba rudimentares, sem revestimentos, vulneráveis a desmoronamentos após o enchimento do reservatório e, também, que o ponto de captação de água da cidade ia ser inundado, foi perfurado poço tubular no Aquífero Guarani (antes denominado Botucatu/Piramboia);
- *em relação ao sistema de esgoto:* foi também reconstruído com bombeamento para estação de tratamento distante da cidade;
- *em relação ao cemitério da cidade:* situado a 70 m da borda do lago, com parte inserida na zona A, foram construídos ossário e columbário na porção mais baixa, onde estava previsto lençol freático muito raso; e
- *em relação às edificações:* as 107 edificações consideradas mais preocupantes seriam reformadas ou demolidas e reconstruídas de imediato, sob a coordenação da CESP. As demais edificações da Zona A continuariam a ser acompanhadas por meio de vistorias e do monitoramento dos instrumentos instalados.

### → Monitoramento do desempenho

Os estudos hidrogeológicos e geotécnicos estabeleceram malhas de observação, a serem utilizadas antes, durante e após o enchimento do reservatório.

Para as edificações, foram selecionadas 17 dentre aquelas cadastradas na cidade. Nelas, foram instalados os seguintes instrumentos: medidores de nível d'água; medidores de recalques de hastes; bases para Tensotast; bases para clinômetros; e pinos de nivelamento. As medidas foram efetuadas a partir de janeiro de 1990 e se estenderam sistematicamente (duas a três por semana a trimestrais) até 1995, tendo sido observados recalques absolutos de até 145 mm.

Em relação ao lençol freático, inicialmente foi estabelecida rede de monitoramento no perímetro urbano e vizinhanças constituída de 22 piezômetros e 66 poços-cacimba. As medições sistemáticas iniciaram-se a partir de setembro de 1987 e estenderam-se até o início de 1995, totalizando 62 campanhas de medições. As elevações máximas observadas foram da ordem de 20 m e inúmeros poços cujas paredes não eram revestidas sofreram

desmoronamento; algumas medições avulsas efetuadas no início de 1999 em piezômetros da rede de monitoramento, quando consideradas no traçado do seu hidrograma histórico, mostravam, ainda, tendência de ascensão.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. José Luiz Albuquerque Filho

---

## Bibliografia

- ALBUQUERQUE FILHO, J.L.; BOTTURA, J.A.; JUNIOR, T.B.; CORRÊA, W.A.G. Avaliação de impactos hidrogeológicos como subsídio à instalação de reservatórios hidrelétricos no Estado de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 8, 1996, Recife, PE *Anais*. Recife: ABAS, 1996. p.169-179.
- CRUZ, P.T.; FERREIRA, R.C.; CELERI, A.; BENVENUTO, C. Ensaio in situ em solo colapsível durante ascensão do lençol freático. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DAS ROCHAS, 1, 1994. *Anais*. Foz do Iguaçu, 1994. 10p.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT. 1989. *Avaliação do efeito do enchimento do reservatório da Barragem de Três Irmãos sobre o nível freático na área da cidade de Pereira Barreto – 2a Fase*. São Paulo: IPT, 1989. (IPT – Relatório, 27.789).

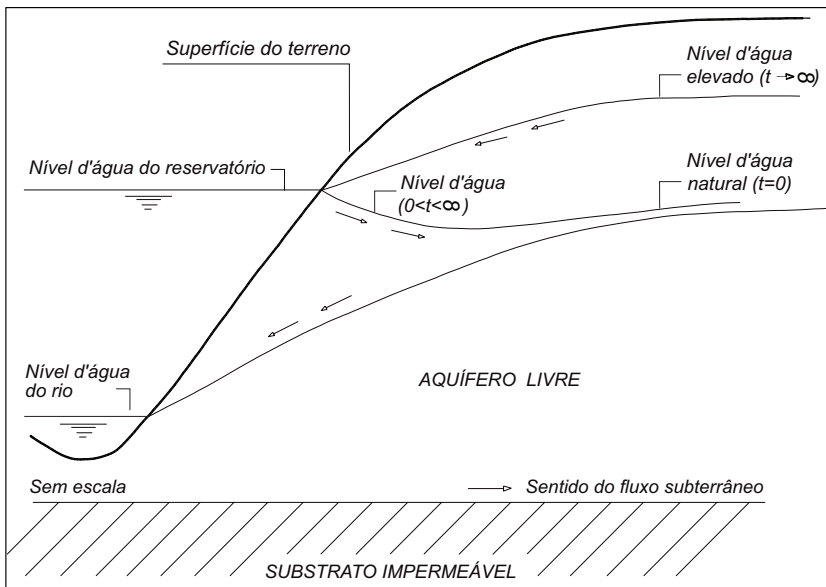


Figura 1 – Vista geral da cidade de Pereira Barreto mostrando ao fundo o reservatório. (Foto IPT)



Figura 2 – Cargueira já atingida pelo enchimento do reservatório. (Foto CESP)

Figura 3 – Seção esquemática transversal a um rio mostrando a variação do NA com o enchimento do reservatório. (Fonte: IPT)





# CASO 15

## Carta geotécnica dos morros de Santos e São Vicente, SP

**Relatores:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos e Geól. Waldir Lopes Ponçano

### → Circunscrição do problema

Os morros de Santos e São Vicente constituem uma paisagem diferenciada na Baixada Santista, destacando-se tanto por seus aspectos geomorfológicos quanto de ocupação e uso dos solos. Correspondem a uma área de 8,3 km<sup>2</sup>, com altitude máxima em torno de 200 m; suas encostas íngremes trazem para o cenário da baixada paisagens que se encontram na vizinha Serra do Mar. Os morros abrigavam, em 1978, época da elaboração da Carta Geotécnica, perto de 30.000 habitantes, tanto em construções situadas no alto do morro, no alvéolo de Nova Sintra, de topografia suave, como em encostas instáveis.

Os morros foram palco de repetidos eventos de escorregamentos, representando para os moradores locais e sua vizinhança uma fonte constante de medo, prejuízo e morte. Os principais registros de eventos que ocasionaram severos danos patrimoniais e dezenas de vítimas fatais datam de 1929, 1956, 1978 e 1979.

Tendo por objetivo colocar um fim, ou ao menos mitigar esses graves fatos, a Coordenadoria de Defesa Civil do Estado de São Paulo solicitou o apoio do IPT. Foi ele substanciado na proposta de elaboração de uma Carta Geotécnica, em escala 1:5.000, com cartas de detalhe 1:1.000, a servir de base para a implementação de ações emergenciais corretivas e como instrumento de um efetivo planejamento, visando a disciplinar e direcionar a ocupação urbana dos morros, indispensável e insubstituível ação de caráter preventivo.

### → Análise e diagnóstico do fenômeno

É preciso lembrar que a Carta Geotécnica dos morros de Santos e São Vicente é pioneira em sua extensão, nível de detalhe e nível de resolução para regiões urbanas, ao menos no Brasil. Necessitou e permitiu a criação, portanto, de uma concepção inovadora tanto de procedimentos metodológicos de Geologia de Engenharia como de representações gráficas e cartográficas aplicáveis, de início, às especificidades do caso.

Outro aspecto extremamente relevante nesse trabalho foi o fato de que seu objetivo demandou o entendimento da dinâmica de escorregamentos naturais e induzidos, ponto essencial para a compartimentação geotécnica da área, em um domínio geográfico de encostas análogas às da Serra do Mar. O resultado então alcançado tem-se revelado, como a equipe prognosticava e esperava, válido para grande parte dessa estratégica região serrana do Sudeste brasileiro.

Metodologicamente, investigaram-se a fundo todos os fatores potencialmente relacionados aos escorregamentos, o que permitiu a produção de uma série de cartas básicas: topografia, clinometria, geologia, geomorfologia, geologia estrutural, vegetação e uso do solo. O fator pluviométrico foi avaliado a partir da literatura prévia e de dados coletados em pluviômetro já instalado na área, no Saboó.

Paralelamente, produziu-se um mapa básico de cadastramento de todos os escorregamentos, devidamente tipificados, dos quais se pôde conseguir alguma evidência, seja histórica ou de campo.

Todas as cartas básicas foram cruzadas, isolada e combinadamente, com o mapa de cadastramento quantitativo e qualitativo de escorregamentos para cada uma das 34 unidades de análise geomorfologicamente identificadas, basicamente anfiteatros e setores de encostas lineares.

Essas avaliações permitiram, por fim, o entendimento das relações causa/efeito para todos e para cada tipo de escorregamento detectado, passo indispensável para o zoneamento dos morros em Unidades Geotécnicas uniformes quanto ao comportamento frente aos escorregamentos. A tabela a seguir mostra um dos resultados intermediários essenciais a que se chegou por conta das avaliações anteriormente descritas.

SITUAÇÕES DE MAIOR INSTABILIDADE	
Feições morfológicas e geológicas	Fenômenos mais comuns
Encostas retilíneas (predominantemente) ou convexas, associadas a rupturas positivas de declive, com inclinações superiores a 30° e desenvolvidas sobre migmatitos e granitoides embrechíticos	Ocorrem principalmente escorregamentos superficiais translacionais, que constituem a grande maioria dos movimentos de massa nas encostas dos morros. Ocorrem natural e induzidamente.
Encostas retilíneas ou convexas com inclinações superiores a 30° e desenvolvidas sobre o Granito Santos	Ocorrem principalmente fenômenos de queda de blocos, por condicionamento estrutural ou por descalçamento de base em matações superficiais. Ocorrem induzidamente como consequência de desmatamento e de descalçamento por erosão superficial.
Encostas retilíneas com inclinações superiores a 30° e desenvolvidas sobre os migmatitos estromatíticos (encosta norte do Monte Serrat)	Ocorrem principalmente os escorregamentos profundos rotacionais; menos frequentes nos morros, mas de consequências sempre graves pelos volumes de material envolvidos. Ocorrem induzidamente por desmatamento e mutilações.
Encostas convexas com depósitos detriticos, localizadas a meia encosta ou parte basal, com espessuras, composição granulométrica e inclinações variáveis	Ocorrem movimentações lentas e contínuas, porém constituindo regiões altamente sensíveis a mutilações e a alterações na drenagem superficial, quando então podem ser mobilizados grandes volumes.

### → Formulação de soluções

Para cada Unidade Geotécnica, conceituada como área de comportamento homogêneo frente aos escorregamentos, definiram-se, então, uma escala de restrições e um conjunto de critérios técnicos para seu uso urbano. Esses elementos, representados cartograficamente e devidamente legendados, consubstanciam a Carta Geotécnica dos Morros de Santos e São Vicente.

### → Acompanhamento da implantação

Após a produção da Carta Geotécnica, a equipe técnica dedicou-se ao treinamento de pessoal das Prefeituras envolvidas e dos sistemas estadual e municipais de Defesa Civil, ao acompanhamento e orientação da implantação de medidas emergenciais, à adaptação de instrumentos legais de gestão do uso do solo urbano, como Código de Obras, e a ações de divulgação.

Algumas gestões das Prefeituras locais (Santos e São Vicente) foram exemplares na observância e aplicação das recomendações expressas na Carta, constituindo equipes técnicas altamente capacitadas e motivadas.

### → Monitoramento do desempenho

Mais de vinte anos passados da produção da Carta Geotécnica, não se registrou, neste intervalo, nenhum evento geotécnico de caráter mais grave ou com vítimas fatais. Sabe-se, no entanto, que a qualidade e a intensidade das ações preventivas das Prefeituras nos Morros têm decaído de modo preocupante.

---

**Responsabilidade Técnica:** Este projeto foi desenvolvido por uma equipe multidisciplinar do IPT coordenada pelo Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos.

---

## Bibliografia

- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT. *Levantamento das condicionantes do meio físico e estabelecimento de critérios normativos para a ocupação urbana dos morros de Santos e São Vicente – Carta Geotécnica*. São Paulo: IPT, 1978. (IPT – Relatório, 11.599).
- PRANDINI, F.L.; CARNEIRO, C.D.R.; PIRES NETO, A.G.; IWASA, O.Y.; PONÇANO, W.L.; SANTOS, A.R.; OLIVEIRA, A.M.S.; PEDROSA, J.A.; SANTOS, M.C.S.R. *Carta geotécnica dos morros de Santos e São Vicente: condicionantes do meio físico para o planejamento da ocupação urbana*. São Paulo: IPT, 1980. (IPT – Monografias, 3).



*As imagens mostram aspectos da ocupação urbana dos morros de Santos e São Vicente, onde dezenas de pessoas já perderam suas vidas e seu pouco patrimônio. Não só na área, mas de uma forma geral em todo o país, as ocupações de risco urbano envolvem invariavelmente um grave problema social. À busca do barateamento máximo de suas despesas com moradia, a população carente é levada a optar por três fatores: distância, periculosidade e insalubridade. (Fotos IPT)*





## CASO 16

### Problemas geotécnicos na exploração do aquífero “Karst” para abastecimento da Região Metropolitana de Curitiba, PR

**Relator:** Geól. José Antônio Urroz Lopes

#### → Circunscrição do problema

A RMC – Região Metropolitana de Curitiba situa-se próximo às cabeceiras da Bacia do Iguaçu, e, como consequência desse fato, não há nenhum grande rio na área com condições de abastecimento hídrico, visto que o próprio coletor, nessa região, apresenta dimensões modestas. As captações existentes situam-se no próprio Iguaçu e em seus afluentes. Desse fato, resulta uma carência hídrica bastante agravada neste fim de século, não só em função do crescimento explosivo experimentado pela RMC (de uma população que, na década de 60, se situava no entorno dos 700.000 habitantes e, atualmente, chega a cerca de 2.600.000) como da ocupação e degradação dos mananciais existentes e consequente redução da qualidade da água bruta. Outras captações importantes estão previstas, situadas nos rios da Várzea e Açungui, mas representam custos elevados, não só em razão de sua distância (50-60 km) como de sua diferença de altitude (cerca de 600 m, no caso do último).

Em razão desse fato, a água subterrânea, mormente a encontrada nos calcários do Grupo Açungui, que era utilizada apenas localmente, passou a tornar-se extremamente tentadora, porque além de sua proximidade e excelente qualidade, apresenta possibilidade de ser captada em cotas acima da RMC, o que significa que pode atingi-la, em grande parte, por gravidade. Assim sendo, a Sanepar – Companhia de Saneamento do Paraná, através de sua Gerência de Hidrogeologia, resolveu investir na execução de poços para exploração sistemática desse manancial. O chamado “Aquífero Karst”, localizado a norte e nordeste da RMC, ocupa um pacote de rochas metamórficas de baixo grau, notadamente filitos, quartzitos e mármores, de idade proterozoica, pertencentes ao Grupo Açungui, dobrados e falhados, predominantemente, segundo NE–SW. Em sentido transversal (NW–SE), este pacote foi seccionado por diques de diabásio de idade mesozoica.

Geomorfologicamente, este pacote litológico se resolve em um padrão quadrangular, onde cristas alongadas, constituídas por filitos e quartzitos, se alternam com regiões deprimidas, de natureza calcária, e se cruzam com cristas ou depressões alongadas geradas pelos diabásios.

Do ponto de vista hidrogeológico (e também geotécnico, como será visto adiante), as rochas calcárias, de alta porosidade e permeabilidade, resultam confinadas por fronteiras praticamente impermeáveis, constituídas pelas camadas de filito e quartzito e pelos diques de diabásio, gerando-se, desse modo, compartimentos ou células que funcionam independen-

temente. Algumas dessas células foram selecionadas para início dos trabalhos, por razões estratégicas de atendimento à demanda: Almirante Tamandaré, Tranqueira e Colombo.

Em 1981, nos primeiros poços executados e bombeados especificamente para estudo do aquífero, em Almirante Tamandaré, foram extraídas vazões da ordem de 400.000 a 500.000 l/h, sem que qualquer problema geotécnico tivesse sido notificado. Em 1992, foram testados quatro outros poços, tendo-se extraído vazões da ordem de 600.000 l/h. Nesse período, ocorreram os primeiros problemas geotécnicos atribuídos aos bombeamentos, os quais foram, logo após, e por isso mesmo, interrompidos.

Todas as residências afetadas situavam-se a menos de 500 m e sobre depósitos aluviais, a menos do conjunto Igreja-Casa Paroquial, localizado sobre uma elevação, cujo sopé limitava-se com depósitos desse tipo. Os relatos da maioria dos moradores deram conta de eventos abruptos, enquanto que o pároco e alguns outros moradores relataram eventos graduais. Os danos observados se constituíram em afundamentos de calçadas e pisos, trincamentos a tração, a compressão e cisalhamento, além de emperramentos de portas e janelas e, no caso do conjunto Igreja-Casa Paroquial, um progressivo afastamento entre os dois edifícios, da base para o topo. Em toda a região aluvial, nos dois conjuntos, foram observados abaixamentos dos níveis dos poços-cacimba.

Na localidade de Tranqueiras, ocorreram problemas em três poços, todos localizados sobre aluviões. Nas proximidades do primeiro deles, do qual vinha-se extraindo uma vazão média de 176.000 l/h, surgiram rachaduras e afundamento do piso de casas e no terreno, secagem de uma mina e de um poço. Após a cessação do bombeamento, as trincas fecharam e a água retornou ao poço e à cacimba, mas permaneceram recalques significativos no local.

No caso de outro poço, à noite, os moradores próximos ouviram um estrondo semelhante ao de uma trovoadas e, no dia seguinte, verificaram trincas nas casas, emperramento de portas e uma forte redução no nível d'água de um lago (na realidade, uma dolina) situada em frente a elas. No mesmo horário e data, no terceiro poço, notou-se um forte aumento do material em suspensão na água extraída. As observações efetuadas nas casas que se situavam sobre solo residual, mas de frente para depósitos aluviais, mostraram trincas nas paredes e deslocamento entre concreto e alvenaria dos muros, indicando a ocorrência de um movimento de rebaixamento da porção frontal (voltada para a dolina). No caso de Colombo, o bombeamento de quatro poços implicou na ocorrência de recalques em toda a área aluvial, não tendo havido, entretanto, outros efeitos.

### → Análise e diagnóstico do fenômeno

Evidências e informações de ordem geológica, e relatos de moradores mais antigos, comprovaram a ocorrência de perturbações geotécnicas na área, mesmo antes da execução do primeiro poço, em 1974, correlacionáveis à evolução natural de um relevo cárstico:

presença de numerosas dolinas, normalmente ocupadas por lagos, rachaduras antigas nas residências mais antigas de Almirante Tamandaré, inversão de mergulhos em afloramentos, relato de grande colapso na década de 50, sondagens mostrando horizontes orgânicos abaixo de sedimentos aluviais, etc.

O nível d'água quase sempre esteve superficial, ou a pouca profundidade nas sequências aluviais, e inexistente ou profundo nas residuais.

Com base em todos esses dados e observações, pôde-se concluir que há uma ligação direta entre a água que ocupa as cavernas do aquífero subterrâneo e o NA dos aluviões que as recobrem, resultando desse fato que, quando vazões superiores à capacidade de recarga do aquífero são retiradas em subsuperfície, há, numa primeira fase, um rebaixamento do NA dos aluviões, cuja água vai ocupar os vazios deixados nas cavernas pelo bombeamento.

O rebaixamento do NA provoca a ocorrência de recalques que podem ser do tipo “elástico”, isto é, recalques recuperáveis e trincas que se fecham após a cessação do processo de retirada de água, se os bombeamentos não forem muito superiores à recarga e ou se os mesmos não forem assim mantidos por um tempo muito longo.

Se ocorrer, entretanto, uma das duas últimas situações descritas, os recalques tornam-se “plásticos” nos aluviões, isto é, não há mais recuperação vertical ou ela é apenas parcial, e as trincas, se existirem, não se fecham ou o fazem apenas parcialmente. Se as vazões forem muito mais elevadas, material das camadas inferiores dos aluviões penetra nas cavernas provocando o surgimento de turbidez na água bombeada e maiores recalques nos aluviões.

Em casos extremos de depleção hidrostática nas cavernas e/ou se essa depleção ocorrer em locais onde o processo de carstificação levou alguma caverna ao seu limite de estabilidade, há desabamento do teto e preenchimento dos vazios por material dos aluviões superpostos de forma instantânea e catastrófica.

Por outro lado, a movimentação das camadas aluviais no sentido vertical e, mais ainda, a sua penetração nas cavernas seja de forma instantânea ou lenta, leva a um desconfinamento inferior e a um escoamento (*creep*) dos solos residuais das encostas lindeiras aos aluviões.

As observações mostraram, por outro lado, que, afóra a limitação da ocorrência de problemas, do tipo descrito, às regiões recobertas por depósitos aluviais e suas circunvizinhanças, os eventos ocorreram de maneira absolutamente aleatória no interior dessas regiões: edificações localizadas muitas vezes a distâncias relativamente grandes (até 500 m) foram afetadas, enquanto outras mais próximas pouco ou nada sofreram.

Tal fato, obviamente, se deve às ligações, também aleatórias e caprichosas entre as cavernas em subsuperfície, que resultam em depleções dos aluviões em áreas correspondentes, a partir do ponto de bombeamento. Do mesmo modo, e pelas mesmas razões, as vazões capazes de produzir destabilizações nos terrenos variaram de célula para célula e mesmo de poço para poço.



## → Formulação de soluções

Com caráter corretivo e de aplicação imediata, foi recomendada a cessação dos bombeamentos, o estabelecimento de uma rede permanente de monitoramento e a reparação dos danos causados aos moradores e, posteriormente, o reinício dos bombeamentos, aumentando-se gradativamente as vazões extraídas, de modo a obter-se a *vazão ótima*, isto é, aquela máxima possível em cada poço, sem resultar em problemas similares aos verificados.

Uma indicação inicial para as *vazões ótimas* a serem extraídas foi efetuada para cada uma das localidades onde ocorreram problemas: algo como a metade da vazão que originou problemas. Em alguns casos, como as *vazões ótimas* possíveis seriam muito pequenas, sugeriu-se abandonar alguns dos poços.

Como medidas de caráter preventivo, no curto prazo, sugeriu-se que as novas locações de poços fossem feitas de preferência a uma distância mínima de 500 m de habitações e, antes de qualquer atividade, fosse implantado o sistema de monitoramento. Em caso de impossibilidade de tal procedimento, sugeriu-se alertar os moradores para que observassem e comunicassem qualquer evento anormal; que lhes fossem fornecidas informações corretas sobre a natureza dos fatos e que fossem previstos recursos para recuperação de possíveis danos, negociações ou desapropriações.

Como medida estratégica de curto e médio prazo, sugeriu-se incluir, como um dos condicionantes para seleção das “células” a serem exploradas, a experiência anterior em termos da ocorrência ou não de problemas de natureza geotécnica.

Como medida estratégica de médio e longo prazo, sugeriu-se manter um banco de dados permanentemente atualizado, com vistas a melhores previsões para escolhas futuras de células a serem exploradas, vazões seguras, etc.

Além disso, propôs-se que a região fosse transformada em uma APA – Área de Proteção Ambiental, de modo a permitir um controle da ocupação humana e da consequente possibilidade de poluição do aquífero e que, dentro do Plano de Gerenciamento dessa APA, as áreas abatidas e recobertas por aluviões fossem de preferência desocupadas e recobertas por uma delgada lâmina de água, pela construção de pequenas barragens, com vistas à proteção do aquífero subterrâneo e à melhoria de sua recarga.

## → Acompanhamento da implantação

De modo geral, as medidas de aplicação imediata, como a cessação dos bombeamentos e a negociação com os moradores com vistas ao ressarcimento de danos, bem como algumas de curto e médio prazo, como a implantação de um sistema de monitoramento que foi mantido por algum tempo, foram levadas a cabo pela Sanepar. Do mesmo modo, foi implementado um sistema de banco de dados.

Outras medidas, entretanto, foram prejudicadas pelo surgimento de divergências entre os moradores e a empresa, com intervenção do Ministério Público. O Estudo de Impacto Ambiental apresentado pela Sanepar foi contestado pelos moradores e a questão se encontra atualmente *sub judice*, o que não vem impedindo que alguns poços continuem a ser explorados.

### → Monitoramento do desempenho

Na região de Almirante Tamandaré, nenhuma movimentação significativa do terreno foi observada inicialmente, tendo se manifestado duas tendências: manutenção de pequenos valores de recalques ou recuperação total a partir da cessação do bombeamento. Com o reinício do bombeamento (vazão inicial de 240.000 l/h, logo aumentada para 300.000 l/h), houve um brusco decréscimo, quase integralmente recuperado na região da Igreja-Casa Paroquial e não mais recuperado nas casas situadas sobre os aluviões. Um aumento da vazão retirada (inicialmente 552.000 l/h, passando a 566.000, e posteriormente estabilizando-se em 378.000 l/h) mostrou nova queda bastante sensível nas cotas dos terrenos aluviais e passou despercebida nos residuais (Igreja-Casa Paroquial).

Ao longo do tempo, foram notadas duas quedas abruptas em pelo menos quatro pontos monitorados, localizados sobre os aluviões, o último acompanhado pelo surgimento de depressões no terreno e de um aumento das trincas na Igreja-Casa Paroquial. Na região de Colombo, após a cedência inicial, houve estabilização, mas na região de Tranqueira, pertencente ao mesmo Município, a tendência foi de subsidência contínua.

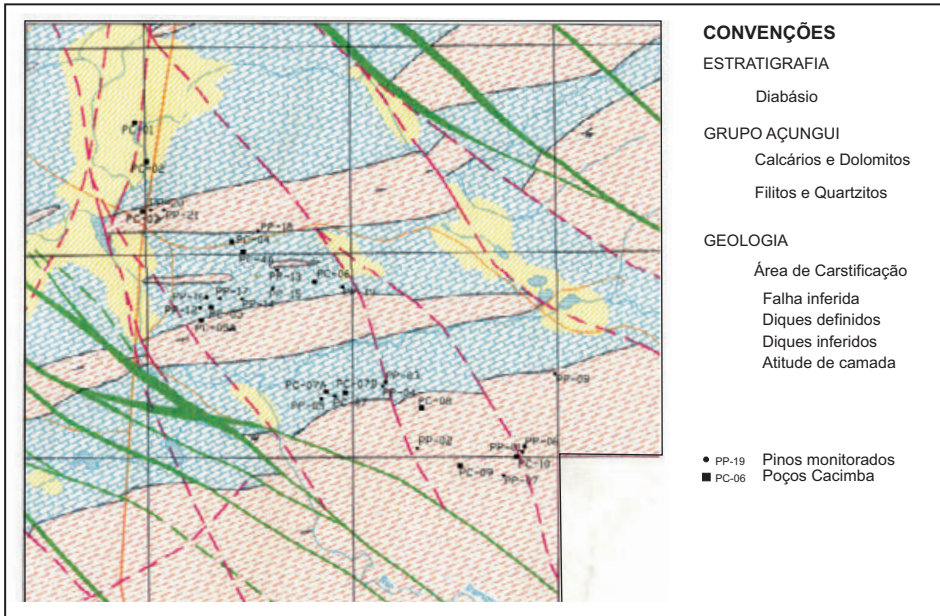
---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. José Antônio Urroz Lopes, Geól. Álvaro Amoretti Lisboa, Geól. Marco Aurélio Fontana e Geól. Carlos Gilberto Fraga

---

### Bibliografia

- ANDREOLI, C.V. et al. 1999. Limite ao desenvolvimento da Região Metropolitana de Curitiba imposto pela escassez de água. *Revista Sanare*, Curitiba, v.12, jul./dez 1980. p.31-42.
- ENGEMIN. *Relatório de Monitoramento Geotécnico do Aquífero Karst*. Curitiba: set. 1988.
- ENGEMIN. *Relatório Problemática Geotécnica na Exploração do Karst*. Curitiba: ago. 1995.



*Figura 1 – Mapa geológico da região de Tranqueira, Município de Almirante Tamandaré. (Figura arquivo José A. U. Lopes)*

*Figura 2 – Subsidência observada nos aluviões do Rio Barigui em Tranqueiras (Foto arquivo José A.U. Lopes)*



*Figura 3 – Rachaduras em uma casa localizada sobre aluviões em Almirante Tamandaré (Foto arquivo José A.U. Lopes)*

## CASO 17

### Túneis em maciços rochosos com tensões residuais elevadas: Usina Hidrelétrica Itá, SC

**Relatores:** Geól. Nelson Infanti Jr. e Geól. Luiz Alberto Minicucci

#### → Circunscrição do problema

A Usina Hidrelétrica Itá, com potência instalada de 1.450 MW, localiza-se no Rio Uruguai, entre as cidades de Itá (SC) e Aratiba (RS). Durante a implantação da obra, tensões residuais elevadas no maciço rochoso, de origem geológica, afetaram as escavações subterrâneas, determinando uma revisão do modelo geológico e modificações do suporte primário dos túneis. Trata-se do primeiro caso brasileiro de ocorrência desse fenômeno em derrames basálticos.

A geologia da região da UHE Itá é caracterizada pela ocorrência de derrames de lava basáltica, com cerca de 400 m de espessura, capeando rochas sedimentares. A sequência sedimentar inicia pelo arenito Botucatu, que é um aquífero regional.

As obras subterrâneas da usina compreendem: cinco túneis de desvio TD-1 a TD-5 (dois túneis inferiores com 600 m de comprimento e seção arco-retângulo 14x14 m, e três túneis superiores com 550 m de comprimento e seção arco-retângulo 15x17 m) e cinco túneis forçados TF-1 a TF-5, com seção circular de 8,80 m de diâmetro e 180 m comprimento médio. O volume total de escavação subterrânea é de 650 mil m<sup>3</sup>.

Os fenômenos relacionados a tensões residuais elevadas no maciço rochoso (ruídos, estalos, deslocamentos na frente de escavação e danos nos suportes instalados) afetaram todos os túneis. Este relato trata dos problemas ocorridos na escavação dos túneis de desvio.

Durante a escavação inicial da calota dos túneis de desvio TD-1 e TD-2 a partir de montante, começaram a ocorrer os primeiros indícios de tensões residuais elevadas no maciço rochoso, entre as progressivas 30 e 50 m, representados por ruídos, estalos e deslocamentos de rocha, algumas horas após o desmonte da frente, e danos nos suportes (concreto projetado) até então não dimensionados para esse fenômeno.

Todos os túneis de desvio apresentaram um extenso registro de problemas ligados às tensões residuais no maciço rochoso, entre as progressivas 200 e 450 m, durante a escavação da calota, classificados segundo a intensidade em: ruídos, estalos, deslocamentos de rocha e ejeção explosiva de fragmentos rochosos *rockburst*, com alguns danos no concreto projetado (trincas) quando o nível de tensão era subestimado no dimensionamento dos suportes.

Posteriormente, a execução do rebaixo dos túneis de desvio superiores aumentou o vão vertical dos túneis inferiores de 9 m para 17 m. O acompanhamento da instrumentação instalada revelou a ocorrência de deformações adicionais superiores àquelas devidas à escavação da abóbada. As medidas de convergência mostraram que os pilares direitos dos túneis

foram comprimidos após a abertura da cavidade, enquanto que os pilares esquerdos foram tracionados. Esse comportamento era confirmado pelo desenvolvimento das infiltrações de água no teto dos túneis, que se concentrava na metade esquerda (tracionada) da abóbada.

O desemboque dos túneis de desvio superiores coincide com a bacia de dissipação do Vertedor 2, e compreende uma grande escavação a céu aberto com cerca de 50 m de altura, 100 m de largura e 100 m de comprimento (Figura 1). No patamar da cota 294 m, situado acima do desemboque, foram observadas diversas trincas, estendendo-se até cerca de 20 m a montante do espelho do desemboque, com aberturas de até 60 a 80 mm na região correspondente ao TD-5.

### → Análise e diagnóstico do fenômeno

No local da obra foram identificados nove derrames basálticos entre as cotas 400 m e 200 m, denominados descendentemente “D” a “L”. Os túneis de desvio atravessam os derrames H, I e J, enquanto que os túneis forçados atravessam os derrames E, G, H, I e J. Uma das características geológicas marcantes da região de Itá é o espesso manto de intemperismo (solo, saprólito e rocha alterada) existente no local da obra, podendo exceder a 30 m de espessura.

O Rio Uruguai forma uma grande alça no local de implantação da Usina Hidrelétrica Itá, denominada “Volta do Uvá” (Figura 2). Nessa volta, o rio descreve um “meandro” de cerca de 11 km de extensão, para quase retornar ao ponto inicial, isolando o local denominado “Sela”.

Essa configuração geomorfológica especial possibilitou um arranjo bastante compacto das estruturas do aproveitamento hidrelétrico, especialmente do circuito hidráulico e túneis de desvio. O entalhamento do vale do Rio Uruguai, configurando a Volta do Uvá, aparentemente desconfinou a região denominada Sela, onde estão implantadas as obras subterrâneas do empreendimento. Nesse trecho da Sela (também conhecido como “pedúnculo”), o entalhamento vertical do vale situa-se ao redor de 200 m, isolando um maciço com pouco mais de 500 m de largura, onde era previsível que eventuais tensões de origem geológica estivessem aliviadas.

As investigações geológico-geotécnicas realizadas em UHE Itá (perfazendo mais de 5 km de sondagens rotativas) só previam a ocorrência de tensões residuais elevadas abaixo do leito do rio, na região não desconfinada pela erosão do vale, em cotas inferiores a 252 m na região da Casa de Força<sup>1</sup>, portanto muito abaixo do piso dos túneis de desvio (Engevix, 1996). Além disso, a cobertura rochosa dos túneis era pequena, menos de uma centena de metros, portanto inferior ao limiar a partir do qual deve haver consideração da possibilidade de ocorrência de tensões residuais.

A reavaliação do modelo geológico foi realizada após a ocorrência das trincas no desemboque dos túneis superiores, considerando-se as informações relativas à ocorrência

<sup>1</sup> Nesse local, um furo de sondagem apresentou os testemunhos em forma de discos *core discing*, indicando que a rocha está submetida a tensões residuais elevadas.

de tensões elevadas a baixas profundidades. Foi reavaliado o arcabouço tectônico local, chegando-se às seguintes conclusões:

- o local da obra foi afetado por movimentos tectônicos posteriores à consolidação dos derrames basálticos;
- o Rio Uruguai provavelmente corria diretamente para SW quando seu leito estava na cota 500-550 m (cota dos morros – testemunho mais elevados);
- o basculamento de grandes blocos na região induziu tensões horizontais mais elevadas na Sela, e baixou bruscamente o nível de base regional, que provocou um entalhamento rápido da drenagem, razão do aspecto “meandrate” do rio;
- face à compressão maior na direção NS, o Rio Uruguai escavou a grande alça de 11 km de extensão, antes de seguir novamente no rumo SW<sup>2</sup>; e
- essa feição morfológica provocou a concentração das tensões horizontais no maciço rochoso, aumentando em cerca de 2 a 3 vezes as tensões residuais.

A reavaliação do modelo geológico permitiu o estabelecimento de um modelo geomecânico mais realista, onde o estado de tensões naturais, anteriormente à escavação dos túneis era tal que a tensão principal máxima de compressão ( $\sigma_1$ ) tinha orientação horizontal NS, sendo  $\sigma_2$  horizontal EW e  $\sigma_3$  vertical (peso de rocha), ambas também de compressão. A escavação do túnel altera esse estado, pois em suas paredes as tensões com direção perpendicular ou radial passam a zero, redistribuindo as tensões existentes.

Para confirmar tal modelo, foi realizada uma análise numérica das escavações a céu aberto e subterrânea, utilizando-se o software PHASES<sup>3</sup> — versão 1.0 1997 — desenvolvido pelo *Rock Engineering Group* da Universidade de Toronto, Canadá.

Os parâmetros geomecânicos foram adotados com base nos ensaios *in situ* realizados durante a construção das Usinas Hidrelétricas Água Vermelha e Itaipu, bem como em trabalhos de revisão dos ensaios em basaltos da Bacia do Paraná. O valor de  $K_0$ , relação entre as tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , foi adotado igual a 2,0, baseado em simulação da erosão do vale do Rio Uruguai.

Após exaustivas análises, verificou-se que:

- a) as tensões eram maiores do que se podia imaginar, porque só se conseguia reproduzir as deformações ocorridas nos túneis, caso se adotasse módulos de deformabilidade (“elasticidade”) do maciço rochoso muito reduzidos, fato que não correspondia às observações de campo; e
- b) modelo bidimensional não era suficiente para reproduzir o desenvolvimento da trinca.

2 Notar, na Figura 2, que essa direção do antigo curso é marcada pelo falhamento “Paloma”.

3 Programa de elementos finitos, dedicado ao cálculo de tensões e estimativas de suportes no entorno de escavações superficiais e subterrâneas.

No entanto, os dados obtidos permitiram estabelecer uma clara relação da origem do processo com o fenômeno das tensões residuais elevadas no maciço rochoso.

Foi solicitado o parecer do Dr. Nick Barton<sup>4</sup>, que confirmou não só a grande magnitude das tensões residuais no maciço rochoso, como evidenciou a anisotropia dessas tensões. O Dr. Barton demonstrou que os derrames pouco espessos (H e I) concentraram tensões residuais elevadas de direção horizontal e anisotrópicas: magnitude de 30 MPa na direção NS e 5,0 MPa na direção EW (Barton, 1997).

Assim, para esclarecer definitivamente o fenômeno, decidiu-se realizar ensaios *in situ*: determinação das tensões residuais<sup>5</sup> e ensaios de fraturamento hidráulico (Infanti Jr. et al., 1999). Os ensaios demonstraram que as tensões residuais são realmente muito elevadas:  $\sigma_1$  da ordem de 30 a 50 MPa,  $\sigma_2$  da ordem de 5 MPa e  $\sigma_3$  da ordem de 1 MPa. Desta forma, o  $K_0$  é da ordem de 6 a 10, quando se toma a tensão geostática vertical ao nível dos túneis.

Considerando-se esses resultados, a interpretação dos fenômenos ocorridos nos túneis de desvio é a seguinte: como a tensão  $\sigma_1$  é horizontal e muito maior que  $\sigma_3$ , a reorientação da trajetória dessas tensões, cria uma zona de compressão no teto, com ampliação da tensão principal  $\sigma_1$ , e uma zona de tração na área das paredes verticais. Conforme determinado nos ensaios, se a tensão máxima natural é da ordem de 50 MPa, na região comprimida esse valor pode atingir 100 MPa, devido ao efeito de concentração de tensões.

Como a tensão  $\sigma_3$  nesse local tende a zero, o maciço rochoso passa a ser submetido a um estado de carregamento praticamente uniaxial com cargas semelhantes à sua resistência a compressão, da ordem de 80 a 100 MPa, podendo gerar rupturas. No caso do Túnel 5, pôde-se confirmar tal efeito, cuja ruptura se deu nestes moldes, comprometendo inclusive o concreto projetado.

No desemboque dos túneis de desvio superiores ocorreu um fenômeno semelhante, porém com a geometria rotacionada: o patamar 294 na situação de “teto” e a escavação do desemboque na situação de “túnel”. A trinca principal no desemboque isola um bloco de rocha com um volume da ordem de 15.000 m<sup>3</sup> que, provavelmente, foi criado ao final da escavação, quando essa superfície estaria totalmente aliviada, consumindo uma grande quantidade de energia para seu deslocamento e ruptura, que não poderia ser explicada pelas detonações.

O padrão de ruptura corresponde à orientação das tensões principais, onde a tensão principal menor é de tração.

## → Formulação de soluções

Os problemas geológicos nos túneis de desvio foram enfrentados mediante a aplicação do Sistema Q de classificação geomecânica do maciço rochoso para obras subterrâneas

4 Consultor internacional de Engenharia de Rochas e idealizador do Sistema Q de classificação do maciço rochoso.

5 Ensaios STT (*Stress Tension Tube*) realizados pelo Laboratório de Solos de Furnas Centrais Elétricas S/A.

(Barton et al., 1974; Serra Jr. & Ojima, 1998). Esse sistema permite considerar o efeito das tensões residuais para dimensionamento do suporte da abóbada, aferido por instrumentação de convergência do teto e paredes. A introdução de uma camada de concreto projetado com cerca de 5 cm de espessura, sistemática logo após a escavação e independente dos tipos de suportes a serem aplicados, forneceu a segurança necessária provisória para que o suporte definitivo pudesse ser aplicado.

Foi necessário majorar o fator SRF (*stress reduction factor*) do Sistema Q de 1 (situação normal) para valores variáveis de 2,5 até 20 (dependendo da intensidade dos fenômenos de alívio de tensão), reduzindo o índice de qualidade do maciço rochoso e aumentando o dimensionamento do suporte da abóbada. Normalmente o suporte de teto para escavação seria esporádico, mas, devido à majoração do fator SRF, foram aplicados tirantes sistemáticos e concreto projetado com fibras metálicas. Dessa forma, as escavações puderam prosseguir com segurança, cumprindo-se os prazos contratuais e mantendo a qualidade dos serviços executados.

As medidas de convergência realizadas nos túneis de desvio mostraram convergências máximas de 28 mm após o rebaixo e estabilização após sete dias, até convergências máximas de 51 mm após o rebaixo e estabilização após 30 dias. A evolução da convergência dos túneis em função do índice Q mostrou que o maciço se comportou de acordo com os critérios propostos por Barton & Grimstad (1994), não caracterizando situações de ruptura generalizada do maciço rochoso.

Com relação às trincas no desemboque dos túneis, foram realizados tratamentos adicionais, consistindo de: tirantes de 20 tf e barras de ancoragem  $\Phi$  32 mm; injeção de calda de cimento e furos curtos de drenagem no concreto projetado.

Após a confirmação da estabilização das deformações, os túneis foram liberados para desvio e operaram durante três anos.

### → Acompanhamento da implantação

Durante os períodos secos, após o desvio, os túneis superiores puderam ser inspecionados. Nessa inspeção, constatou-se ocorrência de erosão no teto dos túneis, mais intensa no TD-5 e menor no TD-3, particularmente no trecho do dique de diabásio. Nesse local do TD-5, ocorreu erosão de uma “capela” com cerca de 4 m de altura e, como a cobertura rochosa era inferior a 20 m, havia a preocupação de que a erosão prosseguisse até a superfície do terreno, no próximo período úmido, com riscos aos serviços de tamponamento dos túneis a serem executados.

Assim, foram realizadas novas modelagens com o programa PHASES, com valores de  $K_0$  de 2, 6 e 10. Os resultados obtidos mostraram que a zona afetada do maciço rochoso tinha forma e dimensões semelhantes às erosões observadas e mapeadas, quando o nível de tensões simulado era elevado ( $K_0=10$ ).



Tendo em vista esses resultados, foi executado um reforço do teto do túnel TD-5 no trecho erodido, para garantir a segurança dos serviços de tamponamento dos túneis, a serem executados.

### → Monitoramento do desempenho

Para início do enchimento do reservatório, os túneis foram fechados a montante com um pré-tampão de CCR (concreto compactado a rolo) e inspecionados. Verificou-se que os túneis se comportaram adequadamente e que o tratamento adicional executado no trecho do dique de diabásio do TD-5 foi eficiente, pois, mesmo suportando outra cheia, não houve evolução da erosão no teto.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Luiz Alberto Minicucci, Geól. Nelson Infanti Jr, Eng. Marcelo Piller, Geól. Ricardo Mazzutti Castro, Geól. Roberto Tajima, Geól. Paulo César F. Correa, Geól. Agostinho J. Dal Moro e Téc. Walter Faveron

---

### Bibliografia

- BARTON, N. *UHE Itá – Report on geological problems of high horizontal stresses*. Artigo técnico interno: 1997.
- ENGEVIX ENGENHARIA S/C LTDA. *Projeto básico da Usina Hidrelétrica Itá*. Florianópolis: 1996.
- INFANTI JR., N.; TASSI, P.A.; MAZZUTTI, R.; PILLER, M.; MAFRA, J.M.Q. Tensões residuais nas obras subterrâneas da UHE Itá. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS, 33, 1999, Belo Horizonte. *Anais*.
- NIEBLE, C.M. Desmonte da “rolha” de Pirapora. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE O TÚNEL DE PIRAPORA – ASPECTOS DE PROJETO E CONSTRUÇÃO, 1997, São Paulo. *Anais*. São Paulo: Instituto de Engenharia/Eletropaulo, 1997. p.241-247.



*Figura 1 – Alça do Rio Uruguai, denominada “Volta do Uvã”, no local de implantação da UHE Itá. (Foto arquivo Nelson Infanti Jr.)*

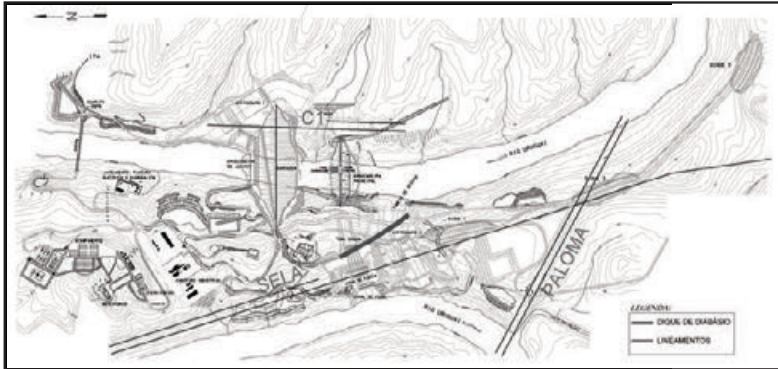


Figura 2 – Vista geral do túnel 5 após o desvio. Notar o teto rompido em forma de “capela”. (Foto arquivo Nelson Infanti Jr.)



Figura 3 – Arranjo geral da obra. (Foto arquivo Nelson Infanti Jr.)

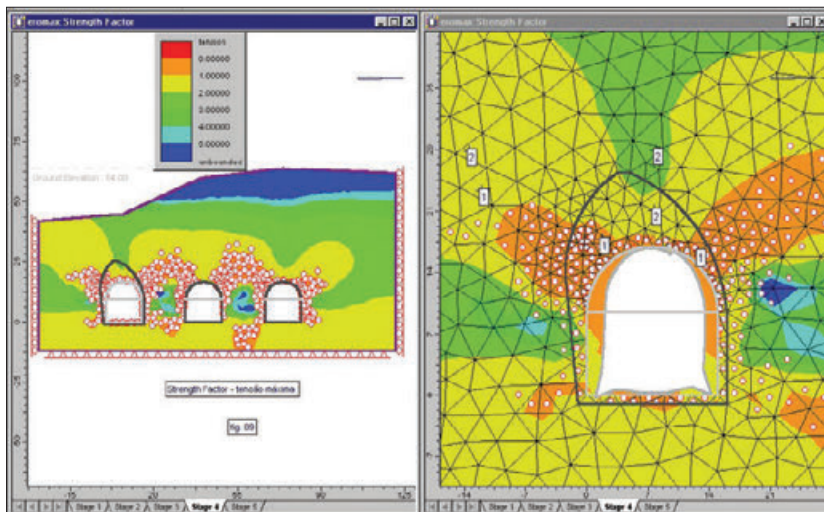


Figura 4 – Estado de tensões em torno do túnel. (Foto arquivo Nelson Infanti Jr.)

## CASO 18

### Análise da Geologia de Engenharia na avaliação de impacto ambiental do aterro sanitário de Santos, SP

**Relatores:** Geól. Marcos Antônio Mattiusso Marques e Geól. Nilton Fornasari Filho

#### → Circunscrição do problema

A Prefeitura do Município de Santos, SP, e a Prodesan – Progresso e Desenvolvimento de Santos submeteram, em 1991, à avaliação da Secretaria de Estado do Meio Ambiente de São Paulo (SMA), mais especificamente ao Daia – Departamento de Avaliação de Impacto Ambiental, o Estudo de Impacto Ambiental (EIA) do Aterro Sanitário de Santos (Processo SMA – 7127/91), para efeito de licenciamento, de acordo com o processo de Avaliação de Impacto Ambiental (AIA).

O projeto em foco, após seleção de áreas pautada em suas características ambientais, técnicas e econômicas, definiu o sítio de uma pedreira, de atividades paralisadas, como sendo o mais adequado para a construção do aterro sanitário.

A referida pedreira encontra-se na porção continental do município, na encosta sudeste da Serra do Quilombo, altura do km 72 da Rodovia Piaçaguera–Guarujá.

Conforme informações constantes do EIA (UMAH, 1991), a pedreira situa-se em amplo anfiteatro, com inúmeras pequenas drenagens de alta energia nos pontos de grande declividade, que convergem ao Rio Jurubatuba, sendo caracterizáveis como rios de montanha com águas de boa qualidade (classe 7, Resolução Conama 020/86).

A área total prevista para a implantação do aterro sanitário é de 700.000 m<sup>2</sup>. A capacidade volumétrica para disposição de resíduos perfaz um total de 3.600.000 m<sup>3</sup>. Numa primeira etapa, seria utilizada apenas a área da cava, cuja capacidade para disposição é de 2.400.000 m<sup>3</sup>.

Trata-se de local situado em região com grandes restrições ambientais amparadas em legislação federal, estadual e municipal, sendo coberta pela mata atlântica e próxima a manguezais, na qual atuam diversos órgãos ambientais, como o Ibama, Instituto Florestal e Condephaat – Conselho de Defesa do Patrimônio Histórico, Arqueológico, Artístico e Turístico.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

Conforme diagnóstico constante do EIA, estruturalmente o local apresenta-se alinhado à zona de falhamento de Jurubatuba, com orientação predominante NE–SW.

Foram individualizadas quatro unidades geotécnicas: solo superficial *in situ*, depósitos em encosta, planície aluvial e maciço rochoso fraturado.

O maciço rochoso fraturado, sobre o qual, segundo o projeto, seria assentado o aterro em sua primeira fase, encontra-se exposto em decorrência da exploração mineral.

Trata-se de gnaisses bandados oftalmíticos, apresentando-se extremamente fraturados no piso (fundação do aterro) e nas paredes da cava da pedreira.

O maciço rochoso não apresenta problemas quanto à capacidade de suporte. No entanto, a existência de proeminente sistema de fraturas intercomunicantes favorece grande condutividade hidráulica e risco de quedas de blocos, tendo sido verificadas surgências d'água, tanto nas paredes como no piso da cava, relacionadas sobretudo às fraturas subverticais.

Por outro lado, verifica-se também grande aporte de água advinda do contato rocha-solo, em torno da cava, o que também torna instáveis esses taludes.

Assim sendo, foi confirmado o risco real de poluição das águas superficiais e subterrâneas devido à geração de líquido percolado (chorume) e sua interação com a água escoada e/ou infiltrada, superficial ou subterrânea.

Foram ainda confirmados os riscos de instabilização do corpo do aterro pelo aporte de água e de instabilização de taludes de corte do manto de alteração circunvizinhos, com efeitos na cobertura vegetal e no próprio aterro. Também foi identificada a presença de blocos de rocha instáveis da antiga frente de lavra. Essas condições de instabilidade também poderiam inviabilizar a implantação do aterro.

Dessa forma, a partir da definição do modelo geológico-geotécnico, a SMA estabeleceu exigências e recomendações, cujo atendimento permitiria os ajustes necessários à continuidade do licenciamento ambiental.

### → Formulação de soluções

De posse das exigências da SMA, o empreendedor procedeu à elaboração de modelos estrutural e hidrogeológico, que vieram a confirmar as preocupações do órgão ambiental. Os novos estudos demonstraram que a baixa permeabilidade da rocha inicialmente assim caracterizada, não era real, havendo franca possibilidade de contaminação de águas naturais superficiais e profundas.

Como medidas corretivas e complementares para o projeto, foram incorporadas as exigências da SMA:

- a) desvio, captação e adução das águas de montante aflorantes e de superfície. No piso, exigiu-se um dimensionamento completo de todos os aportes;
- b) retaludamento do solo do manto de alteração nas áreas de entorno da cava, antes do início da implantação do aterro sanitário e implantação de sistema de drenagem;
- c) estabilização de blocos de rocha;
- d) impermeabilização da fundação do aterro e das paredes da cava.

Para a impermeabilização da fundação do aterro em particular, a proposição inicial do empreendedor era a de utilização de material argiloso, com baixas permeabilidades após compactação, a ser obtido nas áreas de empréstimos próximas.

No entanto, no decorrer do processo, verificou-se que as restrições legais incidentes nas áreas de empréstimos previstas, sobretudo no que se refere à proibição de remoção da cobertura vegetal, poderiam dificultar ou impedir a extração do material argiloso nas quantidades necessárias.

Após esta constatação, o empreendedor propôs a utilização de mantas geotêxteis, o que exigiria apenas uma camada de solo para proteção do material sintético, reduzindo substancialmente a quantidade de material de empréstimo.

### → Acompanhamento da implantação

Com o atendimento a estas e demais exigências, e após consultas e manifestações favoráveis ao empreendimento dos demais órgãos atuantes na área, o projeto foi encaminhado pelo Daia ao Consema – Conselho Estadual de Meio Ambiente, entendendo-se que este era ambientalmente viável, sendo recomendada sua aprovação, desde que adotadas todas as medidas mitigadoras previstas no EIA e demais exigências decorrentes da verificação dos potenciais impactos ambientais identificados no processo de AIA. O empreendimento foi aprovado por meio da Deliberação Consema – 035 de 02/07/94.

No Parecer Técnico de encaminhamento, foram também estabelecidas exigências a serem atendidas por ocasião do licenciamento da instalação do empreendimento, no sentido do detalhamento do projeto e dos planos de monitoramento propostos.

O projeto não foi, até então, implantado pela Prefeitura de Santos, apesar de ter obtido também a licença de instalação da Cetesb.

### → Monitoramento do desempenho

O programa de monitoramento proposto pelo empreendedor e complementado por exigências da SMA compreende os seguintes aspectos principais:

- 1) água subterrânea: instalação de piezômetros a montante e a jusante do aterro, dispostos transversalmente ao sentido preferencial de fluxo;
- 2) corpo d'água receptor (Rio Jurubatuba): amostragens com frequência mínima trimestral, em locais situados a montante e a jusante do ponto de lançamento do efluente tratado;
- 3) maciço de lixo:
  - deslocamento superficial: proposta a implantação de marcos de referência nas bermas e nos taludes;
  - deslocamentos verticais internos: proposta a implantação, dentre outros, de extensômetros mecânicos e magnéticos; e
- 4) pressões neutras: medições a serem realizadas a partir da instalação de piezômetros hidráulicos e pneumáticos.

**Responsabilidade Técnica:** Elaboração do EIA/RIMA, Eng. Maurício Deodato Boaventura, Eng. José Lavrador Filho, Análise e Revisão do EIA/RIMA pela SMA e Geól. Marcos Antônio Mattiusso Marques

## Bibliografia

- EQUIPE UMAH – Urbanismo e Meio Ambiente. *Estudo de Impacto Ambiental e Relatório de Impacto Ambiental (EIA/RIMA) do Aterro Sanitário de Santos*. Santos: 1991. 4v.
- SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE DE SÃO PAULO – SMA. Coordenadoria de Proteção de Recursos Naturais – CPRN. *Parecer Técnico CPRN/DAIA 013/94 referente à análise do EIA/RIMA do Aterro Sanitário de Santos*. São Paulo: 1994. 34p.

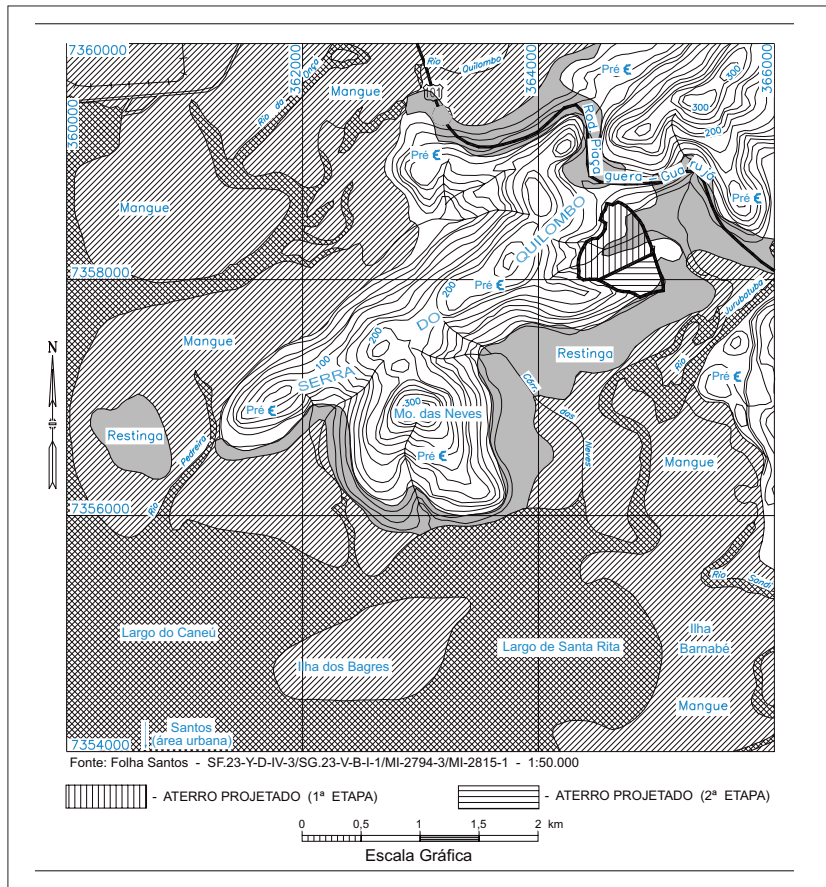


Figura 1 – Mapa de situação com a localização do local estudado para o aterro. (Figura dos Relatores)

## CASO 19

### Instabilização no talude de corte da FEPASA sob o viaduto da Rodovia Porto Ferrão – Ribeirão Preto (SP-333)

**Relatores:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos e Geól. Eraldo Luporini Pastore

#### → Circunscrição do problema

Instabilização em talude com cerca de 27 m de altura na Formação Bauru, com queda de blocos de arenito e material silto-argiloso empastilhado sobre a plataforma ferroviária, ameaçando a segurança do tráfego ferroviário e a estabilidade das fundações do viaduto rodoviário que ultrapassa a ferrovia no local, próximo à cidade de Taquaritinga (SP).

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

A experiência da equipe técnica em situações geológicas similares em diferentes formações geológicas da Bacia Sedimentar do Paraná possibilitou o diagnóstico exato do fenômeno: desagregação superficial (empastilhamento) de lentes silto-argilosas rijas do Arenito Bauru (no local, estas lentes apresentam-se com espessuras entre alguns centímetros e dois metros), descalçando os bancos areníticos calcíferos imediatamente sobrepostos.

O empastilhamento de siltitos e argilitos rijos, fenômeno comum em estratos sedimentares da Bacia Sedimentar do Paraná — Formações Bauru, Estrada Nova, Rio do Rasto, Rosário do Sul, Irati, etc. — e presente em taludes viários que cortam esta bacia nos Estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná e São Paulo, foi documentado e detalhadamente estudado pelos relatores deste caso e por outros geólogos do IPT.

Esse empastilhamento — em média, pastilhas centimétricas (1 a 3 cm) — deve-se à ciclagem superficial natural de umidecimento e secagem em argilitos e siltitos rijos preteritamente pré-adensados e, posteriormente, distensionados quando da exposição pelo corte.

No local, a contínua desagregação dessas lentes silto-argilosas, além da liberação das pastilhas para a plataforma ferroviária, obstruindo sua drenagem superficial e contaminando o lastro, provocava o descalçamento dos bancos areníticos sobrepostos, o que implicava na queda de blocos areníticos métricos na linha férrea, ameaçando acidentes ferroviários, e no descalçamento das fundações do viaduto rodoviário aí existente.

A queda de blocos areníticos é facilitada pela presença de fraturas subverticais e inclinadas, não tectônicas, neste tipo de rocha, provavelmente decorrentes do alívio de tensões oriundo da abertura do corte e/ou do uso incorreto de explosivos nesta ocasião.

### → Formulação de soluções

Bem conhecido o fenômeno do empastilhamento, e, portanto, sabendo-se que é um fenômeno essencialmente superficial ( $\pm 10$  a  $15$  cm), uma vez que o sedimento além dessa profundidade não é afetado pela ciclagem secagem/umedecimento, depreende-se que a solução, ao contrário das medidas radicais e caríssimas de contenção que vinham sendo propostas nestas situações, resume-se em proteger as camadas silto-argilosas expostas no talude das ações atmosféricas diretas (sol, ventos, chuvas) responsáveis pela referida ciclagem.

A razoável altura do corte em questão e a existência do viaduto descartavam qualquer hipótese de retaludamento que viesse permitir uma proteção vegetal simples (que, aliás, serviria perfeitamente ao propósito). Optou-se, então, após a limpeza e a regularização manual superficial do talude, pela aplicação de tela metálica chumbada e gunitagem nas exposições das lentes silto-argilosas, solução que atendeu plenamente requisitos técnicos e econômicos. De modo a se evitar pressões hidrostáticas na interface gunita/talude, foi instalada uma malha geométrica sistemática de drenos horizontais simples.

A tela metálica, solidarizada ao talude por pinçadores metálicos cravados, teve a única função de estruturar a gunita e evitar seu eventual deslocamento. Os relatores pensam que talvez seja possível, com devidos cuidados técnicos, dispensar, em alguns casos, a tela metálica e proceder a uma gunitagem direta. Seria também interessante baratear a gunitagem substituindo-a por eventual projeção de solo-cimento preparado no local. Vale testar.

### → Acompanhamento da implantação

Toda a implantação foi acompanhada e orientada pela equipe técnica. Logo após a implantação percebeu-se que, além da malha geométrica de drenos da interface gunita/talude, anteriormente projetada e instalada, seria importante a colocação de drenos simples nas acumulações de água evidenciadas por manchas de unidade na superfície gunitada, o que foi realizado com sucesso.

### → Monitoramento do desempenho

O monitoramento foi baseado em inspeções visuais periódicas de campo, providência mais adiante repassada aos técnicos da FEPASA – Ferrovia Paulista S.A. e do DER. Hoje, vinte e poucos anos após a implantação da obra, esta encontra-se em perfeitas condições de desempenho.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos e Geól. Eraldo Luporini Pastore

---



## Bibliografia

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT. *Projeto de estabilização dos taludes de corte da FEPASA sob o viaduto da SP-333, Rodovia Porto Ferrão – Ribeirão Preto (SP)*. São Paulo: IPT, 1978. (IPT – Relatório, 11.189).



*Figura 1 – Talude mostrando o descalçamento de bancos de arenito pela desagregação superficial (“empastilhamento”) de lentes silto-argilosas sotopostas. (Foto do Autor)*

*Figura 2 – Limpeza e regularização do talude para aplicação do tratamento. (Foto IPT)*



*Figura 3 – Aspecto do talude após a aplicação do concreto projetado sobre tela metálica pinçada. (Foto IPT)*

## CASO 20

### Escorregamentos na Serra do Mar

**Relator:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

#### → Circunscrição do problema

Desde o descobrimento do Brasil e o início da colonização de seu território sudeste, a Serra do Mar apresentou-se como formidável barreira à penetração dos colonizadores para o interior do país e ao escoamento de riquezas para o litoral portuário. Mesmo após a implantação de estradas tecnicamente mais arrojadas, que partiam dos centros populosos litorâneos — como Curitiba, Santos, Rio de Janeiro —, os problemas geológico-geotécnicos enfrentados pela operação e pela manutenção dessas vias mostraram-se de tal ordem que a Serra do Mar continuou a constituir um formidável entrave geográfico ao pleno desenvolvimento econômico e social do sudeste brasileiro.

A Serra do Mar — escarpa montanhosa que acompanha o litoral sudeste brasileiro desde o Estado do Rio de Janeiro ao Estado de Santa Catarina — constitui a região brasileira mais susceptível naturalmente a escorregamentos de solos e rochas. Se já naturalmente em um equilíbrio geotécnico instável, uma vez submetidas à ação humana, seja por desmatamentos, seja por cortes, seja por interferência em suas drenagens, seja por sobrecarga de aterros, as encostas da Serra têm sua suscetibilidade à instabilização potencializada e invariavelmente respondem com uma diversificada tipologia de escorregamentos: escorregamentos planares, escorregamentos profundos, corridas de lama, movimentação de corpos de tálus, desprendimento de blocos de rocha, entre outros. Os milhares de cidadãos brasileiros, que em tempos passados e contemporâneos já morreram soterrados por essas avalanches de terra e rocha, deveriam ao menos representar para todos o eloquente aviso que a própria Natureza nos passa já há séculos: somente as ações humanas consideradas totalmente indispensáveis devem ser executadas nessa região, e somente com a perfeita adequação de projeto, plano de obra e plano de operação adequados às suas características geológico-geotécnicas. Por sua vez, a adequação dos projetos às características geológico-geotécnicas da Serra exige, antes de tudo, seu mais completo conhecimento.

Hoje pode-se dizer que, graças especialmente à dedicação de seus geólogos, geógrafos e engenheiros geotécnicos, o país encontra-se em um elevado patamar de conhecimentos sobre os escorregamentos de solos e rochas que se verificam natural e induzidamente na Serra, plenamente conclusivo para orientar devidamente qualquer tipo de intervenção de engenharia que seja necessária nessa e em outras serras úmidas tropicais e subtropicais.

## → Análise e diagnóstico do fenômeno

A ocorrência de escorregamentos relaciona-se à conjunção de diversos fatores: pluviosidade, declividade e forma das encostas, características geológicas, grau e tipo de interferências humanas, entre outros.

Dois desses fatores são fundamentais e decisivos para definir a maior ou menor probabilidade de ocorrência desses fenômenos: a pluviosidade e a declividade das encostas. Quanto à pluviosidade, cuja consequência problemática é a possibilidade de saturação dos solos superficiais, mais importante que o total de chuvas em um determinado período, ou mesmo que a intensidade de um episódio isolado de chuva torrencial, é o histórico pluviométrico acumulado em um determinado número de dias. **A maior probabilidade de ocorrência de escorregamentos, tanto os naturais como os induzidos, se dá quando de um histórico pluviométrico caracterizado por três ou quatro dias de chuvas contínuas de saturação, culminado por um episódio de chuva torrencial de grande intensidade, em torno de 100 mm/dia.** É nessa situação que os solos superficiais atingem níveis críticos de saturação e percolação interna de água com decorrente enfraquecimento limite de suas propriedades geotécnicas.

Obviamente, os escorregamentos induzidos, ou seja, ligados a algum tipo de interferência humana, exigem uma intensidade pluviométrica menor para sua ocorrência em relação àquela necessária ao desencadeamento de escorregamentos naturais.

O fato de ter sido descoberta essa “equação pluviométrica” para a ocorrência de escorregamentos permitiu a adoção de sistemas de defesa civil que, ao detectar a iminência de se configurar o referido histórico pluviométrico crítico, emitem um sinal de estado de alerta que proporciona a interdição de vias, a evacuação de populações em áreas críticas, o isolamento de sistemas industriais e de transporte de combustíveis, etc.

Quanto à declividade das encostas, elas começam a se mostrar mais susceptíveis a escorregamentos a partir de inclinações em torno de 30° e 35°. E quanto à forma, os trechos retilíneos, especialmente os do terço superior dos espigões ou morros isolados, mostram-se nitidamente mais instáveis.

Ainda que esses dados relacionem-se a estudos realizados para a Serra do Mar em seu trecho paulista, pode-se afirmar que sua lógica (chuvas de saturação culminadas por episódio de chuva torrencial, encostas retilíneas e declividades a partir de 30° e 35°) aplica-se a todas regiões serranas quentes e úmidas do país. Nesse sentido, é altamente recomendável a realização de estudos similares em todas as regiões e sub-regiões homogêneas das serras tropicais úmidas brasileiras, especialmente aquelas em que a presença humana tende a conferir um caráter catastrófico à eventual ocorrência de escorregamentos. Esta providência permitiria, para cada caso específico, aferir os limites de segurança e de risco face a situações episódicas de alta pluviosidade, dado de entrada indispensável para a elaboração e implementação de cartas de risco e programas de Defesa Civil.

Quanto à tipologia de movimentos de massa que se observa nessas regiões, com base na observação de grande número de situações, foi possível sistematizar padrões de ocorrência quanto à feição desses eventos e relacioná-los às suas origens.

## CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA OCORRENTES NA SERRA DO MAR

	TIPOS	CARACTERÍSTICAS
NATURAIS	Rastejo, Solifluxão	Movimentos de grande lentidão e intermitência no horizonte superior de solos superficiais.
	Escorregamentos translacionais rasos (ou planares)	Desmonte hidráulico de solos superficiais especialmente associado a encostas retilíneas com inclinação acima de 30° e rupturas positivas de declive.
	Corridas de lama	Violenta torrente fluida de massa de solo e rocha ao longo dos talwegues de vales encaixados, originada da confluência do material de inúmeros escorregamentos planares ocorridos nas vertentes desses vales.
	Desprendimentos em rocha	Queda de blocos e lascas de superfícies rochosas naturais expostas; rolamento de matacões superficiais.
INDUZIDOS	Movimentação de tálus e corpos coluvionares	Movimentação de grandes massas coluvionares quando cortadas ou sobrecarregadas por algum tipo de intervenção humana.
	Escorregamentos rotacionais profundos	Escorregamentos de grandes massas de solo devido especialmente a escavações de pé de talude, sobrepeso, alterações de drenagem, desmatamento, etc.
	Escorregamentos translacionais rasos (ou planares)	Por cortes no terreno, concentração de águas superficiais, desmatamento, sobrepesos de aterros ou lixo, etc.
	Desprendimentos em rocha	Queda de blocos individualizados ou desmoronamentos de conjunto de blocos por combinação desfavorável de planos estruturais da rocha com plano do talude de corte, vibrações no terreno, descalçamento erosivo de matacões, etc.
	Colapso em saprolito fraturado	Desmoronamento de grandes massas de rocha alterada fraturada pela combinação desfavorável de orientações espaciais de estruturas da rocha, diferentes graus de alteração, inclinação do plano do talude de corte e direção da estrada.

*Tabela extraída do livro do Autor, "A Grande Barreira da Serra do Mar"*

**Escorregamentos translacionais rasos (ou planares)** — Constituem os únicos escorregamentos naturais em solo na Serra do Mar. Esses escorregamentos mobilizam quase que exclusivamente o horizonte superior de solos superficiais. Somente em sua “raiz”, ou seja, no local de sua origem/início, há, eventualmente, mobilização de materiais do horizonte imediatamente inferior de solo de alteração de rocha, saprolítico. São os escorregamentos

translacionais rasos, por sua grande área de distribuição e pela frequência de ocorrência, aqueles que inspiram o maior cuidado para os empreendimentos humanos que se façam necessários na Serra do Mar. A Geologia de Engenharia brasileira proporcionou nas últimas décadas um considerável avanço da compreensão da dinâmica desse tipo de escorregamento, atingindo o que se pode considerar um estágio avançado de conhecimentos, informando adequadamente, a todo tipo de atividade humana interessada, sobre onde, quando e como esses escorregamentos ocorrem.

**ONDE** — Os escorregamentos translacionais rasos são notadamente associados à faixa de terreno superior de encostas retilíneas com inclinações superiores a 30° encimadas por rupturas de declive positivas. O que coincide, via de regra, na passagem da crista para as encostas dos espigões. Rupturas de declive referem-se a alterações sensíveis na inclinação topográfica dos terrenos. Podem ser positivas, quando se passa de uma inclinação menor para uma inclinação maior, ou negativas, quando em uma sequência inversa. Notar nas fotos que registram grandes eventos de escorregamentos na Serra do Mar a invariável proximidade das raízes desses escorregamentos da crista dos espigões.

**QUANDO** — A ocorrência desses escorregamentos está comprovadamente relacionada a históricos pluviométricos caracterizados por prolongadas chuvas de saturação culminadas com episódios de alta pluviosidade concentrada, situação típica dos meses de verão. Ainda que a relação chuvas/escorregamentos seja específica de cada sub-região da Serra do Mar, pode-se ter como indicação geral que as probabilidades de ocorrência de escorregamentos são reais e crescentes a partir de históricos pluviométricos caracterizados por episódios pontuais de chuvas maiores de 100 mm/dia antecedidos por três ou quatro dias de chuvas intensas de saturação.

**COMO** — A dinâmica desses escorregamentos é associada às trincas de tração e ao solo distendido altamente permeável normalmente ocorrentes em uma faixa de terreno de largura média em torno de 2 a 3 metros, paralela e próxima à linha de cumieira (crista) dos espigões, logo abaixo da ruptura positiva de declive aí presente. Essa faixa de terreno corresponde a uma zona de tração máxima promovida pelas diferenças de intensidade do rastejo dos solos superficiais a montante e a jusante da ruptura de declive (intensidade de rastejo quase nula no trecho convexo da crista do espigão e intensidade máxima de rastejo ao longo do trecho retilíneo da vertente que se desenvolve logo a seguir). Essas trincas e essa faixa de solo distendido de alta permeabilidade relativa, fatores ampliados quando de chuvas de saturação prolongadas, permitem, quando de episódios de alta pluviosidade concentrada, uma direta, volumosa e rápida entrada de água nos horizontes dos solos

superficiais e solos saprolíticos com saturação completa, que, a depender da relação de esforços resistentes e atuantes, podem provocar um verdadeiro desmonte hidráulico na “raiz” do escorregamento. Por força das trincas de tração e do solo distendido de alta permeabilidade, os fenômenos hidráulicos/geotécnicos na “raiz” do escorregamento planar são totalmente diferenciados daqueles que ocorrem ao longo da extensão longitudinal jusante de todo o escorregamento, ou seja, enquanto na “raiz” há um desmonte hidráulico instantâneo, o material a jusante da raiz é mobilizado por arraste ou sobrecarregamento, mecanismos obviamente facilitados pelo estado geral de saturação dos solos superficiais nos episódios de chuva descritos, não se estabelecendo em nenhum momento uma superfície clássica e contínua de ruptura. A análise de uma cicatriz de escorregamento translacional raso evidencia claramente essa observação, com a “raiz” via de regra apresentando uma profundidade maior que o corpo restante do escorregamento, inclusive com comum mobilização local de ao menos parte do horizonte de solo saprolítico.

**Escorregamentos rotacionais profundos** — Escorregamentos rotacionais, portanto mais profundos, em solos na Serra do Mar, com superfície de ruptura definida, só ocorrem quando associados a algum tipo de intervenção humana (desde desmatamentos até escavações do terreno, sobrecarregamento do terreno com aterros, alterações na drenagem superficial ou profunda, etc.), ou seja, quando induzidos.

**Movimentações em corpos de tálus e depósitos coluvionares** — Os depósitos coluvionares de meia encosta e os corpos de tálus são, para as condições naturais, estáveis. Geralmente os corpos de tálus apresentam um lençol d’água suspenso. Não fosse um “filme” de baixa permeabilidade capeando o pretérito terreno que “recebeu” o tálus, o lençol suspenso seria drenado para o interior do maciço sotoposto. Aliás, é o que é observado quando de sondagens mecânicas que comunicam o corpo de tálus com o interior do maciço abaixo. Um corpo de tálus pode teoricamente, por decorrência, ser artificialmente drenado para o maciço sotoposto. Não se conhece registro falado nem escrito dando conta de algum tipo de movimentação natural de depósitos coluvionares de meia encosta e de corpos de tálus. A instabilização de um corpo de tálus ou de um depósito coluvionar só ocorre por intervenção humana por meio de desmatamentos ou cortes promovidos por algum tipo de obra. Nesse caso, é uma instabilização extremamente problemática, dada a enorme massa posta em movimento.

**Corridas de lama e detritos** — Ainda que sejam um fenômeno raro, as corridas de lama e detritos (*mud-flow, debris-flow*) constituem os movimentos de massa de maior poder destrutivo que ocorrem naturalmente na Serra do Mar. Comportam-se como verdadeiras

avalanches de solo, água e blocos de rocha que correm ao longo dos talvegues de vales. O material que compõe a corrida de lama é resultante da ocorrência simultânea e da confluência de centenas de escorregamentos translacionais rasos nas encostas de um determinado vale por ocasião de eventos pluviométricos de extraordinária intensidade.

**O papel da floresta na estabilidade das encostas** — Quanto às florestas naturais de nossas serras úmidas, tanto nos domínios equatoriais quanto nos tropicais, via de regra são florestas ombrófilas densas, ou seja, florestas com um número enorme de árvores, de até dezenas de metros de altura, com copas imbricadas e contíguas e interior sombreado povoado por samambaias, bromélias, lianas e toda sorte de epífitas.

Destacam-se como principais características das Florestas Ombrófilas Densas, em suas versões Atlântica e Amazônica:

- grande diversidade florística
- grande endemismo de espécies
- árvores maiores atingindo até dezenas de metros de altura
- corpo florestal denso com copas contíguas
- ambiente interno sombreado, abafado e úmido
- espessa serapilheira (manto de restos vegetais que recobre o solo)
- interior florestal rico em samambaias, bromélias, lianas e epífitas
- enraizamento superficial e subsuperficial intenso e denso
- autoabafadora de incêndios

Vejamos agora a importância e como age a floresta na inibição de escorregamentos, lembrando que a floresta natural de encostas constitui o único, e espetacular, fator externo inibidor de escorregamentos e de processos erosivos. Esse importantíssimo e insubstituível papel é cumprido por meio dos seguintes atributos:

- impede a ação direta das gotas de chuva no solo através das copas e da serapilheira;
- impede a ação erosiva das águas de chuva por meio de raízes superficiais e da serapilheira;
- retém por molhamento de todo o edifício arbóreo parte da água da chuva que chegaria ao solo;
- dilui no tempo o acesso das chuvas ao solo;
- retira por absorção, e devolve à atmosfera por evapo-transpiração, parte da água infiltrada no solo;
- agrega, “coesiona” e retém os solos superficiais através de uma formidável malha superficial e subsuperficial de raízes.

## → Formulação de soluções

Apenas recentemente a Engenharia Brasileira convenceu-se de que, para superar com sucesso esse desafio de ordem geológica e geotécnica colocado pela Serra do Mar, era preciso progredir nos conhecimentos sobre o comportamento das encostas da Serra (deslizamentos, desmoronamentos, corridas de lama...), de tal sorte que os projetos e obras de intervenção admitissem características que de alguma forma buscassem contornar as dificuldades colocadas pela natureza. Essa foi uma compreensão importantíssima do problema, pois possibilitou a migração da anterior postura de “vencer a Serra a qualquer custo” para uma atitude mais inteligente e superior de “entender, respeitar e interagir tecnicamente com a Serra”.

Do ponto de vista ambiental, a percepção pela sociedade que a simples existência da Serra, com sua exuberante Mata Atlântica, vizinha às maiores concentrações urbanas do país, é uma benção para a saúde física e espiritual de dezenas de milhões de pessoas, é cada vez maior na consciência de todos, especialmente de nossa juventude, o que tem induzido a produção de poderoso aparato legal de proteção ambiental para a região. Considere-se, no entanto, que, para a preservação desse tão fantástico patrimônio, a contribuição da tecnologia nacional é fundamental, uma vez que somente o conhecimento técnico-científico e a criatividade tecnológica dele decorrente poderão possibilitar que as indispensáveis futuras intervenções humanas na Serra (estradas, dutos, linhas de transmissão, sistemas de captação de água, etc.) sejam implantadas e operadas sem afetar as condições geológico-geotécnicas e ecológicas naturais.

Do ponto de vista das transposições viárias da Serra, como das obras civis a elas similares, a segunda pista da Rodovia dos Imigrantes, recém-inaugurada, implantou um referencial de conceitos de projeto e planos de obra de excelência ímpar, totalmente adequado às sensíveis características naturais da Serra. Esse referencial hoje constitui uma garantia para que eventuais novas obras viárias, ou similares, de transposição da região não cometam os graves erros do passado e também se pautem por inspirar seus projetos no próprio comportamento geológico natural da Serra e suas encostas.

Mas, se no caso das transposições viárias, estamos diante de intervenções inevitáveis, não se pode dizer exatamente o mesmo das ocupações urbanas que insistem em estender-se por encostas da Serra a partir especialmente dos municípios litorâneos, produzindo sempre uma sequência fatal de desmatamentos, cortes, aterros, concentrações de drenagem superficial, fossas de infiltração, depósitos de lixo, outros resíduos urbanos e muitas outras intervenções fortemente indutoras de escorregamentos. São verdadeiras tragédias anunciadas.

Diga-se de passagem, a regra geral, com pouquíssimas exceções, é a procura da Serra como um expediente de habitação relativamente barata por parte da população mais pobre. Essa é a determinação de caráter social que tem implicado em tragédias as mais lamentáveis por todo o país, já que a população pobre é forçada a buscar o barateamento



de seus custos com moradia combinando seis fatores: distância, irregularidade fundiária, periculosidade, insalubridade, desconforto ambiental e precariedade construtiva.

Uma intenção sincera e responsável da sociedade, através das administrações públicas e das ações de caráter privado para reduzir drasticamente os acidentes por escorregamentos, deve obrigatoriamente equacionar estes dois aspectos que se superpõem hoje com terríveis consequências: o fator social e o fator técnico.

Do ponto de vista social, prover a população de alternativas dignas e seguras de habitação; do ponto de vista técnico, somente permitir a ocupação urbana de áreas da Serra do Mar que estejam abaixo da cota 100 e, ainda assim, uma vez respeitadas as determinações de Cartas Geotécnicas e Códigos de Obras específicos que indiquem os setores que, mesmo dentro das áreas liberadas, de maneira alguma poderão ser ocupados e os setores que poderão ser ocupados mediante a adoção de cuidados técnicos rigidamente definidos.

## → Acompanhamento da implantação e monitoramento do desempenho

Não se aplicam a esse caso as fases de Acompanhamento da Implantação e Monitoramento de Desempenho.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

---

## Bibliografia

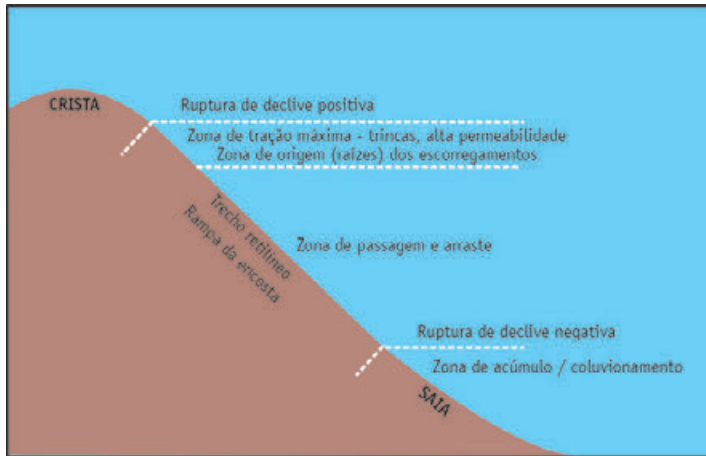
- AB'SABER, A.N. Espaços ocupados pela expansão dos climas secos na América do Sul, por ocasião dos períodos glaciais quaternários. *Revista Paleoclimas*, São Paulo, 3, Instituto de Geografia – Universidade de São Paulo, 1977.
- ALMEIDA, F.F.M.; CARNEIRO, C.D.R. Origem e evolução da Serra do Mar. *Revista Brasileira de Geociências*, São Paulo, n. 28, 1976.
- BIGARELLA, J.J.; MOUSINHO, M.R. Todos os trabalhos contidos. *Boletim Paranaense de Geografia*, Curitiba, n. 16/17, 1965.
- FÚLFARO, V.J.; PONÇANO, W.L. Sedimentação atual do estuário e Baía de Santos: um modelo geológico aplicado a projetos de expansão da zona portuária. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, 1976, Rio de Janeiro. *Anais*. Rio de Janeiro: ABGE, 1976. v.2, p.67-90.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT. *Relatórios técnicos oficiais relativos a trabalhos desenvolvidos no âmbito da Serra do Mar, no período de 1950 a 2000*. São Paulo: IPT, 1950-2000.
- \_\_\_\_\_. *Levantamento das condicionantes do meio físico e estabelecimento de critérios normativos para a ocupação urbana dos morros de Santos e São Vicente (Carta Geotécnica)*. São Paulo: IPT, 1978. (IPT – Relatório, 11.599).
- JOLY, C.A. et al. Evolution of the Brazilian phytogeography classification systems: Implications for biodiversity conservation. *Revista Ciência e Cultura*, SBPC, São Paulo, v.51, 1999.

- PRANDINI, F.L.; CARNEIRO, C.D.R.; PIRES NETO, A.G.; IWASA, O.Y.; PONÇANO, W.L.; SANTOS, A.R.; OLIVEIRA, A.M.S.; PEDROSA, J.A.; SANTOS, M.C.S.R. *Carta geotécnica dos morros de Santos e São Vicente: condicionantes do meio físico para o planejamento da ocupação urbana*. São Paulo: IPT, 1980. (IPT – Monografias, 3).
- PRANDINI, F.L.; GUIDICINI, G.; BOTTURA, J.A.; PONÇANO, W.L.; SANTOS, A.R. *Atuação da cobertura vegetal na estabilidade de encostas: uma resenha crítica*. São Paulo: IPT, 1976. (IPT – Publicação, 1074). Trabalho apresentado no 2º Congresso Brasileiro de Florestas Tropicais, 2, 1976, Mossoró.
- SANTOS, A.R. *A Grande Barreira da Serra do Mar*. São Paulo: O Nome da Rosa, 2004.
- TABARELLI, M.; MANTOVANI, W. A riqueza de espécies arbóreas na floresta atlântica de encosta no Estado de São Paulo. *Revista Brasileira de Botânica*, São Paulo, v.22, ago. 1999.
- TATIZANA, C.; OGURA, A.T.; CERRI, L.E.S.; ROCHA, M.C.M. Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos na Serra do Mar, Município de Cubatão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. *Anais*. São Paulo: ABGE, 1987. v.2, p.225-236.
- VARGAS, M. Revisão histórico-conceitual dos escorregamentos da Serra do Mar. *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, v.22, n.1, p.53-83, 1999.

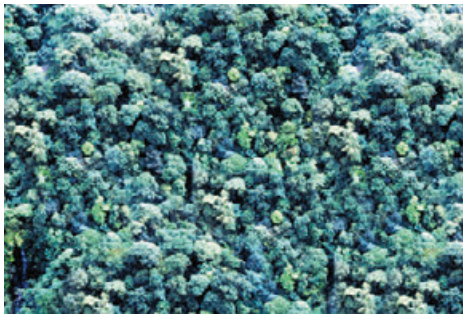
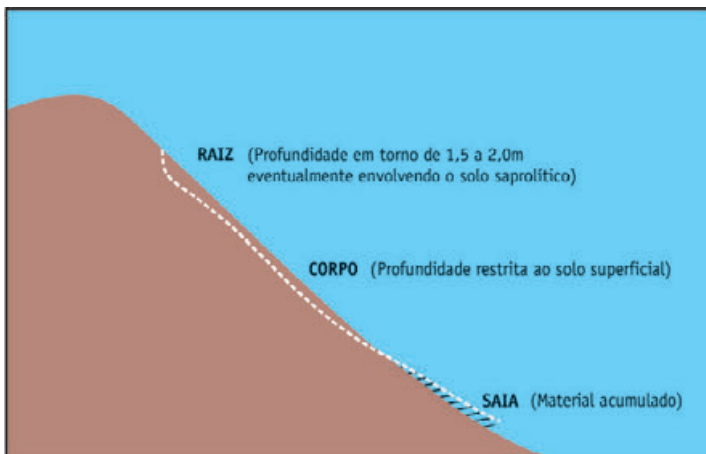


*Bairro Cota 100/95 às margens da Via Anchieta, exemplo das expansões urbanas sobre as encostas da Serra do Mar. (Foto do Autor)*

*Escorregamento planar raso típico da Serra do Mar. Notar a proximidade da "raiz" do escorregamento da crista do espigão. (Foto do Autor)*



*Perfil esquemático típico de uma vertente de encosta da Serra do Mar. As raízes dos escorregamentos naturais translacionais rasos situam-se quase invariavelmente na faixa de tração máxima ou logo imediatamente abaixo. (Concepção do Autor)*



*À esquerda, a Floresta Ombrófila Densa, um fechado corpo vegetal compondo o único fator natural, e efficientíssimo, de proteção das encostas contra os escorregamentos. (Foto do Autor)*

*À direita, escorregamentos na Estrada de Ferro Sorocabana (Vale do rio Cubatão) associados à faixa de desmatamento mantida acima da ferrovia. Essa faixa desmatada ainda é vestígio do erro tecnológico (importado dos países de clima frio e temperado) em se achar que a vegetação arbórea contribuiria com a ocorrência de escorregamentos. Nos climas tropicais, pelo contrário, a cobertura florestal é um elemento crucial para a maior resistência das encostas aos escorregamentos. (Foto do Autor)*



*Milhares de escorregamentos planares rasos ocorridos no Vale do rio Mogi em 1985. Foram associados aos prejuízos causados à vegetação pela chuva ácida provocada pela poluição atmosférica do Pólo Petroquímico de Cubatão. O fato comprova a enorme importância da cobertura florestal natural para a inibição dos escorregamentos. (Foto do Autor)*



*Detalhe da precariedade técnica da ocupação urbana das encostas. Ao longo dos anos milhares de vítimas fatais compõem o preço desse absurdo geotécnico e social. (Foto do Autor)*



*Grande escorregamento em corpo de íalus que por pouco não destruiu a casa de força da Usina Henry Borden em Cubatão. Foi estabilizado através de um denso sistema de drenagem profunda e de sua total impermeabilização superficial. (Foto do Autor)*



*A grande diferença de concepções de projeto. A Via Anchieta, década de 40 e 50, uma estrada basicamente encaixada nas encostas através de cortes. Até hoje paga um alto preço pela instabilização provocada no meio natural da serra. No plano inferior, a Rodovia dos Imigrantes, bem mais moderna, construída praticamente toda em túneis. (Foto do Autor)*



*Corrida de detritos (debris flow – lama e blocos de rocha) que atingiu a Refinaria da Petrobrás em 1994. (Foto do Autor)*

*Grande escorregamento ocorrido na Via Anchieta, Km 42, em 1999. Este escorregamento é associado ao material de escavação de corte lançado abaixo na encosta ainda durante os trabalhos de implantação da estrada. (Foto do Autor)*



## CASO 21

### Fundações da barragem de concreto da Usina Hidrelétrica de Serra do Facão

**Relator:** Geól. Ricardo Antônio Abrahão

**Agradecimento:** *A Construções e Comércio Camargo Corrêa, por ter tornado possível a publicação deste relato.*

#### → Circunscrição do problema

As estruturas da Usina Hidrelétrica de Serra do Facão, em construção no período de redação deste relato, se situam sobre as rochas do Grupo Araxá, nos arredores do Município de Davinópolis, Goiás, constituídas, essencialmente, de muscovita-clorita xisto, às vezes com cloritoide, biotita-muscovita-quartzo xisto, granada-muscovita-clorita xisto, clorita-quartzo xisto, grafita xisto apresentando subordinadamente, lentes de anfibolito e de xisto grafitoso. A atitude regional da xistosidade das rochas do Grupo Araxá possui direção NW-SE, com mergulho de baixo ângulo para SW. Em relação às estruturas, esse mergulho tem uma componente que mergulha para montante

A estrutura objeto desta descrição é uma barragem em concreto compactado com rolo, especificamente os blocos 8 e 9, cujo arranjo está ilustrado na Figura 1.

Até o início das escavações, o projeto previa a seção como ilustrada na Figura 2 e estava considerada estável ao deslizamento, com referência à cota 668,00. Cotas inferiores a essa estavam consideradas igualmente seguras, tendo em vista os parâmetros mecânicos do maciço rochoso estabelecidos até aquele momento

Entretanto, ao final de 2007, quando as escavações atingiram o nível das fundações previstas, afloraram feições sub-horizontais de baixa resistência ao cisalhamento e com persistência inadequada ao porte da obra.

Nesse momento, foram tomadas providências para ajustar o projeto às condições encontradas, principalmente as que não inviabilizassem a engenharia financeira do empreendimento e o planejamento construtivo, o que certamente ocorreria dependendo da solução. Um aumento de custo associado ao valor presente da energia não gerada no período do adiamento, certamente colocaria o empreendimento em condições de inviabilidade.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

A xistosidade no maciço rochoso, originalmente sedimentos marinhos, com variação mineralógica acentuada, apresenta lâminas com maior incidência de biotitas, grafitas e de processos mais tardios de cloritização. Essas associações minerais são nitidamente mais susceptíveis ao processo intempérico, formando extensas superfícies de baixa resistência e que acompanham a xistosidade.

Essas “lâminas” com espessuras milimétrica e centimétrica, de difícil detecção na etapa que antecedeu a construção por meio de investigação mecânica, só puderam efetivamente ser observadas após sua exposição, cuja situação ao final de 2007 está representada na fotografia da Figura 3.

O modelo geológico não contava com essas feições, sendo determinado que a resistência ao deslizamento das estruturas de concreto estaria condicionada pelo contato concreto x maciço rochoso. O modelo de análise das estruturas resultou em um ângulo de atrito necessário da ordem de 40° com alguma coesão. O modelo geológico válido nesse período mostrava que essa resistência estava disponível em qualquer nível da fundação.

Entretanto, afloradas as feições, nitidamente confirmou-se que as fundações não atendiam aos preceitos dos critérios de projeto, por falta de resistência nas superfícies de feições sub-horizontais.

### → Formulação de soluções

Os critérios de projeto estabelecem que o dimensionamento das estruturas deve ser certificado por cálculos pelo método do equilíbrio limite, apesar do emprego de ferramentas mais aperfeiçoadas para cálculo. A fórmula que resume essa conceituação é a seguinte:

$$FSD = \frac{(\sum F_v - U) \cdot \left( \frac{tg\phi}{\gamma\phi} \right) + \left( \frac{c}{\gamma c} \right) \cdot S}{\sum F_h} \quad (1), \text{ onde:}$$

**FSD** = Fator de segurança ao deslizamento (de acordo com o critério de projeto deve ser maior ou igual a 1, desde que atendidos os valores de  $\gamma\phi$  e  $\gamma c$ ).

$\sum F_v$  = somatória de todas as forças ativas (exceto a subpressão), normais à superfície de deslizamento;

**U** = força resultante das subpressões;

**tgφ** = coeficiente de atrito ao longo da superfície de deslizamento;

$\gamma\phi$  = coeficiente de minoração de resistência relativo ao ângulo de atrito;

**c** = coesão média efetiva ao longo da superfície de deslizamento;

$\gamma c$  = coeficiente de minoração de resistência relativo à coesão;

**S** = área efetiva comprimida na superfície considerada;

$\sum F_h$  = somatória de todas as forças ativas paralelas à superfície considerada.

Cada um dos fatores indicados por cor na Equação 1 deve ser analisado separadamente ou em conjunto, para se criar as soluções possíveis. Consequentemente, duas soluções possíveis foram finalmente desenvolvidas: uma que aumentava  $\sum F_v$ , o  $\phi$  e o  $c$  por meio de

uma chaveta de concreto a montante (Figura 4) e outra que diminuía significativamente o  $U$  com a construção de galerias de drenagem subterrâneas (Figura 5).

A incorporação da modificação de inclinação do paramento de montante foi adotada em ambas alternativas, fazendo com houvesse um aumento de  $\Sigma Fv$ . Com essa modificação geométrica, pôde ser experimentada uma tênue redução de  $\Sigma Fh$ .

Ressalta-se que poderiam também ter sido feitas investidas para modificação do  $\gamma\phi$  e do  $\gamma_c$ , porém demandaria uma investigação inapropriada em tempo e processo de amostragem, pois seria necessário um grande número de ensaios adicionais para estabelecer uma distribuição estatística coerente do atrito da coesão.

Finalmente, foi escolhida a segunda opção, igualmente segura e que permitiu o reinício imediato da concretagem na superfície, que se encontrava paralisada e teve um custo geral inferior ao da chaveta.

### → Acompanhamento da implantação

Durante a fase de estudo de soluções, foram realizadas novas investigações, entre elas novas sondagens com amostragem, poço em rocha na fundação do bloco 8, televisamentado dos furos de sondagem e muitos ensaios de cisalhamento direto em laboratório. Foi complementado também o mapeamento geológico, utilizando-se as superfícies escavadas.

Dessa forma, foi possível revisar o modelo geológico e estrutural e o consequente modelo geomecânico que balizou o estudo, agora muito mais complexos.

Resumidamente, o modelo geomecânico contém, entre outras feições, os três tipos de descontinuidades avaliados no local, como ilustrado resumidamente na Figura 6. Essas descontinuidades foram denominadas T1, T2 e T3, sendo a última a mais resistente.

As decisões de projeto foram baseadas na remoção de feições T1 e T2 (excepcionalmente permitida) e na permanência de feição T1 nas fundações. Esses critérios foram posteriormente adotados nos outros blocos da estrutura da barragem.

No momento desta redação, a barragem em concreto na margem esquerda estava praticamente pronta, as galerias de drenagem em final de escavação e a casa de força em início de montagem.

### → Monitoramento do desempenho

Estará presente um sistema de monitoramento a ser implantado nas estruturas e fundações, basicamente com medidores de deslocamento de vários tipos e medidores de vazão ao longo das galerias de drenagem.

Como o nível de saída das galerias de drenagem se situa abaixo dos níveis operacionais de jusante, está prevista a instalação de um sistema de bombeamento redundante com independência e automatizado, que garantirá que a pressão nas galerias seja atmosférica em quaisquer circunstâncias.



## → Institucional

A Usina Hidrelétrica de Serra do Facão, com potência instalada de 210 MW, cuja concessão está outorgada à Romania Participações S.A., está sendo construída e projetada pelo Consórcio de Empresas Fornecedoras de Serra do Facão (COFAC), cujos integrantes são: Construções e Comércio Camargo Corrêa, CNEC Engenharia e Consórcio Voith Siemens.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Ricardo Antônio Abrahão

---

## Bibliografia

CONSTRUÇÕES E COMÉRCIO CAMARGO CORRÊA. *Relatórios internos.*

CNEC Engenharia Ltda. *Relatórios internos.*

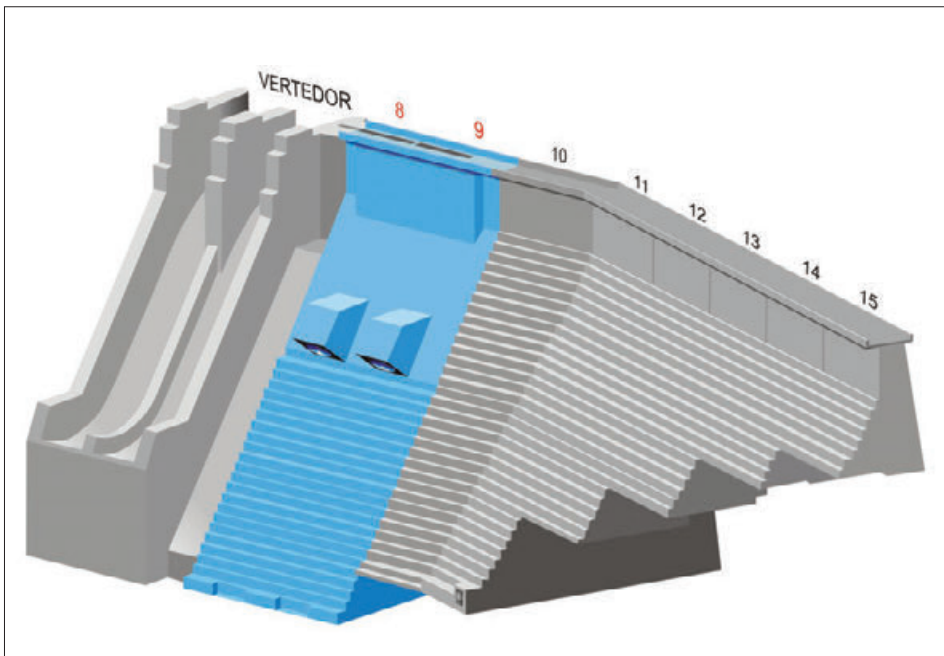


Figura 1 – Ilustração das estruturas da ombreira esquerda da barragem, ressaltando os blocos que foram objeto de intervenção e que correspondem à tomada d'água. (Fonte: Ricardo Antônio Abrahão)



Figura 2 – Seção original correspondente aos blocos 8 e 9, com indicação da feição considerada mais crítica. (Fonte: Ricardo Antônio Abrahão)

Figura 3 – Situação das escavações no final de 2007, quando afloraram as descontinuidades sub-horizontais que condicionaram a estabilidade ao deslizamento ao longo dessas feições. As setas brancas indicam as feições. A lupa indica a posição ampliada no canto esquerdo superior, mostrando a descontinuidade que deu origem à situação descrita. (Fonte: Ricardo Antônio Abrahão)

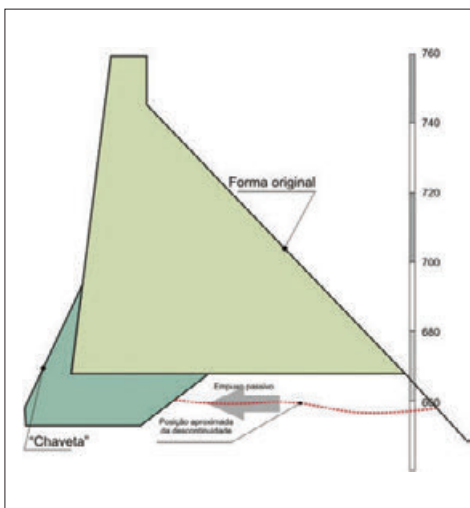


Figura 4 – Esquema da solução com a utilização de uma chaveta a montante. A chaveta aumenta o peso do concreto e sua forma tira vantagem da componente vertical do empuxo hidrostático aumentando  $\Sigma F_v$ . A área de contato da chaveta com o maciço rochoso aumenta a resistência média da fundação, incrementando o  $\phi$  e o  $c$ . (Fonte: Ricardo Antônio Abrahão)

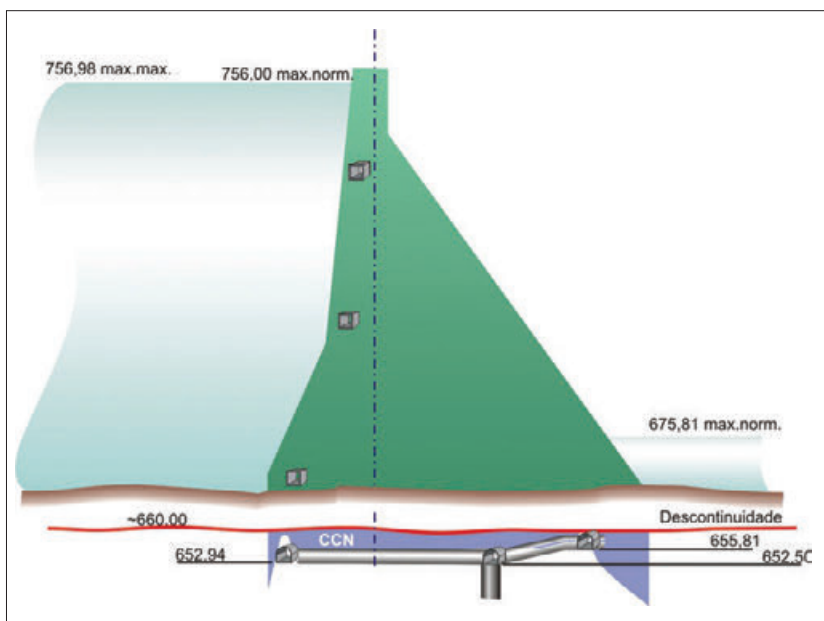


Figura 5 – O emprego de galerias de drenagem reduz eficientemente o empuxo da subpressão, como já verificado em vários casos brasileiros. A força U será a integral da área azul abaixo da superfície de cálculo, equivalente à descontinuidade. (Fonte: Ricardo Antônio Abrahão)

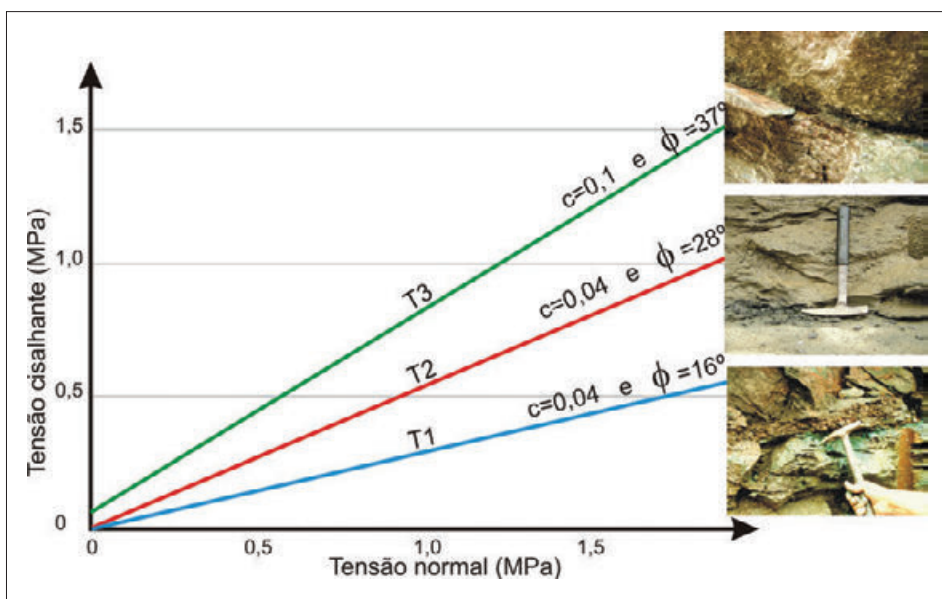


Figura 6 – Envoltórias estabelecidas das resistências disponíveis nas descontinuidades presentes no maciço rochoso e que condicionaram a construção da barragem. (Fonte: Ricardo Antônio Abrahão)

## CASO 22

### A tragédia geológico-geotécnica da zona de expansão urbana da metrópole paulistana. O caso da sub-bacia do Pau d'Alho

**Relator:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

#### → Circunscrição do problema

De uma forma geral, a ocupação urbana da metrópole paulista desenvolveu-se até meados do século XX, no interior do vértice dos rios Tietê e Pinheiros, e ao longo de alguns poucos eixos estratégicos, ocupando preferencialmente terrenos sedimentares (terciários) de topografia suave e de características geológico-geotécnicas favoráveis à ocupação urbana. Com o crescimento explosivo após a metade do século, vêm sendo progressivamente ocupados, e sem nenhum critério técnico diferenciado, os terrenos mais periféricos, de relevo mais acidentado e com solos de alteração de rochas cristalinas extremamente mais vulneráveis à erosão (os solos de alteração — saprolíticos — de rochas cristalinas são até 100 vezes mais erodíveis que os solos superficiais laterizados e os solos argilosos dos sedimentos terciários). Ocupa-se assim hoje uma região topograficamente mais acidentada com a mesma cultura técnica com que se ocupou a região de topografia mais suave, ou seja, opta-se por produzir artificialmente, através de operações de terraplenagem, áreas planas e suaves para assentar os novos bairros. Assim, a expansão urbana vem se processando, via de regra, através de intensas e extensas terraplenagens que retiram a vegetação e a capa protetora de solos superficiais mais argilosos (e, portanto, mais resistentes à erosão), implicando em exposições cada vez maiores e mais prolongadas dos solos de alteração (mais profundos, menos argilosos, mais erodíveis) aos processos erosivos, em uma prática nociva e nada criativa do ponto de vista técnico, pela qual persistentemente se privilegia a adaptação dos terrenos aos projetos ao invés de adequar os projetos às características naturais dos terrenos.

Na Região Metropolitana de São Paulo, a perda média de solos por erosão está estimada em algo entre 10 a 15 toneladas de solo por hectare/ano, o que implica na produção anual de até 3.570.000 m<sup>3</sup>/ano de sedimentos e sua decorrente liberação para o assoreamento da rede de drenagem.

Do ponto de vista dos processos geológicos, pode-se dizer que as modificações implementadas pela urbanização no meio geobotânico da RMSB, especialmente através das operações de terraplenagem e da eliminação da proteção vegetal, proporcionou um novo ciclo de dissecação erosiva dos entornos montanhosos e de sedimentação/entulhamento da bacia.

Mais recentemente, o mesmo fenômeno de aporte de sedimentos e lixo tem implicado no violento assoreamento dos piscinões, retirando-lhes em momentos cruciais a capaci-

dade de bem cumprir sua função projetada de retenção temporária de volumes expressivos da água proveniente de episódios de chuvas intensas.

Outro enorme problema decorrente refere-se à necessidade de disposição do material resultante das operações de desassoreamento; que levam consigo, aliás, enorme e perigosa carga poluidora.

É importante ressaltar que o poder público, através dos imensuráveis e intermináveis serviços de desassoreamento das calhas dos principais rios da Região Metropolitana, obras em que já foram aplicados ao longo de décadas recursos na ordem de alguns bilhões de reais, tem até hoje se batido exclusivamente com as consequências dos processos erosivos.

Existe hoje disponível todo um arsenal de providências técnicas preventivas e corretivas para o combate à erosão, desde instrumentos legais, passando por concepções de projeto mais adequadas a situações topográficas mais acidentadas, até novas e eficientes técnicas de proteção superficial de solos expostos. Resta somente que as autoridades públicas e privadas, de alguma forma ligadas aos interesses metropolitanos, conscientizem-se definitivamente da imprescindibilidade da implementação de medidas não estruturais para que se possa alcançar o sucesso no combate às enchentes urbanas. Com o objetivo de estudar e quantificar os processos erosivos associados à forma como vem se expandindo a metrópole, foi selecionada uma sub-bacia hidrográfica de pequeno porte, representativa das condições urbanísticas e fisiográficas da RMSP.

Por esse critério, como também pela disposição de participação da Prefeitura Municipal de Guarulhos e da Universidade de Guarulhos nos trabalhos do projeto, foi selecionada a sub-bacia do Córrego Pau d'Alho, pertencente à sub-bacia hidrográfica do Córrego Cabuçu de Cima, afluente da margem direita do Rio Tietê.

Como especial vantagem comparativa, a sub-bacia do Pau d'Alho já vinha sendo objeto de atenção, em seu contexto ambiental, do Projeto "Análise Geoambiental Aplicada a Microbacias Urbanas na Região do Cabuçu, Guarulhos (SP)", sob responsabilidade do Laboratório de Geoprocessamento da UnG. O projeto, incorporado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, foi executado com apoio financeiro do FEHIDRO – Fundo Estadual de Recursos Hídricos.

## → Análise e diagnóstico do fenômeno

### **Algumas informações gerais sobre a Bacia do Córrego Cabuçu de Cima**

O Córrego Cabuçu de Cima nasce na Serra da Cantareira e é um importante afluente da margem direita do rio Tietê, desaguando a jusante do rio Baquirivu, este por sua vez logo a jusante da barragem da Penha. Tem um comprimento longitudinal aproximado de 27 km e área total de sua sub-bacia na ordem de 100 Km<sup>2</sup>, abrangendo os municípios de São Paulo e Guarulhos.

A sub-bacia do Cabuçu de Cima apresenta densidade populacional alta, especialmente concentrada na metade sul da bacia, constituída em grande parte por população de baixo nível econômico.

Os terrenos potencialmente mais erodíveis — predominância de rochas metamórficas — situam-se em direção ao norte da bacia (Serra da Cantareira), coincidindo com topografias mais acidentadas. Para o sul da bacia, o relevo é mais suave e, no extremo sul, aparecem terrenos sedimentares terciários e quaternários de baixa erodibilidade. Agravantemente, a pressão de crescimento urbano concentra-se no vetor norte. A sub-bacia do Cabuçu de Cima é a 6ª sub-bacia do Alto Tietê em volume de produção de sedimentos lançados no rio Tietê.

<b>SUB-BACIA DO CABUÇU DE CIMA - GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA</b>	
Planícies aluvionares	17,0
Colinas em sedimentos terciários	9,8
Colinas em cristalino	1,7
Morotes baixos em cristalino	10,1
Morotes altos e morros baixos em cristal	26,1
Morros altos em cristalino	35,4
Total cristalino	73,3
Total sedimentar	26,7

<b>SUB-BACIA DO CABUÇU DE CIMA - CLASSES DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO</b> (projeção de variação de 1993 para 2005) (cresc./ popul. ~ 53% no período)	
Cobertura vegetal	39,3% > 31,4%
Chácaras	14,7 > 11,7
Área urbana consolidada	7,7 > 9,2
Área urbana parcialmente consolidada	23,3 > 27,9
Área urbana parcelada	8,7 > 10,4
Áreas com movimentos de terra	6,2 > 9,4

#### **Algumas informações sobre a Sub-Bacia do Pau d'Alho**

A caracterização fisiográfica da sub-bacia foi realizada através de caracterizações de campo e de consulta bibliográfica; nesse caso, com especial destaque para o trabalho “Análise Geoambiental Aplicada a Microbacias Urbanas na Região do Cabuçu, Guarulhos (SP)”, elaborado por equipe do Laboratório de Geoprocessamento da UnG, liderada pelo

Prof. Dr. Antônio Manoel dos Santos Oliveira, e apresentado no 11º CBGE – Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia.

Dados gerais:

- Comprimento total do talvegue: 1.632 m
- Direção/Sentido do talvegue, cotas mais altas para cotas mais baixas, SE–NW
- Largura máxima: 640m
- Declividade média do talvegue: 3%
- Área total: 55 ha
- Predominância geológica: filitos. Secundariamente, metabásicas
- Predominância geomorfológica: mar de morros
- Solos superficiais pouco espessos
- Solos de alteração de rocha (saprolíticos) com dezenas de metros de espessura
- Principais processos tecnogênicos presentes: erosão e assoreamento

Do ponto de vista de sua ocupação urbana, a sub-bacia do Pau d'Alho apresenta-se ainda com um nível de ocupação considerado médio, sendo mais densamente ocupada em sua vertente esquerda SE por um bairro com setores já quase urbanisticamente consolidados, típico de classe média baixa, o Parque Continental 3. Em sua vertente direita, setor mais a SE, na cabeceira do córrego, vem se instalando por invasão uma ocupação de baixa renda em padrão de autoconstrução, a Vila Operária.

O intenso movimento de terra promovido para a instalação do loteamento Parque Continental 3 expôs uma considerável superfície de solos à erosão na forma de taludes e terraplenos sub-horizontais. Todo esse solo movimentado para produção de áreas semiplanas e implantação de arruamento foi lançado como aterro a ser ocupado na vertente esquerda baixa do Córrego Pau d'Alho. É especialmente esse extenso aterro/bota-fora que vem sofrendo intensa erosão, por rupturas e ravinamento superficial e profundo, do que decorre amplo assoreamento na sub-bacia baixa, com comprometimento funcional de antigas propriedades rurais na área.

### **Instalação dos equipamentos de controle hidrossedimentométrico**

Inicialmente foi definido o local de instalação da estação de medição hidrossedimentométrica. Esse local está já próximo à foz do Ribeirão Pau d'Alho, no Córrego Cabuçu de Cima, dentro de propriedade fortemente atingida pelo assoreamento decorrente das erosões provocadas pelo loteamento Continental 3.

Para levantamento da curva-chave do Córrego Pau D'Alho, foi instalada no local uma régua para medição de nível d'água. Assim, em toda visita ao local o operador do posto realiza medições de nível d'água. A frequência das visitas foi variável, ocorrendo sempre após os eventos de chuva.

As vazões do córrego são estimadas através da profundidade do escoamento e conhecimento da seção transversal no ponto.

O aporte de sedimentos foi estimado com amostradores tipo garrafa em três níveis distintos: a aproximadamente 6 cm, 8 cm e 25 cm do fundo. As garrafas são recolhidas sempre após as chuvas. Além da medição da quantidade de sólidos carregados pelo escoamento, as garrafas permitem uma estimativa do nível d'água atingido pelo curso d'água durante o evento de precipitação, gerando mais um ponto para a curva-chave do rio.

### **Qualificação e quantificação dos processos erosivos e de assoreamento na sub-bacia do Pau d'Alho**

Nos anos finais da década de 1970 e iniciais da década de 1980, a sub-bacia do Córrego Pau d'Alho foi submetida a volumoso movimento de terra por terraplenagem, como etapa inicial da implantação do Loteamento Parque Continental 3 e parte do Loteamento Parque Continental 2.

Na intenção de produzir áreas planas e semiplanas para abrigar projeto burocraticamente lançado em planta topográfica, sem se levar em conta as características geomorfológicas, geológicas hidrológicas e geotécnicas da sub-bacia, foram mobilizados por terraplenagem perto de 340 mil m<sup>3</sup> de material terroso, envolvendo a camada mais argilosa de solo superficial pedologicamente evoluído e uma grande espessura do solo de alteração de rochas filíticas, francamente predominantes na área. Estes solos de alteração são essencialmente siltosos, e, uma vez desestruturados por terraplenagem, formam um conjunto extremamente suscetível aos processos erosivos.

Como propósito dos serviços de terraplenagem, a vertente esquerda superior do Córrego Pau d'Alho, especialmente em seu trecho médio e de cabeceira, foi escavada, sendo o volume de terra resultante lançado em direção ao talvegue do córrego na busca de, por aterramento, produzir-se as pretendidas áreas planas ou de inclinação suavizada. Nesse movimento, grande volume de terra foi lançado sobre o próprio talvegue do córrego, provocando sucessivos represamentos e rompimentos. Todo esse volume de terra — acrescido dos volumes carreados por intensa erosão por ravinamento, tanto nos taludes de terreno natural de montante como nos corpos dos aterros produzidos — foi sucessivamente mobilizado em direção a juzante em verdadeiras corridas de lama, o que resultou no entulhamento de várzeas e lagos, chegando inclusive a provocar o barramento temporário do próprio Córrego Cabuçu de Cima, do qual o Córrego Pau d'Alho é afluente.

Os cálculos realizados, tendo em conta as análises e medições de campo, a comparação de plantas topográficas, a análise de fotos aéreas e fotos locais antigas, a análise de imagens de satélite e depoimentos de moradores antigos, levaram aos quantitativos descritos na tabela que segue.



**TABELA DE ÁREAS AFETADAS E VOLUMES DE SOLOS E SEDIMENTOS MOBILIZADOS NA IMPLANTAÇÃO DO LOTEAMENTO CONTINENTAL 3, NA SUB-BACIA DO CÓRREGO PAU D'ALHO**

ITEM	QUANT.	UNID.
Área total da sub-bacia	555.000	m <sup>2</sup>
Área atingida pela terraplenagem em cortes, raspagem e aterros na sub-bacia	265.000	m <sup>2</sup>
Área de cortes e raspagem na sub-bacia	180.000	m <sup>2</sup>
Volume total mobilizado pela terraplenagem por corte e raspagem na sub-bacia	340.000	m <sup>3</sup>
Volume trazido da área de empréstimo 1 fora da sub-bacia	48.000	m <sup>3</sup>
Volume total produzido por terraplenagem	388.000	m <sup>3</sup>
Área de aterros e bota-foras	85.000	m <sup>2</sup>
Volume de solo em aterros e bota-foras	280.000	m <sup>3</sup>
Volume total mobilizado por erosão para o talvegue do Córrego Pau d'Alho e carregado para jusante (parte baixa da sub-bacia)	108.000	m <sup>3</sup>
Área de planícies aluviais criadas ou ampliadas como consequência do assoreamento por sedimentos gerados pela erosão	38.500	m <sup>2</sup>
Volume de sedimentos que geraram novos ou ampliaram antigos aluviões ao longo do talvegue do Córrego Pau d'Alho até sua foz com o Córrego Cabuçu	70.000	m <sup>3</sup>
Volume de sedimentos lançados pelo Córrego Pau d'Alho no Córrego Cabuçu e levados por esse em suspensão ou por arraste em direção ao Rio Tietê	38.000	m <sup>3</sup>

*Obs.: Considerando-se que o pico de obras associadas ao Loteamento Continental 3 deu-se em 1980, passados 26 anos, a área da sub-bacia onde se deu sua implantação liberou por erosão uma média anual de 235 toneladas de solo por hectare (235 t/ha/ano).*

Considerando o relativo pequeno tamanho da sub-bacia do Pau d'Alho, esses números são assustadores, revelando fielmente o verdadeiro desastre geológico-geotécnico-ambiental que hoje acontece nas faixas periféricas de expansão da metrópole paulista.

Além das instabilizações causadas pela implantação do Loteamento Parque Continental 3, uma ocupação irregular por invasão vem se procedendo com grande intensidade na vertente esquerda da cabeceira do Córrego Pau d'Alho. Como todas as ocupações irregulares de encostas muito inclinadas, esta também se processa casa a casa por escavação do talude natural até se conseguir uma base integral de solo firme para o assentamento da habitação. Desestabilizam-se assim os taludes de corte e o talude natural a jusante com o

lançamento do solo resultante da escavação. A instabilização, a produção de situações de risco e os processos erosivos têm sido a tônica crescente dessa área, constituindo esta hoje a maior fonte de sedimentos para o entulhamento da cabeceira do vale.

A Vila Operária ocupa no âmbito da sub-bacia uma área de 44.422 m<sup>2</sup>. Um terço dessa área corresponde à subárea de maior declividade, com intenso movimento de terra e situações de alto risco. Essa subárea, desde o início de sua ocupação, já mobilizou por erosão, arruamento e escavação de lotes perto de 10.000 m<sup>3</sup> de solo. Parte desse solo resta sobre a própria área, parte contribuiu para o assoreamento da cabeceira do Córrego Pau d'Alho e cerca de 5.000 m<sup>3</sup> assorearam totalmente um antigo campo de futebol existente no sopé do morro.

### → Formulação de soluções

#### **Compartimentação da sub-bacia em setores geotécnicos homogêneos. Problemas específicos e soluções adotadas**

O incrível estado de conturbação e instabilização geotécnica da sub-bacia proporcionou a existência de vários e diferenciados problemas de ordem geotécnica, exigindo uma análise setorial e a indicação de soluções particulares para os serviços de estabilização e consolidação geotécnica de toda a área.

Com essa finalidade, a sub-bacia foi compartimentada em Setores Geotécnicos, particularizados pelos fenômenos ocorrentes, pelo tipo de ocupação e pelo tipo de solução de estabilização geotécnica indicada. Foram assim definidos oito setores geotécnicos.

É importante ressaltar que os principais processos erosivos do Parque Continental 3 estão instalados na saia do aterro/bota-fora, Setor A. A erosão em taludes de corte é relativamente pouco expressiva, especialmente devido ao solo de alteração in situ da rocha filítica, predominante na área, apresentar baixa erodibilidade se comparada a solos de alteração de rochas gnáissicas e graníticas.

Já no que se refere à área ocupada por invasão (Vila Operária, Setor D), a deterioração geotécnica é geral, com intensos processos erosivos, instabilização de taludes e áreas de risco geotécnico.

A seguir, como exemplos, são descritos o Setor A e o Setor D e indicadas as soluções para sua estabilização.

#### **SETOR A**

**Caracterização:** aterro/bota-fora de solo de alteração de filitos submetidos por anos a intenso processo erosivo por ravinamentos profundos e amplos. Tem sido a principal área responsável pelo grande assoreamento do talvegue do Córrego Pau d'Alho, e, através desse, do Córrego Cabuçu de Cima.

**Ocupação:** área não ocupada, mas com ocupação habitacional projetada pelo loteador.

**Solução indicada:**

- abatimento dos taludes das ravinas de erosão por desbaste de suas cristas e preenchimento por entulho de construção civil;
- estabilização e contenção dos escorregamentos da área oeste do setor através de remoção total do aterro nessa área, ou construção de muro de contenção por gabiões no pé do aterro junto ao córrego e recomposição compactada do aterro. Condução orientada das águas superficiais até o córrego;
- implantação de densa barreira vegetal (taquaral) ao pé do aterro ao longo de todo o Setor;
- abandono das atuais drenagens internas, recolhendo as águas pluviais e servidas de montante junto à Rua 104, conduzindo-as em uma única tubulação até o córrego, conforme indicado em planta. Implantação de sistema superficial de drenagem;
- cobrir todo o setor com densa vegetação rasteira e arbórea.

**Destino proposto:** recuperação florestal e transformação da área em Bosque Público. Possibilidade de ocupação de linha de lotes contígua à Rua 104 para assentamento de famílias removidas da Vila Operária.

## SETOR D

**Caracterização:** encosta com solos superficiais e de alteração de rocha filítica expostos a processos erosivos em taludes de corte e em material lançado encosta abaixo. Arruamentos em terra também submetidos à erosão. Área de alta declividade ocupada, desde a Rua Goiás (ruptura de declive) até o sopé, e com generalizada presença de situações de risco. Material originado de erosão assoreou já completamente o campo de futebol, Setor G, contíguo ao sopé do morro.

Foi verificado que a instabilização geotécnica, decorrente do tipo totalmente desorganizado de ocupação, atingiu (arruamento e edificações — vide fotos) um grau extremamente avançado, especialmente nos flancos mais inclinados da encosta ocupada, a partir da ruptura de declive indicada na foto (Rua Goiás). Essa faixa da encosta sugere que medidas de combate à erosão são localmente insuficientes para dotar a área de alguma estabilidade confiável, não sendo indicadas até para não sugerir uma falsa impressão de segurança, concluindo-se que a solução mais indicada para tanto seria sua interdição para ocupação habitacional, com remoção das edificações já existentes, medida que seria procedida pela recuperação geotécnica de toda a faixa declarada *non edificandi*.

Para o restante da área, foram realizadas reuniões com os moradores, em que foi explicado o projeto e acertada a participação da população local em sua execução. Foram também identificados os taludes a serem protegidos contra a erosão e indicados serviços (pavimentação e drenagem de ruas e remoção de materiais terrosos lançados na encosta) a serem executados pela Prefeitura.

Do ponto de vista do assoreamento do talvegue do Córrego Pau d'Alho, a ocupação por invasão que avança pela cabeceira desse córrego já apresenta avançado grau de comprometimento geotécnico, com acentuada erosão e rupturas de bota-foras (vide foto). Torna-se imprescindível e urgente interromper a ocupação na cabeceira desse córrego, também declarando esse subsetor como área non edificandi.

**Ocupação:** ocupação irregular, por invasão Vila Operária. Edificações simples e autoconstruídas em pequenos terrenos encaixados por corte e formação de bota-fora na encosta por lançamento direto do material resultante da escavação.

**Solução indicada:**

- proteção de taludes de corte com pintura de calda de cal — técnica “cal-jet”;
- interdição para ocupação urbana da área de maior declividade, com remoção organizada das edificações já existentes. Após essa providência, fazer a recuperação geotécnica e vegetal dessa área;
- interdição para ocupação urbana da área contígua à cabeceira do Córrego Pau d'Alho, com remoção organizada das edificações já existentes. Após essa providência, fazer a recuperação geotécnica e vegetal dessa área;
- retirada manual dos pequenos “bota-fora” lançados encosta abaixo em todo o Setor;
- revestimento do arruamento e implantação de sistema de drenagem superficial;
- orientação técnica aos moradores;
- impedimento da expansão urbana;

**Destino proposto:** bairro regularizado, consolidado e confinado.

**A participação da Prefeitura Municipal de Guarulhos na execução de serviços e obras definidos pelo projeto Cabuçu**

Foi senso comum entre a equipe do projeto e os técnicos da Prefeitura de Guarulhos, que dele participaram, que os graves problemas geológico-geotécnicos que incidem na sub-bacia do Pau d'Alho devem-se especialmente a erros crassos cometidos em sua ocupação urbana, tanto pela ocupação regular (loteamento Continental 3) como pela ocupação irregular (invasão Vila Operária) e à prolongada e total ausência de uma ação fiscalizadora, reguladora e técnica da Prefeitura Municipal.

A partir desse entendimento, a coordenação do projeto, desde o início dos trabalhos, agiu no sentido de que a PMG entendesse o projeto como uma experiência piloto de notável caráter de aprendizado e um treinamento para futura reprodução em toda a zona de expansão urbana do município. Essa abordagem foi generalizadamente aceita pelos dirigentes municipais.

Com a compreensão mútua de que dadas as especificidades geotécnicas da sub-bacia do Pau d'Alho a maior parte dos serviços de recuperação geotécnica só podem ser rea-

lizados pela Prefeitura, os dirigentes municipais estabeleceram com o Coordenador um elenco de responsabilidades frente à execução das providências e dos serviços e obras definidos pelo projeto:

- a)** imediata interdição da ocupação urbana (invasão) do trecho de cabeceira do Córrego Pau d'Alho (ponta leste do setor H), com remoção das edificações já aí implantadas;
- b)** interditar para ocupação urbana a faixa de terreno a jusante da ruptura positiva de declive (rua Goiás) do morro onde está instalado o principal núcleo urbano da invasão da Vila Operária (setor D) em vista de suas precaríssimas condições geotécnicas, incluindo a retirada das edificações aí já instaladas;
- c)** intimação da loteadora Continental para a imediata estabilização das erosões e escorregamentos que incidem na saia do aterro/bota-fora (setor A) lançado na vertente esquerda do Córrego Pau d'Alho quando da implantação do loteamento Continental 3;
- d)** refazer o sistema coletor de drenagem da rua 104 (divisa entre o setor B e o setor A) e o seu lançamento controlado até o Córrego Pau d'Alho, de modo a evitar a continuidade das erosões locais do aterro/bota-fora;
- e)** regularizar o lançamento de entulho de construção civil na área, de forma a aproveitá-lo na regularização das ravinas de erosão da área institucional do loteamento Continental 3 (setor B);
- f)** apoio técnico e operacional (mão-de-obra e equipamentos leves) para a regularização das ravinas citadas no item anterior, com a construção de barreiras de pneus cheios de entulho de construção civil e aterramento geral também utilizando-se o mesmo tipo de entulho (ver croquis);
- g)** providenciar um projeto de ocupação como praça pública (lazer, esportes...) da área institucional mencionada (setor B), de forma que os serviços de regularização já atendam o referido projeto;
- h)** dar destino à grande área (setor C) contígua à área institucional (setor B), hoje desocupada, mas já sob ameaça de invasão;
- i)** apoiar operacionalmente os serviços de proteção de taludes de solo através da técnica cal-jet em toda a área;
- j)** concepção e implementação de um Projeto Urbanístico Global.

### → Acompanhamento da implantação e monitoramento do desempenho

A implementação das medidas de engenharia recomendadas estão em dependência de ações diretas da Prefeitura Municipal de Guarulhos e da aprovação da continuidade do projeto pelo FEHIDRO e DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo.

Dessas medidas, a única realmente aplicada em caráter piloto pelo próprio coordenador técnico do projeto foi a proteção superficial de taludes contra a erosão com utilização da tecnologia cal-jet. A proteção se mostrava totalmente funcional em vistoria realizada dois anos após a aplicação.

Quanto ao monitoramento hidrossedimentológico, a Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica emitiu o Relatório contendo informações e conclusões sobre o monitoramento hidrossedimentométrico efetuado na sub-bacia. Os resultados colhidos da leitura do Posto de Medições comprovam o alto grau dos processos erosivos e de transporte de sedimentos que aconteceram e ainda acontecem na sub-bacia hidrográfica do Pau d'Alho. Desse Relatório destaca-se:

- Há um intenso transporte de sedimentos (com concentrações acima de 20.000 mg/L) decorrente das práticas de manejo de solo da bacia. Pela curva granulométrica do material transportado em suspensão, é possível notar-se que se trata de material com diâmetro característico  $d_{50} = 0,002$  mm oriundo do solo silto-argiloso, típico da região;
- Nas chuvas mais intensas, há vazões sólidas transportadas em suspensão com índices superiores a 2,0 kg/s/ha da bacia. Este alto índice justifica-se pelas próprias características topográficas do terreno, caracterizado por altas declividades, e, portanto, escoamento superficial direto com grande energia para arrastar o material desagregado do solo da bacia.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

---

## Bibliografia

- FEHIDRO. *Implantação de um programa piloto de combate às enchentes através da redução da erosão e do assoreamento na sub-bacia hidrográfica do Córrego Cabuçu de Cima, tributário do Rio Tietê na região metropolitana de São Paulo – 1ª parte*. São Paulo, relatório FEHIDRO, 2005.
- OLIVEIRA, A.M.S.; ANDRADE, M.R.M.; SATO, S.E.; QUEIROZ, W. *Diagnóstico Ambiental para o Manejo Sustentável do Núcleo Cabuçu do Parque Estadual da Cantateira e Áreas Vizinhas do Município de Garulhos*. Relatório Final à FAPESP, 2005. 108 p.



*Sub-bacia do Pau d'Alho. Montante à direita, jusante à esquerda. Toda a vertente esquerda foi terraplenada para produção de áreas planas, com imensos volumes de solo sendo lançados sobre o talvegue do córrego. Esses serviços estão associados à implantação do Loteamento Continental 3, oficialmente aprovado na Prefeitura de Guarulhos. Junto à cabeceira, Setor D, a Vila Operária, ocupação irregular formada por processo de invasão. Ambas as modalidades de expansão urbana, a oficial e a irregular, provocaram processos erosivos em larga escala. (Foto do Autor)*



*Vista geral da Vila Operária mostrando o intenso movimento de terra associado à implantação dos arruamentos e do processo de ocupação/escavação lote a lote. (Foto do Autor)*



*Aterro do Loteamento Continental 3, ocupando parte do antigo talvegue do córrego, sendo lavrado erosivamente por inúmeras ravinas. (Foto do Autor)*



*Arruamentos precários já totalmente comprometidos pela erosão. (Fotos do Autor)*





*Cena comum: desestabilização de casa já construída pela escavação de lote vizinho. A escavação do lote desestabiliza o terreno superior, pelo corte, e o inferior, pelo lançamento abaixo do material escavado. (Foto do Autor)*



*Bancos de sedimentos recentes originados de fantástico assoreamento do vale do córrego Pau d'Alho. (Foto do Autor)*

*Total ausência da administração pública: reunião técnica com moradores que só pode ser realizada pela anuência de pessoal ligado ao tráfico. (Foto do Autor)*





## CASO 23

### Escorregamento em área urbana: o caso do bairro Jardim Alvorada, Ouro Preto, MG

**Relator:** Geól. Frederico Garcia Sobreira

#### → Circunscrição do problema

O bairro Jardim Alvorada foi implantado na cidade de Ouro Preto, MG, no início da década de 80, sendo considerado um bairro de classe média/média alta e com bom padrão construtivo. Estando o bairro implantado em uma extensa vertente, procedeu-se em geral, na preparação dos terrenos para as edificações residenciais, a execução de cortes, sendo os taludes resultantes contidos por obras de arrimo comuns, predominando a característica de muros de blocos de cimento. O processo de ocupação ao longo de 20 anos gerou uma situação de instabilidade em parte da encosta, que acabou por se manifestar através de um escorregamento de grande porte, atingindo parte da encosta e afetando duas ruas (uma montante e outra a jusante do escorregamento), cinco residências e mais quatro terrenos não ocupados, o que provocou grandes prejuízos a particulares e ao poder público.

No dia 14/03/2004, ao final da manhã, a movimentação teve início e foi primeiramente notada pelo aparecimento de fissuras em uma residência na rua a jusante. No terreno ao lado, o último a ser ocupado, estavam sendo executados serviços de desaterro e retirada de material por trator para preparação de implantação de outra edificação. O início dos trabalhos se dera na véspera. Uma vez iniciada, a movimentação não cessou mais, ocorrendo lentamente e aos pulsos, mesmo com a paralisação dos serviços de desaterro. Posteriormente, houve o deslocamento mais rápido de grande volume de material, atingindo a residência acima referida e levando-a posteriormente à ruína, fato que ocorreu no dia seguinte (15/03), por volta das 16:30 h. Outra moradia contígua ficou também sob a pressão do maciço, deslocado sobre ela numa parte lateral e aos fundos.

Na encosta a montante, onde passa outro logradouro, surgiu uma trinca em forma de arco com início na base da encosta, passando pelos quatro lotes desocupados, atingindo parte da rua e alcançando os fundos da outra residência na rua a jusante. Esta trinca foi considerada como a interseção da superfície de ruptura e a superfície topográfica, sendo uma feição típica de escorregamentos rotacionais e podendo ser considerada como o limite superior da massa movimentada. Outra residência na rua a montante também ficou sob risco, devido à proximidade da superfície de movimentação.

Deve ser aqui ressaltado que toda movimentação se deu sem a ocorrência de chuvas, ou seja, um escorregamento “a seco”, um fato raro, uma vez que são as chuvas os principais agentes deflagradores de escorregamentos, mesmo em locais muito críticos. Isto mostra que a encosta estava perto do limite de estabilidade. Caso o movimento tivesse acontecido

em época chuvosa, certamente seria muito mais rápido, ganhando maior energia e provocando efeitos ainda mais catastróficos.

Um monitoramento topográfico executado posteriormente e observações de moradores locais indicam que, até o dia 24/03/2004, ainda havia movimentações do terreno. Estas, no entanto, foram ser consideradas como acomodações da massa escorregada, uma vez que na base da encosta não se percebeu maiores alterações. As Figuras 1 e 2 mostram a situação final do local pós a movimentação.

Depois do acidente, houve grande movimentação de proprietários, de vítimas e da própria Prefeitura Municipal, com várias reuniões e debates, muitas vezes acalorados, no sentido de se determinar as responsabilidades, sendo por fim encontrada solução amigável e de bom senso. Foi então desenvolvido estudo histórico e atual do local, envolvendo a análise da estabilidade e das condições geotécnicas da encosta antes e após ocorrência de escorregamento, que subsidiou a elaboração da solução para o problema, sob responsabilidade do Poder Público.

### → Análise e diagnóstico do fenômeno

A encosta em questão era originalmente retilínea, com uma inclinação média em torno dos 20°, com desnível ou amplitude em torno dos 25-30 metros. O substrato geológico é composto por um quartzito (conhecido como Formação Taboões), sobreposto por um filito grafitoso (conhecido como Formação Barreiro), com mergulho variando entre 20 e 25° grosseiramente para sul (aproximadamente oblíquo ao pendore da encosta). O estado de alteração destas rochas é intenso, sendo que o quartzito apresentava-se totalmente friável, tendo comportamento geotécnico mais próximo de um sedimento arenoso (areia fina a média). O filito tem maior coesão, mas também não tem bom comportamento em relação a cortes, devido ao grau de alteração e ao fraturamento.

Segundo a Carta Geotécnica de Ouro Preto (Carvalho, 1982), a área foi classificada, na conjugação dos fatores declividade e qualidade dos terrenos, como exibindo situações de risco moderado a elevado, o que corresponde às classificações de grau de risco III e II, significando que para a ocupação há a necessidade de obras de contenção e preparação dos terrenos, fundamentadas em estudos técnicos específicos. Apesar da importância e da validação em diversas ocasiões das recomendações daquele instrumento técnico, nunca suas observações foram levadas em conta no processo de ocupação do bairro Jardim Alvorada.

No local do escorregamento, a forma original da encosta foi alterada pela ocupação urbana ao longo das décadas de 1980 e 1990, pela execução de aterros lançados e cortes, contidos ou não, que criaram um perfil mais próximo do convexo, com o terço inferior quase subvertical. Os cortes e aterros executados e o longo do processo de ocupação criaram vários patamares nos quais as casas foram construídas. Aos fundos das edificações, verificou-se sempre a existência de dois ou três patamares, alguns contidos e outros não, escalonados na encosta.

Vários fatores tiveram influência no processo, mas, para uma análise mais realística e bem fundamentada do ocorrido, foi necessário rever o histórico da ocupação do local e das alterações provocadas na encosta ao longo do tempo. A Figura 3 mostra o local no início dos anos 80, quando foi implantado o bairro. Nesta altura, surgiram as primeiras alterações na morfologia da encosta, através da execução de aterro lançado no topo e corte para a abertura da rua na base da encosta no local atingido. A figura mostra ainda práticas inadequadas de lançamento de material desaterrado a jusante das vias.

A Figura 4 mostra parte superior da encosta em 1990, quando já estavam implantadas algumas casas. Percebe-se que o corte atingiu a base do aterro lançado pela abertura da rua a montante e o material desaterrado para a implantação da residência situada a montante do escorregamento. A Figura 5 mostra o local após o escorregamento, demonstrando as alterações provocadas no local ao longo dos anos. Verificou-se ainda, em inspeção no local, indícios de movimentações passadas, representados por cicatrizes de escorregamento menores e uma pequena escarpa em solo, surgida de antiga movimentação.

Assim, uma encosta aproximadamente retilínea e com pendor em torno dos 20º passou a ter um perfil convexo e uma inclinação bem acentuada, quase subvertical no seu terço inferior; além disto, houve o descalçamento da base da encosta. Estas mudanças morfológicas alteraram o equilíbrio entre as forças atuantes e as de resistência, que faziam a encosta se manter estável. Os diversos muros de contenção executados não trabalharam no sentido de evitar os movimentos, uma vez que estavam fundados no terreno que se movimentou, ou seja, a superfície de ruptura passou abaixo das fundações destes muros. Além disto, estes muros foram construídos desconectados uns dos outros, não tendo efeito conjunto.

A escavação para o aterro e a preparação do último lote ainda vago na rua a jusante foi, finalmente, a ação que desencadeou o escorregamento. O terreno estava quase no limite do equilíbrio e o descalçamento de mais uma porção na base acabou por deflagrar a movimentação de toda a encosta. Assim, a casa que ruiu foi apenas uma das consequências de uma grande movimentação que afetou uma área muito maior. A massa escorregada que atingiu a casa provocou danos estruturais irreparáveis no imóvel, sendo que todo o terreno movimentando-se aos fundos, a montante da casa, e a ruptura dos muros de contenção existentes acabaram por acelerar o processo.

Desta forma, pode-se dizer que vários fatores ou agentes trabalharam para que o fenómeno ocorresse. Em primeiro lugar, a geologia e a geomorfologia do local podem ser classificados como elementos que predisõem a encosta à ocorrência de movimentações, embora por si só não sejam suficientes para tal. As práticas utilizadas ao longo dos anos, com a abertura do loteamento e a ocupação crescente da encosta ao longo dos anos 90, com a execução de cortes verticais e de muros de contenção escalonados, foram modificando a forma da vertente e promoveram o descalçamento da sua base, alterando por

consequência o equilíbrio antes existente. Estes fatores ou agentes podem ser classificados como preparatórios para o processo e agiram ao longo do tempo, provocando uma situação cada vez mais próxima da instabilidade. Durante este espaço de tempo (década de 1990), algumas movimentações menores ocorreram na encosta, fatos comprovados pela existência de cicatrizes de escorregamento e escarpas criadas por movimentos verticais. Por fim, a última intervenção — o desaterro parcial do lote ainda vago — acabou por quebrar totalmente o equilíbrio precário então existente, deflagrando o movimento. Esta intervenção foi o fator imediato ou desencadeador do processo, mas não foi a única causa para a ocorrência do acidente, que já estava sendo preparado há décadas.

O exemplo retrata bem como a não observância de recomendações básicas e prévias no tocante à ocupação territorial e urbana podem gerar transtornos e prejuízos imensos no futuro, quando estes poderiam ser evitados pela adoção de simples procedimentos e práticas da Geologia de Engenharia.

### → Formulação de soluções

As moradias mais próximas atuaram como obstáculos ao desenvolvimento mais pleno da superfície de ruptura, contudo não poderiam resistir por muito tempo sob sobrecargas para as quais não foram projetadas. Caso cedessem, ocorreria uma ampliação do processo de ruptura, ainda que provavelmente não implicando isto necessariamente a ampliação do prisma de terreno a montante envolvido.

Considerou-se também que o processo de ruptura certamente provocou a destruição estrutural do substrato local, significando que houve perda definitiva de coesão lítica das litologias presentes (quartzito e filito) e provavelmente da anisotropia de resistência associada aos planos de xistosidade do filito (que confere a esses planos uma resistência menor que a correspondente a planos de outras orientações). Assim, o material envolvido nos deslocamentos consequentes à ruptura passou a comportar-se sob o exclusivo comando dos fenômenos puramente físicos dos materiais granulares e não mais geológicos dos materiais que dispõem, ainda que residualmente de uma história geológica geradora de padrões comportamentais determinados pela trajetória de tensões e por processos deformacionais próprios dessa história.

Por estas razões, se considerou necessário remover, com a possível urgência, a sobrecarga da massa deslocada, de modo a evitar perda material maior. Essa remoção deveria atingir toda a massa deslocada, ou pelo menos a retirada parcial, suficiente para eliminar a possibilidade de ruína total das edificações restantes. Pela razão de não ser bem conhecida a posição da superfície de ruptura, os volumes a remover poderiam variar consideravelmente, mas cálculo simples (e certamente cheio de imprecisões) conduziu a um valor da ordem de 8.000 m<sup>3</sup>.

Em 18/03/2004, o Engenheiro Francisco Antunes de Oliveira apresentou anteprojeto de intervenção compreendendo suavização do talude e muro de contenção atirantado para proteção da Rua Maria Ribas. Para a parte inferior do talude, foi proposto muro de arrimo a ser dimensionado ao término das obras de suavização, quando ficariam disponíveis dados adequados para esse dimensionamento. No entanto, simulações e estudos de estabilidade da encosta desenvolvidos posteriormente por equipe do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto, a partir da determinação de parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos e a utilização do *Software Geo-Slope*, serviram como base para elaboração de projeto de alteração da geometria do talude e implantação de estruturas de drenagem (canaletas, escadas e estruturas de dissipação de energia), que possibilitaram a execução de intervenção sem necessidade de obras especiais e, portanto, mais economicamente viável.

### → Acompanhamento da implantação

A obra foi executada em conformidade com o projeto e acompanhada pela Promotoria de Justiça da Comarca de Ouro Preto, Curadoria de Defesa ao Cidadão, decorrendo sem maiores problemas, sendo concluída em abril de 2006 (Figura 6). Na ocasião, a Promotoria solicitou ao presente relator uma nova vistoria ao local, com o objetivo de verificar se as obras estariam adequadas às recomendações do laudo técnico preliminar e às normas de segurança. Foi constatado que as obras estavam em conformidade com a concepção prevista e recomendado apenas que fosse feita a limpeza periódica das canaletas de drenagem, escada de dissipação de energia das águas e caixas de passagens, de forma que a obstrução destas não trouxesse problemas futuros à obra, e que fosse executado o plantio de espécies arbóreas e arbustivas no topo da encosta, a fim de aumentar a retenção de águas de escoamento superficial e promover uma reconstrução paisagística do local, medidas que foram e estão sendo providenciadas.

### → Monitoramento do desempenho

Não foram solicitadas oficialmente mais inspeções ao local, mas não se verificou posteriormente nenhum problema em relação à encosta, que atualmente encontra-se plenamente reabilitada (Figura 7). Os terrenos que não estavam ocupados foram declarados inadequados para a ocupação e estas medidas têm sido seguidas sob a fiscalização da associação de moradores do bairro.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Frederico Garcia Sobreira e Geól. Edézio Teixeira de Carvalho

---

## Bibliografia

CARVALHO, E. T. *Carta Geotécnica de Ouro Preto*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Lisboa, Portugal. Lisboa, 1982. 95p.

CARVALHO, E. T.; SOBREIRA, F. G. *Parecer geológico-geotécnico sobre ruptura de talude a montante da rua Amália Esteves Ribas no bairro Jardim Alvorada em Ouro Preto (MG)*. Ouro Preto: CIEG – Coordenadoria de Infraestrutura e Gestão de Ouro Preto, Prefeitura Municipal de Ouro Preto, 2004. 6p.

SOBREIRA, F. G. *O escorregamento na encosta das ruas Maria da Conceição Ribas Miranda (montante) e Anália Esteves Ribas (jusante), bairro Jardim Alvorada, Ouro Preto*. Laudo Técnico, 2004. 10p.

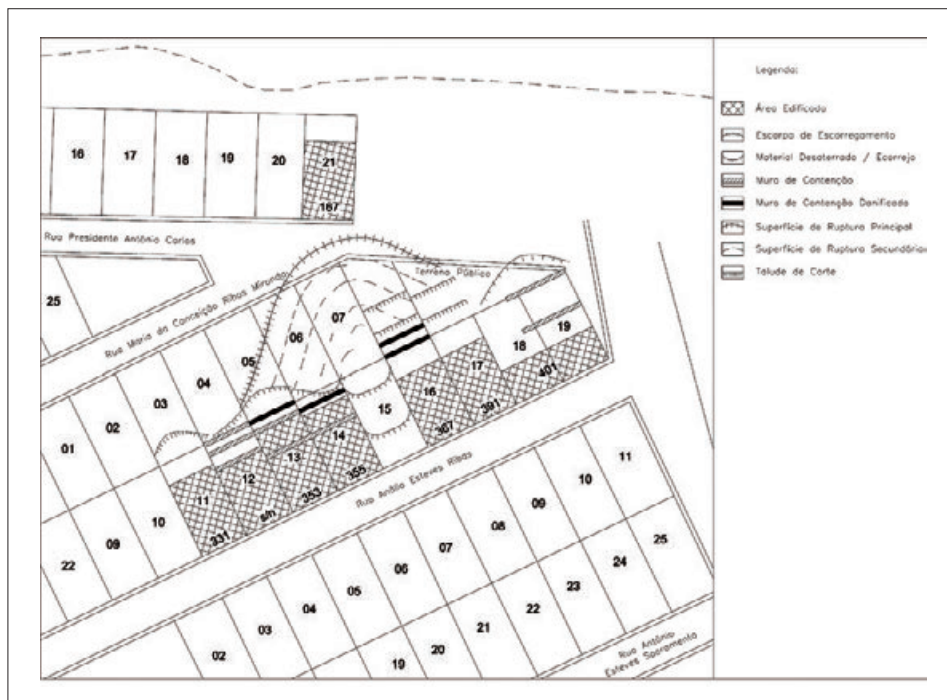


Figura 1 – Planta esquemática do local do acidente (Figura do Relator)



Figura 2 – Parte superior da encosta em 1990. (Foto F. G. Sobreira)



Figura 3 – O local no início dos anos 80, quando foi implantado o bairro. (Foto F. G. Sobreira)



*Figuras 4 e 5 – Detalhe da encosta após o escorregamento. (Foto F. G. Sobreira)*



*Figura 6 – Execução da obra de reconfiguração da encosta. (Foto F. G. Sobreira)*



*Figura 7 – Situação do local em 2009. (Foto F. G. Sobreira)*

## CASO 24

### Supervisão ambiental em grandes obras. O caso do controle de erosão e assoreamento no RodoAnel Mário Covas, São Paulo, SP

**Relator:** Geól. Fernando Kertzman

#### → Circunscrição do problema

A construção do RodoAnel de São Paulo representa uma das maiores obras de engenharia do Brasil, com a implantação de uma ampla rodovia, ocupando uma faixa de domínio de uma centena de metros de largura, sendo mais de 30 quilômetros já implantados e 60 quilômetros em construção. A implantação se dá praticamente no limite da área urbana mais consolidada da Região Metropolitana, cortando áreas ocupadas por favelas, áreas rurais degradadas, matas e mananciais. Neste contexto, os desafios para a geologia de engenharia e ambiental são múltiplos e variados, abordando os aspectos de estabilidade de taludes, implantação de túneis, escavações, trocas de solo, impactos ambientais, dentre outros.

Os estudos de impacto ambiental realizados, as audiências públicas e todo o complexo processo de licenciamento ambiental indicaram a necessidade de um amplo trabalho de controle ambiental durante as obras, de modo a minimizar o risco e a ocorrência de processos erosivos e o consequente transporte de sedimentos para os cursos d'água, comprometendo os mananciais da região, em especial a represa Billings, transposta pelo empreendimento.

Com o intuito de atuar preventivamente, o trabalho da Supervisão Ambiental consiste no acompanhamento diário das obras, com especial atenção aos serviços de terraplenagem, de modo a atuar de forma preventiva e corretiva diretamente com as equipes que constroem o RodoAnel.

Os trabalhos aqui apresentados foram aplicados no lote 3 do RodoAnel Sul de São Paulo, mas refletem o acúmulo de experiências do relator e da empresa Geotec em gestão ambiental de diversas rodovias no Estado de São Paulo. Procura-se assim explorar um novo e amplo campo de trabalho: a atuação do geólogo aplicando os conceitos de geologia de engenharia e ambiental no controle de obras, através da Supervisão Ambiental.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

A implantação de grandes obras rodoviárias implica necessariamente a abertura de cortes, que expõem o perfil de solos superficiais e de alteração e apresentam diferentes comportamentos frente às chuvas intensas. Solos arenosos se decompõem com maior facilidade, gerando sulcos e ravinas e disponibilizando grandes quantidades de materiais granulares. Solos mais argilosos e siltosos, por sua vez, são áreas fonte de produção de finos, que aumentam a turbidez das águas. O aporte destes diferentes materiais provoca



profundas e severas alterações nas condições das várzeas e cursos d'água, causando muitas vezes impactos de longa duração ou até mesmo permanentes e irreversíveis. A implantação de aterros não compactados, corta-rios e trocas de solo são ainda mais frágeis, e geram grandes quantidades de materiais, quando ainda não protegidos pela cobertura vegetal e sistema de drenagem definitivo.

A erosão consiste então no processo de desagregação e remoção das partículas do solo, pela ação combinada da gravidade com a água. A consequência ambiental da erosão é o assoreamento das drenagens, que provoca a deterioração da qualidade da água e da vida aquática, bem como compromete o volume dos reservatórios e modifica o regime hídrico, promovendo alagamentos e inundações.

Portanto, do ponto de vista geológico ou do meio físico, a ocorrência de erosão e o consequente assoreamento representam um dos processos de degradação do meio ambiente de maior magnitude e relevância.

No caso do lote 3 do RodoAnel Sul, as obras se realizam às margens da represa Billings, transpondo drenagens que afluem direto ao reservatório ou mesmo ocupando áreas lindeiras à represa, representando então alto risco de impactos ambientais indesejáveis. A Figura 1 ilustra o local, o reservatório e alguns pontos de controle.

### → Formulação de soluções

A Supervisão Ambiental, com a atuação direta do geólogo de engenharia, representa uma importante ferramenta de controle ambiental para mitigar estes impactos ambientais. Dominados os conceitos de suscetibilidade à erosão, com a caracterização dos solos mais frágeis e das áreas de várzeas e cursos d'água a jusante das obras, o primeiro trabalho realizado foi a identificação de pontos de controle, locais escolhidos de forma estratégica para verificar as condições anteriores ao início das obras, durante todo o projeto e futuramente na fase operacional, que permitem registrar ao longo do tempo eventuais modificações ocorridas e propor medidas preventivas e corretivas. Trata-se praticamente de uma instrumentação ambiental do projeto.

Foram selecionados dezenas de pontos de controle, caracterizados em uma ficha com identificação do local, fotos atualizadas a cada vistoria e mesmo a instalação de régua para medir assoreamentos.

Para cada frente de obras, foram analisadas as drenagens mais próximas e elaborados planos ambientais da construção, com destaque para a implantação de drenagens provisórias. Anteriormente ao início da terraplanagem, em cada local preestabelecido foram implantados canaletas, diques de rocha ou sacaria com solo, de forma a coletar e dirigir o fluxo das águas pluviais. Na porção mais baixa, foram implantadas caixas de retenção e decantação, aonde a água era barrada provisoriamente e os sedimentos carreados ficavam

retidos por decantação natural. Este método foi bastante eficiente na retenção de sedimentos grosseiros, como areias.

Porém, frente à predominância de solos de alteração de rochas cristalinas, e mesmo o lançamento de solos argilosos nos aterros, frequentemente as águas de chuvas carregavam materiais finos, silto argilosos, que não decantam com facilidade e, por isso, não ficam retidos nas caixas de retenção e muros. Foi necessário então implantar cercas com geotêxtil, mantas de malha bastante reduzida, que filtram a água e retêm os finos. Tendo em vista o grande volume de chuvas e as extensas áreas com solos expostos, apenas a construção de poucas caixas ou cercas não apresentaram eficiência. Foram necessárias diversas linhas de caixas de decantação e linhas de cerca-silte, aplicando conceitos semelhantes ao de controle de erosão rural, onde são realizadas nas fazendas as curvas de nível e os terraços. As imagens, ao final do caso, mostram estas técnicas implantadas.

Frente às trocas de solo e bombeamentos para rebaixamento do lençol freático, atividades de rotina em grandes obras, são instalados bombas e mangotes para transporte da água, que são lançados diretamente nos corpos d'água, provocando forte assoreamento. Neste caso, foi idealizada a construção de pequenas caixas de filtração, ou seja, estruturas de madeira forradas com geotêxtil, móveis e de fácil adoção, instaladas na boca de saída dos mangotes, que filtram eficientemente a água bombeada, evitando o comprometimento de várzeas.

### → Acompanhamento da implantação e monitoramento do desempenho

Diariamente as obras foram monitoradas pela equipe de supervisão ambiental, composta por geólogos e profissionais de outras especialidades, numa rica troca de experiências e abordagens.

Tendo em vista a dinâmica das obras, muitas vezes se tornou necessário adaptar no campo as medidas preconizadas nos planos ambientais de construção, alterando e aumentando diques, canaletas, caixas de retenção, cercas e tanques de filtração.

Para o registro e documentação da Supervisão Ambiental, sempre que necessário foram emitidas fichas com recomendações de ações corretivas, no sentido de alertar e cobrar a implantação de medidas complementares e corrigir rapidamente problemas com erosões e assoreamentos mais intensos, especialmente após períodos de chuvas intensas.

---

**Responsabilidade Técnica:** Técnicos da Geotec; Geól. Fernando Kertzman; Agr. Paulo Andrade; Eng. Gabriel Siqueira e Eng. Robson Serra

---

## Bibliografia

GEOTEC. *Estudo de Impacto Ambiental (EIA) RodoAnel Mário Covas – Trecho Sul.*

GEOTEC. *Projeto Básico Ambiental (PBA) RodoAnel Mário Covas – Trecho Sul.*



*Figura 1 – Localização dos pontos de controle preestabelecidos ao início das obras (em vermelho). Foram selecionados os locais mais sensíveis objetos de intervenção. (Fonte: Fernando Kertzman)*

*Figura 2 – Leira de rachão implantada na entrada de sistema de drenagem para contenção de sedimentos provenientes da área de escavação. (Fonte: Fernando Kertzman)*



*Figura 3 – Disciplinamento do fluxo de águas com linhas de sacaria e lona plástica para evitar contato direto com o solo. (Fonte: Fernando Kertzman)*



*Figura 4 – Dique de sacaria implantado junto à galeria de drenagem, evitando o carreamento de sedimentos para o seu interior. (Fonte: Fernando Kertzman)*



*Figura 5 – Linha de sacaria envelopada com manta geotêxtil. A utilização desses dois tipos de contenção tem se mostrado bastante favorável tanto na contenção dos sedimentos mais grosseiro do solo como também nas partículas mais finas. (Fonte: Fernando Kertzman)*



*Figura 6 – Barreira com geotêxtil instalada no interior de corta-rio para contenção de partículas finas do solo. (Fonte: Fernando Kertzman)*



*Figura 7 – Detalhe da contenção na turbidez da água com a manta geotêxtil. (Fonte: Fernando Kertzman)*



*Figura 8 – Sistema com três estágios de barreiras, para maior eficiência na contenção de finos do solo. (Fonte: Fernando Kertzman)*



*Figura 9 – Funcionamento da caixa de filtração instalada em local de difícil acesso de maquinário da obra. (Fonte: Fernando Kertzman)*



*Figura 10 – Interior da caixa de filtração com os sedimentos acumulados ao longo da atividade de bombeamento. (Fonte: Fernando Kertzman)*

## CASO 25

### Criação da APA Cabuçu–Tanque Grande como prevenção de danos ambientais à Serra da Cantareira, Guarulhos, SP

**Relatores:** Geól. Antonio Manoel dos Santos Oliveira e Geól. Márcio Roberto Magalhães de Andrade

**Agradecimentos:** Os relatores agradecem à FAPESP, pelo apoio ao projeto (Processo 01/02767-0), aos técnicos da Prefeitura de Guarulhos, do Instituto Florestal e da Coordenação da RBCV, assim como à direção da ONG Projeto Cabuçu Desenvolvimento Local.

#### → Circunscrição do problema

A Região Metropolitana de São Paulo, a mais desenvolvida do Brasil, com uma população de mais de 20 milhões de habitantes, apresenta uma expansão persistente com duplo impacto negativo, ou seja, a perda dos serviços ambientais da biosfera e processos geológicos degradantes do geoambiente. Ambos se entrelaçam num ciclo de causa e efeito que concorrem para a perda da sustentabilidade da metrópole e da qualidade de vida da população.

De fato, a expansão urbana vem reduzindo sistematicamente as áreas verdes do entorno que fornecem os serviços ambientais da RBCV – Reserva da Biosfera do Cinturão Verde da Cidade de São Paulo para o bem-estar humano (ALCAMO et al, 2003; SMA, 2003), onde se destacam os serviços de provisão, como o fornecimento de água potável; os serviços de regulação, como o conforto térmico e o escoamento superficial de água; e os serviços culturais, como o do lazer. Esta expansão radical se expressa de forma evidente em imagens de satélite, como na Figura 1.

O problema é de expressão nacional, tendo em vista recente estudo sobre florestas urbanas (SERRANO, 2005) que recomenda a estruturação em caráter prioritário um Plano Nacional de Florestas Urbanas, dada a sua importância à vida nas cidades modernas.

A redução sistemática das áreas verdes, como um processo irreversível, tem um exemplo flagrante no município de São Paulo por ter atingido os limites do PEC – Parque Estadual da Cantareira, eliminando assim qualquer possibilidade de se implantar, nesse município, uma zona de amortecimento, em conformidade com o Sistema Nacional de Unidades de Conservação (BRASIL, 2000).

Como agravante, a expansão urbana vem se desenvolvendo sobre terrenos cada vez menos aptos à ocupação, devido ao relevo de maiores amplitudes e declividades, em terrenos cristalinos, mais suscetíveis à erosão e a áreas de risco a escorregamentos, à produção de sedimentos e intensificação de enchentes nos fundos dos vales assoreados.

Este duplo impacto da expansão urbana inadequada — perda de serviços da biosfera e geração de desequilíbrios geoambientais —, com consequências nefastas sobre o bem-estar humano, indica a necessidade de se orientar o processo de uso do solo de forma mais harmoniosa com as florestas urbanas que restam e mais adequada aos condicionantes do geoambiente.

O município de Guarulhos apresenta uma oportunidade histórica por ainda ser possível aplicar tais orientações na região de entorno do PEC que, nesse município, corresponde ao Núcleo Cabuçu.

Essa região, denominada Cabuçu-Tanque Grande, que apresenta, numa extensão de pouco mais de 30 km<sup>2</sup>, terrenos com importantes limitações geoambientais ao uso do solo, foi objeto de diagnóstico ambiental realizado pela Universidade Guarulhos, apoiado pelo Programa Políticas Públicas da FAPESP, visando à proposta de uma solução para o problema.

As Figuras 1 e 2 apresentam a localização da região em foco no município, na RMSP, bem como suas relações com o PEC e a sua Zona de Amortecimento.

Na região da APA, destacam-se dois mananciais de superfície, o do Cabuçu e do Tanque Grande, os únicos do território deste município que abastecem a cidade.

O manancial do Cabuçu foi reativado no PEC em 2002, resgatando a política sanitária de aproveitamento de mananciais protegidos para o abastecimento de São Paulo, vigente no final do século XIX e início do século XX (HERLING, 2002), e destacando o papel dos serviços ambientais da RBCV de São Paulo (AICAMO et al, 2003; SMA, 2003).

Além de se verificar a ameaça do avanço do uso urbano do solo sobre os mananciais, especialmente do Tanque Grande, protegido apenas pela lei dos mananciais (SÃO PAULO, 1997), a expansão urbana tem sido geoambientalmente inadequada e, em alguns casos, ilegal, com invasões e mesmo loteamentos de grande porte.

## → Análise e diagnóstico do fenômeno

O diagnóstico realizado de 2002 a 2005 — segundo o projeto apoiado pela FAPESP no Programa de Pesquisa em Políticas Públicas (Processo 01/02767-0), coordenado pelo Laboratório de Geoprocessamento da Universidade Guarulhos (UnG), em parceria com a Secretaria do Meio Ambiente da Prefeitura Municipal de Guarulhos — teve a colaboração de várias instituições: IF – Instituto Florestal; PEC; RBCV da Cidade de São Paulo e Seção de Geociências da Divisão de Dasonomia; SAAE – Serviço Autônomo de Água e Esgoto de Guarulhos; PROGUARU – Progresso e Desenvolvimento de Guarulhos S/A; UNICAMP (Departamento de Educação em Geociências); IPT (Laboratório de Geofísica Aplicada).

Além destas instituições, o Projeto teve o apoio da OnG Projeto Cabuçu de Desenvolvimento Local, com importante papel na sua interação com a comunidade local.

A realização deste projeto criou as condições favoráveis para o desenvolvimento de pes-

quisas na UnG em diversos níveis, mobilizando alunos de mestrado em Análise Geoambiental (LACAVA, 2006 e 2007; SOUZA, 2007; SATO, 2008; GOMES, 2008), de especialização em Gestão Ambiental (SATO, 2005; QUEIROZ, 2005) e de iniciação científica de vários cursos, destacando-se os de Geografia e Biociências

Dessa maneira, foi construído um acervo importante de conhecimentos sobre a região da APA, que possibilita avançar com maior força para o encaminhamento e consolidação das soluções apontadas.

#### O MEIO FÍSICO

Com base em EMPLASA (1984); Dantas (1990); Juliani (1993); Andrade (1999) e em reconhecimento de campo (OLIVEIRA, 2005), verificou-se que predominam na região da APA metassedimentos e metavulcânicas básicas além de rochas graníticas, como o gnaisse, e aluviões em planícies restritas. Os metassedimentos, em sua maioria de origem pelítica, filitos e xistos, predominam na região e desenvolvem solos rasos, silto-argilosos.

Predominam na região da APA relevos de morros e montanhas, com elevadas declividades, acima de 30%, esculpido em rochas cristalinas, pré-cambrianas, indicando áreas menos favoráveis à ocupação, mas, por outro lado, ricas em mananciais, sugerindo a sua preservação.

#### O PAPEL DA COBERTURA VEGETAL

Balanço hídrico realizado na bacia do Cabuçu de Cima (LACAVA et al, 2006; LACAVA, 2007) — contribuinte do reservatório do Cabuçu, correspondente à maior parte do Núcleo homônimo do PEC, portanto com completa cobertura de vegetação natural — mostrou baixa capacidade de armazenamento na bacia. Este comportamento resulta da constituição dos terrenos da bacia por solos rasos, substrato pouco permeável e relevo muito acidentado, o que se reflete em baixa infiltração e densa rede de escoamento superficial.

#### PROCESSOS GEOLÓGICOS

Depreende-se que o desmatamento elimina esse armazenamento e permite escoamentos superficiais torrenciais, originando processos erosivos intensos, produção de sedimentos, assoreamentos e intensificação das cheias episódicas a jusante. Este comportamento indesejável é o que tem sido verificado nas áreas ocupadas, não consolidadas (QUEIROZ, 2005). Gomes (2007) demonstrou, no loteamento do Recreio São Jorge e Novo Recreio, que os escorregamentos mobilizam com maior frequência materiais de aterros lançados na encosta, resultantes de escavações realizadas para a implantação de moradias em encostas íngremes, acima de 60% de declividade. Estes materiais são compostos por solos, fragmentos de rocha alterada, em geral filito, entulho, restos de materiais de construção e lixo doméstico (GOMES et al, 2008).

Finalmente, destaca-se, como processo geológico decorrente, a elevada produção de sedimentos, como o caso estudado de implantação de loteamento dentro de uma microbacia da região, implicando o fornecimento de sedimentos para o rio Cabuçu de Cima e rio Tietê (SOUZA, 2007).

#### SUSCETIBILIDADE A PROCESSOS

Uma síntese das características geoambientais é apresentada por Andrade et al (2008). As áreas de mais elevada suscetibilidade a processos de erosão e escorregamentos (ou movimentos de massa), devido a declividades superiores a 30%, somam 12 km<sup>2</sup>. As áreas sujeitas a processos de assoreamento e de inundação localizadas nos fundos dos vales atingem 3 km<sup>2</sup>. Ambas totalizam 48% da Zona de Defesa, indicando que quase a metade da área é constituída por áreas pouco aptas ao uso e ocupação do solo.

#### RESTRIÇÕES LEGAIS

No mapa em que a legislação ambiental foi cartografada, verifica-se a densa malha de APPs – Áreas de Preservação Permanente, de fundos de vale, determinada pela rica rede de drenagem dos mananciais da região e suas nascentes (Código Floresta – Lei Federal 4.771/65 alterada pela 7.803/89 e Resoluções Conama 302 e 303 de 2002).

Destacam-se também as APPs dos topos dos morros e a elevada densidade de Mata Atlântica que ainda subsiste, especialmente na região do Tanque Grande, tendo sido considerada a lei municipal sobre fragmentos florestais de Mata Atlântica (lei municipal 4.566/94).

O total das áreas com essas restrições ambientais corresponde a 64% da área da APA (6,9 km<sup>2</sup> de APPs de fundos de vale; 13,9 km<sup>2</sup> de topos de morro; 5,9 km<sup>2</sup> de Mata Atlântica), ou seja, apenas cerca de 1/3 da área da APA não está sujeito à restrição de APPs. Entretanto, há outras restrições legais a serem consideradas, como as declividades superiores a 100% (45°) e a Lei de Proteção aos Mananciais.

#### O USO DO SOLO

As áreas cobertas por mata atlântica predominam, com cerca de 43% do total da área. Essas áreas, se somadas às áreas de reflorestamento, de campos e de capoeira, ou seja, todas as áreas da região da APA com cobertura vegetal, perfazem 90% da área total. As áreas urbanizadas estão em torno de 8%. A Figura 3 apresenta o mapa de uso do solo da região.

#### → Formulação de soluções

Tendo em vista a principal meta do Projeto de Pesquisa, ou seja, a implantação de um Sistema de Gestão Ambiental Participativa, fundamentado em conhecimento geoambiental



provido pelo diagnóstico realizado, foi proposta a implantação de uma APA – Área de Proteção Ambiental na região, conforme conceito do SNUC (BRASIL, 2000).

De fato, a APA, como área protegida de uso sustentável, possui os principais requisitos necessários ao cumprimento dos objetivos do projeto, ou seja, o Zoneamento Ecológico-Econômico, fundamentado no diagnóstico geoambiental realizado pelo projeto, e o Conselho Gestor que contempla a preocupação do projeto em se implantar um sistema de gestão ambiental participativa.

O zoneamento ecológico-econômico da região da APA, apresentado na Figura 4, foi elaborado com base no reconhecimento de atributos socioambientais observados nas faixas hipsométricas que envolvem as cotas altimétricas 800 e 900 metros, tomadas como níveis de referência, pois permitem com facilidade a distinção de porções do território com características específicas.

A cota 800 m corresponde a um nível regional de aplainamento, definido por Ab'Saber (2004) como superfície São Paulo, que representa o limite próximo da sedimentação da Bacia de São Paulo. Os terrenos abaixo da cota 800 m correspondem a aproximadamente 35% das terras. A faixa entre 800 e 900 m constitui cerca de 50% das terras. Acima da cota 900 m tem cerca de 15% das terras.

Com base nestas cotas, foram definidas a Zona de Vida Silvestre (ZVS), a Zona de Uso Conservacionista (ZUC) e a Zona de Uso Sustentável (ZUS), descritas a seguir.

**ZONA DE VIDA SILVESTRE (áreas situadas acima da cota de 900 m):** corresponde aos topos de morros e linhas de cumeada mais elevados, onde os solos e remanescentes de Mata Atlântica são extremamente frágeis, correspondendo a locais apropriados à infiltração e dispersão das águas pluviais, ao abrigo da fauna e à articulação de corredores ecológicos entre o PEC e a Serra da Mantiqueira.

**ZONA DE USO CONSERVACIONISTA (áreas localizadas acima da cota de 800 m e abaixo da de 900 m):** corresponde ao conjunto de terrenos formados por outros topos de morros e linhas de cumeada menos elevados, incluindo encostas muito íngremes, contendo a maior parte das nascentes d'água e aonde ocorrem expressivos remanescentes de Mata Atlântica. A ZUC, juntamente com a ZVS, constitui assim a porção do território onde as condições geoambientais são de elevada fragilidade natural, menos favoráveis à ocupação, destinadas, portanto, ao predomínio dos serviços ambientais da biosfera. Além disso, são terrenos que apresentam mais restrições legais à ocupação em relação às áreas de preservação permanente de topo de morro (Código Florestal) e de Mata Atlântica (Lei Municipal 4566/94) e às encostas com declividades excessivas (a lei de zoneamento de Guarulhos estabelece um limite de 45% de declividade). A ZUC se localiza na Área de Proteção aos Mananciais do Tanque Grande.

**ZONA DE USO SUSTENTÁVEL (áreas localizadas abaixo da cota de 800 m):** corresponde ao conjunto de terrenos onde predominam declividades inferiores às da ZUC, menor número de nascentes e remanescentes de Mata Atlântica, havendo maior infraestrutura viária que articula espaços urbanos mais ocupados ou com tendência à ocupação, embora ainda apresente remanescentes de Mata Atlântica e condições geoambientais que exigem cuidados no uso e ocupação do solo. A ZUS tem por objetivo conciliar atividades de baixo impacto ambiental com a manutenção das condições ambientais da região, prestando-se a atividades compatíveis com a mínima impermeabilização do solo e a menor alteração possível da paisagem, como manejo rural sustentável, pesquisa científica e educação ambiental, ecoturismo, chácaras de recreio, etc.

**AS DEMAIS ZONAS:** estão presentes na APA, além das áreas atualmente ocupadas e que foram previstas na Lei de Zoneamento de Guarulhos: a Zona de Uso Misto (ZM); a Zona de Extração de Minérios e Disposição de Resíduos Sólidos (ZEMR), onde se encontra o aterro sanitário que atende à cidade de Guarulhos, e a Zona de Uso Sustentável e Recuperação Ambiental (ZUSRA), que correspondem a assentamentos urbanos que necessitam de planos de recuperação urbano-ambiental.

### → Acompanhamento da implantação e monitoramento do desempenho

Em 25 de maio de 2007, o Prefeito de Guarulhos sancionou e promulgou a nova Lei de Zoneamento, cujo Artigo 42 determina a criação da APA do Cabuçu-Tanque Grande, em lei específica, em até 180 dias (D.O. 039 de 25/05/07).

Em 19 de julho de 2007, o Prefeito instituiu Grupo Executivo, vinculado à Secretaria do Meio Ambiente, com a atribuição de propor a minuta de lei específica da criação da APA, composto pelos secretários do Meio Ambiente e do Desenvolvimento Urbano, técnicos de ambas as secretarias e representantes do IF, da OnG Projeto Cabuçu Desenvolvimento Local e da UnG – coordenação do projeto. O Grupo concluiu a minuta que foi encaminhada ao Prefeito para ser enviada como projeto de lei para aprovação na Câmara de Vereadores de Guarulhos.

Durante o ano de 2009, estão sendo realizadas oficinas temáticas pela Secretaria do Meio Ambiente de Guarulhos com vistas à elaboração do Plano de Manejo da APA. Para efeito de monitoramento, deverão ser considerados os pontos de maior pressão sobre as áreas de mata atlântica e áreas geotecnicamente mais sensíveis à ocupação, especialmente em áreas de risco a escorregamentos e próximas ao PEC e na Área de Proteção aos Mananciais do Tanque Grande, onde ligações viárias estimulam a ocupação. Estas áreas podem ser consideradas como de especial atenção para a fiscalização, medidas de controle e recuperação.

---

**Responsabilidade técnica:** A responsabilidade técnica é de todos os que participaram do projeto de pesquisa Cabuçu UnG/FAPESP; da elaboração da Lei de Zoneamento de 2007 de Guarulhos e do Grupo Executivo da criação da APA Cabuçu–Tanque Grande.

---

## Bibliografia

- AB' SABER, A. N. *São Paulo: ensaio entreveros*. EDUSP: Imprensa Oficial, 2004. 518p.
- ALCAMO et al. *Ecosystems and human well-being: a report of the conceptual frame-working group of the millennium ecosystem assessment*. Washington: Island Press, 2003. 245 p.
- ANDRADE, M.R.M. de. *Cartografia de Aptidão para Assentamento Urbano do Município de Guarulhos/SP*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo. São Paulo. 1999. 154p.
- ANDRADE, M.R.M.; OLIVEIRA, A.M.S.; SATO, S.E.; QUEIROZ, W.; BARROS, E.J.; DUARTE, S.; MATOS, L.M.S.; VICÁRIO, E.M.; MORALES, R.M. Análise geoambiental aplicada ao Zoneamento Ecológico-Econômico da APA Cabuçu–Tanque Grande. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 12, 2008, Recife. *Anais*.
- BRASIL. Sistema Nacional de Unidades de Conservação. *Lei 9.985* de julho de 2.000.
- CHRISTOFOLETTI, A. *Geomorfologia*. São Paulo: E. Blucher, 1980. 188 p.
- DANTAS, A. S. L. *Geologia da faixa São Roque e intrusivas associadas na região entre São Paulo e Mairiporã, norte de São Paulo – SP*. Dissertação de mestrado, Instituto de Geologia da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1990.199p.
- EMPRESA METROPOLITANA DE PLANEJAMENTO DA GRANDE SÃO PAULO S.A. – EMLASA. *Carta geológica da Região Metropolitana de São Paulo – folhas Guarulhos e Itaquaquecetuba 1:50.000*, 1984.
- GOMES, G.L.C.C.; OLIVEIRA, A.M.S.; SATO, S.E. Análise geoambiental de áreas de risco a escorregamentos nos loteamentos do Recreio São Jorge e Novo Recreio, no município de Guarulhos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 12, 2008, Recife. *Anais*.
- GOMES, G.L.C.C. *Análise geoambiental de áreas de risco a escorregamentos nos loteamentos do Recreio São Jorge e Novo Recreio, no Município de Guarulhos – SP*. Dissertação de Mestrado em Análise Geoambiental, Centro de Pós-Graduação, Pesquisa e Extensão da Universidade Guarulhos. Guarulhos, 2008.
- HERLING, T. *A floresta em São Paulo, a cidade na Cantareira: Fronteiras em transformação*. Tese de Doutorado, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2002. 222p.
- JULIANI, C. *Geologia, petrogênese e aspectos metalogenéticos dos Grupos Serra do Itaberaba e São Roque na região das Serras do Itaberaba e da Pedra Branca, NE da cidade de São Paulo, SP*. Tese de Doutorado, Instituto de Geologia da Universidade de São Paulo, 1993. 2 v., 5 mapas, 803p.
- LACAVA, M. A. *Comportamento hídrico de superfície da bacia do rio Cabuçu de Cima, Parque Estadual da Cantareira, Guarulhos, SP*. Dissertação de Mestrado em Análise Geoambiental Aplicada, Universidade de Guarulhos. Guarulhos, 2007. 71 f.
- LACAVA, M. A. et al. Análise do comportamento hídrico do Rio Cabuçu de Cima – Parque Estadual da Cantareira, Guarulhos (SP), pelo método SCS com dados do radar meteorológico de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE METEOROLOGIA, 2006, Florianópolis. *Anais*. CD ROM. 2006.

- OLIVEIRA, A.M.S.; Andrade; M.R.M.; SATO, S.E.; QUEIROZ, W. *Diagnóstico Ambiental para o Manejo Sustentável do Núcleo Cabuçu do Parque Estadual da Cantareira e Áreas Vizinhas do Município de Guarulhos*. Relatório Final à FAPESP, 2005. 108 p.
- QUEIROZ, W. *Impactos geoambientais da ocupação urbana na microbacia do córrego Taquara do Reino – Bairro Novo Recreio, município de Guarulhos, SP*. Monografia de Especialização em Gestão Ambiental, Universidade Guarulhos. Guarulhos, 2005, 35 p.
- SÃO PAULO. *Lei 9.866/97 – Lei de proteção das bacias hidrográficas dos mananciais de interesse regional do estado de São Paulo*. 1997.
- SATO, S. E. *Proposta de urbanização com base nos condicionantes geoambientais dos loteamentos do Recreio São Jorge e Novo Recreio, Região do Cabuçu, Guarulhos, SP*. Dissertação de Mestrado em Análise Geoambiental, Universidade de Guarulhos. Guarulhos, 2008. 68 f.
- SERRANO, O. *Florestas Urbanas: conceitos, manejo e ações governamentais*. Brasília: Ministério do meio Ambiente (TCP/BRA/2902), 2005. Versão Final. 122 p.
- SMA – SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE. *Avaliação Subglobal da Reserva da Biosfera do Cinturão Verde da Cidade de São Paulo. Submissão de Proposta para a avaliação Ecosistêmica do Milênio*. São Paulo: Coordenação da Reserva da Biosfera, Instituto Florestal, 2003. (Relatório Interno). 111 p. Anexos.
- SNUC – Sistema Nacional de Unidades de Conservação. *Lei 9.985 de julho de 2.000*. Disponível em: <<http://www.seia.ba.gov.br/gerconovo/arquivos/SNUC.PDF>>. Acesso em nov. 2007.
- SOUZA, O. 2007. *Produção de sedimentos em áreas urbanas. O caso da microbacia do Pau d'Alho, Guarulhos, SP*. Dissertação de Mestrado em Análise Geoambiental, Universidade de Guarulhos. Guarulhos, 2007. 92 p.

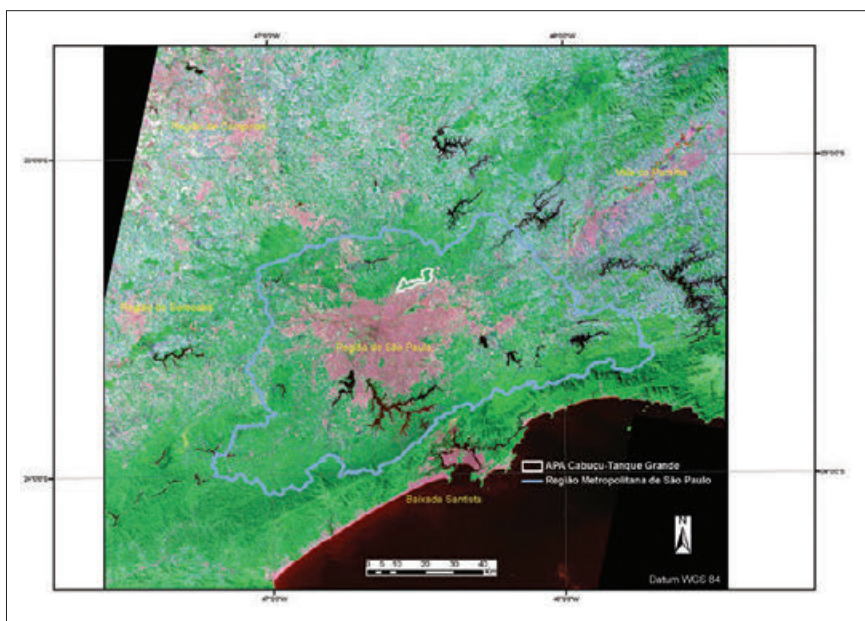


Figura 1 - A Área de Proteção Ambiental Cabuçu – Tanque Grande na Região Metropolitana de São Paulo. (Figura dos Relatores)

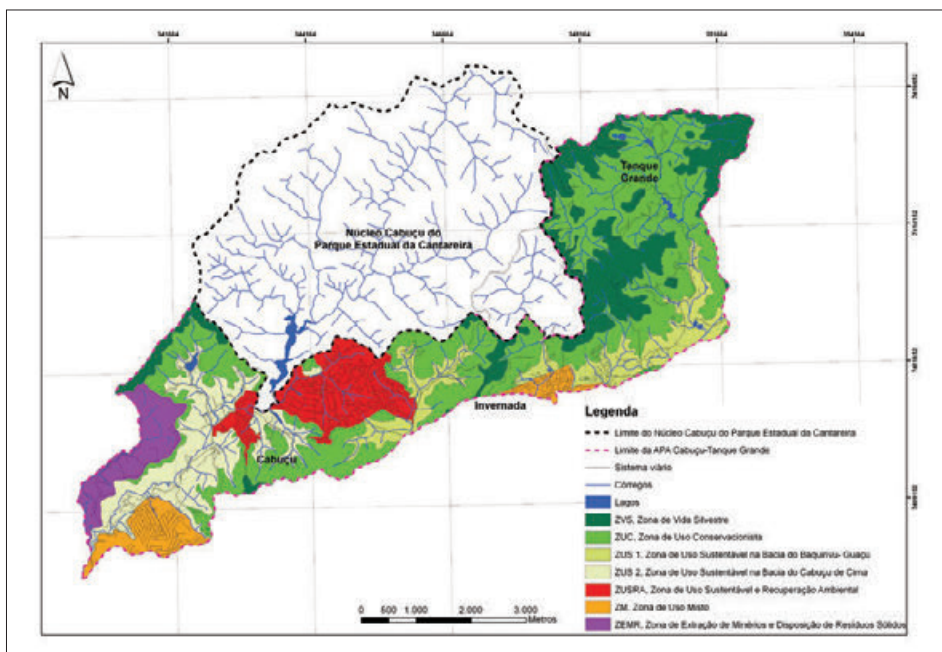


Figura 2 - Relações da APA Cabuçu – Tanque Grande com o Parque Estadual da Cantareira e de sua Zona de Amortecimento. (Figura dos Relatores)

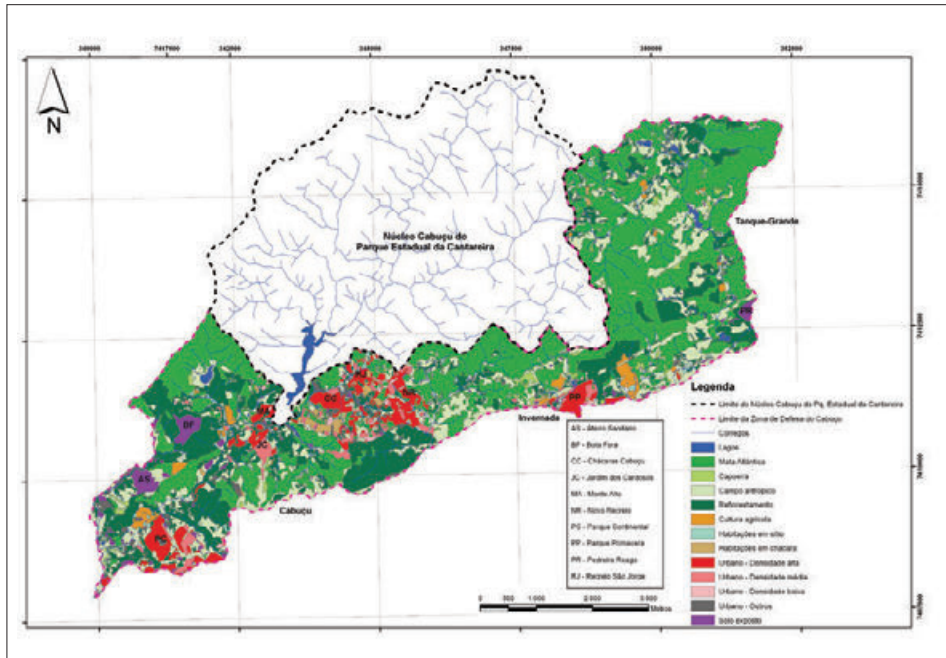


Figura 3 - Uso do solo atual na região da APA Cabuçu – Tanque Grande. (Figura dos Relatores)

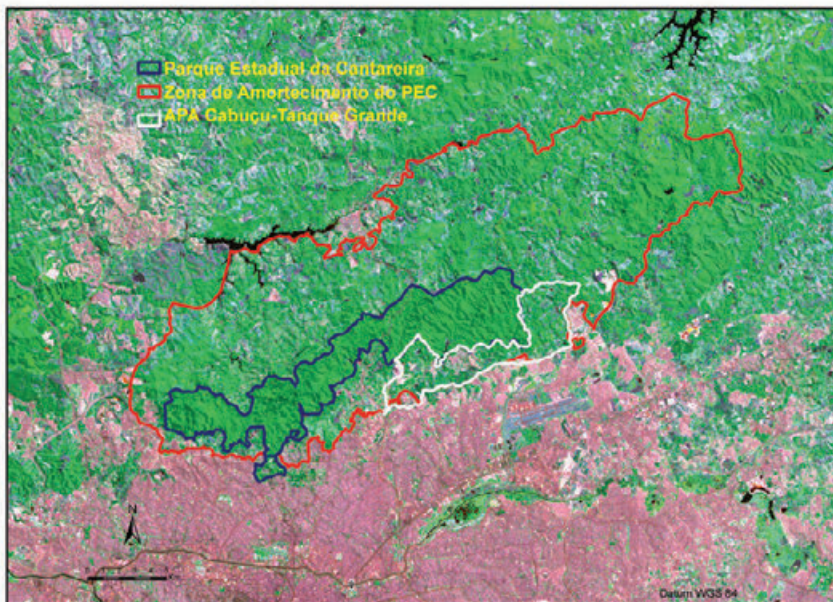


Figura 4 - Zoneamento Ecológico – Econômico da região da APA Cabuçu – Tanque Grande. (Figura dos Relatores)

## CASO 26

### Cal-jet: técnica de proteção de taludes contra a erosão

**Relator:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

#### → Circunscrição do problema

A dimensão dos processos erosivos em áreas urbanas (especialmente nas zonas de expansão urbana) e dos processos erosivos associados a obras civis e atividades de mineração (obras viárias, minerações, implantação de empreendimentos empresariais ou condominiais, dutovias, linhas de transmissão, etc.) tem evoluído exponencialmente no país, implicando em altíssimos custos sociais, econômicos e patrimoniais para a toda a sociedade. Consideradas suas condições geológicas e seu clima tropical, classicamente propícios à ação dos processos erosivos, a quase completa ausência de maiores cuidados técnicos preventivos e corretivos no combate à erosão em todo o país, seja por descuido, seja por desconhecimento técnico, constitui o principal núcleo causal desse gravíssimo problema.

A erosão compromete tanto a área fonte dos sedimentos, destruindo a infraestrutura aí atingida, como, por assoreamento, as áreas para onde esses sedimentos são transportados pelas águas de chuva. Como exemplo, somente nos municípios da Grande São Paulo centenas de milhões de reais são gastos anualmente no desassoreamento da rede de drenagens naturais e construídas da Bacia do Alto Tietê, e outros tantos no enfrentamento das enchentes decorrentes.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

Naquilo que se refere às medidas de caráter corretivo, ou seja, de proteção das superfícies de solo já expostas à erosão, pode-se afirmar que sua não aplicação generalizada está diretamente associada ao alto preço final das alternativas mais conhecidas e comercialmente disponíveis para tanto: gramíneas em placa, hidrossemeadura, geotêxteis, telas fixantes, etc., uma vez que as extensões a serem protegidas são enormes, assim como as dificuldades colocadas pelas mais diversas variáveis apresentadas pelos taludes. O uso de emulsão asfáltica, por sua vez, é totalmente desaconselhável, dadas suas graves consequências de ordem ambiental e estética.

Nestas condições, evidenciava-se a necessidade da disponibilização de técnicas alternativas que proporcionassem uma aplicação simples, eficaz e financeiramente viável. Técnicas com esses atributos são fundamentais para o sucesso de programas amplos de combate à erosão.

#### → Formulação de soluções

A técnica desenvolvida é fundamentalmente baseada na pulverização de calda fluida de cal com aglutinantes fixadores sobre as superfícies de solo a serem protegidas, tendo

como denominação a expressão “cal-jet”. O grande trunfo da técnica cal-jet foi assegurado pela conjunção dos seguintes atributos: excelente desempenho, baixo custo, praticidade de aplicação, alto rendimento na aplicação ( $m^2/\text{dia}/\text{operador}$ ) e grande durabilidade.

O objetivo do desenvolvimento da técnica cal-jet foi justamente proporcionar uma técnica de aplicação de fácil manejo e de grande rendimento, propícia, portanto, para a proteção de grandes superfícies, contínuas ou descontínuas. Esse objetivo foi alcançado através do expediente da pulverização da calda de cal sobre as superfícies de solo a serem protegidas. A pulverização foi possibilitada através da utilização, com pequenas adaptações, de pulverizadores de uso agrícola, tanto os pulverizadores costais manuais como os motorizados.

#### COMO A PINTURA COM CAL PROTEGE O SOLO CONTRA A EROSÃO

A pintura a cal promove a proteção do solo contra a erosão através de cinco formas:

- Reações catiônicas: pelas quais é promovido o efeito de floculação.
- Reações pozolânicas: pelas quais é promovido um efeito ligante.
- Carbonatação: pela qual, com a transformação, pela reação com o  $\text{CO}_2$  do hidróxido de cálcio/magnésio em carbonato de cálcio/magnésio, é promovida a cimentação dos grãos do solo.
- Silicatação: o hidróxido de cálcio/magnésio reage com minerais silicatados do solo, proporcionando a formação do silicato de cálcio, agente promotor de maior dureza e resistência.
- Formação de casca protetora: a cal que não penetra no solo, acumulando-se sobre sua superfície, também reage com o  $\text{CO}_2$  do ar, transformando-se em carbonato de cálcio/magnésio (volta ao calcário original), o qual vai formar uma casca com alta resistência mecânica ao desgaste por água superficial.

As duas primeiras formas de proteção estão sempre associadas à presença de argilo-minerais no solo, variando sua intensidade na dependência da quantidade e do tipo desses argilo-minerais.

As quatro primeiras formas de proteção ocorrem na delgada zona do solo que foi penetrada pela calda de cal. Esta zona é milimétrica, pois o solo funciona como um filtro da suspensão água/cal, impedindo sua maior penetração.

A quinta forma de proteção, a formação da casca protetora, independe do tipo de solo, e responde sempre pelo maior efeito protetor.

#### ALGUMAS SITUAÇÕES EM QUE A TÉCNICA CAL-JET TERÁ LARGA APLICAÇÃO

- Em exposições de taludes de solo por terraplenagem nas frentes de expansão urbana, especialmente durante e após a abertura de loteamentos e do preparo do terreno que irá receber uma edificação.



- Em taludes resultantes de terraplenagens para a implantação de indústrias, centros comerciais ou de serviços, etc.
- Em todos os tipos de obras civis urbanas ou rurais em que alguma de suas fases de implantação ou operação exponham solos à erosão.
- Em taludes viários, considerada a rede de estradas pavimentadas e a extensíssima rede de estradas vicinais de terra (somente no Estado de São Paulo, mais de 200 mil quilômetros); considerar também a rede ferroviária de todo o país.
- Em áreas de empréstimo de materiais terrosos.
- Nos taludes da camada de solo que recobre as frentes de pedreiras e demais minerações.
- Nas faixas de terreno que recebem a implantação de dutos (oleodutos, gasodutos...) e linhas de transmissão.

#### A PINTURA COM CAL E A QUESTÃO AMBIENTAL

- Uma das grandes vantagens da técnica cal-jet está na neutralidade ambiental da cal. O hidróxido de cálcio/magnésio utilizado na pintura transforma-se rapidamente em carbonato de cálcio/magnésio, que nada mais é quimicamente que o calcário natural. Esse calcário natural, devidamente moído, é largamente empregado na agricultura para a correção da acidez dos solos, em operação conhecida como calagem.
- A pintura a cal não elimina, mas reduz a permeabilidade da superfície tratada. No entanto, isso não chega a constituir um problema ambiental, pois as superfícies a serem protegidas representarão sempre uma ínfima parte da superfície regional total disponível para a infiltração de águas de chuva.
- No caso de se pretender que a pintura a cal tenha somente um caráter temporário, ao final do qual se queira cobrir a superfície tratada com algum revestimento vegetal de caráter paisagístico, basta apenas, nessa ocasião, “arranhar” a área pintada com os dentes de um rastelo e proceder de imediato o revestimento vegetal desejado, obviamente com os cuidados agrônômicos de praxe.

#### EQUIPAMENTOS TESTADOS E INDICADOS

- Foram intensamente testados, e se prestaram plenamente ao fim desejado, dois tipos de pulverizadores:
  - 1) pulverizador costal manual com capacidade entre 16 e 20 litros, com ou sem agitador interno (vários fabricantes no país);
  - 2) pulverizador motorizado com motor a gasolina de 4 tempos e bomba hidráulica de membrana, com tanque de 130 litros de capacidade e agitador hidráulico (um único fabricante até o momento no país).

- Para ambos os equipamentos, recomenda-se o uso de lanças de 1,5 metros, o que permite maior alcance na aplicação.
- Para o pulverizador costal manual, o bico de melhor desempenho foi o AVI-110.04 em leque. Geralmente cada fabricante mantém uma classificação própria para seus bicos (explique a finalidade da aplicação para que o vendedor autorizado possa lhe definir o melhor bico).
- Para o pulverizador motorizado, o bico de melhor desempenho foi o bico leque 15.055.
- Outros bicos similares poderão ser utilizados. No entanto, deve-se cuidar sempre para que o jato de pulverização produzido seja uniforme e atenda às orientações expressas nas Regras de Aplicação desse Manual. O jato em leque permite um melhor controle da pintura por parte do operador.
- Com a maior divulgação e utilização da técnica cal-jet, outros equipamentos por certo serão desenvolvidos ou adaptados para tal objetivo.

#### RENDIMENTO, PRODUÇÃO E CUSTO. PERFORMANCE DOS PULVERIZADORES

- O pulverizador manual é indicado para serviços rápidos e áreas de difícil acesso. O pulverizador motorizado oferece as melhores condições de trabalho e é indicado para a proteção de áreas de maior extensão, sendo essas áreas contíguas ou não.
- A proteção com pintura a cal poderá ter caráter permanente ou provisório. Terá caráter provisório quando pouco tempo após a aplicação (alguns meses) se pretenda aplicar um tipo de proteção vegetal de caráter paisagístico. Nesse caso, não serão necessárias duas demãos, apenas uma boa demão um tanto mais reforçada. Os cálculos apresentados a seguir dizem respeito a proteções de caráter permanente:
  - 1) nos testes realizados com o pulverizador costal manual e com o pulverizador motorizado, para um traço de calda de  $3/1 = 3$  litros de água para 1 kg de cal, foi obtido um rendimento de  $2,5 \text{ m}^2$  de área protegida para 1 kg de cal, com aplicação de duas demãos;
  - 2) nos testes com o pulverizador motorizado, foi conseguida uma produção de  $100 \text{ m}^2/\text{hora}/\text{homem}$ , incluídas todas as operações preparatórias, o que possibilita com segurança projetar uma produção média diária de  $500 \text{ m}^2$  por operador. Uma produção maior ou menor sempre dependerá das condições do talude a ser tratado, especialmente considerada sua altura;
  - 3) nos testes com o pulverizador costal manual, foi conseguida uma produção em torno de  $50 \text{ m}^2/\text{hora}$ , incluídas todas as operações preparatórias, o que projeta uma produção diária de  $250 \text{ m}^2$  por operador.
- Os custos por metro quadrado sempre serão muito baixos se comparados com outras alternativas técnicas de proteção superficial contra a erosão. Como também acontece

em relação às outras técnicas de proteção, esses custos sofrerão uma boa margem de variação em função da extensão e da altura das áreas a serem protegidas e de sua distância da base operacional, da empresa executora das condições de acesso e da disponibilidade local dos insumos necessários.

## → Acompanhamento da implantação

### PREPARAÇÃO DA SUPERFÍCIE A SER PROTEGIDA

A superfície não precisa ser regularizada, pois que a pulverização permite alcançar todas as eventuais reentrâncias. Apenas devem ser obedecidas as seguintes recomendações:

- retirar ao máximo o material terroso porventura solto sobre a superfície; para tanto, o melhor instrumento é uma vassoura ou um escovão de cerdas;
- retirar toda a eventual vegetação de menor porte existente, procurando extraí-las com raízes para evitar possíveis rebrotamentos;
- umedecer a superfície com água, com o cuidado de não “encharcá-la”, apenas umedecer. Esse umedecimento poderá ser feito com o uso do próprio equipamento que pulverizará a calda de cal;
- em caso de saias de aterro, essas deverão ser fortemente compactadas antes da aplicação. Em geral, não se recomenda a aplicação da técnica em saias de aterro ou sobre materiais soltos inconsolidados.

### PREPARAÇÃO DA CALDA. TRAÇO E PIGMENTAÇÃO

- A calda de cal deve ser preparada e aplicada na proporção de 3 litros de água para 1 kg de cal de pintura.
- A calda deve ser preparada em um recipiente independente e só depois vertida no reservatório do pulverizador, com a utilização de peneira fina para reter grãos ou grumos.

## → Monitoramento do desempenho

A durabilidade funcional de pintura a cal de caráter permanente (duas a três demãos) em ambiente externo é de aproximadamente dois anos, devendo, portanto, ser programados serviços de manutenção geral com essa periodicidade.

Deve-se adotar a prática de vistorias periódicas de 3 em 3 meses nas superfícies protegidas para a providência de pequenas correções e reforços que se façam necessários. Esses pequenos serviços podem ser executados com pincel ou brocha, dispensando o uso de pulverizadores.

---

**Responsabilidade Técnica:** A concepção e o desenvolvimento da técnica cal-jet é de inteira responsabilidade do relator deste caso, detentor de sua patente (INPI – PI0603110-2). No

entanto, a plena utilização desta técnica por todos os interessados está totalmente desobrigada de pagamentos de royalties ou de qualquer tipo de ressarcimento de direito de propriedade. Apenas se solicita dos profissionais e das empresas que pretendam aplicá-la o compromisso de estrita observância das recomendações expressas no Manual de Execução.

## Bibliografia

SANTOS, A. R. *Manual de execução da técnica cal-jet*. São Paulo: publicação do Autor.



*Preparando a calda. (Foto do Autor)*



*Fazendo a aplicação com pulverizador costal manual. (Foto do Autor)*



*O equipamento de pulverização motorizada: motor 4 tempos a gasolina, bomba hidráulica de membrana e tanque misturador. (Foto do Autor)*

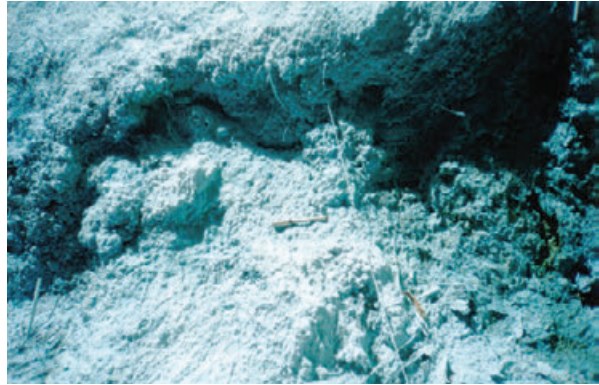


*Aplicando a primeira demão. (Foto do Autor)*



*Mangueira de 30 metros do pulverizador motorizado permitindo um grande raio de alcance. (Foto do Autor)*

*Detalhe mostrando reentrâncias do talude totalmente alcançadas com a pulverização. (Foto do Autor)*



*A lança presa em uma haste de madeira leve como expediente para se atingir alturas maiores. (Foto do Autor)*



*Grande talude protegido concomitantemente com o avanço da terraplenagem. (Foto do Autor)*

## CASO 27

### Condicionantes geológicas na concepção e tratamento das fundações de edifício corporativo

**Relatores:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos e Eng. Antônio Sérgio Damasco Penna

**Agradecimentos:** Os autores agradecem ao corpo de engenheiros e arquitetos da WTorre Properties, Demetrius De Feo, Marcos Antonio da Silva Santos, Cintia Bandeira Margarido, Alisson Luiz Pereira, pelo alto grau de responsabilidade profissional demonstrado ao longo de todo projeto, atitude pela qual sempre foi priorizada a segurança técnica do empreendimento, não medindo esforços para que as operações técnicas propostas viessem a ser executadas em condições de excelência.

#### → Circunscrição do problema

A empresa WTorre Real Properties foi responsável pela construção de um exuberante edifício para escritórios comerciais em região da cidade de São Paulo (nas proximidades dos Shoppings Morumbi e Market Place) que, em um processo de recente e rápida revolução urbanística, vem se caracterizando por abrigar torres comerciais de grande ousadia arquitetônica e tecnológica.

Esse novo empreendimento, WTorre Morumbi, é constituído de duas torres com grande vão central interligadas por 5 passarelas, 29 pavimentos, sendo 3 subsolos, térreo e mais 5 subsolos para garagens, compondo 143 mil metros quadrados de área construída e 90 mil metros quadrados de área locável.

Já nas prospecções iniciais de campo, a equipe projetista das fundações detectou algumas características geológicas e geotécnicas no maciço de fundação que demandariam cuidados e soluções especiais, especialmente considerado o elevado grau de solicitações que receberiam do avantajado empreendimento.

#### → Análise e diagnóstico do fenômeno

Com as escavações executadas, onde as camadas superficiais de solo foram removidas, o empreendimento WTorre Morumbi teve suas fundações diretamente apoiadas em rochas do embasamento cristalino da Bacia Sedimentar Terciária de São Paulo.

Localmente esse embasamento é composto de uma biotita gnaiss com zonas de franca migmatização. Submetido a processos neotectônicos e ataque intempérico, o maciço apresenta como características marcantes alto grau de fraturamento e conturbação estrutural e elevada heterogeneidade aleatória de feições mineralógicas e petrológicas, compondo uma distribuição caótica de zonas de intensa diferenciação mineralógica, bolsões de

concentração micácea (biotita), zonas com diferentes graus de alteração e intenso fraturamento com diversificadas direções e mergulhos, mostrando alguma relativa constância de sistemas sub-horizontais. Ainda que as fraturas da rocha apresentem-se mais aliviadas na proximidade da superfície, o padrão de intenso faturamento, com eventual material de alteração de rocha no interior de fraturas, é persistente em profundidade.

As sondagens executadas pela empresa Damasco Penna Engenharia Geotécnica e os levantamentos diretos nas frentes de escavação mostraram a prevalência dos seguintes parâmetros geomecânicos:

- grau de faturamento alto – F3/F4/F5
- grau de recuperação baixo – predominância R4
- grau de alteração – predominância A1/A2
- maciço pouco coerente a coerente (C2/C3)
- IQR 26 – 50 (P) – pobre
- maciço classe III a IV



*Figura 1 e 2 – Detalhes das frentes de escavação do maciço de fundação mostrando o alto grau de conturbação estrutural, petrológica e intempérica do maciço de fundação. (Fotos do Autor)*



*Figura 3 e 4 - Aspectos típicos dos testemunhos de sondagem rotativa recuperados. (Fotos do Autor)*

As informações levantadas na etapa de caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso de fundação, considerados os baixos parâmetros geotécnicos identificados e sua aleatória distribuição no maciço, conduziram à constatação de se tratar de um quadro geotécnico que exigia cuidados especiais, especialmente considerando os altos níveis das solicitações de carga que lhe seriam impostos pelo empreendimento.

Essa percepção indicava claramente a inadequação de fundações que viessem a solicitar pontualmente o maciço, uma vez que responderiam diferenciadamente na dependência dos parâmetros de deformabilidade e elasticidade da porção rochosa eventualmente solicitada em profundidade. Essas diferentes respostas de fundações pontuais poderiam submeter a estrutura predial a esforços diferenciais de difícil determinação e controle, condição entendida como inaceitável pela equipe técnica.

### → Formulação de soluções

O equacionamento do singular problema implicou especialmente em duas linhas de solução: escolha do tipo de fundação mais adequado ao quadro geotécnico encontrado e tratamento do maciço rochoso objetivando o melhoramento de seus parâmetros geotécnicos de interesse.

Essas determinações traduziram-se em três providências básicas adotadas pela equipe de projeto:

- 1) Um projeto de fundações que, por sua concepção, distribuisse as cargas por grande superfície, com o que as solicitações seriam transferidas ao maciço integral, evitando assim a transferência pontual de cargas para feições petrológicas diferenciadas e críticas do ponto de vista geotécnico, como, por exemplo, uma zona de maior grau de alteração, um setor hiperfraturado ou um bolsão de grande concentração micácea. Esse objetivo foi atingido com a adoção de duas grandes sapatas/radier e a distribuição de sapatas menores periféricas.
- 2) Tratamento das superfícies rochosas escavadas para receber as grandes sapatas/bloco de fundação, com regularização/nivelamento do piso e taludes, consolidação de blocos superficiais de rocha, tendo como objetivo melhorar as condições de solidariedade concreto/rocha.
- 3) Injeções de consolidação geotécnica – calda de cimento – no maciço rochoso de fundação com os seguintes objetivos:
  - majorar a qualidade dos parâmetros geotécnicos, especialmente no que se refere ao módulo de deformabilidade e à resistência à compressão;
  - elevar o patamar real de tensões admissíveis;
  - compor sob as sapatas-bloco uma base rochosa geotecnicamente consolidada de cerca de 8 metros de espessura de forma a aumentar a área de distribuição das cargas construtivas.



## AS SAPATAS-RADIER

Para promover a desejada distribuição de carga foram projetadas duas grandes sapatas-radier, com cerca de 875 m<sup>2</sup> de área cada, 4,2 metros de altura, compondo volumes aproximados de 3.650 m<sup>3</sup>. Essa condição exigiu cuidadosa operação de concretagem em camadas.

## O TRATAMENTO SUPERFICIAL DAS ESCAVAÇÕES/FUNDAÇÕES

O tratamento superficial das escavações executadas para receber as sapatas-radier teve dois objetivos principais: melhorar ao máximo as condições de ligação e solidariedade entre o concreto e as superfícies expostas do maciço rochoso, considerados o piso de fundação e seus taludes laterais; evitar o aparecimento de tensões cisalhantes inclinadas através do perfeito nivelamento/regularização do piso de fundação e da verticalização/regularização de seus taludes.

## ESPECIFICAÇÕES

### **Tratamento do piso de fundação – operações**

- Regularização e nivelamento do piso
- Limpeza grossa (incluindo varrimento, remoção mecânica e aspiração)
- Limpeza fina com lavagem
- Tratamento de cavidades e fraturas abertas com calda de cimento aplicada com regadores (traço da calda 1C : 1A)

### **Tratamento dos taludes das cavas**

- Regularização e verticalização dos taludes
- Limpeza grossa de blocos e detritos soltos
- Limpeza fina com lavagem
- Projeção de argamassa de recobrimento simples



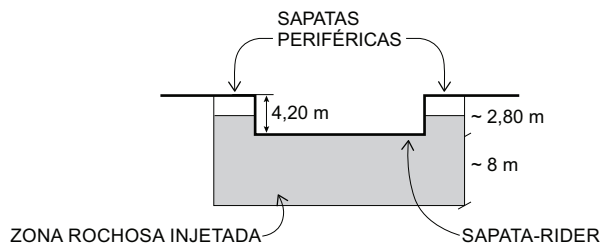
*Figura 5 – Serviços de limpeza e tratamento do piso e taludes laterais da escavação das sapatas-radier. (Foto do Autor)*

### O TRATAMENTO DO MACIÇO EM PROFUNDIDADE

Considerado o alto grau de fraturamento e conturbação estrutural e a elevada heterogeneidade aleatória de feições mineralógicas e petrológicas do maciço rochoso de fundação, as injeções de calda de cimento tiveram como objetivo solidarizar os elementos rochosos individualizados pelo sistema de fraturamento melhorando as condições gerais de resistência mecânica e os parâmetros de deformabilidade do maciço. Como benefício adicional, a zona injetada sob as sapatas-radier constituiriam bases consolidadas capazes de melhorar a distribuição das cargas recebidas em área e profundidade.

#### ESPECIFICAÇÕES

1) A zona do maciço a ser injetada correspondeu à seguinte seção esquemática:



2) Equipamentos básicos para execução das injeções:

- perfuratriz por roto-percussão
- bomba para água com capacidade mínima de 100 litros/min
- bomba injetora com vazão de 150l/min e pressão de 20,0kgf/cm<sup>2</sup>
- misturador/agitador de alta rotação com boa capacidade
- manômetros recém-aferidos
- estabilizador de pressão
- hidrômetros recém-aferidos
- tubos PVC 4"
- obturadores
- ferramentas específicas necessárias

*OBS: O sistema de preparação/agitação/bombeamento da calda foi situado o mais próximo possível do ponto de injeção*

3) Cimento com finura Blaine mínima de 3.200 cm<sup>2</sup>/g e percentual de finos passantes na peneira #200 superior a 98%.

4) Traço da calda 1C : 1A + 1% bentonita.

5) Fator de Sedimentação mínimo de 90%.

6) Os furos foram previamente lavados hidraulicamente de forma a evitar que detritos prejudicassem o livre fluxo da calda para o interior das fraturas. Mesmo cuidado foi dispndido para se evitar a queda de detritos pela boca do furo.

7) As injeções foram executadas com utilização de obturadores fixados na parte superior do maciço rochoso e sem a utilização de válvulas manchetes. Sob os blocos as injeções foram executadas no segmento total do furo e as injeções periféricas foram executadas em dois segmentos de igual extensão, para uma melhor administração das pressões utilizadas.

8) Com o objetivo de potencializar o alcance das áreas injetadas e de se evitar eventuais desestruturações no maciço injetado pelo uso de pressões muito altas, as pressões de injeção obedeceram a seguinte relação e disposições:

### INJEÇÕES SOB AS SAPATA-RADIER

INTERVALOS	PRESSÃO DE REFERÊNCIA (Kg/cm <sup>2</sup> )	PRESSÃO DE ENCERRAMENTO (Kg/cm <sup>2</sup> )
EXTENSÃO TOTAL DO FURO	8	20

### INJEÇÕES SOB SAPATAS PERIFÉRICAS

INTERVALOS	PRESSÃO DE REFERÊNCIA (Kg/cm <sup>2</sup> )	PRESSÃO DE ENCERRAMENTO (Kg/cm <sup>2</sup> )
SEGMENTO INFERIOR	8	20
SEGMENTO SUPERIOR	8	10

OBS:

*a) A cota de fundo das injeções situou-se a 8 metros abaixo da cota de fundo das escavações dos blocos.*

*b) O furo foi dado como injetado quando sob pressão de encerramento não tenha tomado calda por 10 minutos consecutivos.*

9) Testes preliminares realizados indicaram a conveniência de uma malha de injeções com espaçamento de 3,50m. Por conveniência de adequação com as ferragens de armadura do bloco, já que as injeções foram executadas após a concretagem das sapatas-radier e das sapatas periféricas, adotou-se uma malha com espaçamento de 3,20m, com possibilidade de adoção de malha intermediária de 1,60m.

**10) Espaçamento e Sequência das injeções.** As injeções foram executadas em malha quadrada de 3,20 metros obedecendo ao seguinte esquema:

1	7	2	8	3
4	9	5	10	6

**11)** As injeções foram registradas e documentadas em boletins individuais nos quais constaram: número do furo, cota da boca, diâmetro do tubo, data, intervalos injetados, tempo de injeção por intervalo, pressões máximas utilizadas, traço da calda, volume de calda injetado por intervalo, peso de cimento utilizado, ocorrências.

**12)** Terminada a injeção os furos foram totalmente preenchidos por calda de maior densidade e em sequência lacrados.

#### INJEÇÕES: ALGUNS ASPECTOS EXECUTIVOS

- 1) Devido a necessidades logísticas do empreendimento as injeções somente puderam ser iniciadas após a concretagem das sapatas-radier e erguimento dos primeiros pavimentos;
- 2) Com o objetivo de evitar a necessidade de perfuração das sapatas no momento da execução das injeções foram deixados tubos de PVC nos pontos de injeção, de tal forma que a perfuratriz tivesse acesso direto ao maciço rochoso;
- 3) Alguns casos de deformações ocorridas em alguns desses tubos quando da concretagem implicaram na utilização de tubos contíguos para a execução das respectivas injeções;
- 4) Como mostra a planta anexada o fechamento de alguns compartimentos do primeiro pavimento por paredes de concreto e, em outros casos, restrições de altura para a operação livre dos equipamentos de perfuração, impediram a execução de algumas das injeções programadas;
- 5) Nas primeiras injeções experimentou-se o posicionamento do obturador no interior do tubo de PVC. Neste arranjo observou-se fuga de calda de cimento para a interface sapata-radier/macico rochoso, o que propiciou intercomunicação entre furos. Essa fuga de calda indicou que restaram vazios nessa interface quando da concretagem do bloco. Uma vez detectados esses vazios decidiu-se pela oportunidade de utilização das injeções para obturá-los devidamente, o que foi possível com o selamento dos furos próximos ao da injeção para se evitar a intercomunicação.
- 6) Ainda que nos furos em que o obturador foi posicionado dentro do tubo de PVC parte da calda tenha sido absorvida pelo maciço, essa parcela, por não poder ser devidamente quantificável, não foi considerada para o cálculo dos totais de calda injetados no maciço;

7) Após a obturação dos vazios da interface bloco/maciço os obturadores foram posicionados na parte superior do maciço rochoso, o que garantiu que toda a calda injetada fosse destinada ao preenchimento das fraturas do maciço;

8) As normais dificuldades descritas, próprias de uma obra dessa complexidade executiva, não afetaram o resultado final obtido pela campanha de injeções.



*Figura 6 – Tubos guias de PVC aparentes junto às sapatas periféricas. (Foto do Autor)*



*Figura 7 - Perfuratriz em operação sobre a superfície do blocoradier. (Foto do Autor)*



*Figura 8 - Bomba hidráulica e equipamentos misturadores de calda em operação no local. (Foto do Autor)*

## → Acompanhamento da implantação e monitoramento do desempenho

### **Avaliação dos resultados alcançados no tratamento do maciço rochoso**

#### TRATAMENTO SUPERFICIAL DAS FUNDAÇÕES

Empresa responsável: T&S Engenharia. Os trabalhos realizados foram considerados de alta qualidade, o que resultou em uma superfície rochosa, piso e taludes, limpa, regularizada e consolidada, condição essencial para uma perfeita solidariedade e aderência concreto/rocha.

#### TRATAMENTO POR INJEÇÕES DE CALDA DE CIMENTO

Empresa executora: Fundesp – Fundações Especiais Ltda. Os resultados obtidos nas injeções no maciço rochoso nas alas A e B, tanto abaixo da projeção da sapata-radier, como nas sapatas periféricas, atestam a correção da decisão em se promover a campanha de injeções e o pleno sucesso nos objetivos definidos para a consolidação geotécnica da região injetada.

Refletindo regiões menos ou mais estruturalmente conturbadas do maciço, em alguns subsetores foram atingidas médias de volume injetado superiores a 400 litros por furo, sendo que no cômputo geral foi atingida a média de 183 litros de calda injetados por furo na Ala A e a média de 283 litros na Ala B (Figuras 9 e 10).

Para se ter uma ideia da extensão do tratamento conseguido, observe-se que, tendo 0,05 cm como valor médio da espessura das fraturas encontradas no maciço rochoso, conclui-se que 1 litro de calda injetado cobre uma superfície de 2m<sup>2</sup>, do que se infere que 200 litros injetados cobrem uma superfície de fraturas da ordem de 400m<sup>2</sup>.

Mesmo considerando as restrições executivas expostas no item anterior, e tendo em conta o espaçamento médio de 3,20 metros entre os pontos de injeção, conclui-se da expressão dos resultados alcançados, o que assegura que as injeções propiciaram atingir um patamar de qualidade geotécnica superior para o maciço rochoso de fundação, especialmente no que se refere ao seu módulo de deformabilidade e à sua resistência à compressão e, por decorrência, de suas tensões máximas admissíveis. Da mesma forma, ao colaborar por compor uma base rochosa geotecnicamente consolidada de cerca de 8 metros de espessura sob a base da sapata-radier e das sapatas periféricas, agrega-se o benefício geotécnico derivado do aumento da área de distribuição das cargas construtivas.

Por fim, do resultado alcançado pelo tratamento do maciço com injeções de calda de cimento deduz-se que eventuais parcelas de recalque devidas a deformações do maciço rochoso de fundação serão mínimas, como certamente comprovará o sistema de monitoramento instalado sob orientação da empresa Damasco Penna.

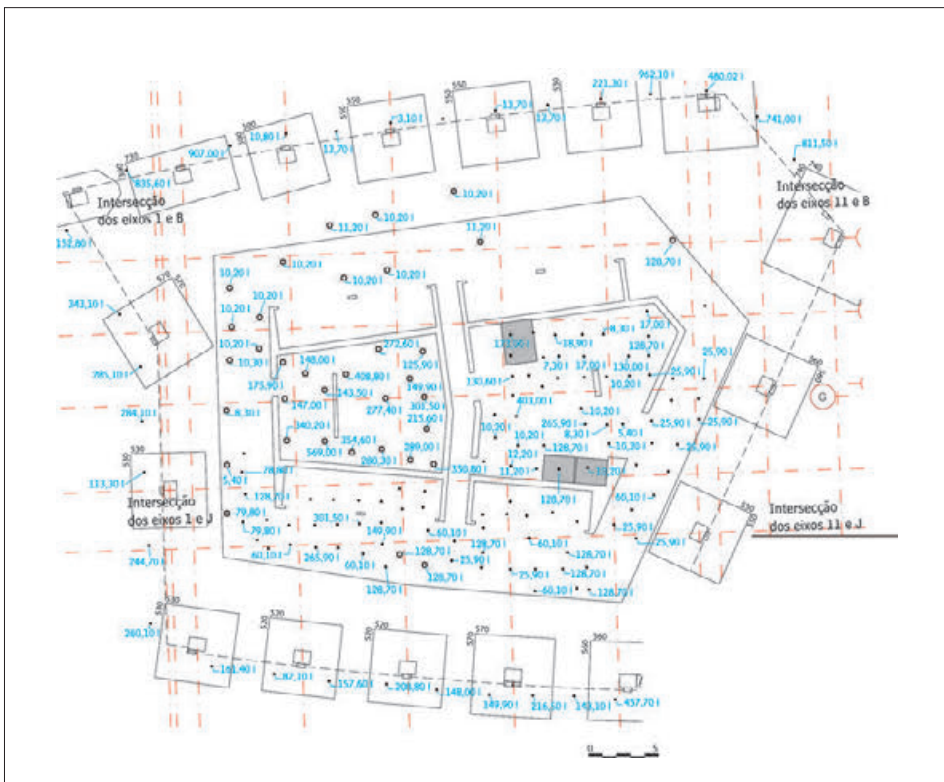


Figura 9 – As Built - Injeção - Ala A



Figura 10 – As Built - Injeção - Ala B

**Responsabilidade Técnica:** A empresa **Damasco Penna Engenharia Geotécnica** desenvolveu todos os trabalhos de prospecção de campo e de projeto das fundações, sendo apoiada pela empresa **ARS Geologia Ltda** na interpretação do maciço rochoso e no planejamento e acompanhamento técnico do tratamento de consolidação. As injeções de calda de cimento foram executadas pela **Fundesp Fundações Especiais**.



## CASO 28

### A determinação de nascentes exige uma abordagem geológica, geomorfológica e hidrogeológica

**Relator:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

#### → Circunscrição do problema

Especialmente a partir da formulação e da aplicação da legislação ambiental protetora de mananciais, em especial o Código Florestal, a questão da definição teórica de uma nascente e de sua correta identificação e interpretação em campo apresentou-se como uma demanda frequente ao corpo técnico afim, geólogos, hidrogeólogos, geógrafos, hidrólogos.

Percebeu-se, entretanto, que a prática profissional necessária ao cumprimento da nova responsabilidade não era para tanto exatamente suficiente e devidamente consagrada, o que tem constituído fator causal de muita controvérsia e desencontros legais a respeito.

Por seu lado, já em sua versão anterior (1965), e persistindo em sua atual versão (2012), o Código Florestal tem sido pródigo na geração de intrincados conflitos técnicos e jurídicos decorrentes dos diferentes entendimentos e tratamentos sugeridos por suas disposições sobre as nascentes. Como exemplo desses intermináveis desencontros o movimento ambientalista propugna hoje pelo retorno da obrigatoriedade de delimitação de APPs – Áreas de Proteção Permanente no caso de nascentes intermitentes.

Essas confusões tem origem básica na insuficiência do suporte conceitual e científico com que o Código tem contado para estabelecer suas definições a respeito.

Enfim, consideradas todas as questões conceituais envolvidas, e que serão discutidas a seguir, resta para os profissionais da área o grande desafio técnico prático de, quando chamados a decidir sobre o caráter da presença de água livre ou de umedecimento na superfície de algum terreno, diagnosticar corretamente se essa água corresponde a uma nascente, ou seja, a uma manifestação da água subterrânea em superfície, ou não, e de perfeitamente caracterizá-la quanto à sua diversificada tipologia. Bom reconhecer que essa não é uma tarefa simples, que prescinda de conhecimentos teóricos e práticos sobre o tema.

Sobre essa dificuldade, vale a pena chamar a atenção, a título de exemplos, para duas situações que normalmente confundem os observadores e os têm muitas vezes levado a equivocadamente as caracterizar como nascentes, com decorrente aplicação das disposições legais de uma APP. A primeira refere-se a terrenos localmente de topografia plana ou bastante suave, com dificuldade natural de escoamento superficial de águas de chuva. Há nessas situações a possibilidade de formação de camada subsuperficial de argilas hidromórficas que, por sua grande impermeabilidade, dificultam a infiltração e proporcionam a sustentação de uma camada superficial saturada ou úmida, especialmente em períodos

chuvosos. São situações que sugerem, erroneamente, uma classificação como nascente difusa. Outro caso controverso diz respeito a olhos d'água intermitentes originados de águas de infiltração que, ao atravessar a zona superior do solo (zona de aeração) encontram obstáculos com menor permeabilidade ou mesmo impermeáveis, decorrentes da existência de variações geológicas internas horizontais ou sub-horizontais (uma lente argilosa, por exemplo, ou algum tipo de estrutura geológica). Nessas condições, e em dependência de feições topográficas, essas águas de infiltração podem resultar na formação de “lençóis suspensos” ou “empoleirados” e acabam aflorando à superfície de um terreno declivoso antes de atingir o lençol freático propriamente dito. Uma situação que, pelas definições conceituais estabelecidas, também não pode ser caracterizada como uma nascente, ainda que sugira cuidados especiais de proteção.

Em algumas situações será a paisagem geomorfológica de uma área considerada que poderá auxiliar a determinação ou não do caráter de perenidade de uma nascente ou de um olho d'água, pois em morros ou trechos de espigões de baixa ou média altura com cumeeira pronunciada e vertentes de forte inclinação, ou seja, sem um platô superior pronunciado de topografia mais suave, não se apresentam condições de alimentação do lençol freático que permitam sua sustentação em cotas mais altas ao longo de todo o ano.

Em conclusão, percebe-se do quadro descrito que a melhor e indispensável ferramenta para o exame de nascentes é o bom conhecimento teórico e prático da geologia, da geomorfologia, da hidrologia e da hidrogeologia da região investigada.

### → Análise e diagnóstico do fenômeno

Importante de início, portanto, fixarmos algumas questões conceituais e científicas associadas a essa feição hidrogeológica conhecida como nascente.

Passo inicial está em se aceitar definitiva e oficialmente o conceito, já quase consensual, que estabelece que **toda nascente corresponde a uma manifestação em superfície do lençol freático**, entendido esse como a água contida em zona subterrânea de saturação, normalmente sustentada por uma camada geológica inferior impermeável. Cumprindo importante função no ciclo hidrológico, colaboram, assim, as nascentes, para a alimentação da rede hidrográfica de superfície. Mas sempre será importante lembrar que a principal contribuição do lençol freático para os cursos d'água não se dá através de eventuais nascentes existentes nas vertentes, mas sim pelas situações em que esses cursos correspondem ao nível hidrológico de uma região, e como tal corre sobre a superfície do próprio freático. Em outras palavras “lambe” o freático.

Quanto à sua disposição no terreno, faz-se distinção entre uma nascente **pontual**, quando a surgência de água se dá de forma concentrada, e uma nascente **difusa**, quando vários são os pontos de surgência, como no caso das veredas dos cerrados brasileiros.

As nascentes caracterizam-se ainda quanto à continuidade de seu fluxo, como **perenes**, **intermitentes** (ou temporárias) ou **efêmeras**. Sendo que as intermitentes seriam aquelas de caráter sazonal, que mantêm-se ativas somente durante e logo após o período mais chuvoso, e as efêmeras, aquelas de curta existência, ou somente como resultado imediato e breve de um determinado episódio pluviométrico, ou aquelas cujo período inativo de intermitência se estende por anos.

O Código Florestal promove uma distinção pouco clara entre **nascente** e **olho d'água**:

**Art. 3º Para os efeitos desta Lei, entende-se por:**

**XVII - nascente: afloramento natural do lençol freático que apresenta perenidade e dá início a um curso d'água;**

**XVIII - olho d'água: afloramento natural do lençol freático, mesmo que intermitente.**

A seguir o Código determina:

**Art. 4º Considera-se Área de Preservação Permanente, em zonas rurais ou urbanas, para os efeitos desta Lei:**

.....  
**IV - as áreas no entorno das nascentes e dos olhos d'água perenes, qualquer que seja sua situação topográfica, no raio mínimo de 50 (cinquenta) metros.**

O que permite interpretar que o atual Código distingue nascente de olho d'água pelo fato desse ser uma surgência do lençol freático que não gera um curso d'água, mesmo em caráter de perenidade. Analisando-se a lei ao pé da letra, ficaram fora da obrigação de delimitação de APPs as nascentes e olhos d'água não perenes, ou seja, intermitentes ou efêmeros, uma novidade em relação ao Código anterior.

De outra parte, faz-se necessário acrescentarmos mais alguns elementos a esse exercício analítico, e sublinhar, por sua importância na matéria, o seguinte entendimento hidrogeológico: **todas nascentes e olhos d'água representam sangramentos do lençol freático, ou seja, constituem pontos de rebaixamento forçado do nível freático.**

Considerando a referida relação das nascentes com o nível freático, e tendo em conta que seria raro e incomum o fato de ser interessante para o Homem e para o Meio Ambiente um rebaixamento do nível do lençol freático, é hoje de suma importância que se traga em consideração outro fator de enorme importância: a natureza das nascentes ou olhos d'água, o que, no caso sugere distingui-los enquanto de **origem natural** ou de **origem antrópica**; ou seja, nesse último caso, aquelas surgências do lençol freático que tenham sido originadas de ações diretas ou indiretas do homem.

Tomemos o exemplo de uma boçoroca, que se trata de uma ravina de erosão profunda que atingiu o lençol freático, e tem sua evolução remontante a ele associada. Pois bem, as boçorocas – terríveis feições erosivas responsáveis por graves problemas urbanos e rurais, incluindo o assoreamento de drenagens – têm essencialmente origem antrópica, ou por desorganização/concentração de drenagens superficiais, ou por desmatamento generalizado... A nascente produzida por uma boçoroca implica o sangramento do lençol freático e seu respectivo rebaixamento em sua área próxima. O que se dirá de um campo de boçorocas.

Outro exemplo de uma nascente antrópica: uma escavação vinculada a uma atividade de mineração, ou a uma terraplenagem para instalação de uma obra civil, ou a uma simples área de empréstimo, muitas vezes atinge o nível freático, o que implica a instalação de uma surgência não natural do freático. Tem essa a mesma decorrência negativa e problemática de rebaixamento do lençol freático próximo. Em áreas urbanas e peri-urbanas essas surgências induzidas, além de graves problemas geotécnicos associados, acabam por retirar uma considerável quantidade das reservas estratégicas de água subterrânea de ótima qualidade e lançá-las desperdiçadamente logo à frente em um córrego de águas poluídas.

Ou seja, não faz o menor sentido o entendimento que leve a considerar nascentes ou olhos d'água de origem antrópica como feições hidrogeológicas a serem conservadas e protegidas por APPs. Pelo contrário, muito mais interessante para a sociedade e para o meio ambiente uma decisão de proteção das águas subterrâneas, a ser obtida ou por ações de tamponamento dessas nascentes, reconformando no que for possível a topografia original para o caso das boçorocas e escavações a céu aberto, ou pela completa impermeabilização/estaqueamento de escavações profundas, como no caso de pisos de subsolos de edificações urbanas, túneis e demais obras subterrâneas, nas duas situações fazendo com



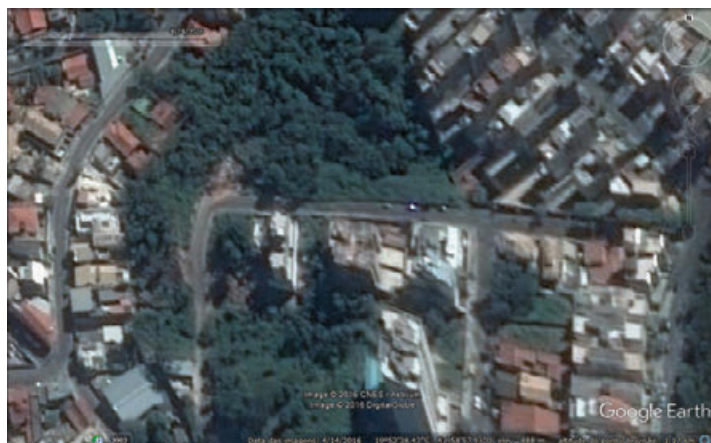
*Figura 1 – Imagem aérea de julho de 2006 mostrando as dimensões da ravina de erosão em evolução para um processo de emboçorocamento. (Foto Google Earth)*

que o lençol freático local retorne à sua posição e volumes naturais. Veja a propósito sequência de fotos mostrando projeto de tamponamento com entulho inerte de construção civil de uma grande ravina em área urbana de Belo Horizonte, Rua Sebastião de Menezes, bairro de Ouro Preto. Esse projeto, conduzido pelo eminente geólogo Edézio Teixeira de Carvalho, resolveu três problemas de uma só vez: estancou o processo de emboçorocamento e sangria do freático, ocupou utilmente entulho inerte de construção civil e recuperou a área para o devido aproveitamento urbano.

*Figura 2 – Detalhe da grande ravina e da implantação de estrutura permeável de contenção como elemento estrutural da recomposição do maciço. (Foto do Autor)*



*Figura 3 – O entulho inerte de construção civil sendo disposto para o preenchimento da ravina. (Foto do Autor)*



*Figura 4 – Imagem tomada em abril de 2016 mostrando a área inteiramente recuperada geológica e urbanisticamente, recebendo a Rua Sebastião de Menezes (Foto Google Earth)*

Voltando à questão temporal, e mais especificamente às nascentes intermitentes. Não há coerência em pretender-se estabelecer uma regra comum a todas as situações para se decidir se esse tipo de nascente deva ou não implicar a obrigatoriedade de delimitação de uma APP. Há no caso que se ter em conta, primeiramente, a localização geográfica/fisiográfica da nascente intermitente considerada, o que vai determinar o grau de sua importância social e ambiental. Exemplificando, uma condição é avaliarmos o papel de uma nascente intermitente na Amazônia ou no Sul-Sudeste pluvioso, onde não expressam contribuição notável aos recursos hídricos de superfície ou ao abastecimento humano, outra condição é avaliarmos essa nascente em um clima semi-árido, onde, apesar de sua intermitência, pode representar recurso hídrico inestimável às necessidades humanas por sua capacidade de alimentar sistemas construídos de reservação hídrica duradoura.

Outro aspecto fundamental a ser observado é justamente a temporalidade da referida intermitência. Não há qualquer sentido social e ambiental em se determinar a interdição de aproveitamento de uma área por essa apresentar o histórico de uma nascente com intermitência da ordem de anos. Esse período longo de intermitência nem permite a configuração de nichos ecológicos associados a esse tipo de nascente. Talvez um bom parâmetro temporal para essa diferenciação seja o intervalo de dois anos.

Por fim, há que se avaliar a natureza do meio em que estaria instalada nossa nascente intermitente. Meio rural ou espaço urbano? Esses ambientes são tão diversos em suas características, funções e demandas que, na verdade, estão a sugerir há muito tempo a necessidade de formulação de um Código Florestal específico para as cidades. Mas enquanto a inteligência brasileira não nos provê essa virtuosa providência, fiquemos no contexto do atual e generalizante Código. Pelo que, diante das necessidades urbanas

típicas, também carece de sentido imobilizar uma área, pela adoção de uma APP a ela associada, pelo fato de haver testemunhos que ali esteja instalada uma nascente intermitente com período de intermitência, por exemplo, superior a 1 (um) ano.

### → Formulação de soluções

Cumprir chamar a atenção para um fator hidrogeológico importantíssimo: a dinâmica de uma nascente não está associada restritamente ao que possa acontecer no círculo de 50 metros definido por sua APP correspondente. Essa dinâmica está associada a toda a bacia de contribuição a que a nascente está vinculada. Ou seja, uma política de proteção de nascentes envolve tão mais essencialmente do que uma providencial delimitação de uma APP, um amplo programa de recuperação da capacidade de infiltração de águas de chuva em toda a bacia de contribuição.

De todos esses aspectos considerados, talvez se possa ter como diretriz de melhor bom senso e conteúdo científico as seguintes novas orientações a serem adotadas e explicitadas claramente pelo Código Florestal:

- surgências do lençol freático originadas de ações antrópicas não devem ser consideradas nascentes a serem protegidas, mesmo atendendo as condições de perenidade. A melhor indicação no caso estaria na estratégia de proteção dos aquíferos subterrâneos com o tamponamento das referidas surgências;
- nascentes intermitentes poderiam vir a ser objeto de delimitação de APPs correspondentes quando situadas em regiões de clima semi-árido e com período de intermitência inferior a 2 (dois) anos; nos demais domínios morfoclimáticos do país as nascentes intermitentes deverão ser objeto de delimitação de APPs correspondentes caso apresentem período de intermitência inferior a 1 (um) ano;
- nascentes intermitentes situadas em espaço urbano deveriam ser objeto de delimitação de APP correspondente caso apresentem período de intermitência inferior a 1 (um) ano, adotando como área protegida círculo de 20 metros de raio;
- nascentes efêmeras não deveriam ser objeto de delimitação de APP correspondente.

---

**Responsabilidade Técnica:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

---

## CASO 29

### Problemas com o rebaixamento forçado do lençol freático em determinados contextos geológicos urbanos

**Relatores:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

#### → Circunscrição do problema

Com o crescimento das cidades, e em resposta à tendência de utilização funcional de espaços subterrâneos urbanos, vêm se tornando extremamente frequentes no país casos de conflitos de interesses associados a danos estruturais decorrentes de operações de rebaixamento forçado do lençol freático. Complexas e onerosas ações judiciais têm acompanhado, via de regra, essas situações.

A cidade de São Paulo, pelas características geológicas e hidrogeológicas da região ocupada, tem se destacado como um polo de crescente incidência desses problemas. De uma forma geral, todos os terrenos correspondentes às planícies aluvionares quaternárias vinculadas a seus principais rios – Tietê, Pinheiros, Tamanduateí, Aricanduva, Cabuçu de Cima e outros – mostram clara suscetibilidade para a ocorrência de recalques localizados sob a ação de rebaixamentos forçados do lençol.

São, nesse sentido, didáticos e conhecidos os casos de edificações vizinhas afetadas estruturalmente por recalques advindos de rebaixamentos associados a obras lineares subterrâneas (metrô, obras de saneamento, etc.) e à construção de novos edifícios, como está ocorrendo com relativa frequência nos bairros paulistanos de Pinheiros, Itaim Bibi, Moema, Ibirapuera, Água Branca, Barra Funda, Vila Olímpia, Brooklin e outros, historicamente assentados sobre terrenos aluvionares de baixa consistência.

Nessas condições, um rebaixamento de apenas poucos metros no lençol freático é suficiente para provocar recalques capazes de comprometer várias edificações do entorno.

Sem dúvida, diante do histórico acumulado de inúmeros casos de acidentes e intercorrências geotécnicas dessa natureza, certamente é de todo o interesse de nossos municípios resolver adequada e definitivamente essa questão.

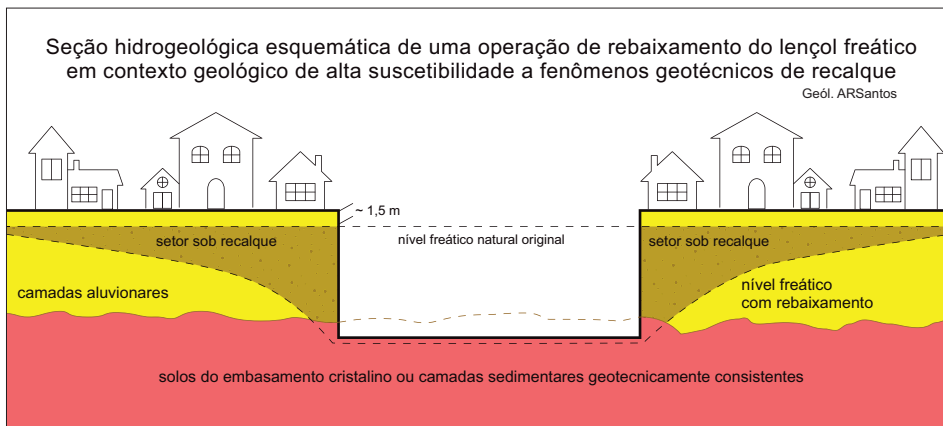
Ainda tendo São Paulo como exemplo, a própria CEUSO – Comissão de Edificações e Uso do Solo, da Secretaria Municipal de Licenciamento, órgão normativo e consultivo sobre a legislação de obras, de edificações e de parcelamento do solo, tem sido testemunha e partícipe do grande número de casos conflitivos associados a operações de rebaixamento forçado do lençol freático que lhe tem sido levados à análise. Certamente é chegado o momento de dar uma boa e virtuosa solução para o problema.



## → Análise e diagnóstico do fenômeno

São velhos conhecidos das ciências geotécnicas os graves problemas decorrentes de operações de rebaixamento forçado do lençol freático em áreas urbanas. Esses rebaixamentos são, via de regra, executados com o objetivo de viabilizar ou facilitar ações construtivas associadas a estruturas subterrâneas situadas abaixo do nível natural do lençol freático.

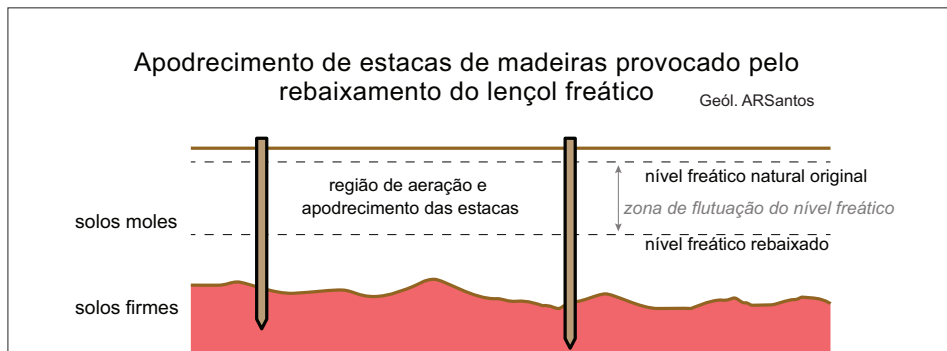
Esses problemas são especialmente comuns em terrenos de características geológicas aluvionares com presença de camadas de solos compressíveis mais argilosos e nível freático próximo à superfície. Com a retirada da água dos interstícios existentes entre os grãos que compõem o solo, o que implica uma redução das poro-pressões e aumento das tensões efetivas, há um natural acomodamento interno dos constituintes granulométricos dos solos, o que leva inexoravelmente à redução de seu volume e consequentes recalques em superfície e subsuperfície. Como o rebaixamento do lençol estende-se para as áreas circunvizinhas do canteiro de obras, as edificações e empreendimentos que aí se situam sofrem as consequências da adaptação do terreno às novas condições hidrogeológicas.



Outro fenômeno também bastante comum, decorrente de operações de rebaixamento do lençol freático, diz respeito ao comprometimento estrutural de edificações causado pelo apodrecimento de estacas de madeira. As estacas de madeira tratada, hoje ainda em uso, foram já muito utilizadas pela engenharia como elementos de fundação de residências de maior porte em áreas de solos moles e alagadiços. Quando abaixo do nível freático, ou seja, em ambiente quimicamente redutor de solo saturado, essas estacas apresentam grande durabilidade devido a enorme resistência ao apodrecimento por ataque biológico. Com o rebaixamento do lençol ficam, ao menos em seu trecho superior, expostas à presença de oxigênio, condição em que entram em acelerada decomposição promovida pela ação de fungos e demais microorganismos.

Por ocorrerem em situações hidrogeológicas análogas, não são raras as situações onde os dois fenômenos – recalques e apodrecimento de estacas de madeira – se sobrepõem, o que leva à potencialização dos problemas decorrentes.

Há que se considerar, também, que as intervenções diretas e indiretas sobre a água subterrânea nas áreas urbanas – redução drástica da recarga devido à impermeabilização generalizada da superfície urbana, poluição, extração para uso e consumo, rebaixamentos forçados – têm atingido níveis alarmantes, com consequências gravíssimas para a disponibilidade desse recurso hídrico como manancial estratégico de boa água para a sociedade.



Para se ter-se uma ideia da importância do manancial subterrâneo para o fornecimento de água potável aos habitantes da cidade de São Paulo, estima-se hoje a participação da água subterrânea no abastecimento da metrópole paulista em algo próximo a  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , um volume considerável em relação ao montante da água produzida e distribuída pela SABESP, em torno de  $67 \text{ m}^3/\text{s}$ , que já não atende uma demanda firme de mais de  $73 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esse quadro tenderá a se agravar na medida em que a SABESP consiga reduzir os vazamentos crônicos de sua rede de adução e distribuição de água potável, já que esses vazamentos, de forma um tanto surrealista, atuam hoje como fonte alimentadora dos aquíferos subterrâneos.

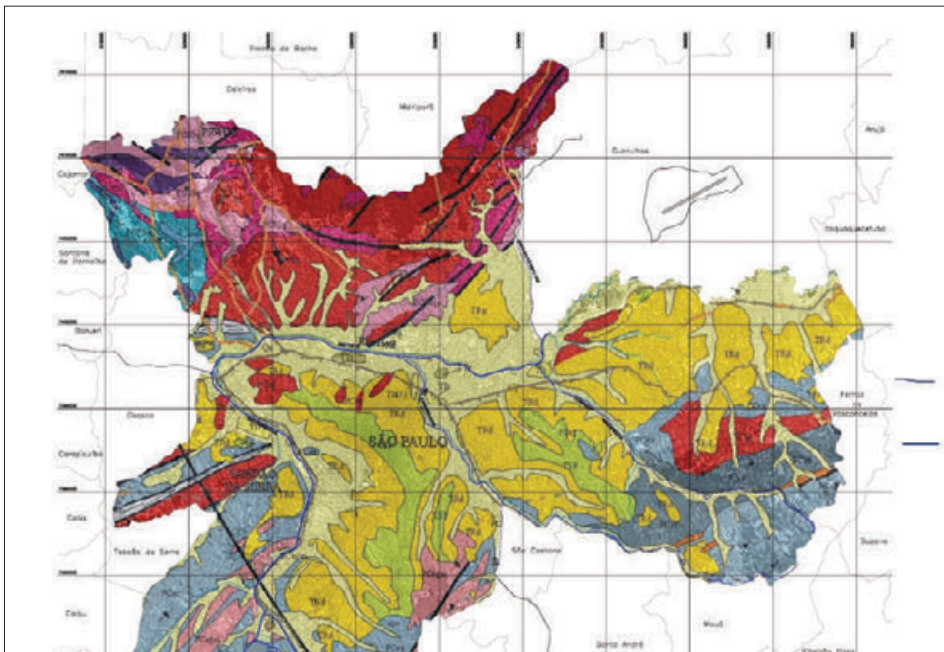
As operações de rebaixamento forçado do lençol freático, ao lado da impermeabilização do solo nas áreas naturais de recarga do aquífero, vêm se constituindo nos principais fatores causadores de depleções do lençol freático em algumas regiões da metrópole, com bairros já registrando rebaixamentos em torno de 4 metros.

Em regiões aluvionares baixas, situações em que o lençol está bem próximo à superfície, certamente um rebaixamento forçado do lençol, se de caráter temporário, seria naturalmente compensado pela migração de águas subterrâneas laterais. Porém, há que se considerar que esse reequilíbrio hidráulico seria obtido com a migração de águas subterrâneas de caráter regional, envolvendo áreas mais altas das vertentes dos vales, com maior dificuldade de serem compensadas por águas pluviais de recarga.

Quanto aos métodos utilizados para promover o rebaixamento do lençol são escolhidos em função da constituição, da permeabilidade dos materiais geológicos presentes e da profundidade da escavação que se pretende executar – no sentido de solos mais permeáveis para solos menos permeáveis –, destacam-se: bombeamento direto das águas recolhidas em poços ou trincheiras, ponteiros filtrantes, poços profundos gravitacionais, poços profundos com vácuo, eletrosmose.

### → Formulação de soluções

Poder-se-ia dizer que, com a execução esmerada de paredes e pisos subterrâneos totalmente estanques, como sugere a norma técnica brasileira NBR-6122-1996 “Projeto e execução de fundações”, as consequências geotécnicas do rebaixamento do lençol na execução de pavimentos subterrâneos seriam reduzidas; porém, a prática mostra que esta opção, além de encarecer brutalmente o processo executivo, dificilmente consegue a total estanqueidade almejada, pelo que muitos edifícios que utilizaram o rebaixamento são inclusive levados a manter esse rebaixamento indefinidamente, ao longo de toda sua vida útil, através da instalação de sistemas permanentes de bombas submersas.



*Figura 1 – Mapa geológico da cidade de São Paulo mostrando em cor bege clara as extensas planícies aluvionares associadas às várzeas dos rios Tietê, Pinheiros, Tamanduateí e outros, regiões naturalmente suscetíveis a casos de recalques e adensamentos de terrenos provocados por rebaixamento forçado do lençol freático*

Do ponto de vista geotécnico não há controvérsias, impõe-se, por princípio e lógica elementar, a proibição de operações de rebaixamento forçado do lençol freático nas áreas geológicas de maior suscetibilidade ao fenômeno de recalques geotécnicos a elas associados. Essas áreas, como já comentado, coincidem, em sua maior parte, exatamente com as zonas aluvionares quaternárias, pelo que, do ponto de vista cartográfico, todas as zonas urbanas que se estendem sobre esse tipo de feição geológica deveriam ser objeto de proibição absoluta de operações de rebaixamento do lençol.

#### O REBATIMENTO DA SOLUÇÃO TÉCNICA INDICADA NO CONTEXTO DA LEGISLAÇÃO URBANA DE USO DO SOLO

De certa forma, a rigidez com que vem sendo aplicada as leis municipais de zoneamento urbano – no que se refere aos gabaritos prediais (altura máxima das edificações, instalações e estruturas) – está induzindo o construtor a se valer de pisos subterrâneos para, em especial, ganhar espaços de garagem não computáveis no gabarito legalmente definido para a zona urbana considerada. Esclarecendo melhor: caso optasse por garagens aéreas, o construtor seria obrigado a computar os pisos para tanto destinados no cálculo da altura predial, o que implicaria em deixar de comercializar o espaço correspondente (salas, apartamentos, etc.).

Ou seja, mesmo para as áreas urbanas geotecnicamente críticas para os fenômenos de recalques, os construtores estão sendo induzidos pela lei em vigor a optar por escavações profundas com a utilização de operações de rebaixamento forçado do lençol freático.

Pois bem, caso nas áreas geologicamente críticas consideradas (e somente e exclusivamente para essas áreas) seja acordado que os pavimentos garagem aéreos não sejam computados no cálculo da altura total do edifício e que o projeto arquitetônico obrigue-se a dar boa solução estética para essa alternativa, o problema estaria virtuosamente resolvido.

# CASO 30

## Calcários cársticos: áreas de risco para a engenharia. Modelagem geológica e soluções construtivas

**Relator:** Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos

### Resumo

Diante do crescimento da ocupação física de seu país a engenharia brasileira precisa alertar-se e preparar-se para um crescente enfrentamento de riscos geológico-geotécnicos colocados por feições calcárias cársticas. A experiência já acumulada nesse tema indica que a escolha das medidas de engenharia que possam ser adotadas dependem radicalmente para seu sucesso da qualidade do modelo geológico que deve ser elaborado para cada caso em particular. O trabalho expõe diversos aspectos do fenômeno e registra a experiência do autor no estudo e tratamento de problemas cársticos na região de Cajamar, município da Região Metropolitana de São Paulo.

### Abstract

Taking account, the growth of the physical occupation of the country, the Brazilian engineering needs to be alert and prepared to face the increased of geological and geotechnical risks posed by karstical limestone features. The experience already accumulated shows that the choice of engineering providences that can be adopted depend radically for its success of the quality of the geological model that should be developed for each particular case. The article presents various aspects of the phenomenon and records the author's experience in the study and treatment of karstic problems in the region of Cajamar, county of São Paulo Metropolitan Region, BR.

Palavras-chave: calcário, risco, carste, abatimento, dolina, karst, subsidence, sinkhole

### → Circunscrição do problema

Com o progressivo crescimento das cidades e da ocupação física do território brasileiro por atividades próprias da agricultura, da mineração e da infraestrutura civil, e consideradas as numerosas expressões calcárias de nossas formações geológicas, tem-se multiplicado os problemas e os riscos associados à presença de estruturas e fenômenos cársticos.

Bastante exigida nos EUA, países europeus e asiáticos, a Geotecnia Cárstica constitui, no entanto, uma área técnica ainda incipiente para a Geologia de Engenharia e a Engenharia Geotécnica brasileiras, pelo que se torna imperativa e fundamental uma maior troca de experiências profissionais com o problema, como também uma atenção especial a estudos e pesquisas que se aprofundem na compreensão dos fenômenos cársticos e nas soluções de engenharia mais adequadas para enfrentá-los.

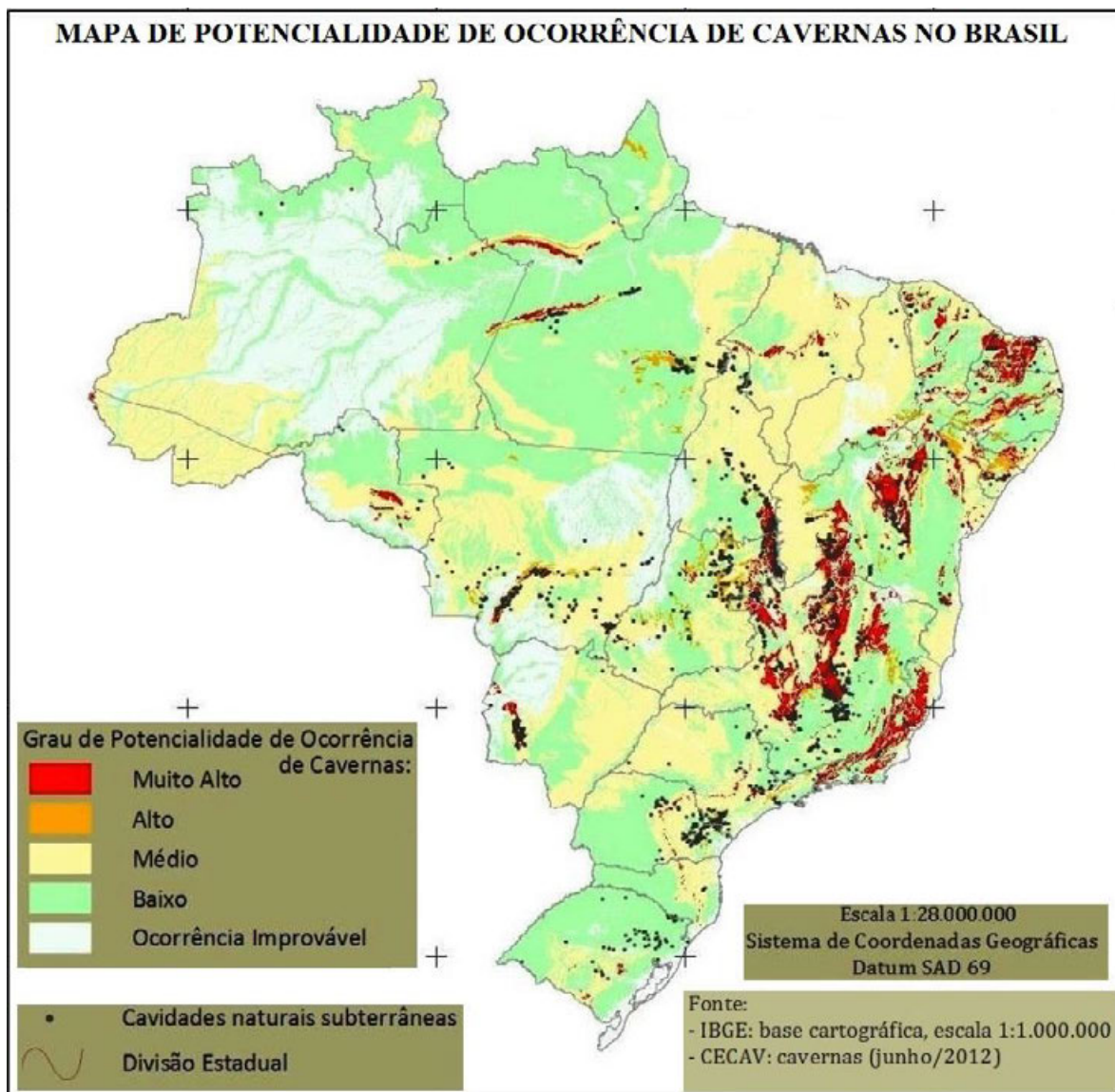
Esse é o exato objetivo desse artigo, colaborar para trazer o tema para a pauta da Geotecnia brasileira e dar conhecimento mais amplo sobre trabalhos que o autor vem conduzindo, com destaque ao município de Cajamar no Estado de São Paulo, e às conclusões geológicas e soluções de engenharia que, a propósito, tem sido desenvolvidas.

- Rápido histórico de problemas geotécnicos associados a fenômenos cársticos no Brasil

Com diferentes consistências em sua descrição foram já relatados os seguintes casos de subsidências ou fenômenos cársticos no país: Mairinque - SP, Cajamar - SP, Sete Lagoas - MG, Almirante Tamandaré PR, Bocaiúva do Sul - PR, Colombo - PR, Vazante - MG, Teresina - PI, Lapão - BA, Vespasiano - Confins - MG, Jaíba - MG, Irecê - BA, Vale do Ribeira - SP. Muitos outros eventos similares por certo já aconteceram por todo o país, mas que, por motivos vários, não

obtiveram repercussão de mídia e/ou devida atenção de especialistas para sua análise e registro técnico.

Cajamar e Mairinque estão situadas em rochas calcárias do Grupo São Roque, Sete Lagoas e Vazante em calcários do Grupo Bambuí, Lapão em calcários do Grupo Una, as cidades paraenses em calcários do Grupo Açungui. As subsidências verificadas em Teresina estão associadas a lentes calcárias pertencentes à Bacia Sedimentar do Parnaíba.



*Não há um mapeamento de corpos calcários no Brasil. Cabe como referência razoável dessas ocorrências o Mapa de Potencialidades de Ocorrência de Cavernas acima reproduzido.*



Fig 1 - O famoso Buraco de Cajamar, colapso ocorrido em agosto de 1986 no bairro de Lavrinhas. Foto arquivo IPT

## → Análise e diagnóstico do fenômeno

- Os diferentes processos de carstificação

As feições de dissolução cárstica podem ter origem hipogênica, quando as dissoluções são promovidas por águas interiores hidrotermais ácidas ascendentes, ou epigênica, quando as dissoluções são promovidas por águas meteóricas ácidas que se dirigem para um determinado nível hidrológico de base regional. Não são raros carstes de origem hipogênica retrabalhados por processos epigênicos.

As rochas calcárias são rochas carbonáticas, em que predominam os carbonatos de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) e magnésio ( $\text{MgCO}_3$ ), que as compõem em diferentes proporções, formando então os calcários calcíferos (mais ricos em carbonato de cálcio) e os calcários dolomíticos (mais ricos em carbonato de magnésio). No âmbito dos processos epigênicos as águas de chuva ( $\text{H}_2\text{O}$ ) interagem com o gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ) do ar produzindo um ácido fraco, o ácido carbônico ( $\text{H}_2\text{CO}_3$ ). Essas águas assim levemente acidificadas, ao encontrar um maciço calcário fraturado, penetram por essas descontinuidades e vão lentamente, através do tempo geológico, dissolvendo a rocha e produzindo vazios que podem evoluir para grandes fendas, cavernas e canais por onde fluem as águas interiores. A maior parte das famosas e belas cavernas brasileiras, com suas estalactites e estalagmites, são feições originadas desse fenômeno de dissolução de rochas calcárias.

- Os problemas geotécnicos e ambientais próprios de terrenos cársticos

O principal fenômeno cárstico de interesse da engenharia é o abatimento, brusco ou lento, de terrenos. Esses abatimentos, que podem destruir por completo edificações de superfície, colocando em risco patrimônios e vidas humanas, podem ser decorrentes do colapso de um teto de caverna, de contínua migração do solo de cobertura para o interior de vazios na interface solo/rocha ou na própria rocha calcária.

Tão mais prováveis serão os abatimentos quanto mais próximos da superfície estejam os vazios do maciço rochoso ou os vazios da zona de interface solo/rocha e do próprio horizonte de solos sobreposto à rocha sã.

Em boa parte do território brasileiro, por decorrência de seu clima tropical úmido, as rochas calcárias cársticas estão cobertas por uma camada de solos de espessura variada, são os chamados carstes cobertos, o que torna muito comum o abatimento decorrente de vazios

residuais na camada de solos ou vazios resultantes da migração de solo para o interior de vazios subterrâneos. Carstes exumados, ou seja, calcários cársticos em superfície ou muito próximos à superfície, são mais comuns em climas áridos, onde as condições ambientais inibem a ação do intemperismo químico produtor de solos.

Um outro grande risco advindo da ocupação de terrenos cársticos está relacionado à construção de reservatórios de água (barragens para produção de energia ou abastecimento). As águas do reservatório podem migrar em grande vazão para os vazios da rocha calcária, não só impedindo o completo enchimento do lago, como provocando variações de nível, fluxo e pressões no lençol subterrâneo, o que, de sua parte, coloca em risco a própria obra da barragem, como também outras edificações próximas.

Do ponto de vista ambiental os terrenos cársticos, pela possibilidade de franca e rápida comunicação entre águas superficiais e águas subterrâneas, obrigam um redobrado cuidado para que se evite a contaminação do lençol freático. Nessas condições deverá ser severamente evitada em regiões cársticas a instalação de empreendimentos geradores de riscos de contaminação do solo e da água subterrânea, como indústrias utilizadoras ou produtoras de produtos químicos perigosos, disposição precária de lixo ou resíduos contaminantes no meio rural e urbano, cemitérios, depósitos vários de substâncias contaminantes, etc.

- O importantíssimo fator hidrogeológico na evolução dos fenômenos cársticos

Quase sempre a aceleração de um processo de afundamento de terreno em regiões cársticas está associada a rebaixamentos do lençol de água subterrâneo, ou como consequência de um longo período de estiagem pluviométrica ou como decorrência direta de algum tipo de interferência humana, especialmente uma excessiva exploração de água subterrânea através de poços profundos. O rebaixamento do lençol freático implica na quebra do equilíbrio hidrostático subterrâneo e no direcionamento de redes de fluxo para o interior das cavidades com decorrente carreamento de solos.

- A importância da modelagem geológica

Ainda que os diferentes terrenos cársticos tenham elementos estruturais e fenomenológicos em comum, a experiência prática nacional e internacional tem mostrado ser essencial a elaboração de um exato modelo geológico específico para cada caso com que os empreendimentos humanos se defrontem. Será esse modelo geológico - no qual devem ser destacadas em importância a distribuição espacial das diversas feições de interesse, os elementos fenomenológicos implicados em possíveis subsidências e a dinâmica hidrogeológica natural e induzida - que orientará as decisões de engenharia a serem tomadas. Sem a referência de um modelo geológico fatalmente essas decisões ficarão sujeitas a uma considerável margem de insegurança, portanto incorporando sérios riscos construtivos e operacionais para o pretendido empreendimento.

- Terrenos calcários, áreas de risco potencial para a engenharia e o meio ambiente

Depreende-se que os terrenos calcários, pela possibilidade de apresentar feições cársticas, devem ser entendidos como típicas áreas de risco para o meio ambiente e para a ocupação humana por obras de engenharia: cidades, barragens, termoelétricas, instalações industriais, estradas, dutos, linhas de transmissão, etc., sugerindo, portanto, cuidadosa investigação anterior a qualquer decisão de engenharia. De tal forma que, detectadas e estudadas as feições cársticas, ou o empreendimento humano em questão possa ser deslocado para situações geologicamente mais seguras ou, impedido ou desaconselhado esse deslocamento, possa-se adotar as medidas necessárias para que acidentes e futuros problemas venham a ser evitados.

- A caracterização geológica dos terrenos cársticos

No Brasil são abundantes os terrenos calcários, e nesses terrenos não são raras as feições cársticas. A identificação dessas feições, pelo levantamento do histórico regional e por exame superficial dos terrenos, é um procedimento fácil e corriqueiro para a geologia. Como também são conhecidas e eficientes as técnicas geológicas diretas (sondagens mecânicas) e indiretas (sondagens geofísicas elétricas) para o mapeamento das condições subterrâneas dos



horizontes de solos superiores e dos maciços calcários, identificando a existência ou não de vazios, sua distribuição, seu comportamento hidrogeológico, etc. No entanto, falta ainda que esses procedimentos sejam definitivamente incorporados como uma providência normal e rotineira aos estudos preliminares de obras de engenharia em terrenos calcários, como também aos planos de gestão urbana (Planos Diretores, Cartas Geotécnicas) de cidades já instaladas sobre esse tipo de terreno. De modo que, nesse último caso, esses planos de gestão incorporem, por sua vez, ações de monitoramento permanente e de cuidados preventivos (por exemplo, a proibição da exploração da água subterrânea, ou ao menos sua exploração em condições controladas e limitadas), assim como planos contingenciais de Defesa Civil.

## → Formulação de soluções

- **Decisões mais comuns frente à constatação de feições cársticas no terreno de interesse**

Como já referido, uma vez constatadas feições cársticas que determinem risco para o empreendimento a ser implantado, a primeira opção que se apresenta é o deslocamento desse empreendimento para área geológica segura, o que em algumas situações poderá ser viabilizado com simples reposicionamento espacial do empreendimento dentro da própria gleba a ser ocupada. Uma vez essa decisão não sendo possível, cabem duas decisões alternativas subsequentes: a escolha do tipo de fundação mais apropriado (no caso de edificações) e a determinação de se tratar ou não as cavidades subterrâneas. Quanto às fundações, esse tema será considerado em maior detalhe mais adiante nesse trabalho. Quanto a um possível tratamento dos vazios, a medida mais comumente cogitada é a injeção de calda de cimento, com o que se procuraria obturar os vazios subterrâneos envolvidos na evolução do fenômeno de subsidência. A experiência tem mostrado que esse tipo de tratamento deve exigir, para sua adoção e cálculo, um perfeito conhecimento do modelo geológico com que se está lidando. Quando os vazios são extensos e encontram-se no próprio maciço calcário rochoso inferior ao horizonte de solo os volumes injetados tendem a ser enormes e com resultados difíceis de serem avaliados. O melhor resultado que se pode esperar das injeções de calda de cimento está na obturação de vazios quando esses estão circunscritos à interface solo/rocha. Note-se que o objetivo das injeções não está em uma pretensa consolidação geotécnica dos horizontes subterrâneos carstificados, mas em impedir a continuidade dos processos de carreamento de solos para o interior de vazios e no decorrente impedimento que esses vazios migrem em direção à superfície do terreno ou estruturas de fundação.

Obviamente, em dependência do grau de extensão da carstificação presente, resta a alternativa última de se alterar o layout de ocupação da gleba considerada ou até de se cancelar a ocupação do local por empreendimentos de engenharia.

## Estudo de caso: Cajamar – SP. Revisão do modelo geológico e soluções de engenharia adotadas

A região de Cajamar, município pertencente à Região Metropolitana de São Paulo, apresenta feições próprias de um típico carste coberto, com a rocha calcária sã sobreposta por um pacote de solos de alteração de ordem de dezenas de metros de espessura. São já razoavelmente conhecidos da engenharia paulista os problemas geológico-geotécnicos advindos das feições cársticas presentes no município.

Com vários eventos já registrados, por certo os dois casos mais emblemáticos dessa tipologia de problemas foram o famoso Buraco de Cajamar, afundamento de grande expressão ocorrido em 1986 no bairro de Lavrinhas dessa cidade, e o comprometimento

das fundações da moderna fábrica da empresa de cosméticos Natura, no ano de 1999, situada ao Km 29 da Rodovia Anhanguera.

Note-se que tem sido crescentemente comuns na região casos de impossibilidade de enchimento de estacas hélice contínuas por total fuga do concreto de enchimento para o interior de feições cársticas situadas à base do furo.



Fig 2 -.Moderna fábrica da Natura contígua à Via Anhanguera, bairro de Polvilho em Cajamar – SP, afetada por fenômenos cársticos. Notar a associação com o vale do rio Juqueri. Foto Natura.

### O modelo geológico originalmente adotado para Cajamar

A partir dos estudos realizados pelo IPT a propósito do Buraco de Cajamar adotou-se generalizadamente a hipótese pela qual os vazios originadores dos fenômenos de abatimento situavam-se no interior do maciço rochoso calcário são. Em determinadas circunstâncias haveria a migração de solos para esses vazios, o que os reproduziria na base da camada de solos. Esses vazios assim formados no próprio pacote de solos sobreposto à rocha são poderiam com o tempo migrar em direção à superfície e propiciar um colapso da capa superior de solos.

A adoção desse modelo geológico clássico (vide fig. 3) deu-se em um momento em que a experiência brasileira no trato dessa questão era praticamente nula, tendo a equipe do IPT que trabalhava no caso sido assessorada por dois geólogos do USGS – United States Geological Survey, especialmente convidados para tanto. Esses excepcionais consultores naturalmente aportaram à análise sua experiência em abatimentos cársticos ocorridos no território norte-americano. Dessa forma, foi assumido na ocasião que o grande abatimento cárstico ocorrido teria sido fruto da geração de vazios no pacote superior de solos por uma contínua migração de solos para o interior de cavidades existentes no interior do maciço rochoso sotoposto. O modelo geológico referido está descrito em meu livro “Geologia de Engenharia: Conceitos, Método e Prática” – 2ª edição, no Caso de Aplicação nº 7.

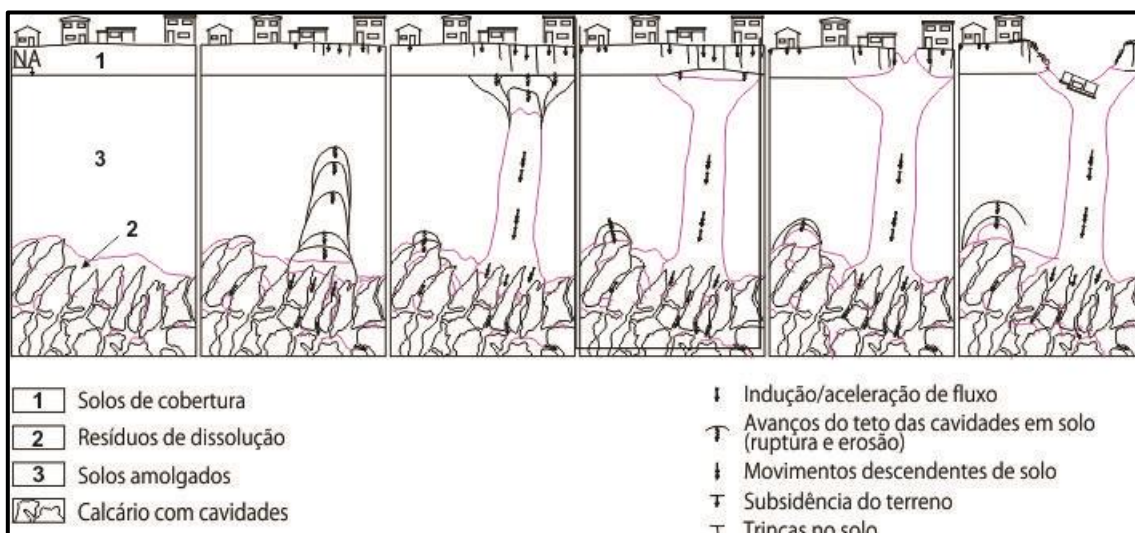


Fig 3 - O modelo originalmente proposto pelo IPT, indicando um processo de migração de solo para os vazios em rocha e a migração do vazio formado em direção à superfície

Como decorrência desse modelo, na prática não se recomendaria o tratamento dos vazios cársticos por injeção de calda de cimento (ou produtos similares), pois que quando essa rede de vazios situa-se no interior do maciço rochoso os volumes injetados são normalmente absurdamente grandes e com resultados imponderáveis.

### Um novo modelo geológico impunha-se como necessário

Os novos estudos que tenho levado a efeito na região de Cajamar, com a realização de inúmeras sondagens diretas e indiretas em apoio a investigações geológico-geotécnicas para a instalação de grandes empreendimentos, um melhor conhecimento das peculiaridades fisiográficas do município e municípios vizinhos, entrevistas sobre eventuais problemas de abatimentos de terrenos e um melhor entendimento dos processos geológicos pretéritos de metamorfose das rochas regionais, conduziram-me a questionar a validade do modelo até então proposto levando-me a construir um novo modelo geológico para as feições cársticas da região e fenomenologia associada.

Em resumo, o principal ponto de partida para a concepção do novo modelo geológico foi a constatação que o maciço calcário propriamente dito da região estudada decididamente não é generalizadamente cárstico, ou seja, não apresenta comuns feições cársticas em seu interior e nem registros clássicos dessas feições em sua superfície, condição que contradiz em essência o modelo geológico inicial.

Geologicamente a região de Cajamar é formada por um pacote de rochas metamórficas do Grupo São Roque, Proterozóico Superior, idades entre 600 milhões a 1 bilhão de anos. Nesse pacote predominam, em sequência estratigráfica da base para o topo, micaxistos, filitos, metacalcários e metadolomitos e metarenitos. Não são raras as intercalações de quartzitos e metanfíbolitos no interior dos xistos e dos filitos.

Importante ter em conta que esse pacote de rochas (originalmente sedimentares formadas em ambientes marinhos de águas rasas) está intensamente dobrado, pelo que, a depender da relação entre a geometria dessas dobras e a superfície atual do terreno, essas diferentes litologias podem ocorrer lado a lado, como, por exemplo, em uma situação espacial em que o ápice de uma dobra é interceptado pela atual superfície do terreno.

### Principais constatações que conduziram à concepção de um novo modelo

- Não há na região de Cajamar evidências clássicas de relevo (dolinas, furnas...) que denotem fenômenos cársticos pretéritos ou recentes na região. Ou seja, não há respostas

em superfície, ao menos nítidas e clássicas, a esse tipo de fenômeno. Donde, até hoje, ter sido praticamente impossível se trabalhar com mapeamentos de risco preventivos na região com base na identificação dessas feições;

- O conhecimento maior da região e entrevistas com antigos moradores indicam que não há também na região outras evidências específicas clássicas como cavernas, sumidouros, lapas, etc;
- Na totalidade de pedreiras de calcário ativas e abandonadas não há evidências generosas de feições cársticas no interior do maciço calcário são (vide foto); via de regra os maciços são compactos e consistentes;
- Nos furos de sondagem a percussão que encontram vazios ou trechos de quase nula resistência à penetração, sistematicamente essas feições situam-se imediatamente acima de topo rochoso do maciço calcário são, no interior da interface solo/rocha, condição em que é comum acontecer total perda da água usada na execução da sondagem;
- São comuns na região casos de total fuga do concreto utilizado no preenchimento de estacas hélice contínuas. Essas fugas acontecem quando a parte inferior do cilindro escavado está no interior ou muito próxima da zona de interface solo/rocha;
- Os pacotes de solos superficiais e solos de alteração superiores ao maciço são atingem normalmente espessuras que vão de 20 a 80 metros;
- É de extrema irregularidade a superfície de contato solo-rocha, podendo comportar desníveis entre pontos próximos na ordem de algumas dezenas de metros. Vide croqui;
- Do ponto de vista do relevo, a maior probabilidade de se encontrar essas feições cársticas está em zonas baixas e faixas ao longo de fundos de vales que, em superfície, podem ou não conter cursos de água em seu talvegue;
- Nos furos de sondagem rotativa que se aprofundam na rocha são raros ou de pequeno porte os vazios encontrados, sempre mais relacionados à intensidade de fraturamento e a fraturas abertas na zona superior do maciço do que a fenômenos extensivos de dissolução;
- As injeções de calda de cimento executadas mostram que sistematicamente o trecho em rocha são toma volumes muito pequenos de calda, mesmo em traços de alta diluição e pressões elevadas;
- As sondagens elétricas (eletro-resistividade) não estão se mostrando resolutivas para a identificação de potenciais vazios em profundidades inferiores a 70m;
- Não se tem conhecimento de afundamentos naturais em terrenos intocados pelo homem. Todos os afundamentos ou acomodações de terreno registrados até hoje foram associados a algum tipo de ocupação do terreno e à extração de água subterrânea por poços profundos em pontos próximos, concomitantemente, ou não, a longos períodos de estiagem pluviométrica;
- As exposições proporcionadas por obras de terraplenagem nas áreas baixas e vales onde se concentram feições de vazios cársticos em profundidade mostram os estratos metamórficos com alta inclinação e direção aproximadamente L - W e L - SW, coincidente com as direções estruturais regionais e com o posicionamento dos alongados corpos calcários da região (vide Fig. 6);

- As sondagens realizadas nessas áreas baixas mostram que, independentemente das litologias (xistos, filitos, metarenitos...) presentes em superfície, sistematicamente encontra-se a rocha calcária sã imediatamente abaixo do pacote de solos de alteração. As sondagens rotativas que penetram esse substrato de rocha calcária sã chegaram a perfurá-lo até profundidades de algumas dezenas de metros, não atingindo seu limite inferior;
- De todos os furos de sondagem que se aprofundaram na rocha, e foram muitos, não houve uma evidência sequer de solo migrado para fendas abertas na rocha calcária;
- Sondagens e exposições por terraplenagem mostram uma zona argilosa com espessura média em torno de 6 metros na interface pacote de solos/rocha calcária sã. Essa zona de interface é caracterizada por feições brechóides onde se destaca, além da matriz francamente argilosa, núcleos alterados de diferentes litologias, feições de microdobramentos e cisalhamentos e bolsões de um material escuro, siltoso, extremamente fofo, pulverulento e friável, que desde as investigações no famoso Buraco de Cajamar passamos a apelidar de "pó de café" (vide Figs 9 e 10). Ensaio petrográfico e mineralógicos indicaram que esse pó de café constitui o resíduo margo-siltoso resultantes da dissolução de antigos blocos calcários;
- Sistematicamente as sondagens que se aprofundam até a interface solo/rocha encontram um Nível d'água superior, a alguns metros de profundidade. Esse lençol superior é sustentado pela camada argilosa impermeável brechóide da interface solo/rocha. Em sondagens que atravessassem esse estrato argiloso há normalmente total perda de águas de circulação, ou para vazios aí existentes, ou, em maior profundidade, para um lençol inferior provavelmente associado às fraturas da rocha calcária sã;

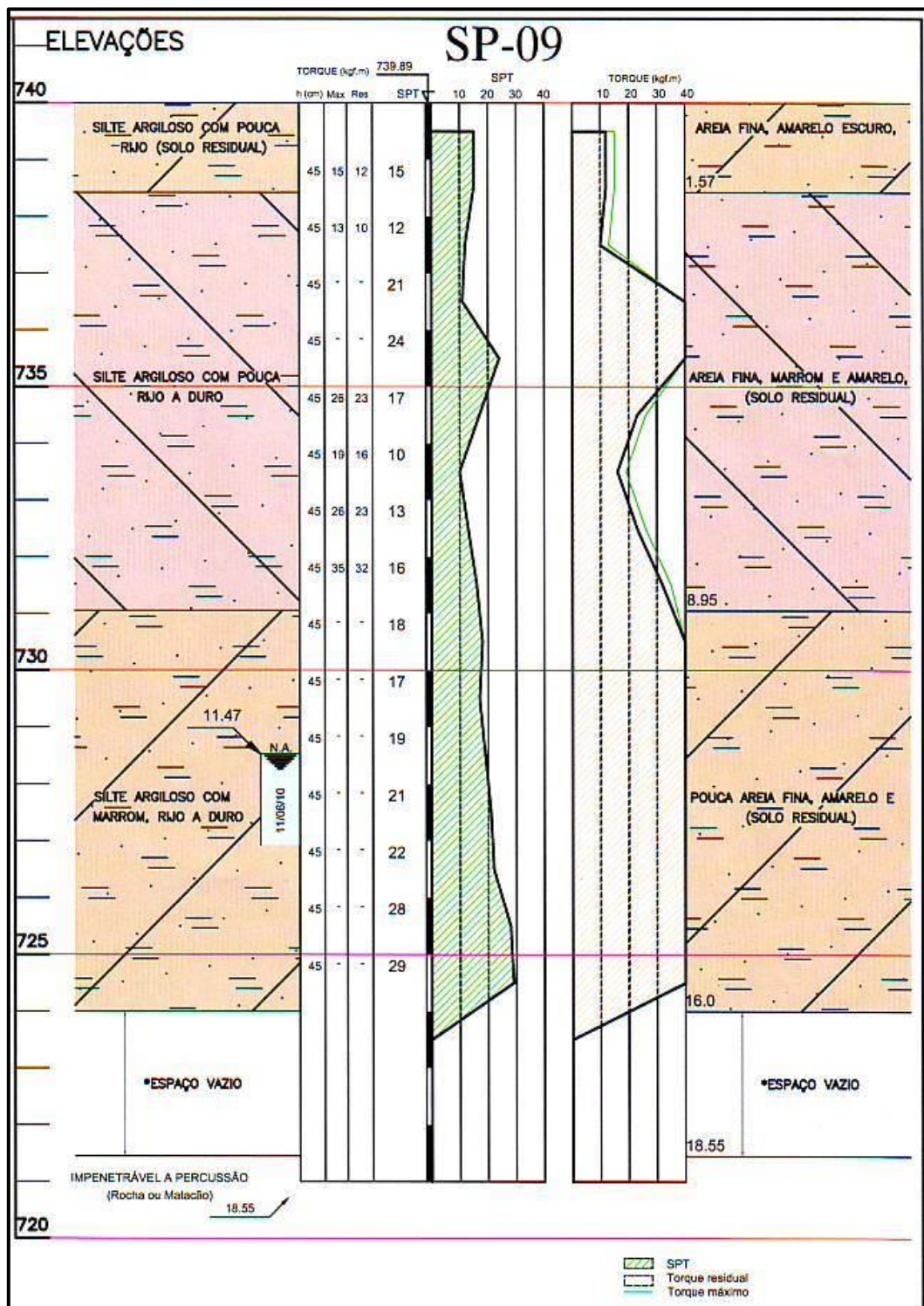


Fig 4 - Perfil típico de sondagem a percussão em terrenos cársticos da região de Cajamar. Imediatamente acima do topo rochoso aparecem bolsões totalmente vazios ou preenchidos de solo muito mole.



*Fig 5 - Frentes típicas de pedreiras de calcário no município de Cajamar - SP, mostrando o maciço compacto, sem a presença de figuras clássicas de dissolução. Foto ARSantos.*



*Fig 6 - Notar a orientação praticamente vertical dos diversos estratos xistosos metamorfozados. A rocha calcária se encontra-se em média de 30 - 80 metros de profundidade a partir desse nível. Foto ARSantos*



Fig 7 - Testemunhos de sondagem rotativa mostrando fraturas abertas com sinais de dissolução na zona superior do maciço calcário são. Foto ARSantos.

### O novo modelo geológico

A consideração e a integração de todo esse conjunto de informações e observações levaram à construção de um novo modelo geológico, o qual apóia-se na hipótese de um comportamento físico diferenciado dos diferentes estratos sedimentares originais frente aos esforços metamorfizantes de compressão ocorridos no Proterozóico Superior. O banco calcário, sotoposto a camadas sedimentares de argilas, siltes e areias, constituindo uma camada rochosa mais espessa e mais competente (rígida), teria oferecido uma maior resistência a esses esforços de compressão, com conseqüente predomínio de fraturamentos sobre dobramentos (vide Fig. 8).

Se isso é verdade, especialmente na conformação dos anticlinais a base dos estratos superiores por certo teria sido "arrastada" sobre a camada calcária fraturada durante os esforços de compressão/dobramento, em um processo semelhante a um *nappe de charriage* (superfície de arrastamento). Esse fenômeno explicaria a situação geológica singularmente heterogênea e irregular, de caráter brechóide, da zona de interface entre o solo saprolítico resultante da alteração dos estratos metamórficos superiores e a rocha sã metacalcária.

É justamente nessa zona brechóide de interface que têm origem e se situam as feições cársticas (bolsões de vazios preenchidos ou não por solos muito moles) geotecnicaamente preocupantes para a construção civil. Como essa interface nunca deva ter estado acima ou próxima a um nível hidrológico de base, condição necessária para a atuação de processos epigênicos de dissolução calcária, outros processos, inclusive hipogênicos, devem explicar os fenômenos dissolutivos que aí se verificaram.

Como já foi referido, os furos de sondagem rotativa que se aprofundam na rocha sã mostram um maciço bastante fraturado, mas praticamente isento de figuras expressivas de dissolução, fato corroborado pela verificação que nas injeções de calda de cimento executadas o trecho em rocha calcária sã toma volumes muito pequenos ou praticamente nenhum volume de calda, mesmo em traços de alta diluição e pressões mais elevadas. Vide fig. 17.

Vários ensaios laboratoriais foram realizados para auxiliar o entendimento dos processos físicos e físico-químicos que tenham proporcionado esse quadro de dissoluções de núcleos calcários na



interface solo/rocha, mas os resultados são ainda inconclusivos, e exigirão um aprofundamento maior de estudos para se estabelecer ao menos uma hipótese confiável.

Os calcários na região são naturalmente margosos e/ou quartzozos. Assim, de sua dissolução química restam esses resíduos de "impurezas" que chegam a preencher parcialmente ou totalmente, em menor condição de densidade, os bolsões calcários então dissolvidos. Essa seria a origem do já referido "pó de café", um resíduo siltoso de um bolsão calcário dissolvido. Isso justificaria o fato desse "pó de café" constituir-se em um verdadeiro "marcador" para áreas dessa interface que devam significar maiores preocupações geotécnicas.

### Expressão geomorfológica das zonas carstificadas em superfície

Como já foi afirmado, as áreas de maior probabilidade de ocorrência de feições cársticas em sub-superfície coincidem com fundos de vale e zonas baixas aluvionares.

Essa correspondência geomorfológica, que tem sido importantíssima por possibilitar a compartimentação geotécnica das glebas estudadas em zonas de maior ou menor risco, e assim permitir uma melhor orientação e programação das investigações, por certo se explicam pelo fato dos vales atuais em sua maior parte coincidirem com anticlinais de grandes dobras metamórficas, situação em que, como se sabe (Geomorfologia Estrutural), há o aparecimento de fraturas apicais de descompressão que potencializam a ação dos processos intempéricos e erosivos, fazendo com que, paradoxalmente, um parte alta de uma dobra venha a geomorfologicamente corresponder a um vale (vide Figs 8, 11, 12, 13, 14 e 15).

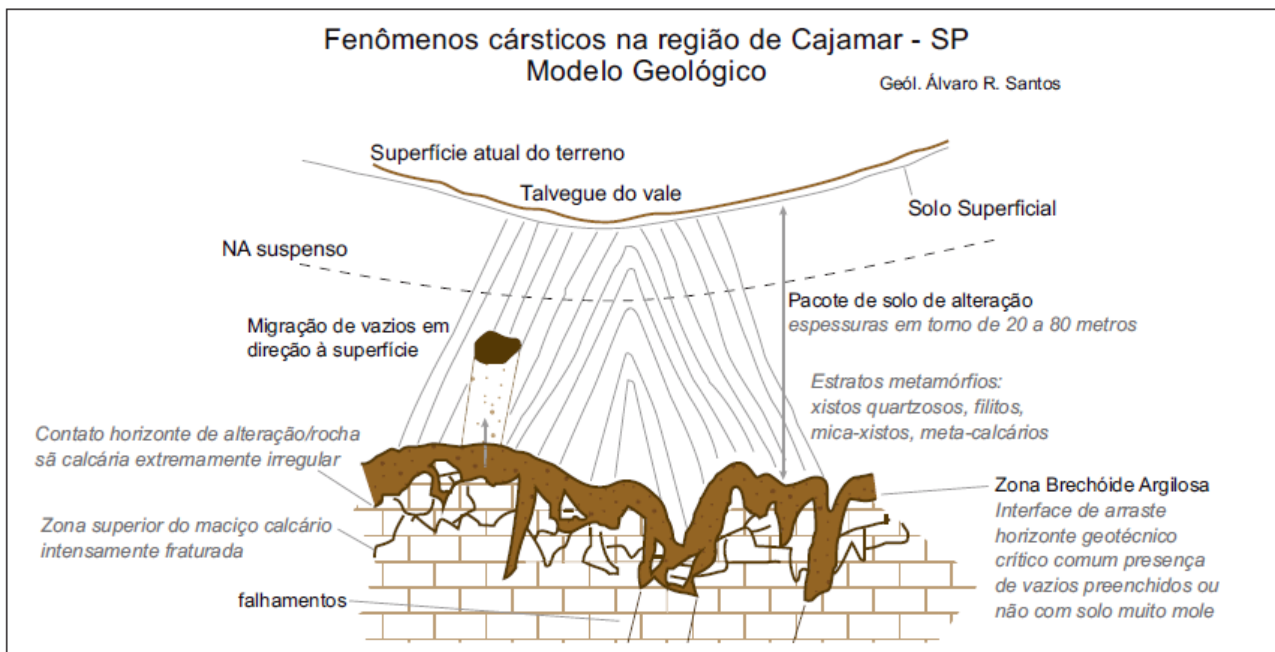


Fig 8 – Croqui do novo modelo geológico para os fenômenos cársticos da região de Cajamar -SP

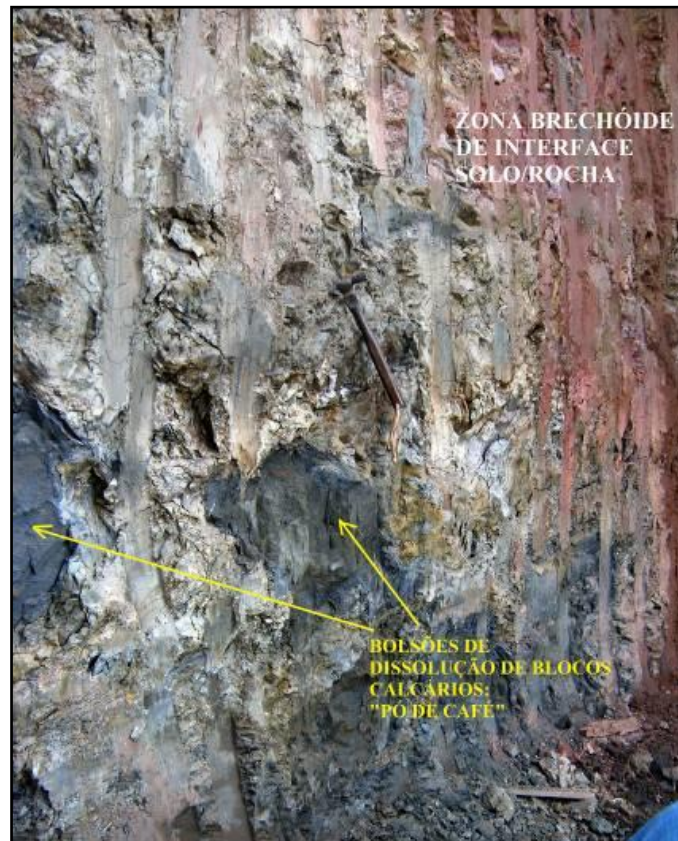


Fig 9 - Terraplenagem que expôs porção da zona brechóide da interface solo/rocha permitindo sua investigação detalhada. Notar convivência espacial de materiais argilosos claros e avermelhados e bolsões com material pulverulento ("pó de café") originário da dissolução de núcleos calcários. Foto ARSantos.



Fig 10 - Detalhe da zona de interface solo/rocha brechóide argilosa e cárstica. Foto ARSantos.

### Os 3 eixos estruturais já definidos

O estabelecimento dessa correspondência geomorfológica, os dados históricos de ocorrências cársticas na região, os dados colhidos de campo e o entendimento geológico do fenômeno promovido pela construção do novo modelo geológico apresentado nesse trabalho permitiram traçar 3 alinhamentos cársticos, coincidentes com eixos estruturais regionais, em que a

probabilidade de ocorrência de feições cársticas é comprovadamente maior. São os eixos Lavrinhas, Copase e Polvilho-Natura. Certamente a continuidade de trabalhos na região virá a revelar outros alinhamentos cársticos na região. Vide Fig 11.

### O fator hidrogeológico potencializador dos abatimentos

Em conclusão, os problemas cársticos da região de Cajamar têm origem exclusivamente na zona brechóide argilosa de interface entre o pacote de solos de alteração e o substrato calcário são. Segundo esse modelo, os colapsos têm sua maior possibilidade de acontecer quando esses bolsões vazios ou preenchidos com solos muito moles encontram-se mais próximos à superfície do terreno, como consequência de sua própria evolução natural ou por intervenções de terraplenagens.

A associação dos abatimentos à exploração de poços profundos indica que esses processos acontecem, ou são diretamente potencializados, quando há a comunicação hidráulica entre o lençol d'água superior, sustentado pela zona brechóide argilosa, com vazios internos a essa zona ou diretamente com o lençol d'água inferior, controlados pelas fraturas da rocha sã. Por decorrência dessas intercomunicações hidráulicas haveria a aceleração do carreamento do solo superior para o interior dos vazios, como também o aumento relativo do peso de horizontes superiores sobre vazios interiores. Obviamente, quando esses vazios aproximam-se da superfície do terreno abre-se a probabilidade maior para o colapso do horizonte superior e os decorrentes abatimentos em superfície.

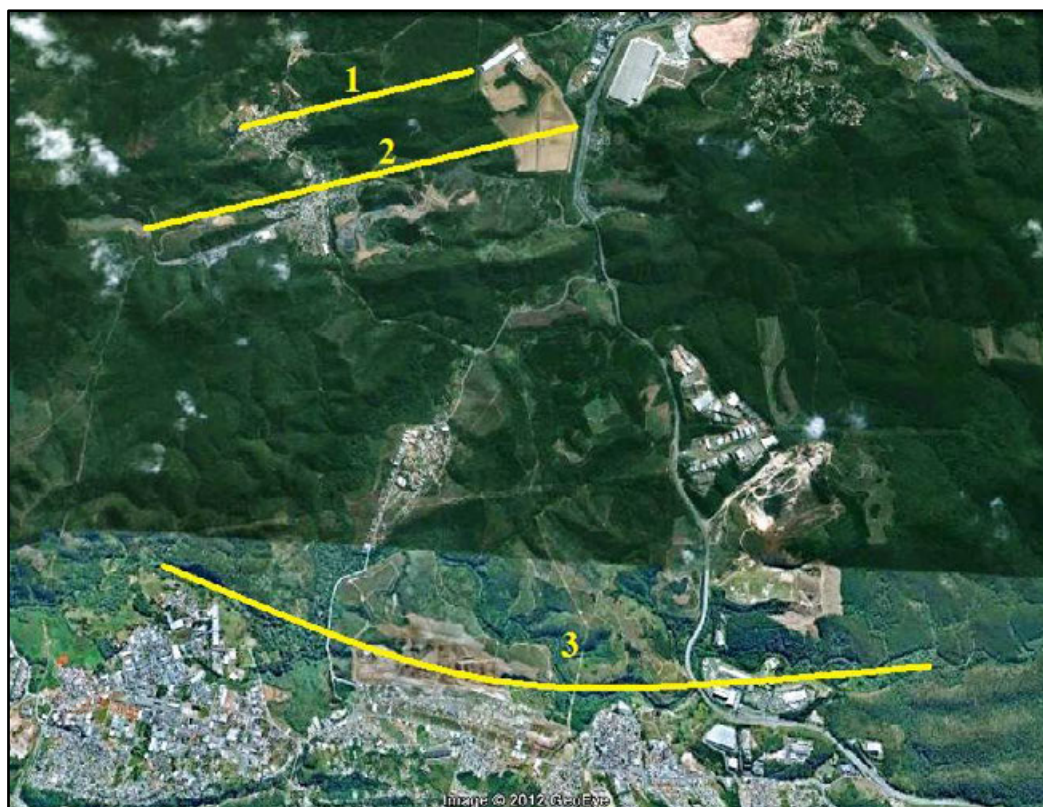


Fig 11 - Imagem aérea Google do município de Cajamar mostrando os três alinhamentos cársticos já com segurança definidos. 1 - Alinhamento Lavrinhas; 2 - Alinhamento Copase; 3 - Alinhamento Polvilho-Natura. Desenho ARSantos sobre Imagem Google.



*Fig 12 - Extensa faixa de concentração de vazios cársticos expressa geomorfologicamente pela zona de fundo de vale (alinhamento 3 - Polvilho - Natura) ocupada por grande empreendimento imobiliário. Desenho ARSantos sobre imagem aérea.*



*Fig 13 - Grande empreendimento imobiliário que teve uma segunda fase avançando sobre a faixa do vale aí presente, coincidente com o alinhamento cárstico Polvilho - Natura, apresentou grande concentração de vazios na interface solo/rocha, o que veio a demandar extensivo tratamento geotécnico por injeções de calda de cimento e adoção de estacas hélice contínuas como sistema de fundação. Foto ARSantos.*



Fig 14 - Empreendimento imobiliário em que a prospecção geológica detectou faixa de concentração de vazios cársticos (linhas amarelas), coincidente com o alinhamento cárstico Lavrinhas. Foto ARSantos

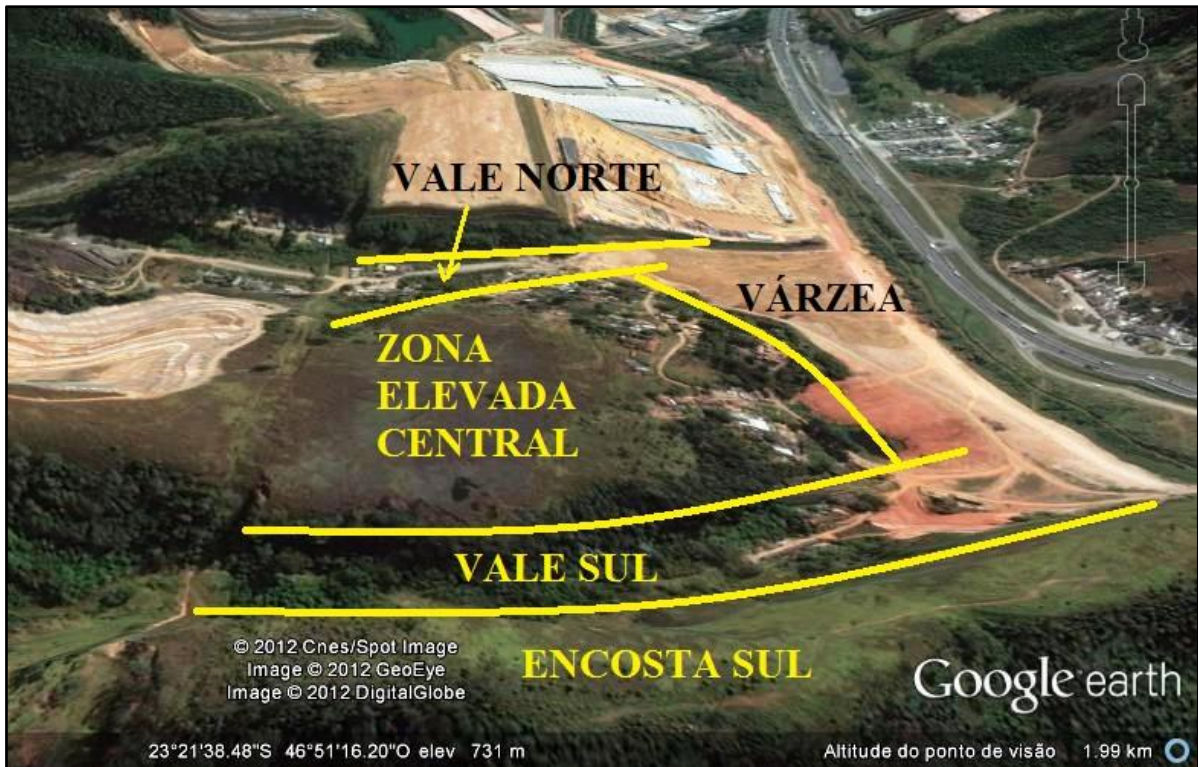


Fig 15 - Gleba a ser ocupada por futuro grande empreendimento logístico cuja setorização geomorfológica inicial orientou as investigações e confirmou a maior concentração de vazios cársticos nas zonas baixas do Vale Norte, do Vale Sul e da Várzea.



*Fig 16 – Empreendimento imobiliário ocupando gleba com concentração de vazios cársticos. As condições geológicas levaram à opção por estacas metálicas cravadas e tratamento dos vazios cársticos com injeção de calda de cimento. Foto ARSantos*

### Decorrências técnicas do novo modelo geológico

Do modelo geológico proposto há quatro decorrências de enorme importância técnica e prática:

- 1) Como as feições cársticas estão associadas a anticlinais ou sinclinais de dobras, que comumente traduzem-se no relevo atual por fundos de vale e áreas baixas, fica possível, através de uma boa caracterização geológica e geomorfológica da região, concluir-se sobre as áreas de maior ou menor probabilidade de ocorrência de feições cársticas. Esse fato permitirá a produção de Cartas Geotécnicas especificamente dirigidas ao risco de abatimentos cársticos, o que, por sua vez, possibilitará aos empreendedores públicos e privados melhor decidir sobre a localização de seus empreendimentos ou providenciar os serviços de investigação e adequado tratamento geotécnico que se mostrem porventura necessários. Ou seja, as áreas baixas e fundos de vale na região devem em uma primeira instância a inspirar cuidados especiais para a instalação de empreendimentos civis. Sua ocupação somente deverá ser liberada a partir de uma profunda investigação geológica, e, no caso de apresentar vazios cársticos de expressão, após devidamente equacionadas as questões relacionadas ao tipo de fundação mais adequado e à necessidade ou não de tratamento por injeções de calda de cimento;
- 2) Pelo fato dos vazios apresentarem-se a profundidades relativamente baixas (algumas dezenas de metros) e circunscritos à zona de interface solo/rocha a injeção de calda de cimento (ou material similar) coloca-se como um expediente indicado e confiável para a estabilização geotécnica de terrenos a serem ocupados por algum empreendimento. O que não aconteceria se esses vazios estivessem conectando-se com uma rede de vazios cársticos internos ao maciço rochoso, quando então, pelos grandes volumes de calda de cimento que seriam consumidos na injeção e pela grande extensão e erraticidade da rede de vazios

do maciço, ficaria praticamente impossível ter-se o devido controle dos resultados do tratamento executado.

Importantíssimo observar que a injeção de calda de cimento tem como objetivo essencial a obturação de vazios visando a interrupção do processo de sua evolução e migração em direção à superfície do terreno ou para os entornos de um elemento de fundação; não se tratando, pois, de um expediente de consolidação geotécnica clássica da zona de interface solo/rocha.

- 3) O modelo geológico proporciona ainda, conhecidos alguns parâmetros da extensão de suas feições no terreno em questão, a escolha do tipo de fundação mais adequado ao empreendimento que se pretenda construir (vide esquema orientativo na Fig. 18).
- 4) A constatação e compreensão do papel potencializador dos abatimentos cumprido pela depleção provocada ou espontânea do Nível d'água subterrâneo torna indispensável a radical e permanente proibição de operação de poços profundos para exploração de água subterrânea na gleba considerada e em sua região de entorno para a estabilização geotécnica pretendida.

<i>BOLETIM DE INJEÇÃO</i>		<i>FURO Q4P215</i>			
<i>DADOS DE SONDAGEM</i>		<i>Observação</i>	<i>DADOS DE INJEÇÃO</i>		
<i>Profundidade</i>	<i>Descrição</i>		<i>Trecho injetado</i>	<i>Traço água:cim</i>	<i>Volume injetado (l)</i>
0,00 – 2,50	Aterro	<i>Perda d'água com 5,90</i>	<i>Sem injeção</i>		
2,50 – 29,30	<i>Silte argiloso com baixa quantidade de areia col. Vermelha.</i>		<i>Sem injeção</i>		
29,30 – 31,70	<i>Silte arenoso coloração cinza medianamente mole.</i>		<i>Sem injeção</i>		
31,70 – 32,56	<i>Vazio com algum solo residual.</i>		<i>Sem injeção</i>		
32,56 – 37,56	<i>Rocha calcária fraturada pouco alterada.</i>		<i>Perda d'água total com 31,80</i>	<i>30,56 – 29,56</i>	<i>0,5:1,0</i>
			<i>31,56 – 30,56</i>	<i>0,5:1,0</i>	<i>6396</i>
			<i>32,56 – 31,56</i>	<i>0,5:1,0</i>	<i>2952</i>
			<i>37,56 – 32,56</i>	<i>1,0:1,0</i>	<i>Não tomou calda</i>

Fig. 17 – Típico boletim de injeção de calda de cimento em terreno cárstico de Cajamar. Notar que o maciço calcário não toma calda de cimento. Os volumes injetados estão relacionados sempre à zona cárstica de interface solo/rocha

Orientações técnicas práticas extraídas da atual experiência acumulada no estudo e tratamento de terrenos cársticos em Cajamar.

Os casos práticos de estudos e tratamento de terrenos cársticos que vem sendo conduzidos na região de Cajamar, orientados pelo novo modelo geológico proposto, tem confirmado sua correção e proporcionado o aprimoramento de uma série de orientações técnicas executivas, entre as quais se destacam:

- 1) Em sendo detectados os vazios cársticos, a escolha do tipo de fundação mais adequado dependerá da espessura do pacote de solos A-D e da profundidade da zona de vazios. Vide Tabela Orientativa na Fig. 18 adiante.

- 2) As pressões de injeção de caldas de cimento nos vazios devem ser apenas suficientes para que se tenham como preenchidas as cavidades. Pressões muito altas podem provocar a fuga do material para terrenos vizinhos e a impregnação de horizontes de alteração mais permeáveis, o que não é um resultado buscado, ou até um desarranjo estrutural no horizonte solo/rocha com conseqüências geotécnicas imprevisíveis. Desta forma, para os objetivos de preenchimento desejados sempre será mais indicado trabalhar com uma malha mais densa de furos de injeção de baixa pressão do que com poucos furos de alta pressão. Recomenda-se a utilização de pressões máximas de injeção em torno de 5 Kg/cm<sup>2</sup>, estabelecendo como critério de seu término a observação de não tomada de calda por 10 minutos consecutivos com a pressão estabilizada em 5 Kg/cm<sup>2</sup>.

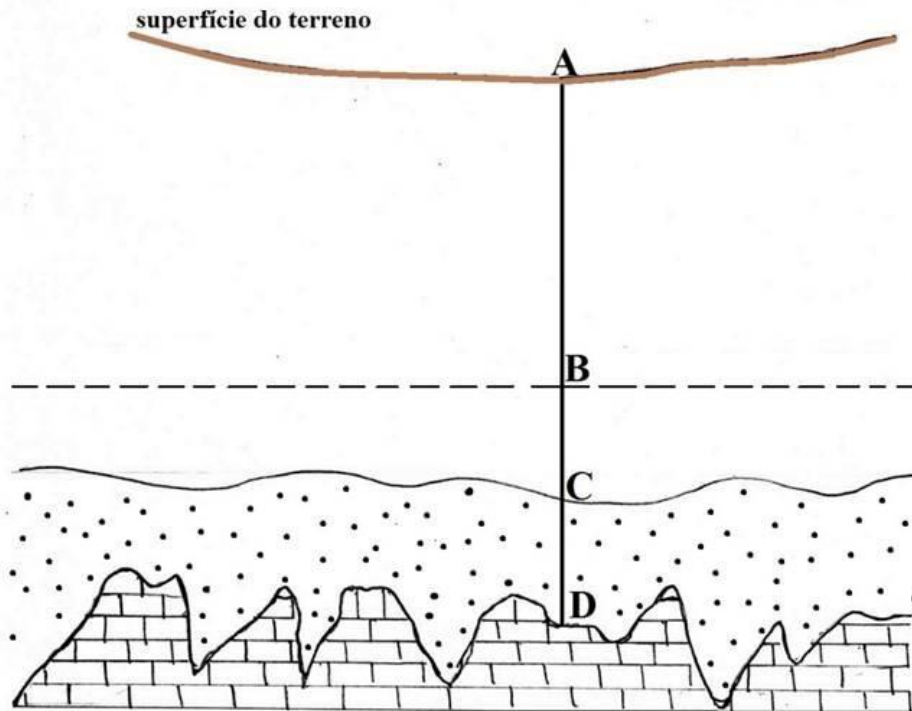
Dentro do mesmo raciocínio, deve-se optar por caldas grossas, de baixa fluidez, com traço recomendado de 0,5litros de água para 1 Kg de cimento, e adoção de intervalos de tempo controlados entre os diversos estágios de uma injeção.

Sob essas especificações tem-se observado uma ordem de grandeza de 20 metros cúbicos de calda como volume médio injetado por furo, em malha com espaçamento médio de 5 metros.



**ESQUEMA ORIENTATIVO PARA A ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO E PARA A DECISÃO DE TRATAMENTO POR INJEÇÕES DE CALDA DE CIMENTO EM TERRENOS CÁRSTICOS DA REGIÃO DE CAJAMAR - SP**

Geól. Álvaro Rodrigues dos Santos



**A-D pacote superior de solos**

**D-? maciço calcário são**

**C-D zona de interface solo/rocha - argilosa brechóide cárstica (~6m)**

**A-D maior que 50m e ausência de vazios até 35 metros de profundidade sugere adoção de estacas tipo hélice contínua com profundidade limite em B.**

**A-D maior que 50m e presença de vazios até 35m sugere adoção de estacas metálicas apoiadas no topo do maciço rochoso D e tratamento dos vazios com injeções de calda de cimento ou similar**

**A-D menor que 50m com presença de vazios em C-D sugere adoção de estacas metálicas cravadas apoiadas no topo do maciço rochoso D e tratamento da zona de vazios C-D com injeções de calda de cimento**

**B-C faixa de segurança (~5m) definindo profundidade limite (B) para posicionamento da base de estacas tipo hélice**

**OBS: A NÃO OPERAÇÃO DE POÇOS PROFUNDOS NO TERRENO A SER OCUPADO E EM TERRENOS PRÓXIMOS É CONDIÇÃO ABSOLUTA PARA A OCUPAÇÃO CONSTRUTIVA DE TERRENOS CÁRSTICOS!!**

Fig 18 – Esquema orientativo para o bom equacionamento do tratamento de feições cársticas na região de Cajamar - SP



*Fig 19- Bomba pneumática utilizada para a injeção de calda de cimento com misturador acoplado. Foto ARSantos.*



*Fig 20 - Ponto sendo injetado com controle de manômetro. Foto ARSantos.*



Fig 21 – Sistema centralizado com misturador e bomba atendendo vários pontos de injeção. Foto ARSantos

### Referências bibliográficas

- PRANDINI, F.L.; NAKAZAWA, V.A.; ÁVILA, I.G.; OLIVEIRA, A.M.S.; SANTOS, A.R. 1987. Cajamar - Carst e urbanização: zoneamento de risco. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5., 1987, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABGE. v.2, p.461-470.
- SANTORO, E.; CARNEIRO, C. D. R. and OLIVEIRA, M.C.B DE 1988. Estrutura geológica da região de Cajamar-Jordanésia, SP. *Rev. Bras. Geociências* vol. 18(3):, p. 353 - 361
- SANTOS, A.R.; PONÇANO, W.L. 2009. Caso de aplicação nº 7 – Colapso e subsidência de origem cárstica na área urbana de Cajamar – SP, livro *Geologia de Engenharia – Conceitos, Método e Prática*, 2ª ed., Santos, A.R, O Nome da Rosa, São Paulo, 2009.
- SANTOS, A.R., 2011. “Novo modelo geológico orienta a escolha de terrenos e o tratamento de fundações para empreendimentos na região de Cajamar (SP)”. Artigo técnico publicado no portal PINI Web.
- SANTOS, A.R., 2017. Caso de Aplicação nº 30 – Calcários cársticos: áreas de risco para a engenharia. Modelagem geológica e soluções construtivas. Livro *Geologia de Engenharia – Conceitos, Método e Prática*, 3ª ed, O Nome da Rosa, São Paulo, 2017.

# CASO 31

## Grotas, feições de relevo vedadas à urbanização

**Relator:** Geol. Álvaro Rodrigues dos Santos

### Resumo

As cabeceiras de drenagem tipo "grotas" devem, por seu natural dinamismo geomorfológico, sua natural instabilidade geotécnica e sua relevância hidrológica e ambiental, ser terminantemente vedadas à urbanização, do que se ressalta a importância de sua correta caracterização morfológica em campo e de seu registro cartográfico.

**Palavras-chave:** Geologia de Engenharia, Planejamento Urbano, Grotas, Cabeceiras de Drenagem

### → Circunscrição do problema

- **Introdução. A questão conceitual**

Assume-se nesse artigo o entendimento empírico e popular da grota como uma cabeceira de drenagem em forma aproximada de ferradura, morfológicamente côncava, com paredes íngremes em sua parte superior e hidrogeologicamente ativa, ou seja, associada sempre a uma nascente que dá origem a um curso d'água perene ou intermitente.

- **Grotas como áreas de risco**

A correlação de grotas com riscos geológicos é já conhecida do meio profissional que lida com áreas de risco, em especial em áreas urbanas. Entretanto, a continuidade da ocupação dessas feições geomorfológicas, com notável incidência de graves acidentes, está a exigir um posicionamento mais resolutivo e firme do meio técnico quanto ao seu destino urbano, o que significaria, no entendimento do autor, que se vá além dos cuidados e alertas sobre a suscetibilidade a deslizamentos das citadas feições, e se avance para a radical proibição de sua ocupação por edificações e infra-estruturas urbanas.

### → Análise e diagnóstico do fenômeno

- **Cabeceiras de drenagem e grotas – Dinâmica evolutiva**

As cabeceiras de drenagem, lato sensu, são entendidas como o segmento superior de caminhos de drenagem que escoam as águas pluviais em vertentes e encostas para seus níveis hidrológicos de base. Seu desenvolvimento dá-se normalmente por processo erosivo decorrente do escoamento de águas pluviais ao longo do tempo geológico. Trata-se de um processo progressivo de sulcamento e ravinamento que tem sua intensidade erosiva controlada pela pluviosidade/condições climáticas, pela declividade da encosta, pela resistência dos solos à erosão, pela cobertura vegetal, por suas relações com o lençol freático local. A ação humana (concentração de caminhos d'água, desmatamento, etc.) age sempre como elemento potencializador da evolução das cabeceiras de drenagem.

Do ponto de vista geomorfológico as cabeceiras de drenagem cumprem papel fundamental no processo de dissecamento erosivo de encostas e vertentes.

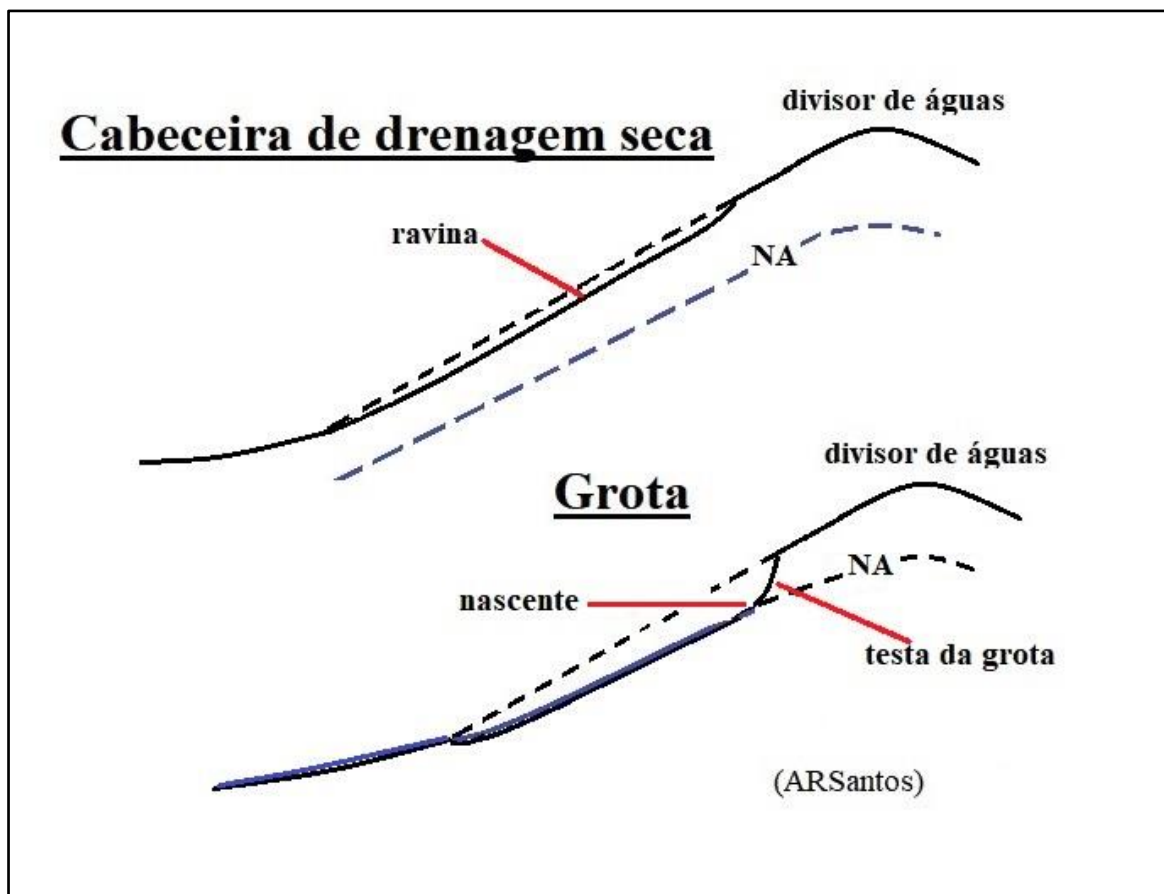
As cabeceiras de drenagem podem situar-se em qualquer termo da encosta, estancando seu desenvolvimento de montante em faixa topográfica próxima ao divisor de águas.



*Ocupação de grotas: inevitáveis acidentes e estúpidas perdas de vida. Notar que até conjuntos condomínios habitacionais públicos instalam-se em grotas em busca de menor preço de metro quadrado de terreno. Santo André – SP. Foto do autor.*

- **Tipologia. Cabeceiras de drenagem secas e Grotas.**

As feições de relevo associadas a drenagens de encostas podem ser classificadas de variadas maneiras, em dependência dos parâmetros físicos considerados. Para a finalidade desse artigo técnico há interesse apenas em sua classificação quanto à dinâmica de sua evolução. São então assim consideradas as Cabeceiras de Drenagem Secas, onde o processo de evolução corresponde ao simples ravinamento erosivo por águas pluviais, e as Grotas, onde o processo de evolução está também associado à surgência de água subterrânea. As cabeceiras de bossorocas constituem um tipo especial de grota.



As grotas são tipos especiais de cabeceiras de drenagem em que o ravinamento atingiu o lençol freático ou um lençol subterrâneo suspenso local. A partir dessa condição a evolução da cabeceira se acelera em processo semelhante ao das bossorocas, ou seja, em uma dinâmica remontante alimentada pela combinação de encharcamento e solapamentos da base da testa da cabeceira, sendo os sedimentos produzidos transportados por enxurradas pluviais para jusante. Não é rara a existência de fenômenos de piping no ponto inicial da nascente (pé da testa da grotta), condição que colabora para a potencialização do solapamento da testa. As grotas são fruto, portanto, de uma combinação fenomenológica de águas de superfície e águas profundas. Ao longo desse processo a testa da grotta evolui em altura, concavidade e largura, podendo conter mais de uma frente de evolução.

A grotta constitui a feição mais ativa e acelerada de evolução do relevo em sua região, o que se traduz em sua alta suscetibilidade a movimentos de massa.

As grotas formam-se nos variados tipos de relevo. Nos relevos mais suaves e arenosos sua representação mais destacada é a bossoroca. Nos relevos medianamente acidentados, como os mais fortemente colinosos, mar de morros, morros e morrotes isolados, serras restritas... as grotas são conhecidas como tal, constituindo feições naturais típicas e plenamente integradas na cultura popular.



*Bossoroca em evolução. Notar ravinamentos secundários que tendem a se transformar em novas bossorocas.  
Foto Fazenda Glória, Uberlândia MG.*



*Grota com densa urbanização. Nova Friburgo RJ. Foto HCMiranda.*



*Quantos ainda precisarão morrer? Foto FAEP.*

- **Grotas dormentes. Reativação antrópica da dinâmica evolutiva. Trabalhos de recuperação**

Dois fatores especialmente contribuem para determinar a intensidade maior ou menor da dinâmica evolutiva das grotas, o domínio florestal da grota e o volume de águas pluviais que se direcionam da região a montante para o interior da grota.

O domínio florestal é o principal fator de inibição da dinâmica evolutiva das grotas. Esse domínio florestal acontece em períodos geológicos de condições climáticas favoráveis. Em períodos geológicos mais áridos com recuo florestal e chuvas torrenciais temporalmente concentradas a dinâmica evolutiva das grotas mostra-se acentuadamente acelerada. Na maior parte da extensão do território brasileiro predominam hoje condições climáticas favoráveis ao desenvolvimento de concentrações florestais nas grotas, considerando que essas feições se destacam em sua região por manter um nível maior de umidade dos solos.

É assim comum em regiões que guardam suas características naturais que as grotas encontrem-se relativamente estabilizadas, tanto pela prevalência do domínio florestal como pela dispersão das águas pluviais superficiais de montante. Pode-se considerar que nesta condição as grotas tem sua dinâmica evolutiva praticamente contida, mas em condição latente. Ou seja, na dependência de alteração dos dois fatores estabilizadores certamente essa dinâmica será reativada.

É justamente o que normalmente sucede em regiões onde a atividade humana, seja em práticas rurais de agricultura e pecuária, seja em práticas tipicamente urbanas, implica notoriamente em desmatamentos e concentração de fluxos de escoamento de águas de chuva.



→ **Formulação de soluções**

Por decorrência dos fatores intervenientes em sua dinâmica evolutiva as medidas essenciais para a estabilização de um grota exigem a imediata interrupção do acesso de escoamentos de águas superficiais de chuva e águas servidas lançadas em sua crista, sua limpeza e seu reflorestamento.



*Reativação da dinâmica evolutiva de grotas por ocupações de cabeceira. Santo André SP. Foto do autor.*



*Bossoroça, que teve sua "cabeça" aterrada para receber ocupação urbana, reativada pela concentração de fluxos de água profundos e superficiais. Monte Alto SP. Foto Jornal Tempo.*

- **As grotas como áreas de risco à urbanização. A decisão de não ocupação**

Como já referido, as grotas constituem feições de relevo extremamente susceptíveis a deslizamentos. Essa condição é sumamente agravada pelo fato das grotas se apresentarem ao moradores próximos como destino fácil para todos os tipos de resíduos urbanos: lixo doméstico, entulhos de construção civil, animais mortos, carcaças de equipamentos, etc. Ou seja, quando

a própria grota recebe edificações essas se instalam em condições geológicas e geotécnicas extremamente críticas quanto a sua estabilidade. Cumpre ainda considerar a temerária cultura técnica, totalmente inadequada para terrenos declivosos, de se cortar a encosta para a obtenção de um platô plano a receber a edificação.

Com essas características as grotas, desgraçadamente, tem se oferecido à população de baixa renda como área atraente pelo baixo custo do metro quadrado e de aluguéis. Acidentes gravíssimos, com estúpidas perdas de vida, não se fazem por esperar.

Não há recomendação técnica plausível e financeiramente aceitável para operações de estabilização geotécnica que possam tornar as grotas terrenos seguros para a urbanização. A radical proibição de urbanização habitacional das grotas se impõe como a solução mais acertada para o problema. Tal decisão deve sem sombra de nenhuma dúvida ser definitiva e claramente expressa pelas Cartas Geotécnicas como **áreas não ocupáveis**. E na inexistência dessas cartas, pelo Plano Diretor e pelas leis municipais de uso e zoneamento do solo urbano.



*Conjunto Residencial da CDHU construído em cabeceira de grota contribuiu com a reativação de sua dinâmica evolutiva. Franco da Rocha SP. Foto do autor.*

- **As grotas no contexto ambiental**

As grotas, por suas nascentes, constituem preciosos mananciais de água para consumo humano, além de suas singulares funções ecológicas como locus privilegiado de espécies botânicas de grande valor e de abrigo, alimentação e dessedentação de enorme diversidade animal. Só por esses fatos, e pela simples aplicação das disposições do Código Florestal para a delimitação de Áreas de Proteção Ambiental – APPs em torno de nascentes e olhos d'água (círculo de raio de 50m) já deveriam ser consideradas não urbanizáveis. Essa proteção, infelizmente, não tem sido adotada e esses mananciais têm sido sistematicamente engolfados pelo implacável crescimento urbano por espraiamento geográfico, típico das cidades brasileiras, e utilizados como local de disposição irregular de resíduos urbanos e/ou de implantação de precárias e arriscadas moradias populares.



*Constante avanço na ocupação de grotas. Cotia SP  
imagens Google Earth de 2012 (acima) e 2022 (abaixo)*

- O melhor e mais virtuoso destino urbano para as grotas

Seja no âmbito de políticas públicas de gestão do risco geológico, seja no âmbito de políticas de proteção ambiental e gestão de recursos hídricos, o melhor destino urbano para as grotas está em sua transformação em parques florestados entregues ao lazer e atividades de educação da população.

Considerando as condições de risco, a delimitação do perímetro não ocupável deverá necessariamente incluir a montante da crista frontal e das cristas laterais uma faixa de terreno de largura em torno de 40 metros, uma vez que a ocupação dessa faixa implica em decorrências negativas para a estabilidade geotécnica da testa da grota e para a boa qualidade das águas nascentes.

- **Medidas de recuperação de uma grota já degradada**

Para o caso de grotas já geologicamente e ambientalmente degradadas, e que venham a ser desocupadas como decorrência da aplicação de políticas públicas de gestão de riscos geológicos, faz-se imprescindível, para sua transformação em parques florestados, uma operação anterior de recuperação sanitária e geotécnica.

No âmbito desse trabalho de recuperação, destaca-se o objetivo de limpeza do material superficial solto (terra, entulho, lixo...), aplicação de medidas de inibição de deslizamentos e eventuais estabilizações geotécnicas localizadas, o que envolveria os seguintes itens:

- 1) imediata interrupção do direcionamento e acesso de escoamentos de águas pluviais para o interior da cabeceira da grota. Essa medida é de caráter essencial por ser drasticamente inibidora da ativação da dinâmica evolutiva das grotas;
- 2) remoção cuidadosa dos materiais soltos acumulados na grota (terra, entulho de construção civil, lixo doméstico, resíduos de toda natureza);
- 3) as intervenções deverão ser executadas manualmente e/ou por equipamento leve. Não se deve abrir acesso para equipamento de maior porte. A idéia é não interferir no solo natural local, somente no material sobre ele lançado ao longo do tempo;
- 4) no caso de eventual presença de vegetação de maior porte, sempre que possível evitar a remoção;
- 5) especificamente junto ao local das nascentes de água, a remoção de materiais soltos é especialmente importante, de forma que esse "olho d'água" fique totalmente livre, desobstruído e descontaminado;
- 6) os trabalhos devem se desenvolver de montante para jusante. Para facilitar o trabalho de limpeza e remoção sugere-se a utilização de calhas de madeira para a condução do material das cotas superiores para a base do talude;
- 7) assim que os taludes naturais superiores vão sendo liberados (limpos de material solto) deve-se proceder sua proteção vegetal. Como, ao final, espera-se que essa área seja ocupada por um bosque florestado, sugere-se a utilização inicial de hidrossemeadura (no caso com predominância de espécies leguminosas locais) seguida de plantio direto de mudas de árvores e arbustos naturais da floresta original da região. Dentro desse procedimento de montante para jusante, quando a limpeza estiver sendo executada junto ao ponto mais baixo do talude, toda a extensão superior já estará razoavelmente protegida contra a erosão. Caso se veja como necessário, deve-se considerar a instalação de sistema de drenagem para águas pluviais.

#### **Bibliografia de referência**

Coelho Netto, A. L. - Evolução de Cabeceiras de Drenagem no Médio Vale do Rio Paraíba do Sul (SP/RJ): a Formação e o Crescimento da Rede de Canais sob Controle Estrutural. Revista Brasileira de Geomorfologia, Ano 4, Nº 2 (2003) 69-100.

Fruet, J. G. W. - Análise da estrutura e funcionamento de cabeceiras de drenagem : subsídios para a conservação de nascentes. Tese Doutorado Universidade Estadual de Maringá PR, 2021.

Marques de Castro, C et al - Tipologia de Processos Erosivos Canalizados e Escorregamentos – Proposta Para Avaliação de Riscos Geomorfológicos Urbanos em Barra Mansa (RJ). Anuário do Instituto de Geociências - UFRJ Volume 25 / 2002.

Moura, J. R.S. et al - Geometria do relevo e estratigrafia do quaternário como base à tipologia de cabeceiras de drenagem em anfiteatro - Médio vale do rio Paraíba do Sul. Revista Brasileira de Geociências 21 (3): 255-265, setembro de 1991.

Ridenti Júnior, J. L. et al - Cabeceiras de drenagem, uma unidade de análise na elaboração de cartas geotécnicas. In: 2 Simposio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, 1996, 1996. v. 1. p. 185-194.

Santos, A. R. - Manual básico para a elaboração e uso da Carta Geotécnica. Livro. Editora Rudder. São Paulo, 2014