

Soft Soil Brazilian Review

SOFT SOIL
SCIENCE

IBSM

EDIÇÃO AMÉRICA LATINA
NOVEMBRO - DEZEMBRO - 2025

Ampliação de rodovias sobre solos moles.
Dimensionamento e características do recalque.

Eng. M.Sc. Joaquim Rodrigues

Solucionando problemas de recalque diferencial
com análise numérica e melhoramento de solo
em duplicação de rodovias.

Eng.ª Patricia Tinoco

Mecanismos de rutura e Critérios de Projeto
para duplicação de rodovias.

Eng. Thomas Kim

Consulta

Gostaria de saber mais sobre os métodos de
cálculo de aterros de duplicação de rodovias
quando há solos moles.

O Segredo para Duplicação de Aterros rodoviários Sem Problemas

As melhores estratégias para duplicação de aterros
rodoviários sem recalques ou fissuramentos na
interface do novo com o antigo pavimento.

PROGRAMA

3 AMPLIAÇÃO DE RODOVIAS SOBRE SOLOS MOLES. DIMENSIONAMENTO E CARACTERÍSTICAS DO RECALQUE.

18 SOLUCIONANDO PROBLEMAS DE RECALQUE DIFERENCIAL COM ANÁLISE NUMÉRICA E MELHORAMENTO DE SOLO EM DUPLICAÇÃO DE RODOVIAS.

34 - CONSULTA

GOSTARIA DE SABER MAIS SOBRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO DE ATERROS DE DUPLICAÇÃO DE RODOVIAS QUANDO HÁ SOLOS MOLES.

50 MECANISMOS DE RUTURA E CRITÉRIOS DE PROJETO PARA DUPLICAÇÃO DE RODOVIAS.

EDITORIAL

Promovemos, nesta edição de nossa revista, várias abordagens atualizadas para mostrar o estado da arte, em matéria de duplicação de rodovias, motivo de inúmeros problemas em todo o Brasil e no mundo. Exato, trata-se do problema da compatibilidade do solo de fundação/ aterro de ampliação com o solo de fundação/ aterro antigo. Observa-se, em diversas obras realizadas e em andamento, toda a sorte de soluções que, invariavelmente não atacam a causa do problema, ou seja, a incompatibilidade dos parâmetros geotécnicos do novo com o antigo. “soluções” a base de colunas de brita, DSM e Jet Grouting, assim como estacas injetadas, tirantes, geossintéticos, etc, são utilizados frequentemente com o intuito de promover a preparação do solo de fundação, para receber o novo aterro contíguo ao existente. O resultado são trincas/fissuras paralelas ao eixo longitudinal da rodovia, particularmente ali na junção do novo com o antigo pavimento. O solo de fundação, sob o antigo aterro consolidou-se suficientemente, apresentando baixa compressibilidade, enquanto o solo de

fundação sob o novo aterro apresenta alta compressibilidade. Quase frequentemente, a obra como um todo apresenta discontinuidades ou incompatibilidades, dando origem a características de recalque. Adicionalmente, sintomas de deslocamento lateral nas camadas de solo mole aumentam de forma significativa, o recalque máximo. Tudo isto é comprovado por testes em centrífuga, onde analisa-se a distribuição das tensões adicionais, induzidas por diferentes geometrias de seções transversais de duplicação rodoviária, durante o processo de consolidação que se impõe. Além disso, utilizou-se um modelo de elementos finitos para simular o conhecido comportamento tempo-dependente do solo mole, com direito a um modelo de previsão baseado em uma função bi-gaussiana. Todas estas análises são essenciais para entender que para trabalhar sobre solo mole, torna-se necessário modifica seus parâmetros geotécnicos com melhoramento do solo, com geoenrijecimento. Todas as outras soluções são alternativas inespecíficas que, invariavelmente, redundam em problemas. Boa leitura.

SEÇÕES



AMPLIAÇÃO DE RODOVIAS SOBRE SOLOS MOLES. DIMENSIONAMENTO E CARACTERÍSTICAS DO RECALQUE.

Eng. M.Sc. Joaquim Rodrigues

Figura 1 – Obra de duplicação rodoviária, na BR-470, no Vale do Itajaí. Trechos de rodovias, já prontos, aguardam o melhoramento do solo mole de fundação para receber altos aterros de encontro de viadutos.

Em todo mundo, ampliam-se rodovias, como medida de atendimento à demanda crescente do tráfego nas cidades. Esta crescente atividade, ou seja, o alargamento de aterros, que objetiva ampliar rodovias, induz novas tensões e, consequentemente, deformações quando há presença de solos moles, o que é muito frequente, significando surgência de recalques diferenciais, particularmente na interface entre o novo e o antigo aterros. Consequentemente, surgem trincas longitudinais, desníveis entre o novo e o antigo pavimento, além de instabilidade no novo aterro. Esta sintomatologia, invariavelmente está

relacionada à utilização de técnicas de tratamento, à base de colunas ou estaqueamento que, efetivamente, “tentam” apenas transferir as cargas provenientes do peso do novo aterro para camadas mais resistentes, ficando o solo mole ao redor, induzindo deformações. De fato, colunas ou estacas realmente não suportam efetivamente aterros e, portanto, não podem ser solução para ampliação rodoviária, quando há presença de solos moles. Em projetos de ampliação rodoviária, torna-se necessário estimar os perfis para o recalque diferencial, de modo a fornecer dados para o melhoramento do solo mole, readequando-o aos níveis de resistência e rigidez necessários. O

conhecimento das tensões adicionais, induzidas pelo novo aterro, é obtido subtraindo-se as tensões causadas pelo aterro antigo das tensões induzidas pelo novo aterro, sendo que o recalque na sua base é obtido com base na teoria da consolidação unidimensional. Desta forma calcula-se, teoricamente, o recalque diferencial entre o antigo e o novo aterros. Sabe-se que o processo de consolidação, que se impõe apenas com o melhoramento do solo, com geoenrijecimento, altera positivamente a distribuição das propriedades do solo. Rodovias federais, estaduais e municipais existem há décadas, e o solo mole existente sob elas consolidou, apresentando qua-



Figura 2 – Duplicação estradal bilateral, com melhoramento do solo de fundação na BR - 470, no Vale do Itajaí, SC.

se nula compressibilidade. Com este cenário, novos aterros, para ampliação de rodovias, irão encontrar alta compressibilidade, anexo aos antigos aterros já estabilizados. O solo de fundação torna-se, com este cenário, um colchão de retalhos, com diferentes características de recalques e deslocamentos laterais, causados pela presença de camadas argilosas moles, aumentando significativamente o processo deformativo. Com base em testes em centrífuga, analisou-se a distribuição das tensões adicionais, induzidas por diferentes geometrias de seção transversal de ampliação de rodovias, observando-se valores de recalque máximo e variações espaciais, durante o processo de consolidação do solo argiloso. Com isto, os perfis dos processos de recalque, de longo prazo, em ampliação de rodovias, são regidos por diversos parâmetros geotécnicos e físicos, com difíceis características para o desenvolvimento de soluções analíticas. Daí a importância do melhoramento efetivo do solo, com geoenrijecimento, que readéqua os parâmetros de resistência e rigidez do solo argiloso mole, neutralizando deformações futuras. Não há no mercado, atualmente, um método simplificado para se prever, de maneira segura, o processo de recalque para aterros de ampliação rodoviária, exatamente pela existên-

Centrífuga geotécnica

O ensaio em centrífuga é um teste geotécnico, de modelo reduzido, utilizado para reproduzir, em escala de laboratório, o comportamento do solo e da estrutura em condições equivalentes às de campo, baseando-se no princípio da similitude, ou seja, ao aplicarmos uma aceleração centrífuga elevada (N vezes a gravidade), é possível reproduzir, em modelo reduzido ($1/N$ da escala real), o mesmo estado de tensões que ocorreria em protótipo em escala natural. Seu funcionamento é assim:

1. Construção do modelo.

Monta-se uma seção reduzida representando o problema, ou seja, melhoramento do solo de fundação, solo compactado em camadas, estabilizando-se diversas geometrias de taludes na ampliação de estradas. Diferentes seções transversais podem ser reproduzidas, ou seja, aterro com talude, sobreposição lateral, com ou sem melhoramento do solo, etc.

2. Aplicação da aceleração centrífuga.

O modelo é colocado em uma centrífuga, que gira a alta velocidade. A aceleração centrífuga aumenta as tensões efetivas no solo do modelo até que correspondam às de um solo em escala real. Por exemplo, um modelo reduzido em 1:50, sob aceleração de 50g, simula fielmente o campo de tensões de um aterro em escala real.

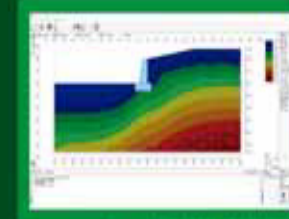
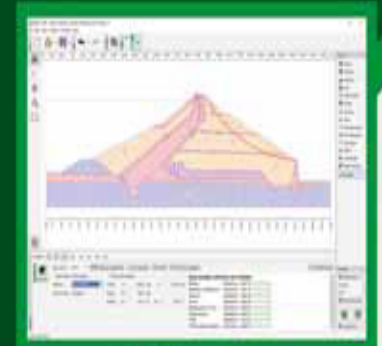
3. Instrumentação

Colocam-se sensores no interior do modelo com células de pressão, extensômetros, piezômetros, inclinômetros em miniatura, o que permite medir a distribuição de tensões, deformações e pressões neutras durante o carregamento.

4. Carregamento e simulação

Simula-se a construção de aterros para a ampliação de pista. Compara-se como diferentes geometrias de seção transversal (ex.: duplicação lateral, sobreposição simétrica, aterro escalonado) modificam o

-  Análise de Estabilidade
-  Escavações e Contenções
-  Muros e Gabiões
-  Recalque
-  Sondagens de Solo
-  Túneis e Poços
-  Estudos geológicos
-  Muros e Gabiões



AVALIE GRATUITAMENTE

Solicite: comercial@solucoescad.com.br

Distribuido por:

SOLUÇÕES CAD
BIM

www.solucoescad.com.br

estado de tensões induzidas no solo subjacente.

Para o caso de uma aplicação em uma ampliação de rodovia, o esquema é o seguinte: ao duplicar uma rodovia, em área com solos moles ou compressíveis, a geometria da nova seção influencia como as tensões adicionais se distribuem, gerando recalques diferenciais no maciço ou instabilidade no talude. No teste, constrói-se miniaturas de cada solução de seção transversal (ampliação lateral simples, com bermas, melhoramento, etc.). Mede-se como as tensões verticais e horizontais são redistribuídas no solo de fundação, avaliando-se o risco de cisalhamento, escorregamento ou recalque diferencial. As vantagens do ensaio em centrífuga são interessantes, pois reproduz fielmente a condição das tensões de campo (diferente de modelos 1g normais), permitindo testar cenários de fratura em ambiente controlado, além de estudar efeitos de escala, drenagem e deformabilidade em condições muito próximas à realidade.

cisão do modelo numérico. Organizou-se quatro conjuntos de testes em centrífuga, com diferentes formas geométricas e distribuições de resistência do solo. A figura abaixo, mostra a seção transversal da caixa teste da centrífuga, modelando-se suas dimensões específicas e o layout dos instrumentos de monitoramento. Utilizou-se para o teste, um Modelo de caixa com 120 cm x 80 cm x 36 cm (comprimento x largura x altura), submetendo-o a uma aceleração centrífuga de 70g. A altura do novo aterro, pertinente a ampliação rodoviária, foi de 4,3cm (3m no protótipo). As superfícies superior e inferior do solo argiloso tornaram-se permeáveis, enquanto as laterais impermeáveis. A poropressão foi monitorada nos locais P1 e P4, e o recalque, na base do aterro, monitorou-se com placas de recalque nos locais S1 e S6. Utilizou-se, nestes quatro testes, a mesma altura de aterro e propriedades do solo argiloso mole, variando-se suas dimensões, conforme a ampliação estradal e a re-

Modelagem numérica, testes em centrífuga e a verificação

Selecionou-se, para validação, um conhecido teste em centrífuga, realizado para uma obra de duplicação rodoviária, de modo a garantir a pre-

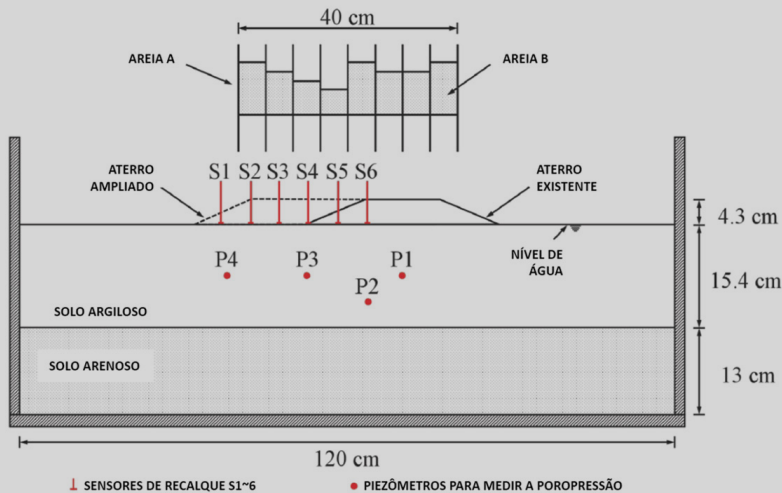


Figura 3 - Seção da caixa teste da centrífuga. Na página 15, apresenta-se informação sobre a função bi-gaussiana.



Figura 4 - Duplicação rodoviária na lateral da BR - 470, na região de Navegantes, SC, com melhoramento de solo.

sistência do solo, conforme apresentada na tabela abaixo.

	Teste 1	Teste 2	Teste 3	Teste 4
Altura do aterro (m)	3	3	3	3
Largura do aterro existente (m)	9	9	15	15
Largura da parte alargada (m)	14	14	7	7
Profundidade do depósito mole	11	11	11	11
Resistência ao cisalhamento não drenada na superfície do solo (kPa)	6,7	5,2	5	3
Taxa relativa de resistência cisalhante	0,33	0,28	0,25	0,2

Tabela 1 - Parâmetros dos testes na centrífuga.

Utilizou-se, neste estudo, os resultados obtidos no teste 1, para validar o modelo numérico. Comparou-se os demais resultados de outros testes, com os obtidos pelo método de previsão.



Figura 5 - Ampliação rodoviária na BR - 470, Km 36, próximo a Gaspar, SC.

A deformação plana

A condição de deformação plana é uma hipótese simplificadora muito usada em análise geotécnica com o método dos elementos finitos. A ideia central é que o problema é essencialmente bidimensional, ou seja, pode ser representado em uma seção transversal, mesmo que o solo e a estrutura sejam tridimensionais no mundo real. Funciona assumindo-se que o problema tem grande comprimento na direção perpendicular ao plano analisado (por exemplo, ao longo do eixo da rodovia ou do aterro).

Nessa direção (ou seja, o comprimento), não se considera variação das deformações, sendo que as tensões podem existir em todas as direções. As deformações normais, nessa direção, são nulas ($\epsilon_z = 0$). Assim, o modelo captura deformações e deslocamentos apenas no plano (x, y), enquanto na terceira direção o comportamento é considerado uniforme. Aplica-se em ampliação de rodovias e barragens, em que a geometria e as cargas são praticamente invariantes ao longo de um eixo, permitindo representar o problema tridimensional de forma simplificada, reduzindo custo computacional e tempo de análise. No caso de obras de ampliação rodoviária, faz sentido o uso da condição de deformação plana, pois a rodovia estende-se por dezenas ou centenas de metros, e a variação de carregamento e geometria, ao longo do eixo longitudinal, são pequenas em comparação às deformações na seção transversal.

A modelagem numérica

Para proceder a modelagem numérica, utilizou-se o software Plaxis 3D (V20), na condição de deformação plana. No modelo numérico, as dimensões do novo aterro, da ampliação estradal, são consistentes com as dos testes na centrífuga. A figura, a seguir, mostra esta confirmação e a malha do modelo numérico. As bordas laterais do modelo são suportadas por rolos, enquanto que a base é apoiada em pinos. Modelou-se o solo, utilizando-se elementos triangulares de quinze nós. Manteve-se, consistentemente, o nível d'água subterrâneo junto à superfície do solo, designando-se as superfícies superiores e inferiores do solo argilosos como limites permeáveis. Como critério de conclusão, o solo argiloso mole obteve um grau de consolidação de 90%, sob o peso do aterro existente, ativando-se os elementos do novo aterro, de modo a simular o processo de ampliação rodoviária. O solo do aterro e o solo arenoso foram modelados como "linearmente elásticos – perfeitamente plásticos" utilizando-se o simples e linear critério de rutura de Mohr-Coulomb (MC), que preconizou apenas a coesão, o ângulo de atrito e o ângulo de dilatância. Adotou-se um modelo constitutivo mais avançado, o MCC (Cam-Clay modificado), desenvolvido para re-

ficies superiores e inferiores do solo argilosos como limites permeáveis. Como critério de conclusão, o solo argiloso mole obteve um grau de consolidação de 90%, sob o peso do aterro existente, ativando-se os elementos do novo aterro, de modo a simular o processo de ampliação rodoviária. O solo do aterro e o solo arenoso foram modelados como "linearmente elásticos – perfeitamente plásticos" utilizando-se o simples e linear critério de rutura de Mohr-Coulomb (MC), que preconizou apenas a coesão, o ângulo de atrito e o ângulo de dilatância. Adotou-se um modelo constitutivo mais avançado, o MCC (Cam-Clay modificado), desenvolvido para re-

Localização estratégica e eficiência logística geralmente estão localizadas em terrenos ruins.

CPR GROUTING

O CPR Grouting viabiliza.

Entre em contato, para saber mais detalhes a respeito. www.engegraut.com.br

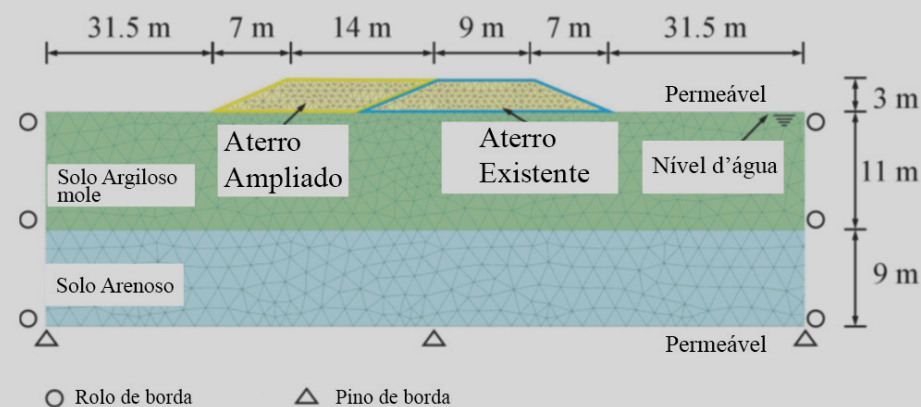


Figura 6 - Configuração e malha do modelo numérico.

presentar o comportamento da consolidação do solo argiloso e seu processo de recalque, sob carga simulando, também, a influência da variação do seu volume. De acordo com o teste de compressão confinada, efetuado no solo argiloso, a inclinação da linha de consolidação normal é $C_c=0,37$, e a inclinação da linha de expansão elástica é $C_s=0,1$. Os parâmetros K e λ , no modelo MCC, podem ser colocados da seguinte maneira:

$$\lambda = \frac{C_c}{L_{n10}} = \frac{C_c}{2,3} \quad \text{e} \quad K = \frac{C_s}{L_{n10}} = \frac{C_s}{2,3}$$

Utilizou-se, com base no teste de resistência cisalhante, o ângulo de atrito efetivo, $\sigma' = 21^\circ$. Desta forma, a constante de atrito $M = (6 \sin \phi') / ((3 - \sin \phi')) = 0,81$. Determinou-se o coeficiente de pressão lateral do solo através de:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' = 0,642$$



Figura 7 - Melhoramento do solo para construção de marginal à Anhanguera (SP-330), com elevação de 12m de aterro anexo a rodovia.

A resistência cisalhante não drenada, S_u , que varia ao longo da profundidade, pode ser derivada de testes penetrométricos, tipo CPTu. Sua performance, ao longo do solo argiloso mole é apresentado na figura

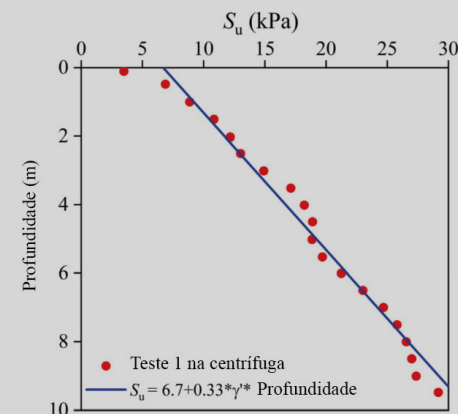


Figura 8 - Distribuição da resistência cisalhante não drenada (S_u) ao longo da camada de solo argiloso mole.

PRESSIÔMETRO

Um ensaio geotécnico completo realizado no campo

Fácil de operar e 100 % viável

ROC TEST

Representante exclusivo no Brasil

3Geo TECNOLOGIA

+55 21 2718 3968

vendas@3geotecnologia.com

www.3geotecnologia.com

Epa! Solo mole.



Melhorar solos moles exige visão.
 Não aceite solução paliativa para seu solo de fundação.
 Exija melhoramento efetivo do solo. **Exija CPR Grouting.**



geotecnia.engegraut.com.br



@engegraut_geotecnia



Engegraut - Engenharia Geotécnica

Parâmetros	Símbolo	Tipo de solo
		Solo mole
Modelo de solo		MCC _a
Inclinação da linha de expansão elástica	κ	0.0174
Inclinação da linha de consolidação normal	λ	0.217 (Akou et al. 2000)
Ângulo de atrito efetivo (°)	ϕ'	21
Índice inicial de vazios	e_0	2.425
Coefficiente de Poisson	ν	0.3
Peso unitário (kN/m³)	γ	17.4 (Akou e Magnan 1997)
Permeabilidade (10.5 m/dia)	k_w	4
Coefficiente de pressão lateral do solo	K_0	0.642
Constante de atrito	M	0.81

Tabela 2 - Propriedades do solo mole com o modelo Cam-Clay modificado.

Parâmetros	Símbolo	Tipo de solo
		Aterro
		Solo arenoso
Modelo de solo		MC _b
Coefficiente de Poisson	ν	0,35
Ângulo de atrito (°)	ϕ	35
Coesão (kPa)	c	8 (Akou et al. 2000)
Peso específico (kN/m³)	γ	15,3
Módulo de Young (kPa)	E	36.000
Permeabilidade (m/dia)	k_w	—
		2500

Tabela 3 - Propriedades do aterro e solo arenoso.

Nas figuras abaixo, comparou-se os resultados do MEF, na centrífuga, em termos de poropressão e recalque. Os excessos de poropressão observados

em P4, indicam que as tensões adicionais, geradas pela duplicação do antigo aterro, afetam tanto o solo de fundação sob o novo aterro, quanto sob o antigo, conforme observado nas figuras. O modelo numérico obtido expõe, com precisão, os excessos de poropressão e os consequentes recalques associados à obra de duplicação rodoviária.

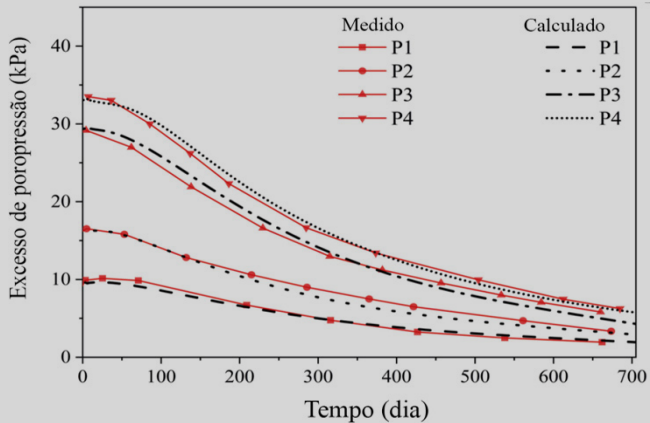


Figura 9 - Comparação entre a variação do excesso de poropressão do modelo numérico e do teste na centrífuga.

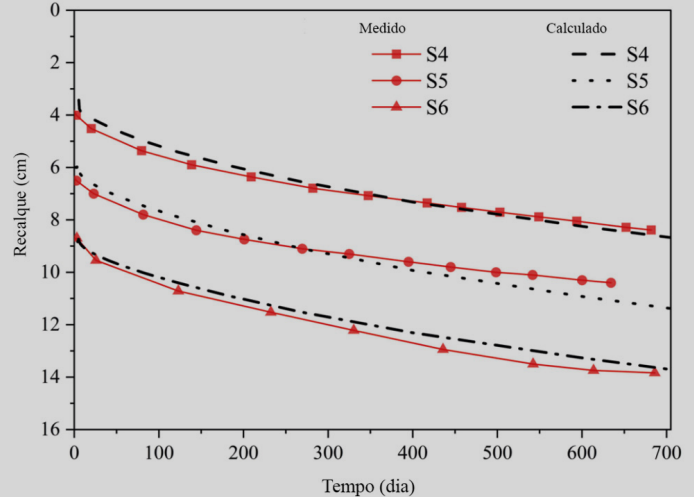


Figura 11 e 12 - Comparação entre a variação do recalque do modelo numérico e no teste da centrífuga: a) aterro existente b) aterro ampliado.



Figura 10 - Radequação do solo mole de fundação, para níveis de resistência e rigidez, na duplicação da BR - 470, em Itajaí, SC.

Análises paramétricas

Torna-se necessário determinar, antes de estabelecer o método de previsão, o efeito de cada variável independente, assim como suas interações acopladas ao recalque inexorável. Na figura 11 e 12, apresentam-se os parâmetros geométricos do aterro existente, como sua largura B, a do aterro ampliado b, a altura do aterro h, as profundidades das camadas do solo D, e suas propriedades, ou seja, a resistência cisalhante não drenada, S_u , na superfície, a resistência não drenada em relação a tensão efetiva vertical, S_u / σ_v' . A profundidade da camada de solo are-

noso e a inclinação do talude do aterro permanecem constantes em 2m e 1,5H:1V, respectivamente. Os parâmetros variáveis apresentam-se dentro dos intervalos comuns, interligados na prática geotécnica, conforme tabela ao lado:

Fatores de influência	Intervalo	Número de valores
B (m)	8, 10, 13*, 16	4
b (m)	6, 8*, 10, 12	4
h (m)	2, 3*, 4, 5	4
D (m)	5, 10*, 15, 20	4
S_{u0} (kPa)	5*, 7, 9, 11	4
$'S_u / \sigma_v$	0,25, 0,27, 0,29, 0,32*,	4

Tabela 4 - Verificação dos parâmetros.

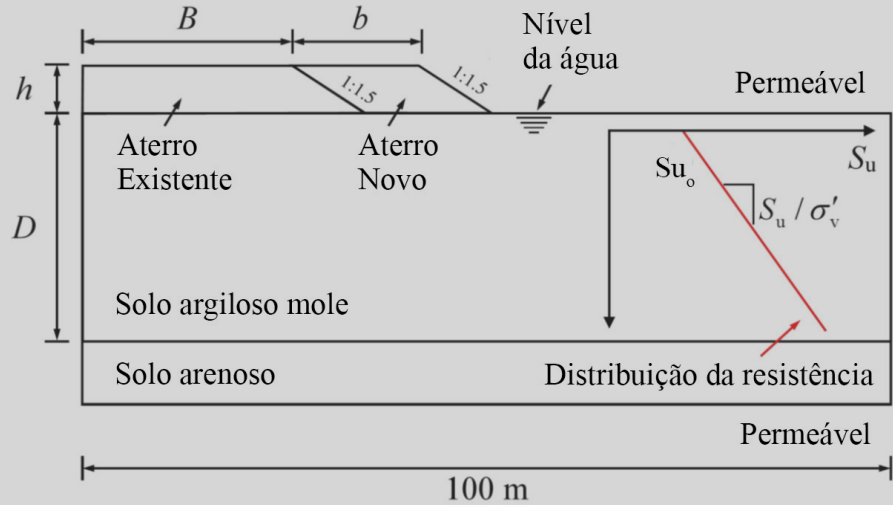


Figura 13 - No gráfico evidencia-se os parâmetros geométricos e a distribuição da resistência não drenada (S_u) ao longo da profundidade, na camada de argila mole, e utiliza o parâmetro adimensional S_u / σ_v' , chamado de razão de resistência ao cisalhamento relativa ou razão de resistência não drenada em relação à tensão efetiva vertical. σ_v' é a tensão vertical efetiva, ou seja, é a tensão total vertical menos a poropressão. O eixo horizontal mostra a resistência ao cisalhamento, S_u , aumentando com a profundidade. O valor inicial, no topo, é S_{u0} , que cresce com a profundidade proporcionalmente a σ_v' . A linha inclinada representa a relação $S_u / \sigma_v' = \text{constante}$, hipótese simplificadora bastante utilizada em análises de estabilidade de aterros sobre solos moles.

A importância da razão S_u / σ_v'

A razão S_u / σ_v' fornece um índice adimensional que relaciona a resistência do solo à magnitude da tensão efetiva que o confina. Os valores típicos são:

- Para argilas moles – 0,20 – 0,25
- Para argilas médias – 0,25 – 0,35
- Para argilas rígidas: >0,40

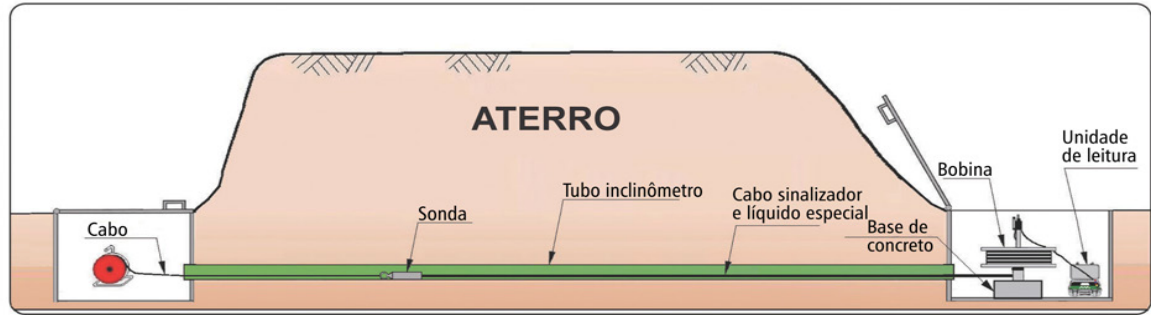
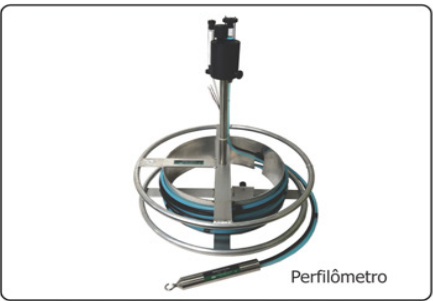
Quanto maior o valor de S_u / σ_v' , mais resistente o solo argiloso está em relação ao carregamento vertical. Em projetos de estabilidade de talude, aterros e fundações em

Medidor Portátil do Perfil de Recalques (Perfilômetro)

Este equipamento mede, precisamente, recalques e levantamentos através de aterros, estradas, tanques, etc. O perfilômetro tem sonda conectada com cabo sinalizador e tubo genérico com líquido especial. Quando a sonda passa através do tubo inclinômetro ou qualquer tubo de PVC, analisa a pressão existente, calculando-a como deslocamento vertical.

Aplicações:

- Aterros rodoviários e barragens.
- Reservatórios de água.
- Pontes e viadutos.
- Recalque do solo de fundação.



Instalação do Perfilômetro

Para maiores informações, acesse: <http://softsoilgroup.com.br> ou envie um e-mail para: atendimento@softsoilgroup.com.br

Soft Soil Group

CHEGOU SUA
VEZ DE TER

VISÃO

MAIS PROFISSIONAL
DA GEOTECNIA
DO SOLO MOLE.

:: NOTÍCIAS EM TEMPO REAL;

:: ANÁLISES EM PROFUNDIDADES;

:: CONSENSO DE OPINIÕES SOBRE SOLUÇÕES;

:: GRÁFICOS E FERRAMENTAS ANALÍTICAS

Os principais dados e informações, antes disponíveis apenas por especialistas, agora estão abertos pra você também tomar as melhores decisões na hora de projetar e fazer negócios. Em um só lugar, um serviço completo com a chancela da instituição especialista em melhoramento de Solos moles, com quase 50 anos de experiência.



iBSM INSTITUTO
BRASILEIRO
DO SOLO MOLE

ACESSE SOFTSOILBRAZILIANGROUP.COM E ESCOLHA
A EDIÇÃO IDEAL PARA SUA PESQUISA.



solos moles, este índice é essencial para avaliar a segurança contra a ruptura global.

O peso unitário do solo do aterro (γ) é 15,3KN/m, tratado como constante neste estudo, e a rigidez da argila é representada pela resistência ao cisalhamento no modelo MCC. Determinou-se a influência de cada parâmetro, para as características do recalque, alterando-se um único parâmetro independente, na medida em que manteve-se todas as outras variáveis constantes na configuração padrão. A figura 14, mostra a relação entre as características do recalque e os parâmetros geométricos do novo aterro ampliado. As cavidades do eixo horizontal foram definidas de 0 a 40m, representando a distância do centro do aterro existente até o ponto onde o recalque aproximou-se de zero. O recalque que surge, induzido pelo novo aterro ampliado, geralmente exibe forma assimétrica. A largura do aterro, pertinente à antiga rodovia, pouco influencia a intensidade do recalque máximo encontrado exercendo, no entanto, efeito perceptível na localização do recalque máximo, conforme figura 14 (letra a). Aumentando-se a largura do antigo aterro estradal, a localização do recalque máximo move-se em direção ao novo aterro, indicando que a distribuição de sua largura, após a ampliação, seja afetada pela antiga largura da estrada. Desta forma, à medida em que aumenta-se a largura b, do antigo aterro (figura 14b), incorporando-se um novo, a localização do recalque máximo move-se em direção ao novo aterro, aumentando sua intensidade, fazendo com que sua curva torne-se mais ampla. De maneira lógica, quanto mais profunda for a camada do solo mole, D, ocorre um recalque mais elevado, onde a localização do pico permanece constante, conforme a figura 14c. Este aumento da camada argilosa mole, exerce um certo efeito no recalque do antigo aterro. A variação da altura do aterro, h, por sua vez, apresenta tendência semelhante, conforme a figura 14d. Interessante observar que a intensidade do processo de recalque, que irá ocorrer, é mais sen-

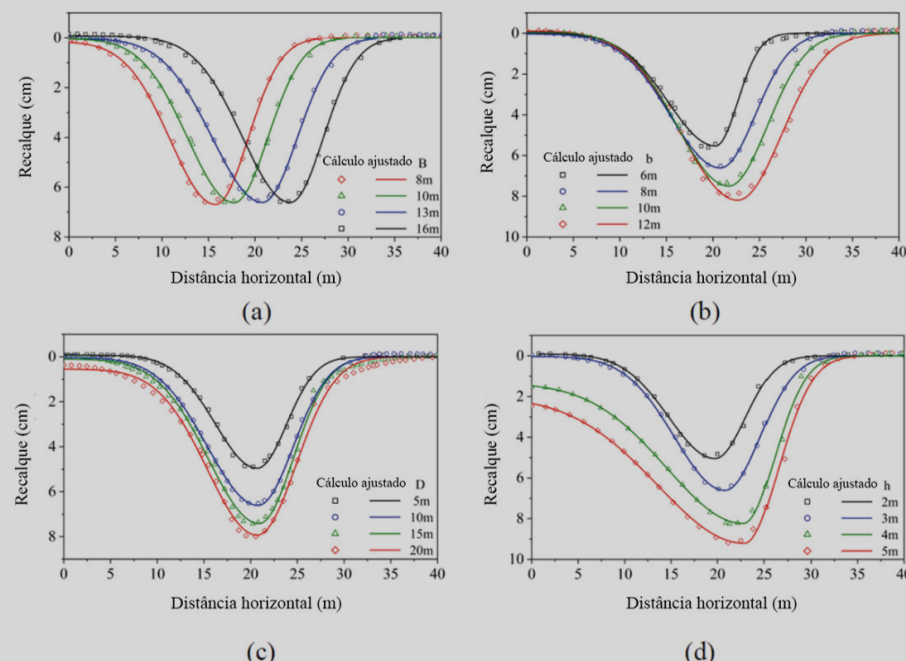


Figura 14 - Relação entre parâmetros geométricos do aterro e o padrão de recalque. (a)Efeito do B; (b) Efeito do b; (c) efeito do D; (d) efeito do h.

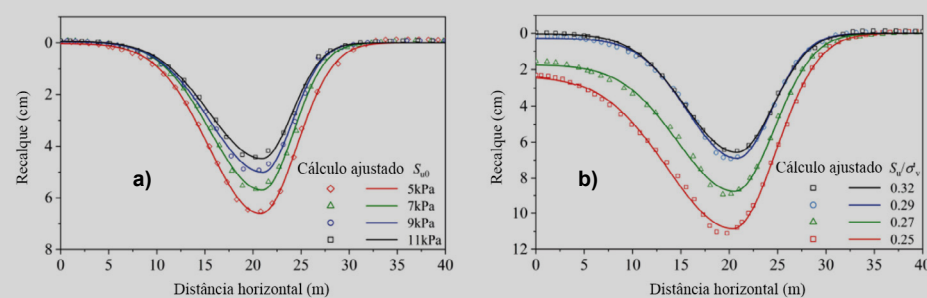


Figura 15 - Relação entre parâmetros e o recalque. a) Efeito do S_u ; b) Efeito do S_u/σ'_{v_0} .

sível para a altura h, do que propriamente sua largura b, do novo aterro da ampliação, deixando claro que as alterações nos parâmetros h e b, resultam em modificação direta na intensidade e na abrangência da influência das novas tensões. Efetivamente, a altura do novo aterro, estende o alcance da influência do novo quadro de tensões até

sua base. A figura acima evidencia, em uma condição geométrica constante, a relação entre os padrões do processo de recalque, quando da relação do novo aterro da ampliação rodoviária, e as propriedades do solo. Conforme observa-se, na figura 15a, aumentando-se a resistência cisalhante não drenada, S_u , na superfície, há redução na



Figura 15 - Análise pressiométrica para aferir o ganho de resistência e rigidez, durante o melhoramento do solo na duplicação da BR - 470, trecho de Itajaí, SC.

intensidade do recalque e, conforme apresentado na figura 15b, a diminuição da razão S_u/σ'_{v_0} (relaciona a resistência do solo à intensidade da tensão efetiva, que o confina) conduz a um aumento na intensidade do processo de recalque, com pouco impacto em seu posicionamento ou localização. Observa-se, também, que o processo de recalque, que ocorrerá no aterro estradal antigo, anexo, é sensível a razão S_u/σ'_{v_0} . Pequenos valores desta razão, indicam mais compressibilidade na camada de solo argiloso mole, resultando em mais recalque no solo de fundação. A intensidade e o formato da curva do recalque, que ocorrerá, também dependem da distribuição da resistência ao cisalhamento não drenada na camada de solo argiloso mole.

Modelo simplificado da previsão e sua avaliação

Conforme observou-se nas figuras 14 e 15, anteriores, o recalque diferencial que ocorre no novo aterro ampliado, apresenta forma assimétrica. A curva bi-gaussiana, composta por duas funções gaussianas independentes, é apropriada para modelar este padrão assimétrico, do processo de recalque, conforme figura abaixo.

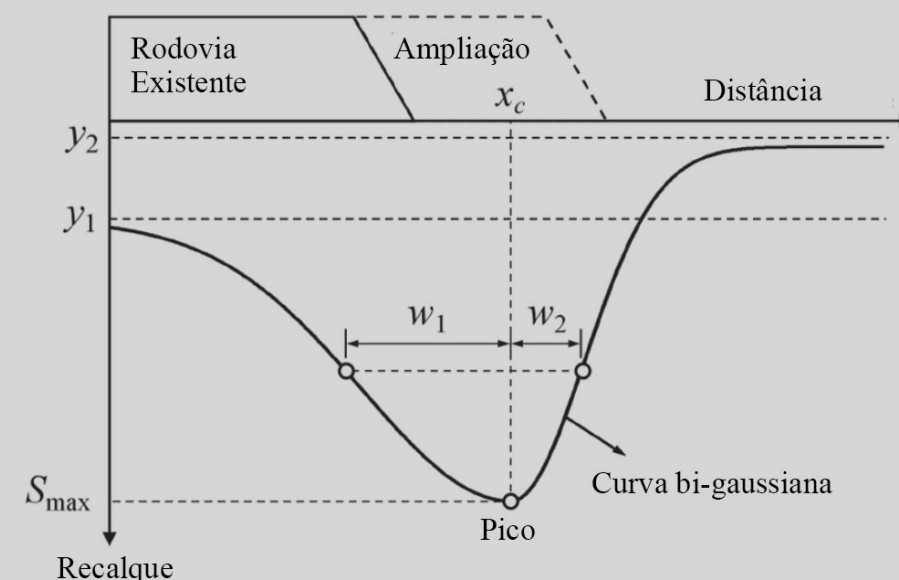


Figura 16 - Perfil transversal de recalque, em aterros sobre solos moles, descrito por uma curva bi gaussiana, utilizado para modelar como o recalque distribui-se lateralmente a partir do centro da carga do novo aterro. O eixo vertical (recalque) apresenta recalque com valor máximo no centro. O eixo horizontal apresenta a distancia lateral em relação ao eixo central do aterro. A figura representa uma curva bi-gaussiana típica para padrões de recalque.

Para uma avaliação do modelo simplificado, utilizando-se dados artificiais, torna-se necessário conhecer o coeficiente de determinação, R^2 , que

mede o grau de correlação entre valores previstos e simulados, que variam de 0 a 1, ou seja, quanto mais próximo de 1, maior a explicação da variabilidade. A figura 16, mostra o valor previsto, comparando-se com o valor simulado e o coeficiente de determi-

nação, R^2 , para os dados artificiais. O banco de dados artificial é dividido nas categorias de teste e regressão e apenas os valores simulados do gru-

O modelo bi gaussiano

A curva bi gaussiana como a da figura 16, abaixo, é uma curva ajustada com base em duas distribuições gaussianas (normais), cada uma controlando a forma da curva de um lado da seção, permitindo representar o fato de que o recalque nem sempre é simétrico (um lado pode ter talude ou ampliação). Na condição de pico, significa que no eixo central do aterro ocorre recalque máximo $S_{\max}$. As larguras características W_1 e W_2 , são as distancias medidas a partir do eixo central até pontos de referencia da curva em cada lado, mostrando que a propagação do recalque pode ser diferente em cada lado (assimetria). Os valores do γ e γ_2 , representam a inclinação ou o "grau de espalhamento" da curva em cada lado, relacionando-se com a geometria do aterro (talude existente ou ampliado). A região da rodovia existente corresponde ao antigo aterro, enquanto a ampliação é a área referente ao acréscimo da pista antiga. O ponto x significa a transição. A interpretação prática é que o modelo bi gaussiano é usado para ajustar curvas experimentais de recalque, obtidas por instrumentação (ex. nivelamento topográfico), sendo útil para prever a distribuição lateral do recalque ao longo da seção, comparando efeitos de duplicação de aterros (um lado mais carregado – recalque mais intenso), além de estimar a influencia da assimetria (lado existente vs. Lado ampliado). Na geotecnia do solo mole, o gráfico informa que o recalque máximo ocorre no eixo central da carga. O espalhamento lateral do recalque não é uniforme e depende da geometria do aterro, das propriedades do solo mole e da técnica de tratamento utilizada. Ajustar o comportamento real a uma curva bi gaussiana, permite prever deformações diferenciais, que são críticas para a estabilidade de pavimentos e estruturas apoiadas sobre o aterro.

nação, R^2 , para os dados artificiais. O banco de dados artificial é dividido nas categorias de teste e regressão e apenas os valores simulados do gru-



Figura 15 - Construção de marginal à anganguera (SP-330), altura de Jundiá. Necessário o melhoramento do solo devido a prsença de camadas de solo mole.

po teste são utilizados para verificar o modelo simplificado. Adotou-se o nível de precisão de $\pm 20\%$ (determinado utilizando-se uma distribuição de probabilidade em histograma do valor previsto em comparação com o valor numérico), de modo a se avaliar o desempenho do modelo simplificado. Geralmente, o erro entre valores dos coeficientes previstos e simulado ficam dentro do intervalo de $\pm 20\%$, o que indica que o modelo simplificado, baseado na função bi gaussiana, tem precisão razoável. Os valores de R^2 para prever e simular dados, são superiores a 0,96, o que indica que o modelo simplificado pode prever padrões de recalque e dispor sobre as complexas relações entre a distribuição do processo de recalque e as variáveis independentes. Para se avaliar ainda mais a aplicabilidade do modelo simplificado, comparou-se as

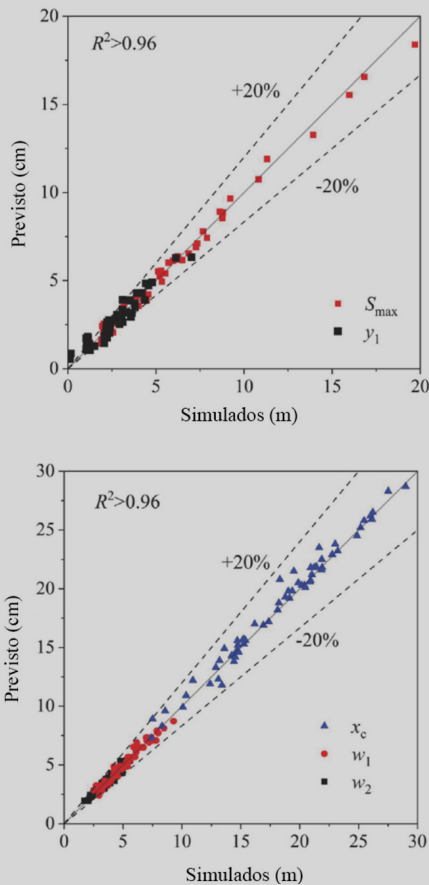


Figura 16 - A figura compara valores previstos com simulados para parâmetros de recalque diferencial de aterros sobre solos moles, utilizando o modelo bi gaussiano. O eixo horizontal são os valores obtidos pela simulação numérica (referência “verdadeira”). O eixo vertical são os valores previstos pelo modelo. Os pontos representam os pares de valores (simulado versus previsto). As linhas tracejadas marcam um desvio de $\pm 20\%$ em relação a linha 1:1 (perfeita concordância). No canto superior aparece o coeficiente de determinação ($R^2 > 0,96$).

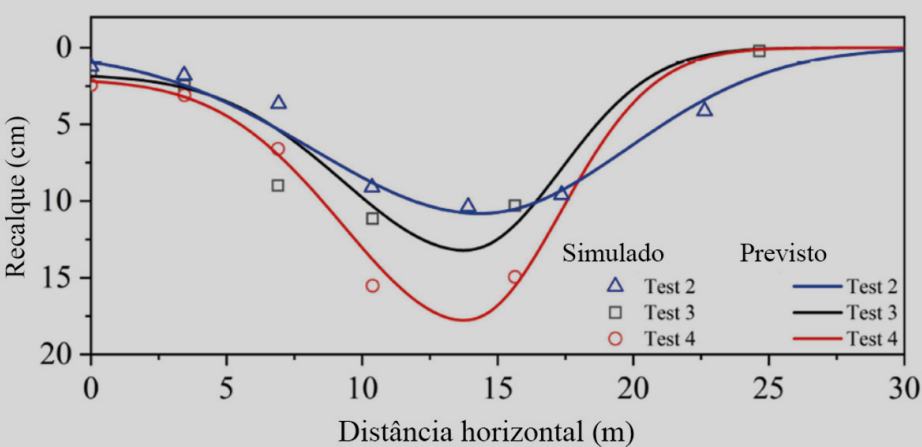


Figura 17 - Previsão do modelo simplificado do padrão de recalque versus o padrão obtido em testes com centrífuga.

curvas de recalque, obtidas através das funções bi gaussianas, com resultados em centrífuga existentes na literatura, conforme figura acima. Como o modelo numérico foi estabelecido com base no teste na centrífuga 1, apenas os das centrífugas 2, 3 e 4 foram avaliados, já que apresentam diferentes formas geo-

A interpretação do coeficiente de determinação R^2 .

O R^2 mede o grau de correlação entre valores previstos e simulados, indo de 0 a 1, ou seja, quanto mais próximo de 1, maior a adequação da variabilidade. Uma condição de $R^2 > 0,96$, indica que mais de 96% da variabilidade dos recalques simulados é explicada pelo modelo bi-Gaussiano, o que representa altíssima precisão na previsão. O gráfico superior compara o recalque máximo (S_{max}) com os valores previstos. Os pontos se alinham bem à reta 1:1, dentro do limite de $\pm 20\%$. No gráfico inferior, compara-se parâmetros de forma do recalque diferencial (largura, posição do centro, etc., representados como $W1$, $W2$ e Xc). Também mostra boa correlação, embora com mais dispersão, mas ainda dentro do intervalo de $\pm 20\%$. A conclusão para os dois gráficos apresentados é que o modelo bi-Gaussiano é capaz de reproduzir com alta fidelidade os resultados simulados para o comportamento de recalques diferenciais em aterros sobre solos moles. O R^2 alto e a concentração dos pontos próximos da linha de 1:1 demonstram que o método tem forte confiabilidade para avaliação e previsão de recalques. A utilização das faixas de $\pm 20\%$ ajuda a reforçar a robustez do modelo, pois a grande maioria dos dados está dentro desse limite de erro

métricas de seção transversal e distribuições de resistência do solo. No teste efetuado na centrífuga 2, ampliou-se o novo aterro para 2,5 vezes a largura do antigo aterro rodoviário. Já nos testes 3 e 4, ampliou-se 1,5 vezes sua largura original. Os parâmetros destes 3 testes, na centrífuga, apresentou-se na tabela 1. A previsão do modelo simplificado é consistente com os resultados dos testes efetuados na centrífuga e a discrepância entre os dados previstos e as medidas encontram-se dentro da faixa de 8%, o que demonstra a aplicabilidade e a precisão da função bi gaussiana.

REFERÊNCIAS

- Joaquim Rodrigues é engenheiro civil M.Sc. Formado no Rio de Janeiro em 1977 e pós-graduado pela COPPE na Universidade Federal do Rio de Janeiro. Diretor do Instituto Brasileiro do Solo Mole e da Engenharia Geotecnia e Engenharia, associada à ABMS e ao American Society of Civil Engineers desde 1994. Desenvolveu duas técnicas de melhoramento de solos moles, sendo motivo de patente o GEOENRIUE-CIMENTO, utilizada hoje em todo o Brasil.
- Jiawei Wang; Boyang Xia; Haizuo Zhou. Settlement characteristics and evaluation approach of embankment widening over soft clay.
- Mayne, P.W., and Kulhawy, F.H. 1982. Ko - OCR Relationships in Soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 108(6): 851-872. American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/AJGEB6.0001306.
- El Kamash, W., and Han, J. 2014. Displacements of column-supported embankments over soft clay after widening considering soil consolidation and column layout: Numerical analysis. Soils and Foundations, 54(6): 1054-1069. doi:10.1016/j.sandf.2014.11.002.
- Lu, D., Lin, Q., Tian, Y., Du, X., e Gong, Q. 2020. Fórmula para prever o assentamento do solo induzido por tunelamento com base na função Gaussiana. Tunnelling and Underground Space Technology, 103: 103443. Elsevier.
- Ma, L., Ding, L., e Luo, H. 2014. Descrição não-linear do assentamento do solo sobre túneis gêmeos em terra. Tunnelling and Underground Space Technology, 42: 144-151. doi:10.1016/j.tust.2014.02.006.

Formação em
Gestão de
Riscos

ALTO
MÉDIO
BAIXO

Prof. Fernando Affonso
Especialista em Riscos

- Gestão de Riscos 1 CLIQUE AQUI!
Curso introdutório, necessário para refletirmos e nos questionarmos de como devemos interagir com o que nos rodeia e para transformar riscos em aliados.
- Gestão de Riscos 2 CLIQUE AQUI!
Um curso prático para aquelas pessoas que tem objetivos na vida e desejam viver melhor, sem riscos. É um curso completo para preparar o aluno para ter disciplina e perseverança na sua profissão e na identificação e gestão de riscos continuamente.
- Gestão de Riscos 3 CLIQUE AQUI!
Um curso avançado para aquelas pessoas que querem ir além, que gostaram do tema gestão de riscos e querem aprender a estimar probabilidade, impacto e conhece a terceira dimensão. O tempo até o impacto.

+1.5k Alunos Treinados ao longo dos anos.

Sobre o Curso

Em um mundo dinâmico e repleto de incertezas, a capacidade de identificar, avaliar e gerenciar riscos é essencial para o sucesso de qualquer pessoa ou organização. A Formação em Gestão de Riscos foi desenvolvida para oferecer um conhecimento sólido e prático sobre estratégias de mitigação de riscos, independentemente do setor de atuação.

Composta por três cursos complementares, esta formação proporciona uma visão ampla e aplicada sobre os principais conceitos, ferramentas e metodologias utilizadas na gestão de riscos. Seja você um empreendedor, profissional de qualquer área ou alguém que deseja aprimorar sua tomada de decisões, este programa é ideal para fortalecer sua capacidade de antecipação e resposta a desafios, garantindo maior segurança e eficiência em seus projetos e negócios.

QUERO SER UM ESPECIALISTA EM
GESTÃO DE RISCOS

SOLUCIONANDO PROBLEMAS DE RECALQUE DIFERENCIAL COM ANÁLISE NUMÉRICA E MELHORAMENTO DE SOLO EM DUPLICAÇÃO DE RODOVIAS.

Figura 1 - A presença de solos moles em obras de duplicação de rodovias, torna obrigatório o emprego do melhoramento do solo, de modo a readequar os parâmetros de resistência e rigidez do solo. Melhoramento do solo de fundação, em uma construção de ponte no interior de Minas Gerais (Muriaé), necessário para receber os aterros de encontro sobre camadas de solos moles.

E notório, e também frequente, a surgência de processos de recalque diferencial em duplicação de rodovias, particularmente na interface entre o antigo e o novo aterro. O impacto do novo aterro e da carga do tráfego, na região ampliada é dominante, sobretudo pelo aspecto dinâmico que ocorre no novo subleito, com manifestação crescente e decrescente, especialmente quando o nível do NA manifesta-se. Este complexo processo de recalque diferencial, cria um efeito de arqueamento no solo do aterro, maior na borda do talude que em sua região central. Os problemas relatados, neste estudo, são específicos aos trechos de uma obra recente de duplicação rodoviária, onde havia presença de solos argilosos moles e o consequente desenvolvimento de recalque diferencial, na interface do novo com o antigo aterro, associado à trincas, desnivelamento, fragmentação asfáltica, fissuramento com diversos aspectos, tanto no sentido transversal, quanto longitudinal do pavimento asfáltico. A readequação do solo é crucial na junção das áreas

antiga e ampliada da estrada, de modo a reconsolidar e eliminar o inerente recalque diferencial. Aterros apoiados em colunas são, ainda, utilizados em “tratamentos” de fundação, obras de duplicação de rodovias, assim como a utilização de geossintéticos. Primeiro, um “tratamento” com geogrelha, que aumenta o módulo de resiliência do subleito e reduz a deformação heterogênea. A geogrelha torna a distribuição de tensões e deformações

uniformes, sob a pavimentação, com o efeito das cargas de tráfego. O resultado é bastante interessante, quando se aplicam mais camadas de geogrelha. A Rodovia em questão, é um projeto que, devido às condições de campo, solo de fundação, variação da carga de tráfego e os efeitos crescentes da mudança climática, teve como principais objetivos (i) monitoramento no campo, para entender as características do projeto, (ii) testar o solo, no campo e laboratório,



Figura 2 - Cravação de geodrenos necessário ao melhoramento do solo com geoenrijecimento.

nos trechos de solo mole da estrada para análise adicional do recalque diferencial, (iii) investigar o efeito da variação do carregamento por análise numérica, utilizando o software Abaqus CAE 2021, com e sem tratamento do solo. Verificou-se a aplicabilidade da simulação numérica, pois o processo deformativo do recalque, calculado pelo modelo e pela análise numérica, são muito semelhantes. Os resultados dos testes com o modelo em centrífuga e nas simulações numéricas, coincidiram bem, e a pesquisa serviu como base para entender os problemas existentes e projetar e otimizar projetos de ampliação de rodovias. Durante o processo de ampliação de estradas, é crucial investigar a condição do solo de fundação e o mecanismo de deformação imposto ao pavimento existente. Esta técnica numérica é útil em muitos contextos, resolvendo rapidamente várias questões relacionadas, quando o planejamento, projeto e as etapas do desenvolvimento da infraestrutura, exigem técnicas de previsão. Além disso, a simulação de um projeto de ampliação de rodovia, utilizando o software Abaqus, abre novas perspectivas de estudos, delineada segundo as seguintes diretrizes:

(a) Analisou-se a literatura relacionada ao

O MÓDULO DE RESILIÊNCIA

É um parâmetro fundamental no dimensionamento e avaliação de aterros e pavimentos, especialmente em obras de duplicação de estradas, onde o novo aterro precisa garantir desempenho compatível com a via existente. Seu conceito representa a capacidade do solo do aterro, de recuperar sua forma elástica após sofrer deformações sob cargas repetidas de tráfego. Em termos práticos, é a relação entre a tensão desviadora aplicada e a deformação elástica recuperável, expressa por:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r}$$

onde:

MR é o módulo de resiliência (MPa)

σ_d é a tensão desviadora, diferença entre tensão principal maior e a menor ($\sigma_1 - \sigma_3$)

ϵ_r é a deformação recuperável na direção axial (axial resiliente).

Em uma duplicação rodoviária, o novo aterro deve ter comportamento elástico e deformabilidade compatíveis com o antigo, evitando recalques diferenciais e trincas no pavimento. Assim, o módulo de resiliência é usado para verificar a uniformidade da rigidez entre o aterro existente e o novo, servindo como parâmetro de entrada em modelos de dimensionamento mecanístico-empírico (como o DNIT 134/2010-ME ou o AASHTO 93/2021), permitindo estimar deflexões e tensões transmitidas às camadas inferiores sob repetição de cargas de tráfego.

Valores típicos (solos compactados)

Material do aterro	MR Típico (Mpa)	Observações
Argila compactada (boa)	30-80	Sensível à umidade
Areia fina compactada	80-150	Boa drenagem e estabilidade
Areia grossa/ gravilha	150-300	Alta resistência e rigidez
Solo laterítico bem compactado	120-250	Excelente desempenho estrutural

O ensaio triaxial de carga repetida (DNIT 134/2010-ME) determina o M_R em laboratório, simulando as tensões cíclicas de tráfego. A viga Benkelman e o FWD (Falling Weight Deflectometer) avaliam deflexões e retroanalisa o M_R , fazendo controle da compactação e da umidade ótima, pois pequenas variações afetam significativamente o módulo.

Para fins de projeto de uma duplicação rodoviária, dever-se-á:

- Buscar M_R equivalente ou superior ao do aterro existente;
- Garantir mesmos materiais e níveis de compactação;
- Prever transição suave entre os dois lados do pavimento, evitando pontos rígidos ou moles;
- Promover o melhoramento do solo com CPR Grouting, se o M_R do solo natural for baixo, exatamente pelo fato de que a característica de confinamento crescente do CPR Grouting aumenta enormemente o módulo de resiliência.

mecanismo de recalque diferencial e técnicas de tratamento do solo, como “alternativas” ao melhoramento do solo.

(b) Realizou-se pesquisas de campo, para análise do recalque no pavimento já concluído, com visitas subsequentes para investigar o solo, a topografia, o padrão de tráfego e a distorção no pavimento.

(c) Realizou-se investigação geotécnica do solo, coletando-se amostras, através de furos com trado, tanto no solo de fundação (solo natural), sob a estrada antiga e ampliada, sabendo-se da presença de solo argiloso mole. Além disso, realizou-se teste de cisalhamento direto, para calcular as propriedades de resistência ao cisalhamento de três amostras de solo.

(d) Com o software de elementos fini-

tos Abaqus CAE 2021, estabeleceu-se interação entre regiões da estrada antiga e nova.

(e) Para explorar as características do processo de recalque, em várias circunstâncias, estabeleceu-se vários modelos para simulação 2D, selecionando-se um trecho da rodovia, com presença de solo mole, para validação do modelo numérico.

(f) Analisou-se as técnicas “alternativas” de tratamento na ampliação do aterro, com o objetivo de entender o recalque diferencial na estrutura do pavimento, com o propósito de avaliar seus efeitos. As técnicas aplicadas foram geogrelha e colunas de solo cimento (DSM).

Breve Descrição da rodovia analisada

O trecho estradal analisado, pertence a uma rodovia estadual na região sul.

De acordo com o plano de duplicação, ampliou-se a largura do aterro e do pavimento para ambos os lados da via, conforme layout mostrado na Figura 5. Quando alguns trechos concluídos da estrada foram abertos ao tráfego, começaram a surgir trincas e deformações significativas na superfície do pavimento, devido ao desenvolvimento de recalques diferenciais ao longo dos novos aterros, conforme Figuras 3 a 7. Durante a inspeção de campo, observou-se que as deformações apresentavam muitos fatores contribuintes para o processo de recalque diferencial. Primeiro, a estrada passa por região plana, permitindo que a água da chuva acumule ao longo da estrada e, gradualmente, infiltre no subleito. Segundo, um canal não revestido flui paralelo a alguns trechos da estrada, resultando em infiltração nos aterros. Terceiro, e talvez o mais crítico, é o tráfego pesado existente.



Figura 3 - Trincas de fadiga na parte duplicada do pavimento.



Figura 4 - Trincas em forma de pele de crocodilo na parte duplicada do pavimento.



Figura 6 - Trincas com afundamento plástico na região duplicada.

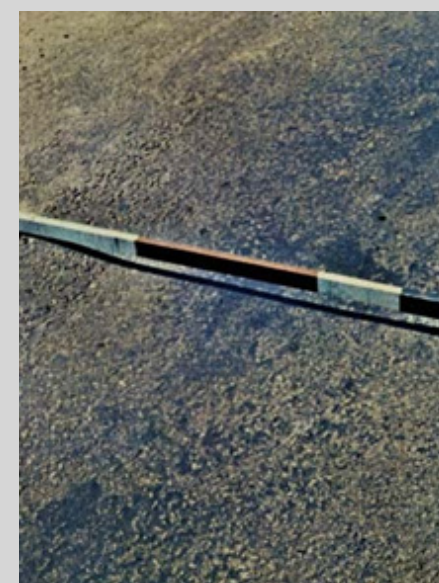


Figura 7 - Trincas com afundamento de consolidação na região duplicada.

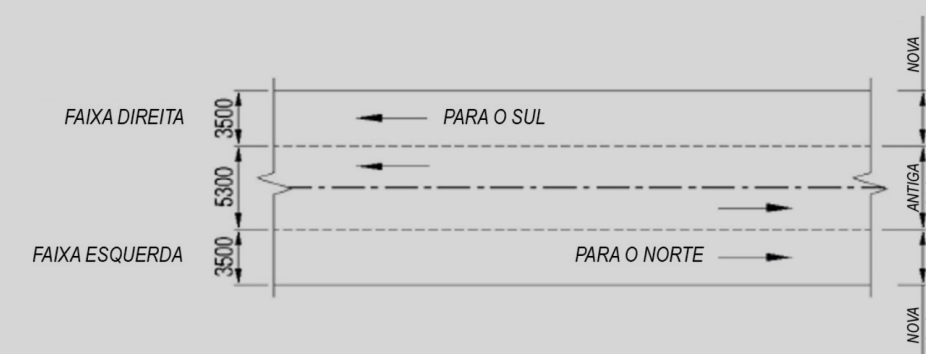


Figura 5 - Layout do movimento de tráfego e marcação de faixas (unidades em mm).

Investigação Geotécnica

Avaliou-se as propriedades do solo de fundação na estrada antiga e nas laterais ampliadas, considerando-se os problemas na pavimentação em dois trechos, para investigação detalhada de campo e laboratório, coletando-se amostras de solo, com trados. Determinou-se a densidade aparente, o peso específico, o índice de vazios e a permeabilidade das amostras, calculando-se a resistência cisalhante, através de ensaios realizados sob diferentes tensões normais, em condição controlada, deformando amostras com taxa de deformação monitorada, próximo a um plano de cisalhamento único, determinado pela configuração do aparelho. Analisou-se pelo menos três amostras, cada uma sob uma carga normal diferente, objetivando-se determinar

os efeitos da resistência ao cisalhamento e os deslocamentos laterais. Os valores da capacidade de carga foram obtidos dos parâmetros da resistência ao cisalhamento, utilizando-se a equação de Terzaghi. Observou-se, a partir das sondagens e dos resultados dos testes laboratoriais, que o solo de fundação consiste de argilas moles com cor cinza, até doze metros de profundidade. A localização das amostras do solo, sob o pavimento, estão na Figura 9. Alguns dos resultados dos testes são apresentados na Tabela 1. As propriedades do solo de fundação, foram as mesmas em todos os trechos da estrada, apresentando características de mole, sendo que o nível do lençol freático foi encontrado cerca de dois metros abaixo da estrada, variando até a superfície. Observou-se, ainda, que o solo natural e toda a composição do novo aterro mostraram propriedades de coesão diversificada.

O QUE É O STRAIN HARDENING?

Strain hardening (ou comportamento de enrijecimento por deformação) significa que o solo continua ganhando resistência à medida que sofre mais deformações, em vez de atingir um limite e enfraquecer. O conceito geral é que quando aplicamos cargas crescentes em um solo, ele responde com deformações. Se o solo apresenta strain hardening, sua resistência ao cisalhamento aumenta progressivamente com a deformação. Esse comportamento evidencia-se no formato da curva tensão-deformação, que cresce sem apresentar queda acentuada após o pico. Se considerarmos diferentes tipos de solos:

1. **Arenosos.**
Apresentam comportamento típico de strain hardening, à medida que se deformam, os grãos vão se rearranjando e compactando, gerando maior resistência.
2. **Arenosos densos.**
Normalmente mostram strain softening, atingindo pico de resistência e, depois, enfraquecem por dilatação.
3. **Argilosos normalmente adensados (NC ou NA).**
Apresentam strain hardening. A resistência não é “instantânea”, crescendo

ROCIEST



PIEZÔMETRO AUTOCRAVÁVEL (PWP)

A série PWP de piezômetros de corda vibrante (autocraváveis) foi projetada para medir, com precisão, a poropressão em depósitos de solos moles. Suas características são:

- **ROBUSTEZ**
- **PRECISÃO**
- **CONFIABILIDADE**

Representante exclusivo no Brasil: **3GEO TECNOLOGIA LTDA**
+55 21 2718 3968 / vendas@3geotecnologia.com / www.3geotecnologia.com

SOLOS MOLES

Todo solo de fundação exige condição geotécnica estável e precisa, o que se traduz em um investimento praticamente isento de riscos. A presença de solos moles, com valores de SPT inferiores a 5, implica em solução geotécnica que deve ser analisada, primeiramente, com relação a sua eficiência. Melhorar solos moles exige precisão e segurança. O melhoramento do solo mole com CPR Grouting, é a melhor resposta, promovendo segurança necessária no tempo desejado. Tudo isto com monitoramento geotécnico específico, através de análises piezométrica, pressiométrica e, principalmente, tomográfica, com respostas antes, durante e depois dos serviços executados.



 geotecnia.engegraut.com.br

 @engegraut_geotecnia

 Engegraut - Engenharia Geotécnica



gradualmente com a deformação e com o desenvolvimento de tensões.

4. Argilosos superadensados.

Podem apresentar strain softening após certo ponto, porque atingem um pico de resistência e depois perdem parte dela.

5. Argilosos orgânicos e moles.

Em geral, desenvolvem comportamento strain hardening mas, de forma lenta e progressiva, associado a grandes deformações antes de desenvolver resistência significativa.

A importância prática do Strain Hardening, na modelagem, é representada em modelos constitutivos (como o Cam-Clay) para prever o aumento contínuo da resistência de argilas NC. Estruturas apoiadas em solos, com strain hardening, tendem a ter um comportamento mais estável, pois não existe perda súbita de resistência, como nos casos do strain softening. Em resumo, o comportamento strain hardening significa que o solo não tem resistência de “pico”, endurecendo com a deformação, o que é típico em areias soltas e argilas normalmente adensadas. O Strain Hardening é uma curva crescente contínua, típica de solos argilosos normalmente adensados e areias soltas. Por sua vez, o Strain Softening atinge um pico de resistência e depois cai, típico de solos argilosos superadensados e areias densas.

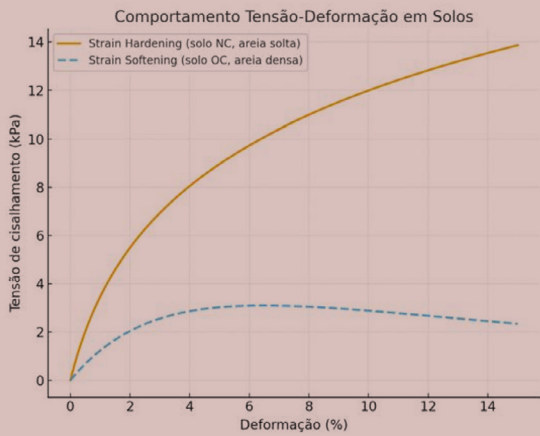


Figura 8 - Gráfico comparando-se os dois comportamentos

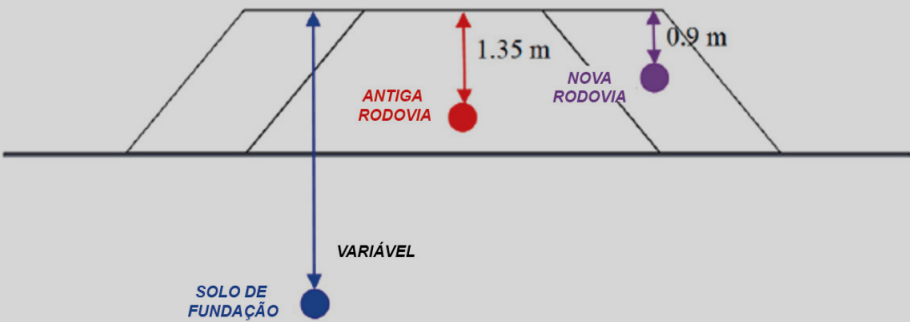


Figura 9 - Localização da retirada das amostras do solo

Quilometragem (Km)	Localização	Peso Específico	Densidade aparente (g/cc)	Índice de Vazios	Capacidade suporte (kPa)
A	Solo de Fundação	2.54	2.14	0.43	346,42
B	Aterro nova estrada	2.47	2.06	0.44	112,61
C	Aterro estrada antiga	2.53	2.21	0.39	342,13

Tab 1 – Resultados dos testes.

Número do poço	Quilometragem (Km)	Localização	Direção	Teor de Umidade (%)
1	A	Solo de Fundação	Lado direito	17.00
2	B	Solo de Fundação	Lado esquerdo	18.00
3	C	Solo de Fundação	Lado direito	17.00
4	D	Solo de Fundação	Lado esquerdo	16.40
5	E	Solo de Fundação	Lado direito	18.00
6	F	Solo de Fundação	Lado direito	18.00
7	G	Solo de Fundação	Lado esquerdo	18.80
8	H	Aterro nova Fundação	Lado direito	16.00
9	I	Aterro Nova estrada	Lado esquerdo	18.30
10	J	Aterro estrada antiga	Lados direito e esquerdo	18.00

Tab 2 – Teor de Umidade do solo

Observou-se comportamento strain hardening em todos os testes de solo, possivelmente devido ao seu alto teor de umidade e um estado relativamente mole. As informações, da Tabela 1, mostram que a capacidade de carga do solo de fundação e do aterro da estrada antiga é maior do que o das faixas ampliadas. O teor de umidade foi medido em dez trechos específicos, e os resultados são apresentados na Tabela 2. O solo de fundação é predominantemente argiloso em todos os locais. Em um determinado trecho, o teor de umidade é maior no solo de fundação do lado esquerdo, e em um trecho anexo, o teor de umidade é menor no solo de fundação do mesmo lado esquerdo.

O TESTE DE CISALHAMENTO DIRETO

É um ensaio laboratorial que mede a resistência cisalhante do solo, aplicando-se uma carga normal que promove deslocamento relativo entre duas metades da amostra do solo. O ensaio é realizado inserindo-se a amostra do solo dentro de uma caixa bipartida (caixa de cisalhamento), geralmente quadrada ou circular, dividida em duas metades horizontais. A seguir, é feita a aplicação de um carregamento vertical, aplicado sobre a amostra (simulando o peso da estrutura). Na sequência é feita a aplicação de uma força cisalhante, onde uma metade da caixa é deslocada horizontalmente em relação à outra, provocando o cisalhamento entre as duas partes. Paralelamente, procede-se o registro de dados, medindo-se a força cisalhante (τ), que resiste ao movimento e a deformação horizontal, correspondente. O ensaio é repetido para diferentes cargas normais (σ). O resultado é um gráfico com uma curva tensão cisalhante (J), versus deslocamento. Para cada carga normal aplicada, obtém-se a tensão cisalhante máxima. Plotando-se τ (máximo) versus σ (normal), constrói-se a envoltória da resistência cisalhante, que fornece os parâmetros de Mohr-Coulomb:

$c \rightarrow$ coesão do solo

$\phi \rightarrow$ ângulo de atrito interno

As vantagens do ensaio é a sua simplicidade, rapidez e baixo custo, sendo muito fácil de interpretar, adequado para solos arenosos e argilosos. Algumas limitações são a superfície de ruptura que é pré-definida (na divisão da caixa), diferentemente do que ocorre no solo. A drenagem pode não ser bem controlada (difícil obter ensaios CU/CD precisos). É mais limitado para solos moles e sensíveis.

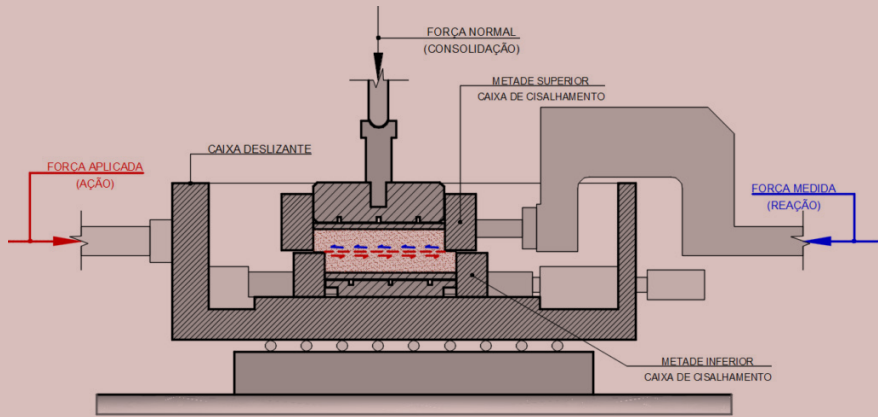


Figura 10 - Ensaio de cisalhamento direto do solo para determinar os parâmetros coesão e ângulo de atrito.

O resultado dos testes de cisalhamento direto apresentam-se nas Figuras 12 e 13. As curvas tensão/ deslocamento cisalhantes e altura vertical foram traçadas para o solo de fundação dos aterros da nova e da antiga estrada, na Figura 12. Três amostras de solo foram testadas com tensões normais de 104 kPa, 212 kPa e 300 kPa. Na Figura 12a, a tensão cisalhante atinge valor de pico de 219 kPa, com tensão normal de 300 kPa.

Observa-se que aumentando a tensão normal, a tensão cisalhante torna-se constante. Por outro lado, a tensão cisalhante atinge valores de pico com 92 kPa e 167 kPa, tendo tensões normais de 104 kPa e 212 kPa, respectivamente. A tensão cisalhante máxima aumenta 70%, quando a tensão normal cresce de 104 kPa para 300 kPa. A Figura 12a também evidencia que o solo de fundação, com um deslocamento vertical máximo de 9,1 mm, apresenta deslocamento

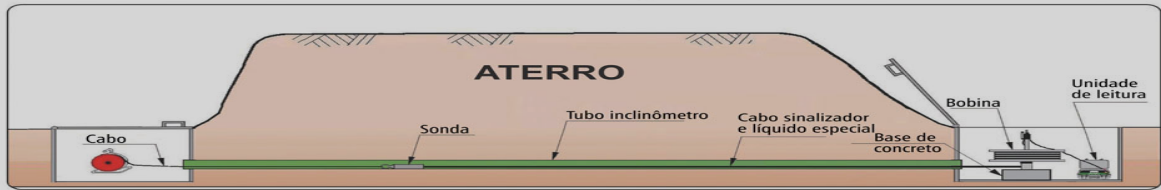
mentos máximos cisalhantes de 0,37 mm, 0,72 mm e 0,64 mm em 104 kPa, 212 kPa e 300 kPa, respectivamente. Observa-se, na Figura 12b, que as três amostras do solo, do aterro da nova estrada, apresentam tensão cisalhante de pico com 217 kPa, para uma tensão normal de 300 kPa, e com um aumento da tensão normal, a tensão cisalhante torna-se constante. Por outro lado, a tensão cisalhante atinge valores de pico com 93 kPa e 164 kPa, através das tensões normais de 104 kPa e 212 kPa, respectivamente. A tensão máxima aumenta 57%, quando a tensão normal cresce de 104 kPa para 300 kPa. A Figura 12b mostra que para a tensão de 104 kPa, no aterro da nova estrada, o deslocamento vertical é de 0,063, com um deslocamento cisalhante de 2,7 mm, permanecendo constante. A Figura 12b mostra, também, que com uma tensão normal de 212 kPa, atuando na região ampliada da estrada, os deslocamentos vertical é 0,69 mm e o cisalhante é 8,5 mm. A tendência da curva evidencia que o deslocamento vertical é diretamente proporcional ao deslocamento cisalhante e que na região duplicada, com uma tensão normal de 300 kPa, o deslocamento vertical é de 0,525 mm, tendo um deslocamento cisalhante de 6,9 mm, permanecendo constante. Já na Figura 12c, fica evidente que as três amostras, obtidas no solo da antiga estrada, a tensão cisalhante atinge valor de pico com 119 kPa, tendo uma tensão normal de 300 kPa. Aumentando-se ainda mais a tensão normal, a tensão cisalhante permanece constante. Por outro

Medidor Portátil do Perfil de Recalques

Este equipamento mede, precisamente, recalques e levantamentos através de aterros, estradas, tanques, etc. O perfilômetro tem sonda conectada com cabo sinalizador e tubo genérico com líquido especial. Quando a sonda passa através do tubo inclinométrico ou qualquer tubo de PVC, analisa a pressão existente, calculando-a como deslocamento vertical.

Aplicações:

- Aterros rodoviários e barragens.
- Reservatórios de água.
- Pontes e viadutos.
- Recalque do solo de fundação.



Instalação do medidor do perfil de recalques

Para maiores informações, acesse: <http://softsoilgroup.com.br> ou envie um e-mail para: atendimento@softsoilgroup.com.br

Soft Soil Group



Figura 11 - Marcado no solo o posicionamento da cravação dos geodrenos e a formação dos verticais de formação dos bulbos de compressão radial do solo, durante o melhoramento do solo de fundação, para receber aterros de encontro, de uma nova ponte, na rodovia BR-265, em Muriaé, MG.

lado, as tensões cisalhantes atingem valores de pico de 56 e 122kPa com tensões normais de 104 e 212kPa respectivamente. As tensões chegaram a 70%, quando a tensão normal cresceu de 104 a 300kPa. Uma tensão normal de 104kPa, na antiga rodovia, promoveu 0,49mm de altura vertical com uma tensão cisalhante de 9,1mm. A curva deixou evidente a tendência da altura vertical ser diretamente proporcional à tensão cisalhante. A condição do solo de fundação, da antiga rodovia, para uma tensão normal de 212kPa, ocorreu uma altura vertical de 0,63mm e um deslocamento cisalhante de 9,1mm. Na mesma figura 12c, a condição da antiga rodovia é testada com uma tensão normal de 300kPa, obtendo-se 0,56 de altura vertical e um deslocamento cisalhante de 9,1mm, transparecendo uma tendência na curva de que a altura vertical é diretamente proporcional ao deslocamento cisalhante. Configura-se, também, que a tensão cisalhante é função linear da tensão normal. A figura 13 mostra a condição do subleito, tanto da antiga quanto da nova rodovia, através dos valores das tensões cisalhante e normal, assim como a similaridade do ângulo de atrito interno do solo de fundação sob a antiga rodovia e sob a faixa duplicada. A coesão do solo de fundação da antiga rodovia é 20kPa e da nova é 25kPa. Já o aterro sob a antiga rodovia apresenta coesão zero e ângulo de atrito de 28, 8°.

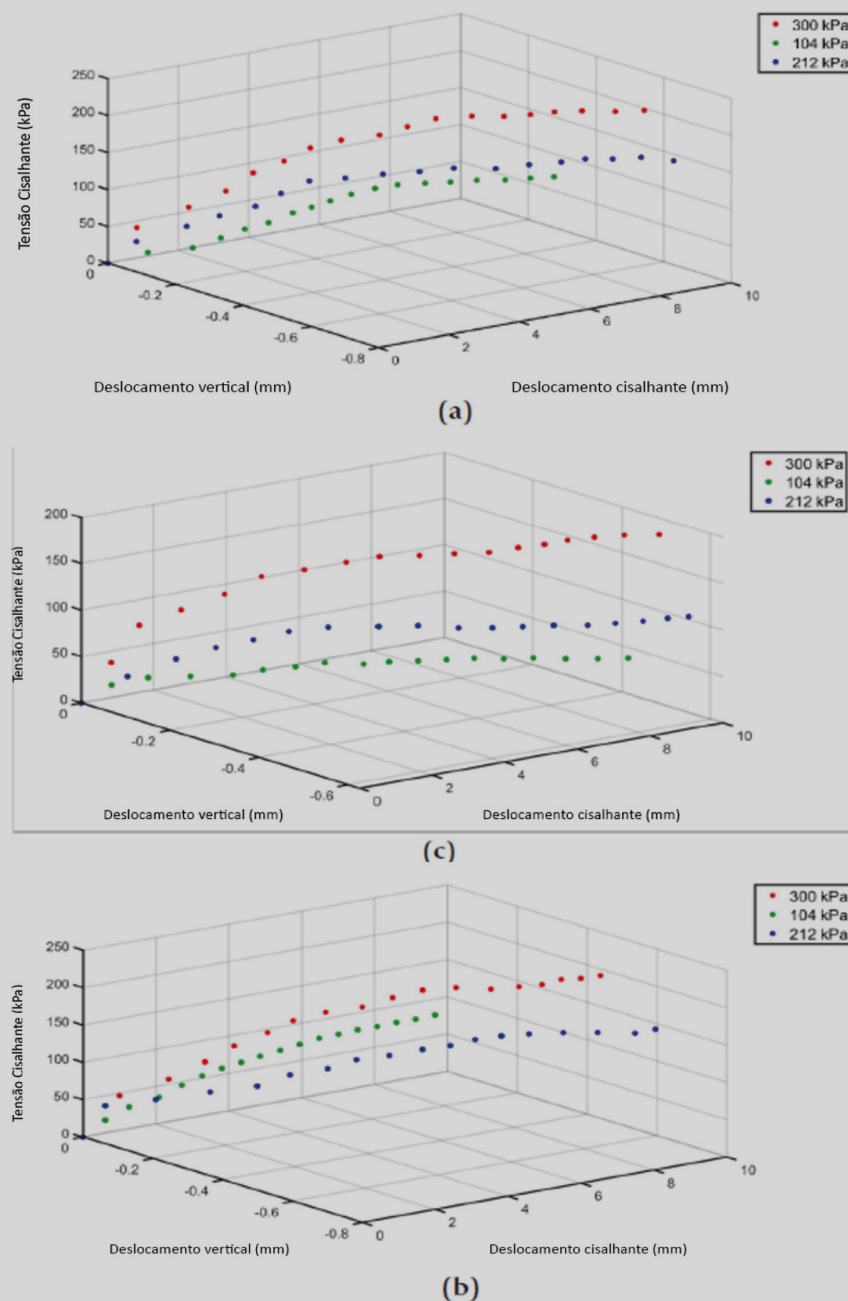


Figura 12 – resultados dos testes de cisalhamento a 300 kPa, e 212 kPa. (a) Solo de fundação; (b) Aterro da estrada nova; (c) Aterro da estrada antiga.

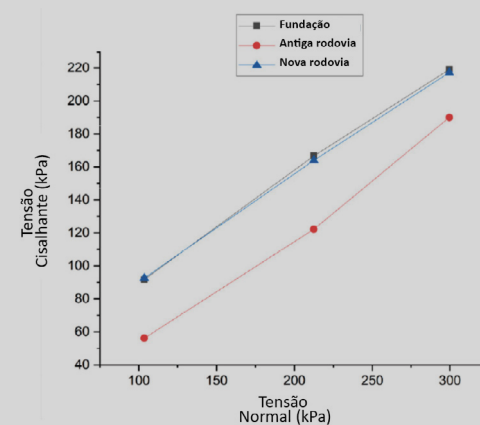


Figura 13 - Resultado do teste de cisalhamento (diagrama tensão normal vs. tensão cisalhante).

Análise Numérica

Realizou-se análise numérica, em modelos destes solos, comparando-se a condição com e sem qualquer tratamento, integrados no Abaqus CAE versão 2021. O principal objetivo deste estudo paramétrico foi examinar a ocorrência do recalque diferencial, avaliando-se os mecanismos de ação das cargas do tráfego no solo e as técnicas de tratamento do solo aplicadas. A seção transversal e as dimensões para o modelo numérico, utilizado neste estudo paramétrico, estão na Figura 14. O eixo da rodovia antiga é considerado como a metade da via, devido à simetria do modelo de elementos finitos. A profundidade do solo de fundação, utilizado neste modelo, foi de 4 m. A espessura do pavimento foi de 0,45 m, assim como a espessura das camadas do solo do aterro, também, com 0,45 m, tendo inclinação de 1:2 com a escavação escalonada que, na geometria do modelo, é útil para uma análise tranquila com o software, havendo menor número de erros. Frequentemente, resolve-se questões geotécnicas com o modelo de Mohr-Coulomb (modelo MC), pois exige

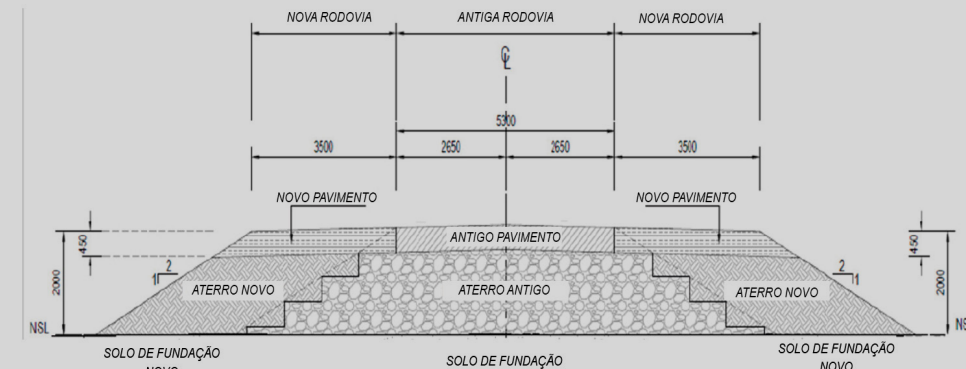


Figura 14 - Geometria do modelo (unidades em mm)

pequeno número de parâmetros de entrada, que podem ser obtidos por meio de experimentos em laboratório, razão pela qual é amplamente utilizado na modelagem numérica de aterros, adequado tanto para solos arenosos quanto argilosos, sendo perfeita para análise de subleitos e do solo de fundação. As propriedades dos materiais utilizados são apresentadas na Tabela 3. Neste estudo, a análise numérica foi realizada em um determinado trecho, utilizando-se o software Abaqus CAE 2021, considerando a condição sem e com tratamento, analisando-se as deformações verticais no trecho ampliado durante sua construção e operação, assumindo-se que a consolidação do solo, sob a estrada antiga, já ocorrerá. O modelo de elementos finitos foi configurado para represen-

tar fielmente a rodovia em questão. Na análise numérica, o aterro e o solo de fundação da antiga rodovia foram considerados como parte 1 e os aterros duplicados como parte 2, no ambiente do software Abaqus. O progresso geral da análise foi dividido em três etapas. O aterro da estrada antiga foi considerado ativo desde a fase geostática, e os trechos ampliados foram considerados ativos desde o início de sua operação. A condição de contorno e as cargas de tráfego apresentam-se na Figura 16. A base do modelo foi limitado para os deslocamentos horizontal e vertical, sendo o horizontal para os lados esquerdo e direito do modelo. As tensões geostáticas foram criadas na etapa geostática. As cargas da gravidade, aplicada na região ampliada, e a de tráfego na etapa geostática, sobre a superfície

Localização	Densidade (Kg/ m³)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson	Coesão (kPa)	Angulo de Dilatação (°)	Angulo de Atrito (°)	Permeabilidade (m/s)	Índice de Vazios
Solo de fundação	2140	16,3	0,322	20	1	31	1 x 10-9	0,43
Aterro estrada ampliada	2060	20,4	0,32	25	0	30,1	1 x 10-9	0,44
Aterro estrada antiga	2210	13,6	0,32	0	0	28,8	1 x 10-9	0,39
Pavimento	1900 [36]	1400 [36]	0,4				1 x 10-20	0,3
Geogrelha	-	38.700 [18]	0,25 [18]					
Colunas de DSM	2447 [18]	150 [18]	0,15 [18]					

Tab 3. Propriedades dos materiais.

A TAL FASE GEOSTÁTICA

Quando se diz que “o aterro de uma estrada antiga foi considerado ativo desde a sua fase geostática”, significa que o peso próprio do aterro (isto é, o carregamento aplicado pelo próprio solo do aterro) gerou tensões e deformações no solo de fundação desde o início da sua existência, e que essas tensões ainda estão atuando e influenciando o estado atual de equilíbrio. Assim, a fase geostática é a condição inicial de tensões no solo, antes de qualquer carregamento adicional, ou seja, é o estado natural do solo sob o peso próprio e o peso do aterro existente. O aterro “ativo”, desde a fase geostática, indica que o aterro não está em repouso estático (em equilíbrio consolidado total), mas sim participando da redistribuição das tensões no solo do maciço, significando que ainda há forças de empuxo, recalques ou deformações em andamento. Em outras palavras, o aterro foi executado há muito tempo, mas o solo de fundação não atingiu a plena consolidação. O estado de tensões, gerado pelo aterro, faz parte do equilíbrio atual do sistema. Logo, o aterro é considerado ativo, e não “passivo” ou “neutro”. Qualquer nova carga ou escavação próxima interferirá diretamente nesse equilíbrio. A consequência pratica é que ao considerar o aterro como ativo, desde a fase geostática, os cálculos de estabilidade (talude, fundação, muro, etc.) devem levar em consideração o empuxo e as tensões já existentes, e não apenas os novos acréscimos de carga, o que é comum em estradas antigas sobre solos moles, ainda sofrendo recalques, em aterros antigos sem drenagem adequada, onde há poropressões remanescentes, e situações de recarregamento ou duplicação da via, em que o estado de tensão inicial já é significativo.

Em resumo, dizer que “o aterro foi considerado ativo desde a fase geostática”, significa que o peso e as tensões induzidas por ele, fazem parte do estado inicial de tensões do terreno — o sistema solo–aterro não está em repouso, mas em ativa condição de equilíbrio, devendo ser considerado nas análises de estabilidade e recalque.

da estrada antiga e, na segunda etapa, sobre as superfícies duplicadas. A análise numérica utilizou quadrilátero de tensão plana, com 4 nós, deslocamento bilinear e poropressão bilinear (CPE4P) para as etapas 1 e 2, conforme descrito anteriormente. A dimensão da malha, do elemento utilizado, foi 0,2, para ambas as partes, com formas quadruplicadas e estruturadas. A densidade da malha, para a etapa 1, foi de 2252 elementos sem erros. A densidade da malha, para a estrada duplicada foi de 197 elementos, sem erros e 10% de avisos. O modelo, sem tratamento, a base e a geogrelha considerada a fase 3, colunas DSM como fase 4. A geogrelha foi modelada em um quadrilátero de tensão plana bilinear, de 4 nós, unidade de integração reduzida no Abaqus (CPE4R). As colunas DSM, com diâmetro de 0,5 m, foram modeladas em um quadrilátero de tensão plana bilinear de 4 nós, integração reduzida (CPS4R). A forma do elemento da malha foi de um quadrilátero estruturado, e o tamanho do elemento utilizado com 0,2 unidades, tanto para a geogrelha quanto para as colunas DSM. Para a análise da densidade da malha uti-

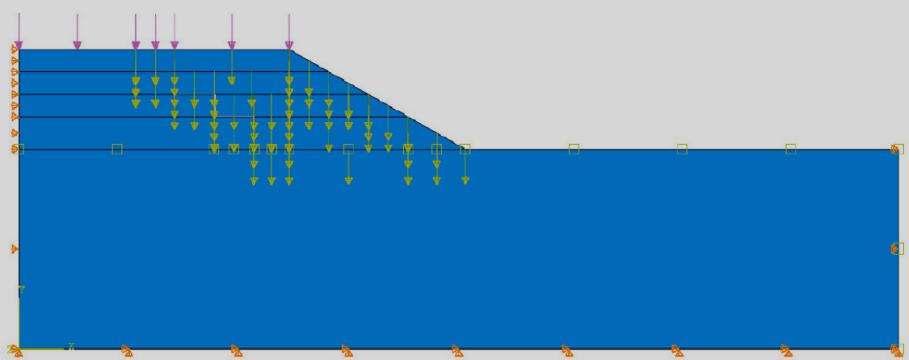


Figura 16 - Esquema das condições de contorno e cargas aplicadas

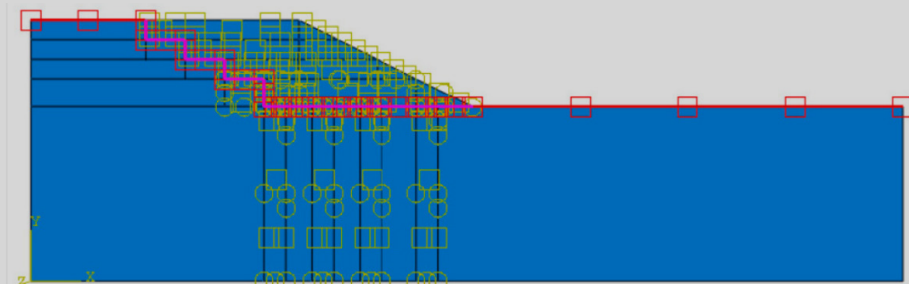
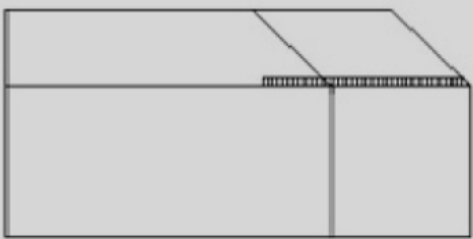
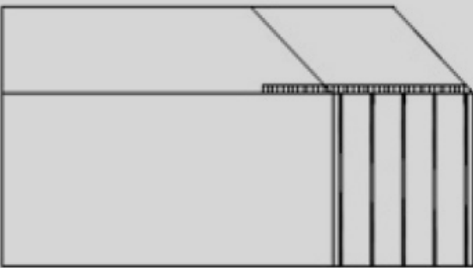


Figura 17 - Esquema para a interação

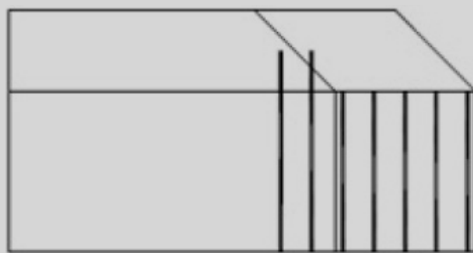
lizou-se geogrelha e colunas DSM com 86 e 60 elementos, respectivamente, ausente de erros de análise. A interação da geogrelha e do DSM, com o solo, foi ativada na etapa 3. Na análise numérica, utilizou-se a propriedade de interação superfície/ superfície entre a fase 1 e a 2, com tipo de contato rígido e atrito, conforme mostrado na Figura 17. A geogrelha e as colunas DSM foram incorporadas com limitações na modelagem, e as configurações adicionais na Figura 18. Utiliza-se, frequentemente, diferentes métodos e intensidades de carregamentos para codificar cargas de tráfego. No Brasil, utiliza-se 20 kPa e 40 kPa para



(a)



(b)



(c)

Figura 18 - Configuração dos casos (estratégias de tratamento). (a) Caso A: Geogrelha na base. (b) Caso B: Geogrelha na base e colunas DSM sob o novo aterro estradal. (c) Caso C: Colunas DSM sob o novo aterro estradal e na junção.



Figura 15 - A opção do melhoramento do solo mole, para duplicação de rodovias é a única opção 100% adequada para eliminar deformações tanto no lado duplicado quanto na junção com o antigo pavimento.

Are you looking for a soil improvement in portuguese?

BEST SELLER

MELHORAMENTO DO SOLO MOLE E O GEOENRIJECIMENTO



Adquira seu exemplar através do email: ofitexto@ofitexto.com.br ou atendimento@softsoilgroup.com.br ou pelo site www.lojaofitexto.com.br

tráfego leve e pesado, respectivamente. Os recalques finais encontrados podem ser visualizados nas Figuras 19-21, com nós e cargas de tráfego de 20 kPa, 40 kPa e 80 kPa, respectivamente. O recalque progrediu ao longo do ano com ritmo mais lento. A Figura 19 mostra o recalque final, após quase um ano de operação. O valor do recalque, com 20 kPa, é de aproximadamente 1 mm, 2 mm e 4.5 mm no eixo, 1.2 m e 2.4 m afastados do eixo, respectivamente. A Figura 20, apresenta recalque com 40 kPa, com aproximadamente 1.5 mm e 4.5 mm no eixo da estrada existente e 2.4 m afastados do seu eixo, respectivamente. Porém, com a mesma carga na estrada antiga, o recalque foi 83% maior do que em seu eixo. A Figura 21 ilustra que, com a carga de tráfego de 80 kPa, o recalque final é de 20 mm no eixo e 4.7 m afastados do seu eixo. Fica evidente que o recalque aumenta 77%, quando a carga do tráfego aumenta de 20 kPa para 80 kPa. A figura 23 mostra deformações no pavimento, sob cargas de tráfego, de 20 kPa, 40 kPa e 80 kPa. O gráfico indica que a parte duplicada da estrada, sob carga de tráfego crescente, exerce tensões adicionais no solo de fundação, aumentando a deformação da estrada. Nota-se, também, que a variação da carga do tráfego impacta, significativamente, no recalque da estrada. Observa-se que o recalque final é maior na região duplicada do que na antiga, e, também, que o recalque na região ampliada aumentou rapidamente na interface dos dois pavimentos, devido às novas tensões ali desenvolvidas, provavelmente devido a perturbação no envelope do solo desse trecho. Os gráficos mostram também que com 20 kPa o recalque foi de 10 mm e, com 40 kPa, o aumento percentual é de 23%. Por outro lado, o recalque com 80 kPa, é de 18,5 mm, o que é 45% mais do que o recalque com 20 kPa. Nota-se que com 20 kPa, o recalque no eixo da estrada antiga é 1,8 mm, e na extremidade da faixa ampliada é de 8,5 mm, evidenciando uma deformação irregular ou diferencial de 6,7 mm. A figura 25 mostra a variação do recalque diferencial no solo de fundação, sob cargas de tráfego de 20 kPa, 40

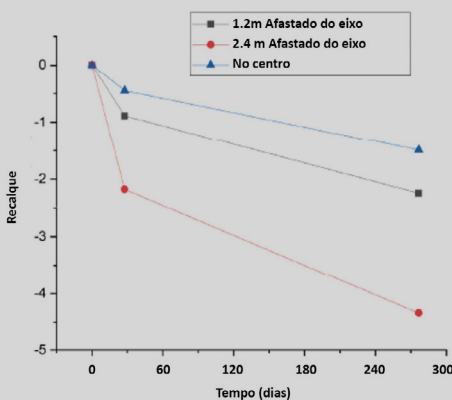


Figura 19 - Recalque na superfície do pavimento para aterro não tratado a 20 kPa

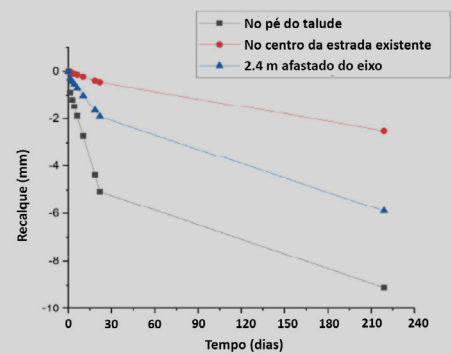


Figura 20 - Recalque na superfície do pavimento e na base para aterro não tratado a 40 kPa.

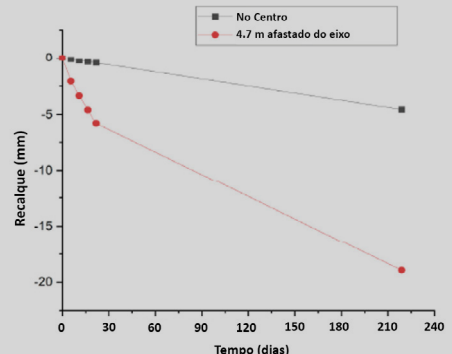


Figura 21 - Recalque na superfície do pavimento e na base para aterro não tratado a 80 kPa

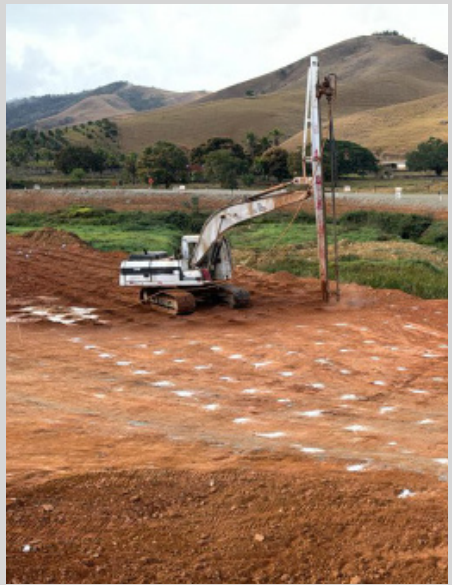


Figura 22 - No solo, a malha de geodrenos e de formação das verticais com bulbos de compressão do solo que irão promover seu melhoramento.

kPa e 80 kPa. A tendência das curvas de recalque assemelha-se a uma vau, mostrando que a deformação no solo de fundação, da estrada antiga, é menor do que no solo de fundação das faixas duplicadas. O recalque aumenta gradualmente, até atingir um valor máximo, na extremidade das faixas duplicadas. Com 20 kPa, o recalque final, no solo de fundação, é de aproximadamente 6,5 mm. Com cargas de tráfego de 40 kPa e 80 kPa, o recalque no solo de fundação, da antiga rodovia, aumenta 72% e 71%, respectivamente. Nota-se, também, que o recalque diferencial é de 4,7 mm, 6 mm e 8,5 mm para cargas de tráfego de 20 kPa, 40 kPa e 80 kPa, respectivamente. Finalmente, os resultados mostram que o recalque diferencial é diretamente proporcional à magnitude da carga de tráfego. Nas Figuras 23 e 25, evidencia-se que os recalques, no solo de fundação e no pavimento, são diretamente propor-

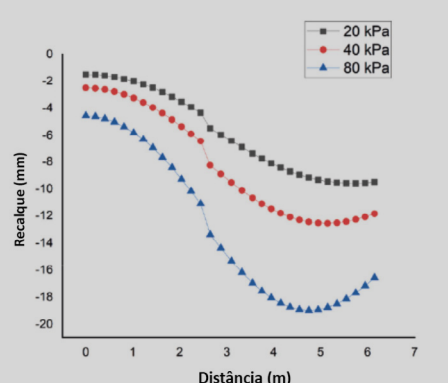


Figura 23 - Recalque no pavimento, para aterro não tratado com carga de 20 kPa

Calibração do Modelo Numérico

Mediu-se o processo de recalque, desenvolvido nos trechos em estudo, como mostrado na Figura 25, durante o monitoramento de campo, ficando mais próximo do estimado com a carga de tráfego de 40 kPa. A análise mostra aumento da carga de tráfego diretamente proporcional ao recalque diferencial. Realizou-se análise numérica adicional, neste estudo, aplicando-se as técnicas de tratamento nos trechos com solos moles.



Figura 24 - Obras de aterros de encontro de pontes exigem a readequação de camadas de solos moles para os maiores níveis de rigidez.

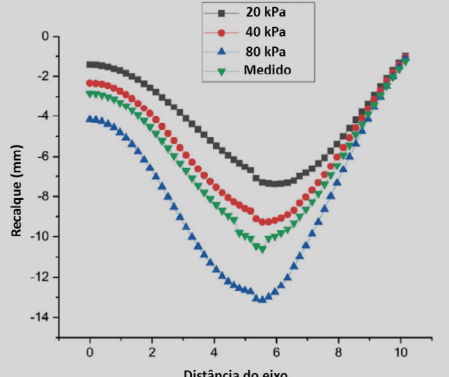


Figura 25 - Perfil do recalque no solo de fundação.

Estudo Paramétrico

Adicionalmente, considerou-se uma carga de tráfego de 20 kPa, como valor base, para as técnicas de tratamento do solo. As Figuras 26 e 27 mostram o processo de recalque, no solo de fundação tratado e não tratado, com aplicação de carga de tráfego de 20 kPa. Observa-se uma redução de 2% no recalque nos casos A, B e C, em comparação ao solo de fundação não tratado. É importante notar que os locais com recalques mudam com as técnicas de tratamento. Nota-se que o aumento das cargas de tráfego tem efeito significativo sobre os recalques observados, aumentando em 58% quando a carga é aumentada de 5 kPa a 40 kPa.

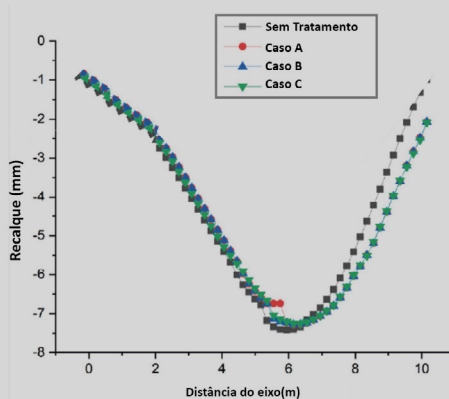


Figura 26 - Comparação do perfil de recalque no solo de fundação.

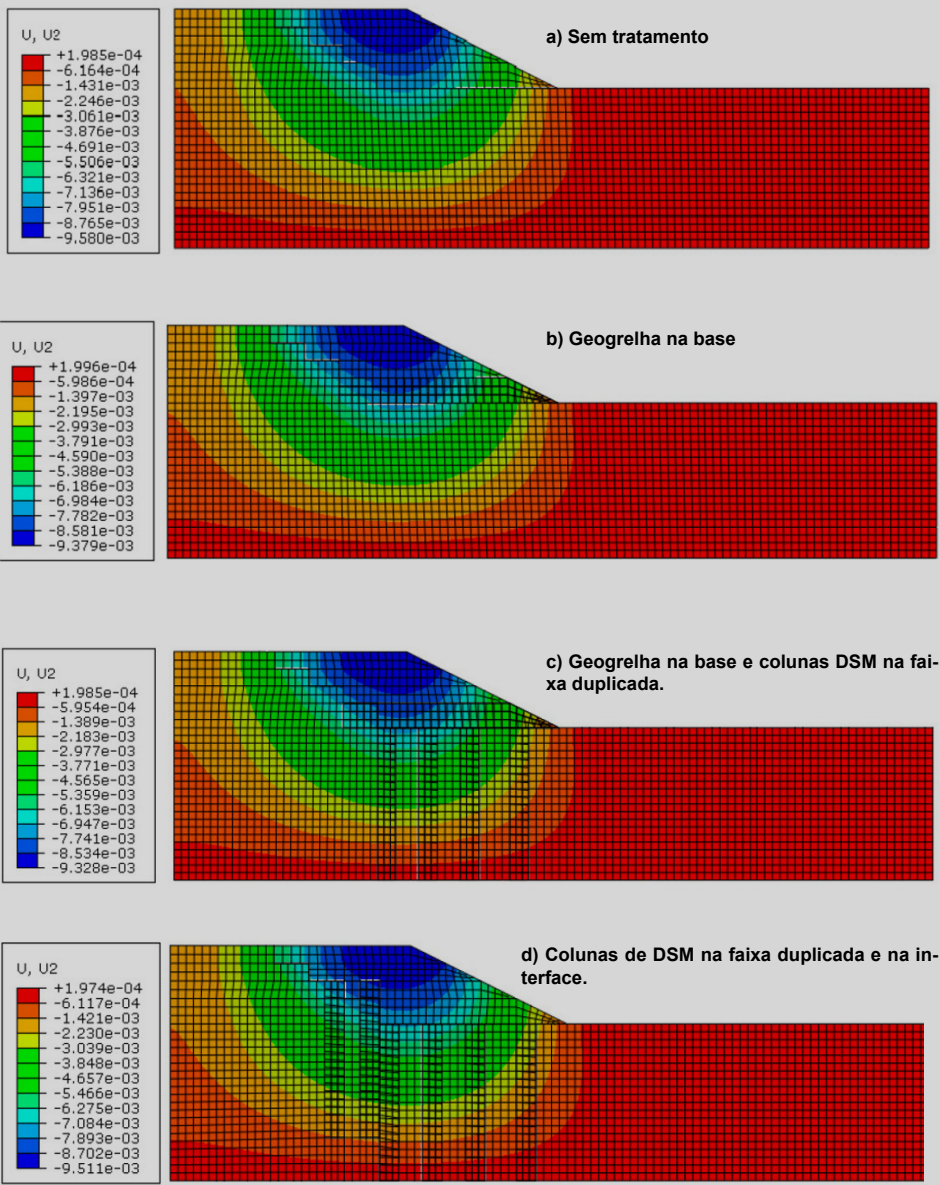


Fig 27 – diagrama das nuvens de recalque. (a) sem tratamento; (b) Caso A; (c) Caso B; (d) Caso C.

Observou-se, portanto, que a simulação da condição da seção transversal real da rodovia é tarefa difícil. A conclusão deste trabalho pode ser resumida em quatro observações:

1. É evidente que há recalques consideráveis quando não há qualquer tratamento no solo, particularmente quando a carga

de tráfego aumenta de 20 kPa para 80 kPa.

2. Os recalques no solo de fundação e no pavimento são diretamente proporcionais. Portanto, eliminar o processo de recalque diferencial do solo de fundação, nos trechos com solos moles, da rodovia, previne

deformações no pavimento.

3. A aplicação de geogrelhas, com colunas de DSM apenas atenua o processo de deformação diferencial em obras de duplicação de rodovias.
4. O crítico processo de recalque diferencial, devido à duplicação da rodovia só é absolutamente eliminado, apenas com melhoramento do solo, compatibilizando-se a região intermediária entre os dois aterros.

REFERÊNCIAS

- Patricia Karina Tinoco é engenheira geotécnica. Trabalha com melhoramento de solos moles.
- Hu, Y.; Li, H.; Wang, X.; Wang, Q.A.; Zhang, X. Geogrid Application in Highway Embankment Expansion. Em ICCTP 2011: Towards Sustainable Transportation Systems, Proceedings of the 11th International Conference of Chinese Transportation Professionals (ICCTP), Nanjing, China, 14–17 August 2011; ASCE Library: Reston, VA, USA, 2011.
- Wang, Y.M.; Yi, H.; Li, Q.Z. Model Tests on the Performance of Geogrid Reinforcement Under Differential Settlement. Adv. Mater. Res. 2011, 255–260, 3376–3381.
- Weng, X.; Wang, W. Influence of Differential Settlement on the Pavement Structure of Widened Roads Based on Large-Scale Model Tests. J. Rock Mech. Geotech. Eng. 2011, 3, 90–96.
- Weng, X.L.; Zhang, L.J.; Wang, W. Research on Water Damage Treatment in Centrifuge-Based Collapsible Loess Widened Subbases. Appl. Mech. Mater. 2011, 99–100, 821–825.

SOLOTEST®

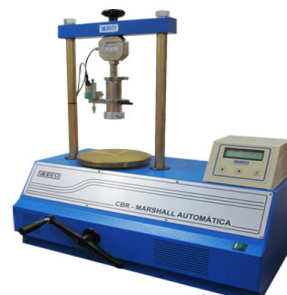
A solotest equipa os melhores laboratórios de solos, concreto e misturas asfálticas da América Latina, com equipamentos próprios e de seus parceiros internacionais.



1.014.250 - Extrator Shelby de Bancada



1.055.001 - Prensa de Adensamento



1.022.250 - Prensa CBR / Marshall Digital Microprocessada



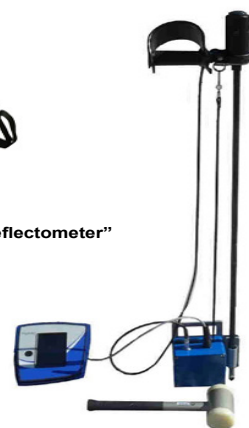
4.100.030 - Medidor de Densidade de Solo Não Nuclear (SDG)



4.688.020 - Sistema hidráulico para realização de ensaio CPT em diversos tipos de Solos



4.100.300 - LWD "Light Weight Deflectometer"



4.100.035 - Penetrômetro Dinâmico Eletrônico para Solos Panda

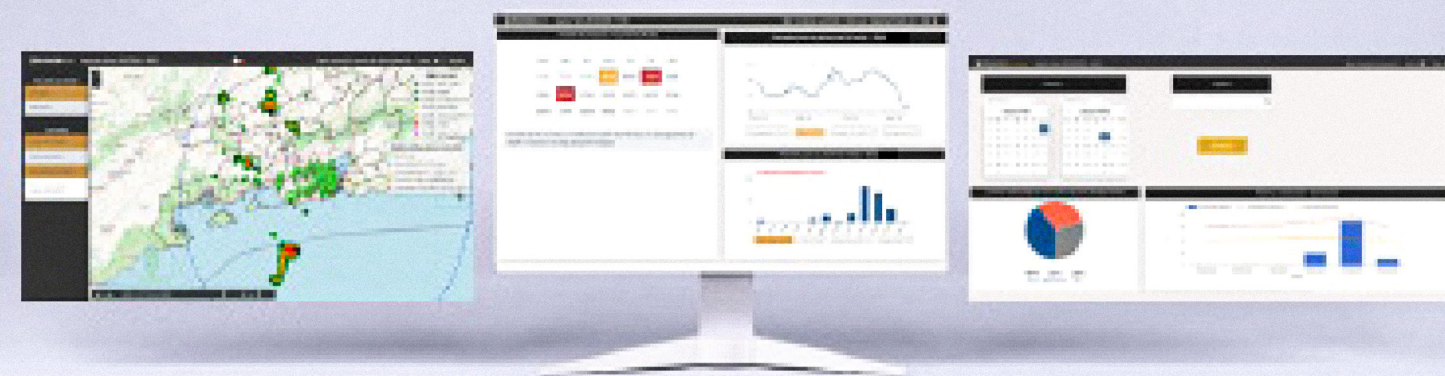
Rua Conselheiro Carrão, nº 275
Bela Vista - SP - Brasil - CEP 01328-000
Tel: (11) 3289-0211
www.solotest.com | solotest@solotest.com

DIMINUIR INCERTEZAS GERA MAIS SEGURANÇA



AS VARIAÇÕES DO CLIMA TRAZEM MUITAS INCERTEZAS E PROBLEMAS PARA A REALIZAÇÃO DE OBRAS E SÃO RESPONSÁVEIS POR + DE 15% DOS ATRASOS E AUMENTOS DE CUSTOS DO SETOR.

SISTEMA PARA GESTÃO DE RISCO DE IMPACTO CLIMÁTICO NO PLANEJAMENTO E EXECUÇÃO DE OBRAS.



AUMENTE A PRODUTIVIDADE E REDUZA CUSTOS DURANTE A OCORRÊNCIA DE CHUVAS COM PREVISÃO PERSONALIZADA E ALERTAS DE TEMPESTADES EM TEMPO REAL.

NIMBUS

<https://www.nimbusmeteorologia.com.br/>

<https://www.linkedin.com/company/nimbusmeteorologia>

GOSTARIA DE SABER MAIS SOBRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO DE ATERROS DE DUPLICAÇÃO DE RODOVIAS QUANDO HÁ SOLOS MOLES.

Fig 1 – Ampliação rodoviária, com a construção de diversas pistas marginais na rodovia Anhanguera, SP330, havendo presença de solos moles e a formação de elevados aterros com até 12m, na altura de Campinas, SP. O melhoramento do solo foi fundamental para o sucesso do serviço.

Atualmente, em todo mundo, convive-se com problemas ao se ampliar rodovias, havendo presença de solos moles, exatamente pela não observação à sua pouca capacidade resistente e sua grande deformabilidade, associando-se técnicas completamente inócuas a obrigatória consolidação do solo argiloso, seja formando colunas ou estacas, que ignoram o solo mole o que, comumente, traduz-se em futuros problemas. Torna-se necessário entender ou conhecer o efeito do novo aterro sobre o antigo. Modernos métodos computacionais, limitam-se ao cálculo do processo de recalque, por meio da determinação do aumento total das tensões, produzidas pelo aterro, em uma massa de fundação isotrópica elástica semi infinita e ao cálculo unidimensional do processo de recalque (método edométrico), que não reflete a realidade dos fenômenos observados durante o processo de duplicação de aterros rodoviários. Tanto a construção como a ampliação de aterros, sobre solos compreensíveis, apresentam diversos problemas associados. Por um lado, a baixa resistência, o que dificulta garantir a estabilidade dos aterros e, por outro, a sua elevada compreensibilidade, que se traduz em recalques e deformações significativas. Para viabilizar a construção, como a ampliação, torna-se necessário melhorar o solo de fundação. A realidade é que no mercado, a maioria das técnicas empregadas tem como objetivo melho-

rar um pouco a estabilidade do aterro, nada interferindo no processo de consolidação, mascarando a magnitude final do processo de recalque. São as técnicas à base de formação de colunas, cuja característica é a transferência de parte das cargas para camadas competentes profundas, o que é perigoso já que, invariavelmente, ocorre recalques residuais. São as técnicas de Jet Grouting, Deep soil Mixing e coluna de brita, além do emprego de estacas. No livro “melhoramento do solo mole e o geoenrijecimento”, há bastante informação à respeito. Problemas de interação entre aterros adjacentes são, particularmente, complexos de solucionar, quando há

presença de solos compreensíveis. A presença por exemplo, de um aterro estradal, adjacente ou próximo a algum estaqueamento, frequentemente gera esforços significativos de atrito negativo e de deslocamentos horizontais, atuando sobre o sistema de fundação profunda. Por outro lado, frequentemente vemos também, antigos trechos estradals sobre solos moles, tratados com pré carregamento, estabelecendo-se um tênue equilíbrio, graças à ação do tempo. Qualquer problema de ampliação estradal irá desequilibrar esta condição. Precisamos antes de mais nada, conhecer um pouco sobre os métodos de cálculo para um aterro a ser construído sobre solos moles.



Fig 2 – Abertura do trajeto de uma das futuras marginais, para o início do melhoramento do solo mole, de modo a receber elevados aterros, com até 12m de altura. A compatibilidade do solo de fundação com a antiga pista foi fundamental para o sucesso da obra.

Métodos de cálculo para um aterro quando há presença de solos moles.

A maioria dos solos argilosos apresentam crosta superficial alterada e fissurada que, no entanto, não desempenha papel preponderante na definição do modo de ruptura. De acordo com as características desta crosta, o processo de ruptura observado pode ser classificado em duas grandes categorias, correspondentes a diferentes modelos de cálculo. Para o caso de não haver qualquer crosta sobre o depósito de solo mole, o comportamento do aterro é semelhante ao de uma viga em flexão, podendo surgir fissuras de tração na região inferior do aterro, provocando seu afundamento e, em seguida, o punção na camada mole, promovendo a formação de “lombadas” de solo em ambos os lados do talude. Trata-se da ruptura geral por punção (figura 3), o que é muito comum de ser observado. Quando houver crosta superficial, e for fina, transmite deslocamentos horizontais no aterro, provocados pelo carregamento no solo mole, o que resulta na surgência de fissuras verticais no corpo do aterro, anulando sua resistência cisalhante. Trata-se da ruptura por deslizamento, promovendo trincas no aterro (figura 3B). Se, ao contrário, a crosta superficial for espessa, figura 3C, não transmitirá deslocamentos horizontais provocados pelo solo mole subjacente, evitando a fissuração. Ocorre, então, ruptura por deslizamento sem fissuração do aterro, típica em aterros puramente granulares. Se a geometria do novo aterro

for adequadamente planejada, poder-se-á evitar sua rutura, devido às tensões cisalhantes induzidas no solo (mole) de fundação, verificando-se

pelo cálculo do equilíbrio (fator de segurança) ao longo de uma provável superfície de rutura, geralmente em formato circular.

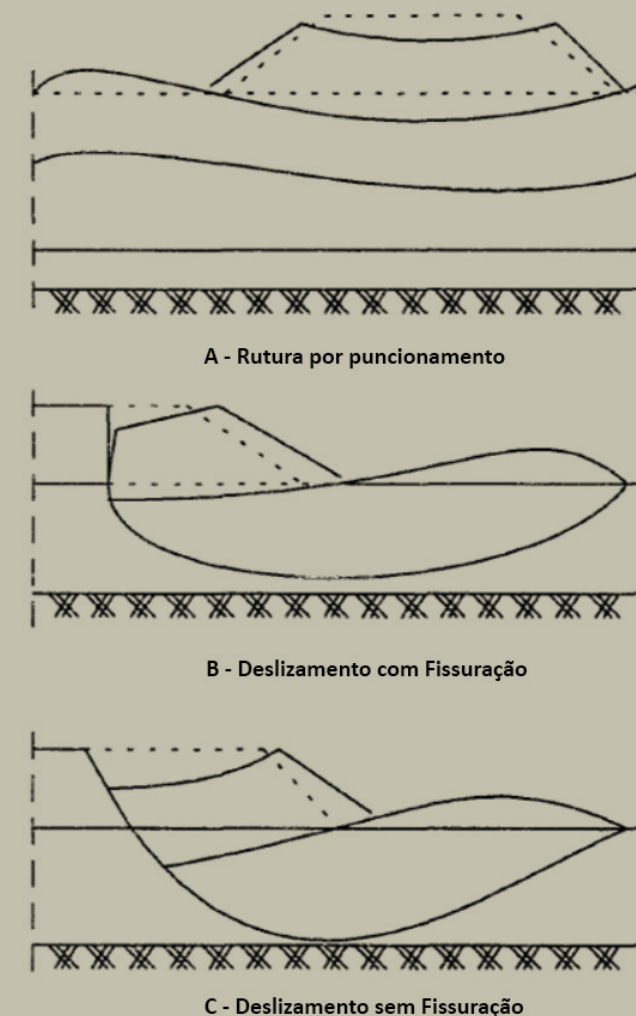


Fig 3 – Tipos de rutura de aterros sobre solos moles.



SENSORES DE RECALQUE



CÉLULAS DE PRESSÃO
PARA ATERROS

GEOKON

TRUSTED MEASUREMENTS®

EQUIPAMENTOS GEOTÉCNICOS



CÉLULAS DE PRESSÃO
CRAVÁVEIS NO TERRENO



PIEZÔMETROS

A Geokon é líder mundial em automação e instrumentação geotécnica para monitoramento de solos

Representante Exclusivo no Brasil



G5 Engenharia LTDA
Tel: (41) 3402-1707
g5engenharia.com.br



Fig 4 – Marginal executada, como ampliação da anhanguera, tendo aterro de 12m de altura sobre profundas camadas de solos moles. Ausência total de trincas e fissuras.

Estabilidade ao puncionamento

O puncionamento ocorre quando o aterro tende a “perfurar” ou “penetrar” no solo mole de apoio, provocando ruptura localizada sob a base. É uma forma de instabilidade, assemelhando-se ao comportamento de fundações superficiais submetidas à cargas concentradas. No caso de solos moles, sua resistência cresce gradualmente com a profundidade, devido ao aumento da coesão e das tensões confinantes, fazendo com que a capacidade suporte não seja uniforme e, por isso, ao se avaliar a estabilidade, considera-se tanto a resistência inicial do solo, ao longo da superfície, quanto sua evolução em profundidade. O risco de puncionamento é particularmente importante em camadas de pequenas espessuras, onde a fundação pode atravessar o estrato fraco e mobilizar apenas uma parte limitada da resistência. Nesse sentido, o conceito serve para verificar se o solo melhorado ou natural, é capaz de sustentar a carga sem que haja esse “afundamento localizado”. Em termos práticos, esta análise permite garantir que a fundação não sofra recalques excessivos e que a ruptura por penetração não ocorra, assegurando a integridade da obra e a durabilidade da solução de fundação ou do aterro.

Estabilidade à ruptura rotacional

A ruptura rotacional é, tradicionalmente, conduzida por meio dos métodos de cálculo de estabilidade que fornecem, através do coeficiente de segurança,

F, uma estimativa do estado de equilíbrio do maciço em relação ao equilíbrio limite, caracterizado por $F = 1$. A suposição de constância do coeficiente de segurança, ao longo de toda a superfície de ruptura, assim como as hipóteses simplificadoras dos métodos, torna a análise abrangente. O estudo de Skempton (1964), sobre a questão da mobilização da resistência ao cisalhamento do solo, a partir da análise de diversos casos de escorregamentos, concluiu-se que:

- o coeficiente de segurança, calculado a partir de características residuais, não representa a realidade observada,
- o mesmo ocorre quando se utilizam características de pico,
- a mobilização da resistência ao cisalhamento não é uniforme ao longo da superfície de deslizamento.

Pesquisas posteriores, procuraram descrever a propagação da condição de pós-ruptura (residuais) no solo utilizando-se, por exemplo, o método da perturbação, permitindo definir um coeficiente de segurança local, em cada ponto da superfície de ruptura, avaliando-se a propagação da instabilidade. Apesar desta evolução, os métodos de cálculo, que pressupõem ruptura simultânea em todos os pontos, continuam sendo os mais empregados. Tanto para solos argilosos quanto arenosos, estes métodos dividem o maciço em fatias verticais, limitadas pela superfície de ruptura, originando o chamado “método das fatias”. A determinação do coeficiente de segurança de um aterro,

pode ser realizado da seguinte maneira:

- por meio de ábacos (Pilot e Moreau, 1973),
- por cálculo completo utilizando-se o método das fatias de Bishop (1955),
- ou pelo método da perturbação, implementado por software.

O método dos elementos finitos, aliado à leis reológicas adaptadas permite, em alguns casos, estimativas satisfatórias da deformação até próximo à ruptura.



Fig 5 – Vista lateral do aterro elevado, após o melhoramento do solo, formando-se a rodovia marginal à Ahanguera, passando sobre uma galeria sobre um córrego. Notar a altura do aterro com 12m.

A questão do recalque

A construção de um aterro ou mesmo sua ampliação, sobre solo mole pode, em certos casos, levar a processos de ruptura grandiosos, no entanto, problemas de deformação e recalque diferencial são bem frequentes, representando fatores determinantes em prazos de obra, nos métodos construtivos e, principalmente, nos custos. Em muitas situações, tais deformações assumem caráter catastrófico, conduzindo à ruptura progressiva do aterro e da rodovia, tornando-se indispensável uma previsão adequada, tanto da amplitude quanto da velocidade do processo de recalque. O melhoramento do solo, com geoenrijecimento, é a solução natural para estes problemas.

Cálculo da amplitude do recalque

O conhecimento da trajetória das tensões efetivas, ou, de forma mais simples, das tensões verticais efetivas, sob o eixo do aterro é, na prática, suficiente para uma análise simplificada do comportamento do solo mole de fundação, com presença de camadas moles. Na região abaixo da área central do aterro, as direções principais das tensões permanecem sempre verticais e horizontais, e a trajetória das tensões efetivas, seguida durante e após a construção de um aterro estável é representado pelo percurso $O'P'A'B'D'$ na figura 6.

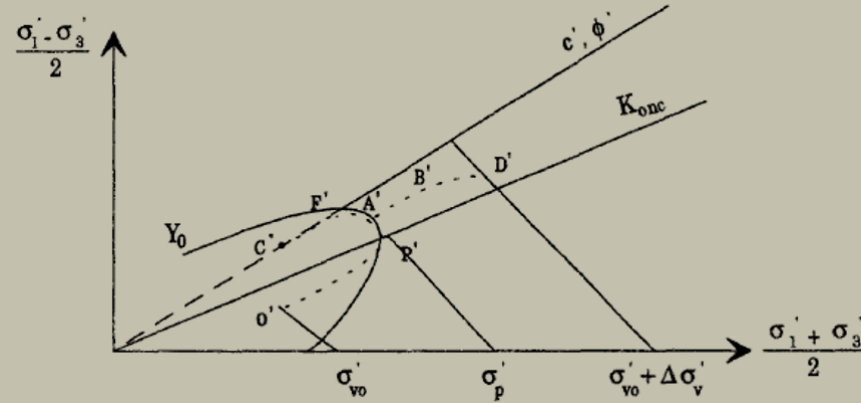


Fig 6 – Trajetória de tensões efetivas sob um aterro.

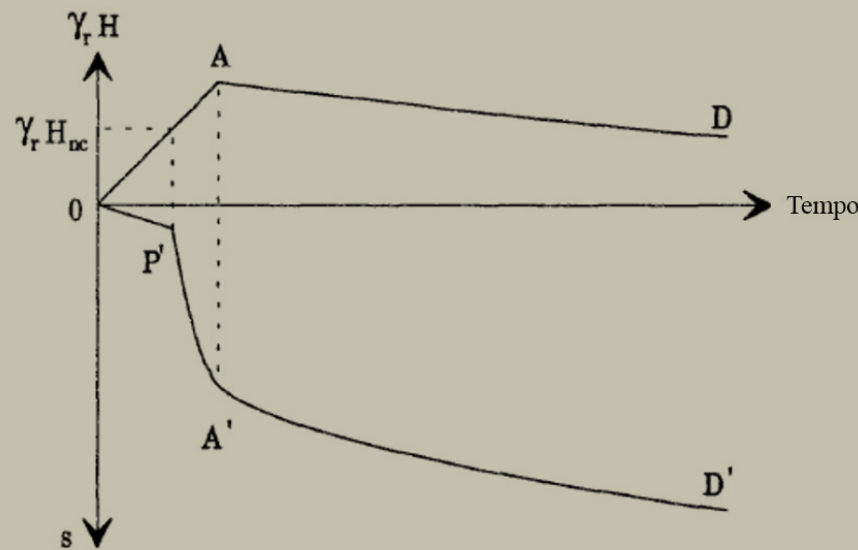


Fig 7 – Variação típica da carga de aterro e do consequente recalque em função do tempo. Para a condição de um solo sem melhoramento, verifica-se que o aterro é construído rapidamente (linha OA). O solo responde mais lentamente, sofrendo recalque progressivo. Por isso, mesmo após o fim da construção do aterro, o recalque continua acontecendo com o tempo, até estabilizar.



Fig 8 - Execução de outra marginal à Anhanguera, altura de Campinas, SP, sobre profundas camadas de solos moles. Melhoramento do solo, com geoenrijecimento para evitar problemas.

A trajetória das tensões efetivas

A figura 6, mostra a trajetória das tensões efetivas, sob um aterro, permitindo avaliar até onde o solo vai deformar antes da rutura, podendo ser interpretado de forma simples da seguinte maneira:

1. Eixos do gráfico

- No eixo horizontal representa-se a tensão média efetiva $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$.
- No eixo vertical está o desvio de tensões $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$.

Assim, o gráfico é uma forma de diagrama $p'-q$, muito usado para representar a evolução do estado de tensões no solo.

2. Situação inicial (O)

- O ponto O' representa o estado inicial do solo de fundação, antes de receber o aterro.
- O solo está sob tensões verticais σ'_{vo} e horizontais σ'_{ho} .

3. Trajetória com o carregamento

- À medida que o aterro é construído, a tensão vertical efetiva aumenta, deslocando o ponto no gráfico para a direita, seguindo a linha da trajetória $O'A'B'D'$, mostrando como as tensões evoluem com o carregamento e com o processo de adensamento.

4. Superfícies importantes no gráfico

- A linha inclinada $Konc$ representa o estado de sobreconsolidação (relação entre tensões horizontais e verticais de um solo normalmente consolidado).
- O ponto σ'_p indica a pressão de pré-adensamento, ou seja, é o limite entre o comportamento elástico e o início da compressão plástica mais intensa.
- A reta $c'-\phi'$ é a envoltória da resistência ao cisalhamento (linha de ruptura de Mohr-Coulomb).

5. Interpretação prática

- Enquanto o caminho de tensões está abaixo de σ'_p , o solo sofre deformações pequenas (comportamento quase elástico).
- Quando ultrapassa σ'_p , entram em jogo deformações maiores e irreversíveis (adensamento secundário e consolidação mais intensa).
- Se a trajetória de tensões atingir a envoltória $c'-\phi'$, o solo chega ao limite de resistência (ruptura).

O processo de recalque em um maciço de fundação, durante e ao longo do tempo da construção, evolui em função da carga aplicada e da ação do tempo (figura 7). Durante a fase de construção ($O'P'A'$), o solo argiloso de fundação encontra-se em estado sobreconsolidado, apresentando comportamento quase elástico, com elevada rigidez (trajetória $O'P'$). O recalque é baixo, crescendo linearmente com a carga do aterro. Quando as tensões efetivas atingem a superfície de estado limite, em P , ou seja, $G'v =$

$G'p$, o solo argiloso passa ao estado de normalmente consolidado, tornando-se mais compressível. Neste ponto observa-se, então, um o comportamento não drenado do solo, com as tensões efetivas seguindo a trajetória $P'A'$ sobre a superfície do estado limite do solo argiloso, fazendo com que o recalque torne evidente maior deformabilidade no solo de fundação. A soma dessas duas parcelas resulta no processo deformativo denominado "recalque imediato". O estado de tensões efetivas em A' ,

marca o final da construção e o início do processo de consolidação, traduzido em um aumento progressivo das tensões efetivas ao longo da trajetória ($A'D'$). O recalque resultante corresponde ao recalque da consolidação primária, que evolui ao longo do tempo, mas com velocidade decrescente, em função das características da compressibilidade e de permeabilidade do solo argiloso da fundação da obra. A teoria da consolidação unidimensional e o princípio das tensões efetivas são fundamentais em qualquer análise da consolidação de solos argilosos, baseando-se na hipótese de que, a cada instante, o solo não consegue comprimir mais do que a água que escoa de seus poros, segundo a lei de Darcy (1856). Em um solo argiloso saturado, constituído de duas fases (sólida e líquida), a consolidação corresponde à dissipação da poropressão e a consequente redução do volume do solo, ao longo do tempo sob a carga aplicada. Pelo princípio das tensões efetivas, ocorre uma transferência progressiva dos esforços da fase líquida para a fase sólida, à medida em que a água é expulsa. A consolidação do solo é, portanto, definida como um fenômeno de encadeamento hidromecânico, no qual o comportamento mecânico (deformação da estrutura do solo) e o comportamento hidráulico (escoamento da água de seus poros) estão intimamente associados. O caráter viscoso do solo argiloso, gera deformações adicionais na forma de um outro tipo de recalque, agora por fluência (creep), não contemplado pela teoria unidimensional de Terzaghi, que considera deformações apenas como função da variação das tensões efetivas. Na realidade, a consolidação e a fluência ocorrem de forma concomitante. Na prática, contudo, costuma-se separar o cálculo em duas parcelas distintas: recalque primário (consolidação) e recalque secundário (fluência). A amplitude do recalque final, S_{co} , na condição de deformação plana, é determinada pela fórmula clássica de decomposição em quatro termos:

$$S_{no} = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat}$$

com:

- s_i = recalque imediato;
- s_c = recalque da consolidação;
- s_{fl} = recalque da fluência;
- s_{lat} = recalque induzido pelos deslocamentos laterais do solo sob o aterro.

O recalque imediato

A carga do aterro deforma o solo de fundação antes mesmo do processo de adensamento iniciar, sendo tão rápido que pode acontecer que a deformação ocorra a volume constante, pois a água não tem tempo de ser expulsa. A avaliação resultante chama-se recalque imediato, que pode permanecer diminuindo, se comparado ao recalque da consolidação, sendo seu cálculo efetuado supondo um comportamento elástico linear isotrópico, com volume constante ($v = 0,5$), calculando-se com a equação:

$$S_i = q \frac{BI}{E}$$

com:

- s = recalque imediato;
- q = tensão vertical aplicada ao solo de fundação;
- B = largura da zona carregada;
- I = coeficiente que depende da influência da geometria do aterro e da profundidade do solo mole.

Para se determinar o processo deformativo elástico no solo de fundação, poder-se-á utilizar tabelas e ábacos de diversos pesquisadores. Apresentaremos a solução de Giroud para um solo de fundação com monocamada. Calcula-se o recalque da superfície do solo, no ponto M, à uma distância X do eixo do aterro, conforme indicado na figura anexa ao ábaco. Observa-se os valores dos parâmetros adimensionais r_H e r_H' , no ábaco da figura 9 em função de X/a e H/a para r_H' e de X/a e H/a' para r_H .* O módulo de deformação

E , é o módulo secante determinado em um ensaio triaxial não consolidado e não drenado (Euu). A evolução do recalque da construção (recalque imediato) em função da trajetória de tensões seguida ($O'P'A'$), conforme descrito anteriormente, faz com que divida-se este recalque S_c , em um recalque de reconsolidação S_r e um recalque de distorção não drenado S_u correspondendo, respectivamente, às

trajetórias de tensões ($O'P'$) e ($P'A'$). Calcula-se o recalque da reconsolidação pelas equações:

$$S_{rf} = \frac{H_i}{1+e_{oi}} C_{sl} \lg \frac{\sigma'_{v_{oi}} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{v_{oi}}}$$

ou

$$S_{ri} = \frac{H_i \Delta\sigma_{vi}}{m_{si} \sigma'_{pi}}$$

O recalque total será:

$$S_r = \sum_{i=1}^n S_{ri}$$

com:

- H_j = espessura de uma camada elementar de solo;
- e_o = índice de vazios;

- C_s = índice de expansão;
- σ'_p = tensão de pré-consolidação;
- σ'_{v_o} = tensão efetiva vertical inicial;
- $\Delta\sigma_{vi}$ = acréscimo de tensão.

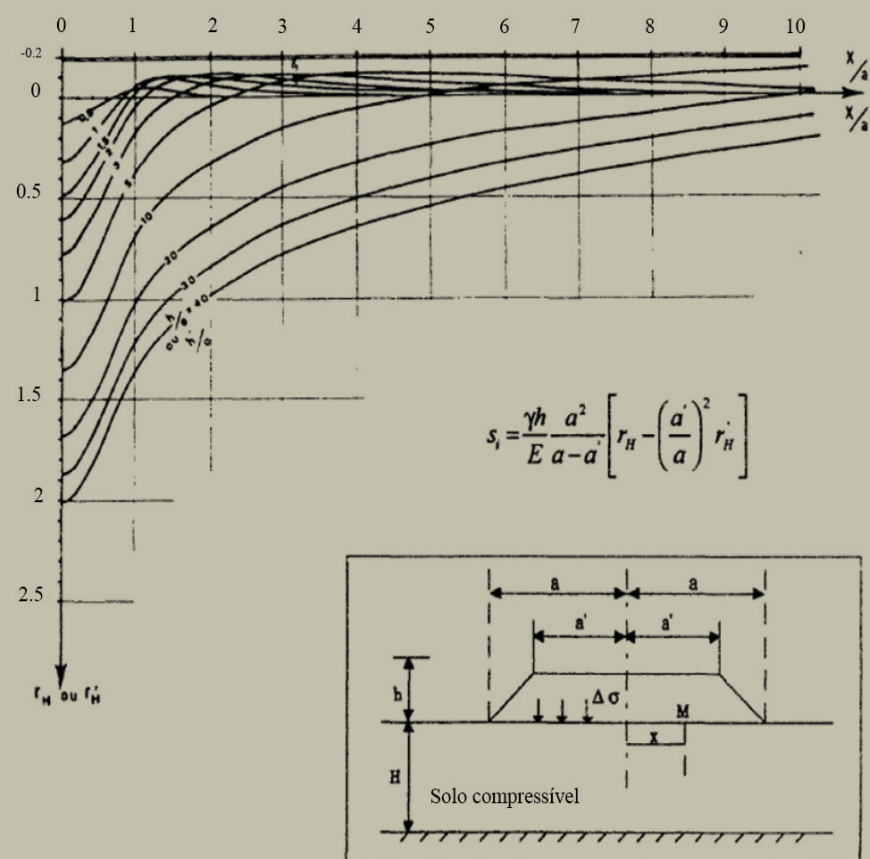


Fig 9 – Ábaco de Giroud (1973) para o cálculo do recalque elástico imediato ($v = 0,5$).

AMOSTRADOR PARA SOLOS TURFOSOS



Este é um dos kits para amostragem de solos turfosos.

Para maiores informações, acesse: <http://softsoilgroup.com.br> ou envie um e-mail para: atendimento@softsoilgroup.com.br

Soft Soil
Group

Geotechnical Analysis SIG: Simulating Soil Lab Tests for PLAXIS Soil Model Parameters



Micha van der Sloot
Technical Support Manager
Bentley Systems, Inc.

PLAXIS: Simulating Soil Lab Tests

www.bentley.com

Dear User,

When conducting laboratory test results – such as Triaxial and Oedometer tests – you want to make sure that the behavior of your chosen constitutive soil model captures the test result data. With the SoilTest feature, PLAXIS offers a quick and simple method to simulate these lab tests and verify the model behavior. To learn more, this Geotechnical Special Interest Group virtual workshop is a must see!

The agenda for the one-hour session encompasses:

- How to start a soil lab simulation
- Optimizing your model parameters to replicate real-life behavior
- After optimizing, how to quickly update the soil material definition in PLAXIS

The Geotechnical Analysis SIG is open to all Bentley users, so invite your colleagues!

Geotechnical Analysis SIGs – complimentary virtual workshops to keep you working optimally!



Fig 10 – Melhoria do solo, em outra marginal da saída da Anhanguera, próximo a Jundiá, necessário a receber cerca de 6m de aterro.

O recalque de distorção, na ausência de um método analítico simples, pode ser estimado por meio da seguinte relação empírica:

$$S_u = (0,07 \pm 0,03) (H_T - H_{nc})$$

- onde H_{nc} é a altura do aterro no momento em que a argila de fundação passa ao estado normalmente consolidado.

Recalque da consolidação primária

Devido à falta de métodos de cálculo para o recalque de aterros, considerando-se solos compressíveis, em caso bidimensional, o recalque primário é deduzido do recalque edométrico s_{oed} mediante a aplicação de um coeficiente de correção u ,

$$SC = \mu s_{oed}$$

Este coeficiente permite considerar a influência das deformações laterais sobre o recalque final, omitido pelo método edométrico unidimensional, resumido da seguinte maneira: A massa de solo mole compressível é considerada um conjunto de camadas horizontais elementares, relativamente homogêneas, para as quais calculam-se os recalques resultantes das pressões aplicadas em cada camada. A soma dos recalques parciais permite obter o recalque total do maciço do solo de fundação.

O recalque de cada camada, i , de espessura H_i , é calculado por meio da equação:

$$S_{oedi} = \frac{H_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{si} \lg \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{voi}} + C_{ci} \lg \frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right]$$

com:

- C_c = índice de compressão.

Os parâmetros da compressibilidade são determinados por um ensaio edométrico convencional. O cálculo do acréscimo de tensão efetiva $\Delta\sigma_{vi}$, no eixo do aterro é efetuado, na prática corrente, por meio do ábaco de Osterberg (1957), que estabelece, no âmbito da teoria da elasticidade, a partir das fórmulas de Boussinesq, o coeficiente de influência, I , em função dos parâmetros a/z e b/z (figura 11).

$$\Delta\sigma_{ri} = 2I\Delta\sigma$$

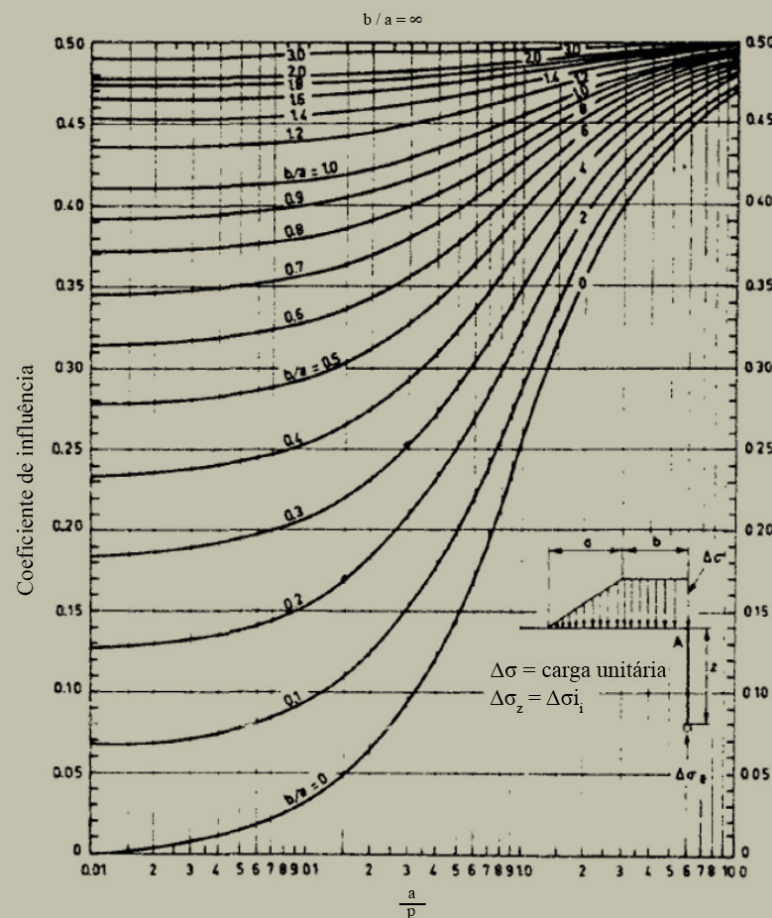


Fig 11 – Ábaco de Osterberg

O ábaco de Osterberg (1957) é utilizado para calcular o acréscimo de tensão vertical, no solo, devido a carga aplicada na superfície. A explicação é que o eixo horizontal (z/b) representa a profundidade normalizada pela largura da fundação. O eixo vertical (i) mostra o coeficiente de influência, que indica qual fração da carga realmente gera aumento de tensão a uma certa profundidade. As curvas variam conforme a relação b/z (largura da carga em relação à profundidade). Assim, escolhendo a curva correspondente, é possível determinar de forma prática quanto da carga aplicada na superfície chega como incremento de tensão a

uma profundidade z no solo. Em resumo o ábaco permite estimar, de modo rápido, a distribuição da tensão vertical em profundidade, essencial para cálculos de recalque em solos de fundação. O coeficiente de influência, I , também pode ser determinado pela fórmula a seguir, estabelecida por Osterberg, com as notações da figura 12:

$$I = \frac{1}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (a_1 + a_2) - \frac{b}{a} a_2 \right]$$

ou

$$a_1 = \arctan \left(\frac{a+b}{z} \right) - \arctan \left(\frac{b}{z} \right)$$

$$a_2 = \arctan \left(\frac{b}{z} \right)$$

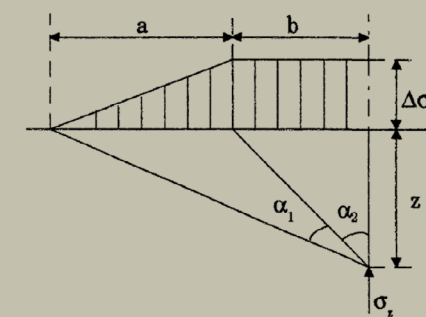


Fig 12 – Notações utilizadas no ábaco e na fórmula de Osterberg, para o cálculo do acréscimo de tensões no solo devido a uma carga distribuída.

A carga aplicada na superfície gera um acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma$ a uma profundidade z e o ponto onde se calcula $\Delta\sigma$, está sob a borda do carregamento. Os ângulos α_1 e α_2 representam as aberturas formadas entre a vertical e as linhas que ligam o ponto de cálculo até as extremidades da carga. $\alpha_1 = \arctan(a/z)$ (distância da borda mais próxima sobre a profundidade). $\alpha_2 = \arctan(b/z)$ (distância da borda mais afastada sobre a profundidade). Assim, a área carregada é projetada como um trapézio visto do ponto de cálculo, e o incremento de tensão é obtido integrando entre esses dois ângulos. Portanto, o diagrama serve para mostrar a geometria da carga (dimensões a e b , profundidade z) e os ângulos (α_1 e α_2) que entram diretamente na fórmula de Osterberg para calcular a distribuição da tensão $\Delta\sigma$.

Recalque da fluência

A viscosidade do esqueleto do solo traduz-se por deformações demoradas, denominadas fluência, definidas como deformações sob tensão efetiva constante. Na escala intergranular, estas deformações podem ser atribuídas à modificação gradual das forças de atri-

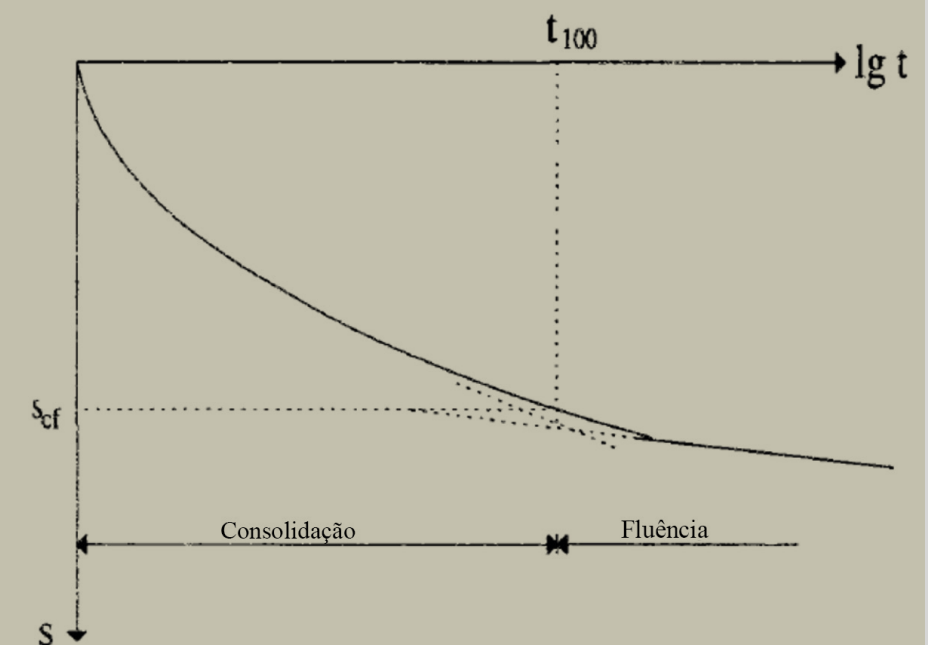


Fig 13 – Evolução dos recalques ao longo do tempo, com a presença de solo mole.

to, no interior do solo, à deformação plástica da água adsorvida e à reorientação da estrutura granular provocada pelas tensões cisalhantes resultantes da consolidação primária. Este gráfico, na figura 13 acima, mostra como o recalque (S) evolui ao longo do tempo (t) em um solo mole compressível. A fase inicial, é o recalque imediato, que ocorre logo após a aplicação da carga. É quase instantâneo e está ligado à deformação elástica do solo e do acomodamento das partículas. A fase seguinte é a consolidação primária onde, nesta fase, o excesso de poropressão vai sendo dissipado pela drenagem da água dos vazios. O recalque aumenta de forma rápida no início e depois desacelera até atingir aproximadamente o valor final previsto (indicado por t_{100}). A fase seguinte é a Condição de fluência (consolidação secundária ou creep) que, mesmo após a dissipação da poropressão, o solo continua a se deformar lentamente devido ao rearranjo estrutural das partículas e processos viscoplásticos. Este recalque é

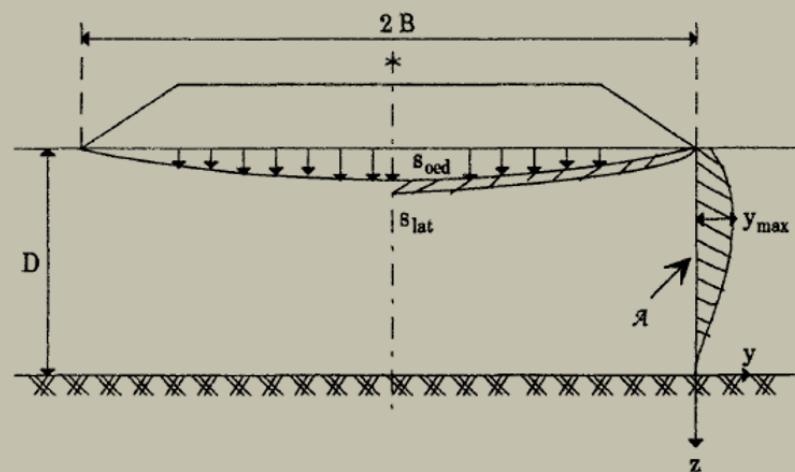
menor, mas segue ocorrendo a longo prazo. Desta forma, o solo recalca rápido no começo (consolidação), depois continua cedendo lentamente ao longo dos anos (fluência). No caso de solos moles saturados, é geralmente admitido que trata-se do estado de tensões efetivas. Ao final da dissipação dos excessos de poropressões, o solo continua a se deformar devido a um processo viscoso, ligado à natureza dos contatos entre as partículas adjacentes, provocando um rearranjo, reduzindo o índice de vazios. Ou seja, é o fenômeno da consolidação secundária ligada à fluência do solo. Ao contrário do que está escrito em muitos manuais, existe deformação volumétrica do solo durante a consolidação secundária e, portanto, ocorre escoamento da água. Consequentemente, de acordo com a lei de Darcy, deve existir poropressão, mesmo que seja muito baixa para ser medida em ensaios de laboratório (em campo, poropressões de várias dezenas de kilopascals já foram medidas em diferentes locais).



Fig 14 – Execução de outra marginal à Anhanguera, altura de Campinas, SP, sobre profundas camadas de solos moles. Melhoria do solo, com geonrijecimento para evitar problemas.

Recalque devido a deslocamentos laterais

Na realidade, ainda não existe um método de cálculo analítico para a determinação deste parâmetro, no entanto, podem ser utilizados os (Bourges e Mieussens 1979) deslocamentos laterais sob aterros, permitindo converter o volume correspondente, a esses deslocamentos, em um recalque suplementar do solo (figura 15). Quando o aterro ou carregamento é aplicado, o solo mole abaixo não apenas se comprime verticalmente, mas também deforma lateralmente.



$$y_{\max} = 0,16 s_{\text{oad}} ; \quad \text{aire } A = \int y dx = 0,68 D y_{\max} \approx 0,11 D s_{\text{oad}} ;$$

$$s_{\text{lat}} = \frac{A}{B} = 0,11 \frac{D}{B} s_{\text{oad}}$$

Fig 15 – Cálculo do recalque devido a deslocamentos laterais

Deformadas adimensionais – o que são?

As deformadas adimensionais nada mais são do que um jeito de padronizar o deslocamento do solo, ao invés de se trabalhar com centímetros ou metros, compara-se o deslocamento, em cada profundidade, com o deslocamento máximo que ocorreu. Assim, o valor sempre fica entre 0 e 1. Da mesma forma, a profundidade não é em metros, mas sim em fração da espessura do solo mole ($Z = z/D$). O que permite comparar diferentes obras e solos de forma mais simples, sem depender do tamanho real do aterro ou da espessura da camada mole.

E a previsão das deformadas?

Na prática, o deslocamento horizontal do solo, sob um aterro, pode ter formas típicas (as curvas do gráfico acima).

- Curva I: deslocamento maior perto do topo do solo mole, caindo rápido em profundidade.
- Curva II: deslocamento mais distribuído, sem concentração em uma parte só.
- Curva III: deslocamento mais forte na parte inferior, próximo ao contato com o substrato.

Estes perfis servem para prever e estimar como o solo vai se deformar, ajudando a avaliar riscos de instabilidade e recalques.

Independentemente da posição do inclinômetro em relação ao pé do aterro (figura 16A) e em função da natureza dos solos encontrados, três tipos de curvas são propostos para a deformada livre do solo (figura 16B), segundo as seguintes considerações:

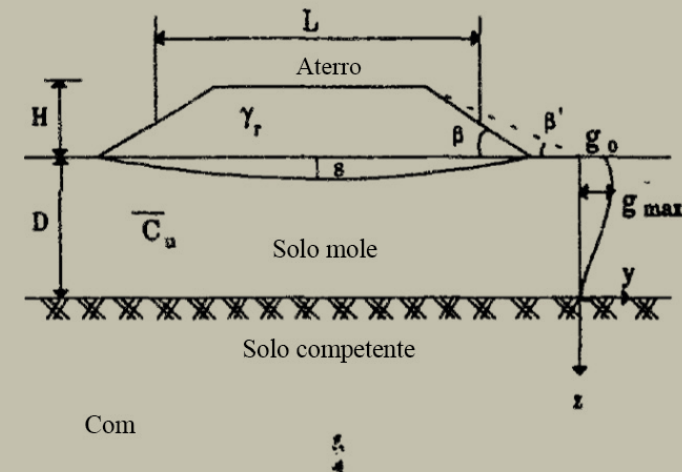
- curva I: quando se dispõe de poucos dados sobre o solo;
- curva II: quando a camada mole é

normalmente consolidada, sem camada sobreconsolidada na superfície;

- curva III: quando a camada superficial é menos deformável que as camadas profundas.

A espessura, dessa camada, deve representar de 25 a 30% da espessura total do solo compressível.

A figura 15, portanto, ilustra como o deslocamento lateral do solo mole gera recalque extra, fornecendo uma forma simples de estimar a parcela do recalque, associada ao movimento lateral do solo, além do recalque vertical normal do adensamento. O cálculo da deformada livre do solo, $G(z)$, é efetuado por método empírico, a partir de uma análise detalhada das observações dos deslocamentos laterais medidos ao pé de aterros, em numerosas obras de solos moles compressíveis. Este método de previsão, cujo princípio é descrito a seguir, permite determinar, por um lado, a geometria da deformada horizontal e, por outro, a evolução temporal da amplitude máxima do deslocamento horizontal



$$G_i(Z) = g_i(z) / g_{\max,t}$$

$$Z = z / D$$

Fig 16 – Definição dos parâmetros Fig. 1.11b: Deformadas adimensionais utilizados para a previsão da deformada.

A primeira figura, acima, estabelece a definição dos parâmetros, mostrando um aterro construído sobre solo mole com profundidade D, apoiado em um solo competente.

- O aterro tem altura H e largura L.
- O solo mole sofre deformações horizontais laterais (g), que são maiores perto da base do aterro ($g_{\max}$) e diminuem em profundidade.
- Para simplificar a análise, é usada uma variável adimensional:

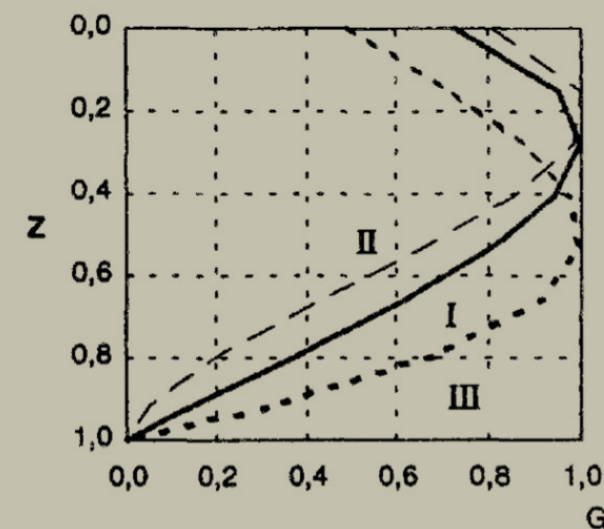
$$G(Z) = g(z) / g_{\max}$$

$$Z = z / D$$

Ou seja, a deformação é normalizada pela máxima deformação, e a profundidade é normalizada pela espessura do solo mole. Na segunda figura, acima, apresenta-se as deformadas adimensionais, onde o gráfico mostra formas típicas de como a deformação horizontal varia com a profundidade (Z). O eixo vertical é a profundidade normalizada ($Z = z/D$), indo de 0 (topo do solo mole) até 1 (base do solo mole). O eixo horizontal é a deformação relativa ($G = g(z)/g_{\max}$), variando de 0 a 1. As curvas I, II e III são diferentes cenários de deformação encontrados na prática:

- I: deformação concentrada no topo, diminuindo rapidamente.
- II: deformação distribuída ao longo da espessura.
- III: deformação mais próxima da base.

Em resumo, a primeira figura define os parâmetros (como medir e normalizar os deslocamentos horizontais do solo



mole). A segunda mostra exemplos de perfis típicos de deslocamento horizontal adimensional, usados para prever o comportamento lateral do solo, sob aterros. As equações de cada uma dessas deformadas-tipo são as seguintes:

- curva I: $G = 1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$
- curva II: $G = 3,42 Z^3 - 6,37 Z^2 + 2,14 Z + 0,81$
- curva III: $G = -2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$

O valor do deslocamento horizontal máximo, ao final da construção, é estimado por meio do ábaco da figura 17. Conhecendo o coeficiente de segurança e o parâmetro m , que caracteriza o ponto onde o deslocamento lateral foi avaliado, pode-se determinar o deslocamento máximo $g_{\max,0} = \lambda \cdot D$.

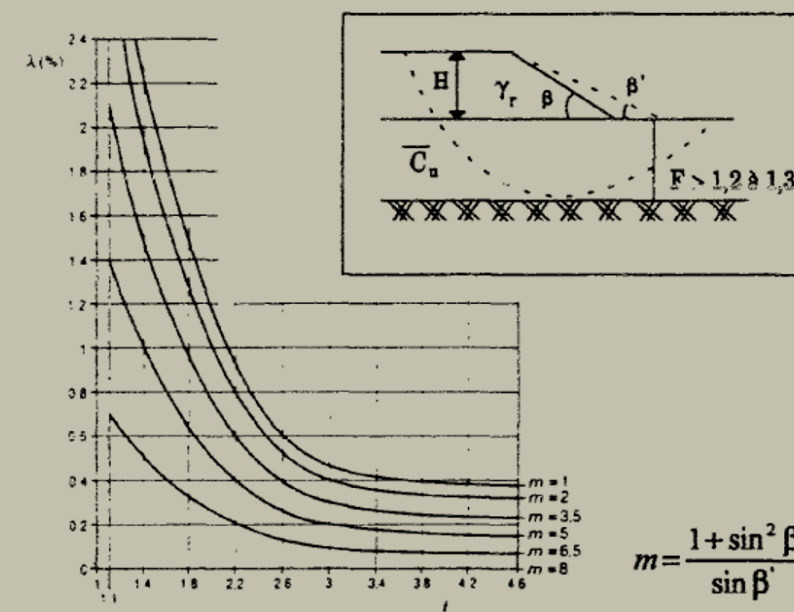


Fig 17 – ábaco da determinação de λ em função de m e F



Fig 18 – Execução do melhoramento do solo em uma marginal da Ananguera, em São Paulo, perto de Campinas. Profundas camadas de solo mole tiveram seus parâmetros geotécnicos alterados para receber aterros elevados, de modo a atingir o greide da rodovia principal.



INFORMAÇÕES SOBRE MELHORAMENO DE SOLOS MOLES?

SOFT SOIL GROUP

O SOFT SOIL GROUP ajuda você a tocar sucessos

Melhorar solos moles exige conhecimentos geotécnicos práticos e teorias sofisticadas. Cada obra é um caso específico que exige solução diferenciada. Assista nossos Webinars para adquirir estas informações.



www.softsoilgroup.com.br

O ábaco da figura 17, é utilizado para estimar o parâmetro adimensional, λ , relacionado ao deslocamento lateral máximo em taludes, funcionando com o eixo horizontal (F) representando o fator de segurança da obra (FS). O eixo vertical (λ), mostra o valor adimensional associado ao deslocamento máximo esperado. As curvas correspondem a diferentes valores de m que, depende do ângulo β pela fórmula

$$m = \frac{1 + \sin^2 \beta}{\sin \beta'}$$

onde β é o ângulo mostrado no esquema lateral (relacionado à inclinação da superfície de ruptura). A figura menor mostra o talude e a linha de ruptura provável. O ponto E é o pé do talude e B o topo, definindo a geometria da superfície de ruptura circular. O parâmetro β é o ângulo de inclinação associado a essa superfície. O fator F é calculado conforme métodos clássicos de equilíbrio limite. A interpretação prática é a seguinte:

1. Calcula-se o FS (F) pelo método de estabilidade.
2. Determina-se o m pela fórmula acima, a partir da geometria.
3. No ábaco, cruza-se o valor de F com a curva de $m \rightarrow$ obtém-se λ .
4. Esse λ é usado para estimar o deslocamento lateral máximo esperado.

Por outro lado, o valor do deslocamento máximo atrasado, relaciona-se ao recalque no eixo do aterro pela relação:

$$\Delta g_{max.t} = \Gamma \Delta S_i$$

com:

- $\Delta s = s_t - s_0$
- s_t : recalque no instante t, no eixo do aterro;
- s_0 : recalque total, ao final da construção;
- T: coeficiente dependente da inclinação do talude e da posição do inclinômetro em relação ao pé do talude.

O deslocamento horizontal máximo do solo, no instante t, que é a soma desses dois termos vale, então:

$$g_{max.t} = g_{max.o} + \Delta g_{max.t}$$

A equação anterior permite calcular o deslocamento horizontal máximo final do solo, fazendo tender para o infinito o segundo termo. É essa quantidade que é utilizada para a determinação da função $g(Z)$ que serve, por exemplo, para o cálculo das verticais utilizadas no melhoramento do solo, submetidas às pressões laterais.

$$g_{max.o} = g_{max.o} + \Delta g_{max.o}$$

com

$$\Delta g_{max.o} = \Gamma \Delta S_o$$

$$\Delta S_o = S_o - S_0$$

S_o Recalque final para t tendendo ao infinito

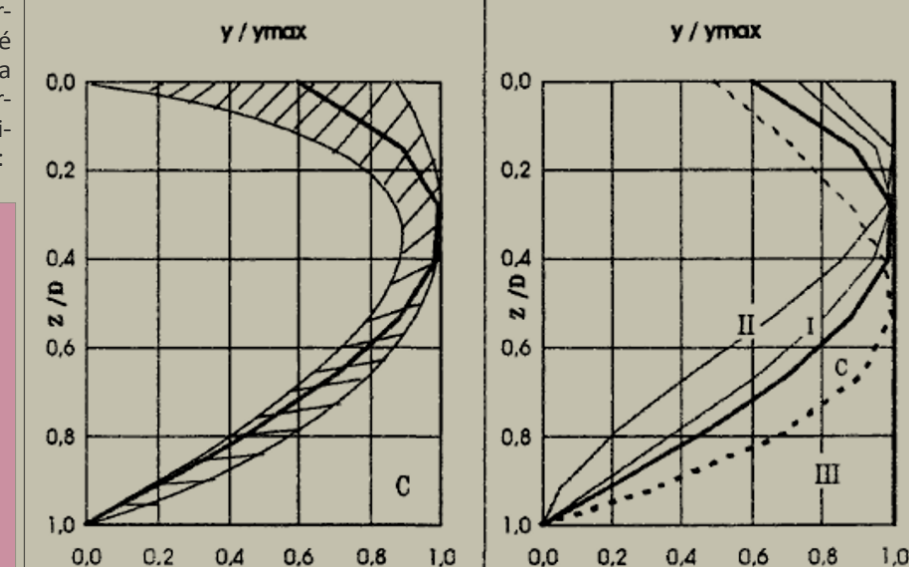


Fig 19 – Deformadas horizontais do solo na lateral do aterro; faixa do cálculo, curva média C e curvas C1, C2 e C3.



Fig 20 – Cravação prévia de geodrenos, necessário ao melhoramento do solo em uma ampliação estradal na rodovia Anhanguera, próximo a Campinas.

Estes dois gráficos mostram deformadas horizontais normalizadas do solo, laterais a aterro, evidenciando como o solo se desloca lateralmente em função da profundidade, de forma adimensional. O eixo vertical (z/D) é a profundidade normalizada (z dividido pelo diâmetro ou altura de referência). O eixo horizontal (y/y_{max}) é o deslocamento horizontal normalizado, em relação ao deslocamento máximo. O gráfico da esquerda, da figura 19, mostra uma faixa de resultados numéricos. As curvas C1, C2 e C3 representam deformadas típicas, observadas em diferentes condições de solo e carregamento. A curva C é a curva média, representando um comportamento intermediário. A interpretação é que o solo desloca-se lateralmente com valor máximo próximo à superfície, diminuindo até praticamente zero em profundidade. O gráfico da direita mostra, novamente, deformadas normalizadas mas, agora, comparando tipos de comportamento (I, II e III), que podem corresponder a condições diferentes de resistência ou rigidez do solo. O padrão é semelhante: maior deslocamento junto ao topo e redução com a

profundidade, mas com diferenças na forma da curva — umas mais lineares, outras mais parabólicas. A curva média C aparece como referência de comportamento típico.

Cálculo da velocidade do recalque

A permeabilidade dos solos argilosos é bem baixa e o escoamento da água, através de seus interstícios, não ocorre de forma rápida, naturalmente. Consequentemente, as tensões produzidas pela carga do aterro são absorvidas, a curto prazo, pela água, ficando submetida a excessos de poropressão. Lentamente a água escoar, então, em direção à massas de solo drenantes, onde a pressão é menor. Simultaneamente, a poropressão diminui e as tensões efetivas suportadas pelo esqueleto, aumentam, estabelecendo o fenômeno da consolidação. A análise do fenômeno da consolidação, permite calcular a velocidade de recalque, e sua previsão pode

ser feita por meio de ábacos, programas de cálculo ou extrapolação de medidas realizadas em um aterro de ensaio ou em uma obra vizinha. Assim, a velocidade do recalque corresponde ao tempo t, necessário para atingir o recalque final (s_∞), relacionado ao recalque s_t no instante t, por meio de um coeficiente chamado de grau de consolidação e indicado por U_v (U_v é às vezes chamado de grau de recalque e indicado por U_s):

$$S_t = U_v S_{\infty}$$

O grau de consolidação U_v é, também, definido como a razão entre o aumento médio da tensão efetiva no maciço, no instante t, e o seu valor final é igual ao valor da carga aplicada Δσ:

$$U_v = 1 - \frac{\Delta \bar{u}}{\Delta \sigma_v}$$



Fig 21 – Melhoramento do solo de fundação, necessário a construção de Marginal à Anhanguera, SP, objetivando receber aterros de até 12m de altura. Presença de solos moles.

REFERÊNCIAS

- Yasmina Akou (1995) *Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles*
- Essai triaxial (1968) *Mode opératoire LPC*.
- Essais oedométriques (1985) *"Méthodes d'essai LPC", n° 13, 83 pages.*
- Evgenev I.E., Kazarnovskij V.D. (1982) *"Remblais routiers sur sols mous". Traduit du Russe par J.P. Magnan Techniques et documentation Lavoisier, Paris, 432 pages.*
- Fiodorov (1985) *"Centrifugal tests of embankment dams and dikes" Proceedings of the 11th I. C. S. M. F. E., San Francisco, 12 - 16 August, pp. 1105 - 1108.*
- François M., Bailly J.C., Bondil R. (1989) *"Quatre techniques de pointe pour un échangeur-échangeur de Cannes-ouest-A8" Travaux, n° 645, pp. 84 - 93.*
- Garnier J. (1984) *"Modélisation par centrifugation : note sur la préparation d'argile reconstituée" LCPC, Section de Modélisation en centrifugeuse, 16 pages.*

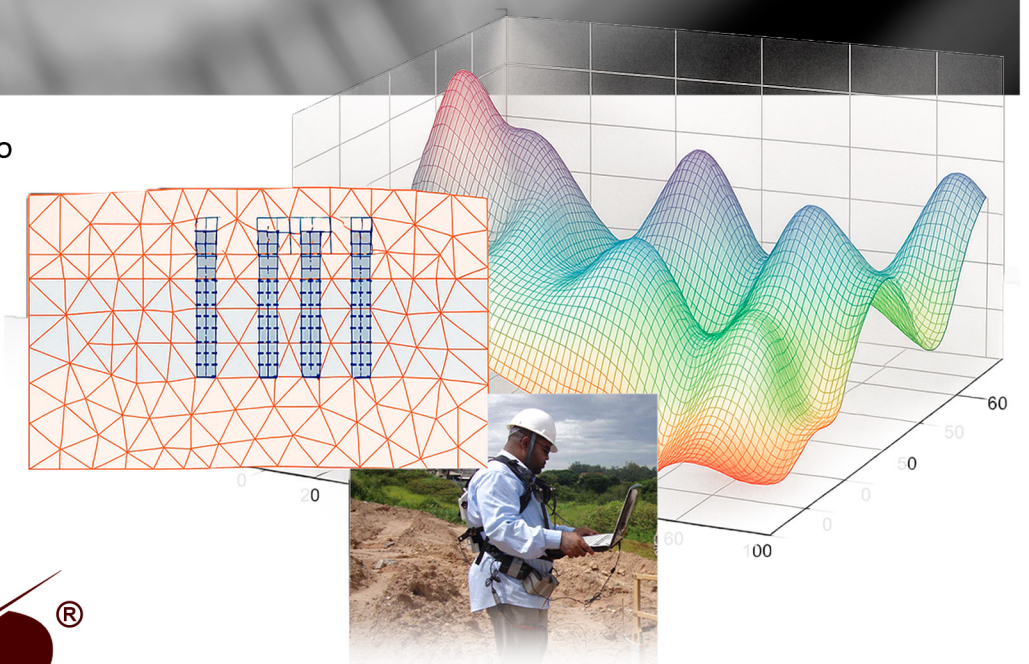
CPR[®]

GROUTING

Melhorar solos moles exige **precisão**

Melhorar solos moles exige precisão e segurança, exige CPR Grouting, a melhor resposta necessária no tempo desejado.

Tudo isto com monitoramento geotécnico específico, através de análises piezométrica, pressiométrica e, principalmente, tomográfica. Ou seja, com a precisão e a segurança de um bom relógio Suíço.



CPR[®]

GROUTING



geotecnia.engegraut.com.br

@engegraut_geotecnia

Engegraut - Engenharia Geotécnica



MECANISMOS DE RUTURA E CRITÉRIOS DE PROJETO PARA DUPLICAÇÃO DE RODOVIAS.

Figura 1 - Duplicação da BR-470, altura de Navegantes, SC, com serviços de melhoramento do solo em profundas camadas de argilas moles com até 35m.

Nos últimos 10 anos, ampliou-se uma grande quantidade de rodovias, devido ao crescente fluxo de veículos. Paralelamente, começaram a surgir problemas de fissuras, fraturas e ruturas de taludes nas faixas ampliadas estradas. E o grande problema é que não existe no Brasil, uma especificação exclusiva para projetos de pavimentos flexíveis. O padrão utilizado baseia-se na teoria das camadas elásticas, não abordando a interação entre aterros novos e existentes. O DNIT e o DER adotam, em geral, os mesmos critérios de dimensionamento de pavimentos flexíveis utilizados em vias novas, baseado na teoria das camadas elásticas.

A base normativa atual

O método de dimensionamento empírico-mecanicista do DNIT (DNER-PRO 11/79 e DNIT 141/2010) considera o pavimento como um sistema de camadas horizontais elásticas, homogêneas e isotrópicas. Os parâmetros principais são o módulo de resiliência (M_R) das camadas, o coeficiente de Poisson e as tensões e deformações críticas em pontos característicos (no topo da sub-base e na base do revestimento). Efetivamente, é bastante limitado para projetos de ampliação de rodovias, já que há interação entre o aterro/pavimento novo e o existente, o que não é contemplado pelo modelo de camadas elásticas — que supõe

condições homogêneas e simétricas. Desta forma, surgem problemas como diferenças de recalques entre o pavimento antigo e o novo, tensões adicionais na interface e o risco de fissuras ascendentes na camada asfáltica, especialmente sobre bases de alto módulo (semi-rígidas), onde há transferência de tensões mais diretas para o revestimento. Os métodos de dimensionamento de pavimentos no Brasil (abordagem elástico-mecanicista em camadas) não contemplam a interação geométrica e geotécnica entre pavimento/aterro existente e o novo acréscimo construído para a obra de duplicação. Em trechos com base de alto módulo (bases tratadas com cimento/semirrígidas), a hipótese do

meio homogêneo induz subestimação de tensões de tração no revestimento, favorecendo fissuração reflexiva ascendente, sobretudo quando o revestimento é delgado. Adicionalmente, a duplicação gera gradientes de rigidez e recalques diferenciais entre as duas plataformas (antiga $\times$ nova), por diferenças de história de tensões, índices de vazios, níveis d'água e processos construtivos. Estas discontinuidades não são capturadas pelo modelo clássico, devendo-se adotar critérios e soluções complementares como:

- Projeto geotécnico da transição, compatibilizando módulos (E_{50}/M_R) e controlando recalques diferenciais alvo (Δs_{adm}) por faixa. Havendo solos moles, dever-se-á prever o

melhoramento do solo com CPR Grouting prévio.

- Controle de trincas reflexivas, empregando-se camadas intermediárias absorvedoras de tensão (SAMI/antir-reflexão), ajustes de espessura do CA (concreto asfáltico) e tratamento/fresagem do bordo do pavimento existente para eliminar degraus de rigidez.
- Detalhamento construtivo da junta longitudinal, evitando-se “degrau” rígido, e prevendo-se chanfro/fresagem, selagem e largura mínima de sobreposição.
- Instrumentação e verificação de desempenho com metas de Δs , IRI e percentuais de trincamento nos primeiros 24 meses, estabelecendo-se medições de nivelamento, FWD/LWD e inspeções visuais programadas.

Quando há presença de camadas de solos moles, recomenda-se o melhoramento do solo com CPR Grouting, de modo a (i) reduzir/ eliminar a compressibilidade na zona de influência sob o novo aterro, e (ii) melhorar a transferência dos esforços sob o bordo de sobreposição. Os parâmetros básicos do melhoramento do solo são a cravação de geodrenos, com malha triangular de 1,5m x 1,5m, seguido da formação de verticais de formação dos bulbos de grout, de baixo para cima, ou seja, do solo competente à superfície, expandindo-se cavidades, promovendo-se a compressão radial do solo, com malha triangular de 3m x 3m, procedendo-se o controle com ensaios pressiométricos e tomográficos com imagens, certificando-se os níveis de resistência e rigidez necessários.



Figura 2 - Melhoramento do solo na duplicação da BR-470, na altura de Navegantes, SC.

Norma sugerida com diretrizes para duplicações rodoviárias

Este escopo dever-se-á aplicar em projetos de ampliações de pavimentos flexíveis/ semi-rígidos, com ou sem presença de solos moles, garantindo compatibilidade de desempenho entre as faixas existentes e as novas. O critério para projeto são os três apresentados à seguir:

1º) Interação entre a plataforma antiga e a nova

Esta interação é ponto chave, devendo-se entender por que duplicação rodoviária exige projeto geotécnico e estrutural definido. O conceito geral é que na duplicação de rodovias, o novo pavimento é construído ao lado de um pavimento existente, que já se encontra densificado pelo tráfego e pelo tempo, estando em equilíbrio com o subleito (poropressões estabilizadas, recalques concluídos) e com módulos de elasticidade mais elevados nas camadas inferiores. Por outro lado, a faixa nova é construída sobre aterros recentes, solos ainda compressíveis e, na maioria dos casos, com histórico de tensões totalmente distinto. Estas diferenças geram interação desigual entre as duas plataformas — tanto estrutural (mecânica) quanto geotécnica (de deformação e consolidação). Estas assimetrias fazem com que a intercessão, entre os dois pavimentos, comporte-se como zona crítica de transição, sujeita a:

- concentrações de tensões,
 - trincas longitudinais,
 - recalques diferenciais, e
 - degraus superficiais perceptíveis ao tráfego.
- Quando não se trata adequadamente essa interação, surgem patologias características, com efeitos típicos da falta de compatibilização, como:
- Trinca longitudinal paralela à linha de junção, causada pela

PRINCIPAIS DIFERENÇAS ENTRE AS DUAS PLATAFORMAS			
Aspecto	Faixa existente	Faixa nova	Consequência na transição
História de tensões	Consolidada	Recente / ativa	Recalques diferenciais (Δs)
Módulo do subleito	Elevado ($E_s \uparrow$)	Reduzido ($E_s \downarrow$)	Gradiente de rigidez lateral
Densidade e estrutura do aterro	Máxima (por tráfego)	Recente / em adensamento	Aterro novo mais deformável
Base	Enrijecida, trincada ou tratada	Nova e íntegra	Fissuras reflexivas
Revestimento	Envelhecido, oxidado	Novo e flexível	Diferença de comportamento térmico e de fadiga
Condição hidráulica	Equilibrada	Em ajuste (subida de lençol, drenagem parcial)	Fluxos e pressões transientes

- flexão diferencial entre as duas faixas;
- Desnível entre pavimento antigo e novo, perceptível na roda externa;
 - Afundamento localizado da borda da faixa nova, devido à maior compressibilidade do subleito;
 - Trincas ascendentes (reflexivas) em bases de alto módulo sob a interface/ junção;
 - Drenagem superficial deficiente, com infiltração pela junta e degradação acelerada do bordo do concreto asfáltico (CA).

O comportamento mecânico, na zona de transição, é assimétrico estabelecendo-se que:

- O pavimento antigo atue como bloco rígido, distribuindo tensões lateralmente.
- O pavimento novo sofre maiores deformações elásticas e plásticas, que tendem a rotacionar o bordo da junta (efeito de “canto livre”).
- EsTa rotação gera tensões de tração na base do CA e cisalhamentos localizados — origem da trinca longitudinal.

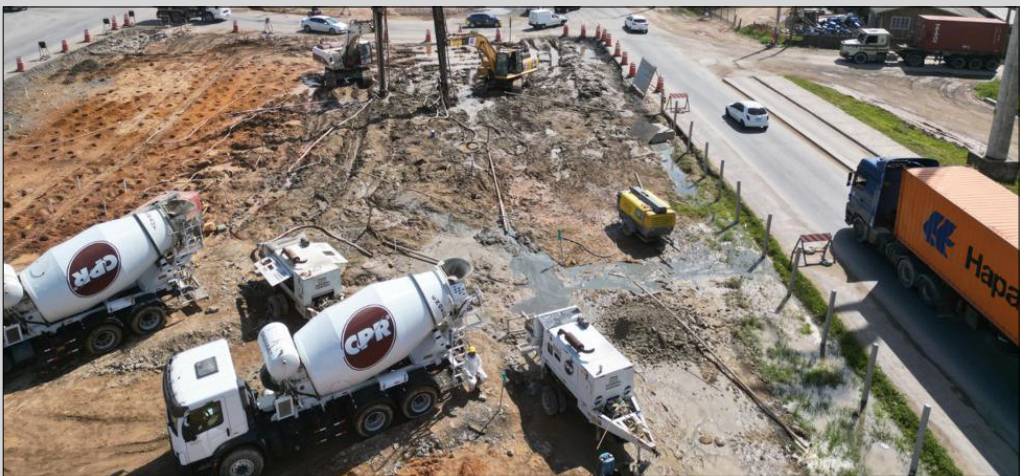


Figura 3 - Melhoramento do solo na duplicação da BR-470, na altura de Navegantes, SC. Compatibilização obtida entre faixas antigas e as novas.

Em termos de análise numérica, é como se o momento fletor e o cisalhamento se concentrassem numa pequena faixa (≈ 1 m) ao lado da linha de junção ou interface. Para corrigir este desajuste, o projeto deve prever critérios de projeto, para compatibilização, como:

- Controle do recalque diferencial (Δs_{adm}):**
 - Definir valores-meta conforme a classe da rodovia e tráfego;
 - Meta: $\Delta s \leq 15$ mm nos 24 meses após a execução;
 - Alerta: $\Delta s = 20\text{--}25$ mm (necessidade de readequação do solo de fundação com melhoramento do solo(CPR Grouting).
 - O Δs é controlado por:
 - Melhoramento geotécnico (CPR Grouting, compaction grouting);
 - Aterros em camadas finas, com controle rigoroso de compactação;
 - Drenagem profunda, evitando poropressão elevada no subleito novo.
- Compatibilização de rigidez entre zonas:**

- Evitar contrastes bruscos de módulo (Enovo/Eantigo > 2);
- Se necessário, introduzir camadas intermediárias (SAMI, base granular seca, solo-cimento leve) para amortecer o gradiente. O SAMI é a camada intermediária ou membrana absorvedora de tensões.
- Tratamento construtivo da junta longitudinal:**
 - Fresagem ou chanfro do bordo existente ($\geq 0,5$ m de largura, 3–5 cm de espessura);
 - Selagem elástica contínua da junta;
 - Sobreposição mínima de 0,30 m do novo CA sobre o antigo.
 - Melhoramento do solo, em pelo menos 6m para cada lado da junta.
- Drenagem e confinamento:**
 - Garantir drenagem lateral entre os dois pavimentos;
 - Confinar o bordo do aterro novo com CPR Grouting quando há risco de empuxo lateral do solo mole.

O conjunto “pavimento antigo + pavimento novo” deve funcionar como uma estrutura contínua, parcialmente vinculada, com a seguinte interpreta-



Figura 4 - Melhoramento do solo na duplicação da BR-470, próximo a Gaspar, SC.

ção mecânica na interação:

- O bordo existente fornece rigidez e apoio lateral;
- A nova faixa precisa ser gradualmente integrada (geometricamente e mecanicamente) a esse bordo e não simplesmente “encostada”.

Assim, o objetivo do projeto da transição é criar continuidade de deformação e de tensão, evitando:

$$\frac{d(\epsilon)}{s(x)} \text{ Elevado na junta ou interface, onde:}$$

$d(\epsilon)$ é a variação da deformação ao longo de um determinado trecho. $d(x)$ é a distância (ou posição) onde a variação ocorre. Ou seja, essa razão tende a aumentar nos pontos de discontinuidades, como nas juntas do pavimento ou interface entre camadas locais, onde o comportamento do material muda bruscamente. Representa, portanto, a taxa de variação da deformação ao longo da distância, e o objetivo do projeto da transição (entre aterros, camadas dos pavimentos, etc...)é reduzir esse gradiente para garantir continuidade deformativa e de tensões. Quando esta razão é alta, significa que há deformação concentrada, o que gera trincas, fissuras e recalque diferencial.

GEOKON

TRUSTED MEASUREMENTS®

EQUIPAMENTOS GEOTÉCNICOS

Conheça nosso moderníssimo inclinômetro M6180 que possibilita automação e leitura em tempo real



O moderníssimo inclinômetro M 6180, caracteriza-se por segmentos individuais, mecanicamente conectados com juntas estilo “bola-soquete”, interligadas eletricamente com conectores à prova d’água em um único cabo, tornando o conjunto extremamente leve e compacto, o que torna fácil e rápida sua instalação. Consequentemente, seu custo tonou-se muito atrativo. O modelo M 6180 juntamente com nosso sistema de compartilhamento de dados, sem fio, da série GeoNet torna-se, portanto, a solução mais moderna de monitoramento para deslocamentos horizontais.

Conheça hoje mesmo esta moderníssima tecnologia (com preço atrativo)

Representante exclusivo no Brasil: **G5 Engenharia LTDA**
Contato: (41) 3402-1707/ colacao@g5engenharia.com.br / g5engenharia.com.br

Para comprovar o desempenho da interação, dever-se-á promover a instrumentação e controle, objetivando-se:

- Instalar marcos de recalque nas duas faixas (antiga e nova), espaçados a cada 25–50 m;
- Monitorar diferença de nível (Δs) mensalmente nos primeiros 6 meses e depois trimestralmente até 24 meses;
- Executar ensaios FWD/LWD na zona da transição (malha de 10×10 m) para medir deflexões diferenciais;
- Realizar inspeção visual periódica para mapeamento de trincas longitudinais e degraus.

A interação, entre a plataforma antiga e a nova, constitui o ponto mais crítico nas obras de duplicação rodoviária, pois envolve solo de fundação e aterros com históricos de tensões e rigidezes diferentes. O projeto deve buscar compatibilizar deformações ($\Delta s_{adm} \leq 15 \text{ mm}$), homogeneizar módulos de rigidez e garantir continuidade geométrica e hidráulica. O tratamento da junta longitudinal e o melhoramento do subleito, na faixa nova (preferencialmente com CPR Grouting ou compaction grouting), são fundamentais para assegurar a estabilidade e evitar trincas longitudinais e desníveis ao longo do tempo.

As camadas de solo e os módulos de cálculo

Este detalhamento é fundamental para o dimensionamento de uma duplicação, estando diretamente ligado à coerência estrutural entre as faixas existentes e as novas. O objetivo é definir o comportamento elástico de cada camada do pavimento, como o revestimento, a base, sub base e o sub leito, de modo a permitir a avaliação das tensões e deformações sob o carregamento de tráfego. O modelo adotado é o método mecanicista empírico, baseado na teoria das camadas elásticas, onde cada camada é representada pela espessura (h), módulo de resiliência M_R ou E e o coeficiente de Poisson (ν). Estes parâmetros ali-

mentam o cálculo das deformações ϵ_T (fadiga) e ϵ_v (afundamento), que definem a vida de projeto (N_f e N_d) do pavimento. A N_f é o número admissível de repetições de carga para fadiga do revestimento asfáltico e o N_d é o número admissível de repetições de carga para deformação permanente (afundamento de trilha de roda) nas camadas granulares e subleito, obtidos apartir da deformação ϵ_T , deformação de tração na fibra inferior do revestimento (associado à fadiga do asfalto) e o ϵ_v , deformação vertical no topo do subleito (associada ao afundamento ou recalque plástico). Para entender a estrutura típica de cálculo, um pavimento flexível convencional é representado por 5 camadas principais, conforme tabela a seguir:

Camada	Símbolo	Tipo típico	Parâmetro de projeto	Observações
Revestimento Asfáltico	E_{CA}	Concreto asfáltico (CBUQ, SMA, PMB, etc.)	2.000 a 6.000 MPa	Depende do tipo e teor de ligante
Base	E_B	Brita Graduada, BGTC, CTB	500 a 3.000 MPa	Bases tratadas com cimento têm alto módulo (semi-rígidas)
Sub-base	E_{SB}	Solo-brita, laterita, solo-cimento	150 a 600 MPa	Contribui para distribuição de tensões
Subleito	E_S	Solo natural (melhorado ou não)	30 a 150 MPa	Determinado por ensaio de M_R ou correlação com SPT/CPTu
Solo de Fundação	S_f	Solo Melhorado	$\geq 20 \text{ MPa}$	Pressiômetro e tomografia com imagem

Figura 5 - Melhoramento do solo na duplicação da BR-470, próximo a Gaspar, SC.



O coeficiente de Poisson (ν) é normalmente aceito pelos valores:

- 0,35 a 0,40 para o CA
- 0,30 para camadas granulares
- 0,40 a 0,45 para subleitos argilosos

A teoria das camadas elásticas pressupõe homogeneidade lateral, ou seja, que todas as camadas estendam-se de forma contínua e com o mesmo módulo sob a pista. Entretanto, nas obras de duplicação rodoviária isto não ocorre, por que o pavimento existente tem camadas envelhecidas, densificadas e de módulos mais altos. Por outro lado, o pavimento novo é mais “jovem” e apresenta módulos menores, ainda em evolução com o tráfego e, por último, há interfaces entre materiais diferentes, ou até com solo compactado recentemente, o que gera gradientes de módulo laterais e tensões adicionais na junta longitudinal, especialmente na transição entre as duas plataformas. Portanto, o modelo clássico subestima as deformações nessa região. A solução adotada são zonas de cálculo diferenciadas. Para corrigir esta limitação, o projeto deve considerar módulos de resiliência distintos por zona, ao invés de utilizar valores únicos para toda a seção. A zonificação recomendada é a seguinte:

- **Zona A – Pavimento Existente (referência):**
 - Deve-se utilizar módulo obtido por retroanálise FWD ou por deflexão real medida.

- Ex.: $E_{CA} = 4.500 \text{ MPa}$ $E_B = 1.500 \text{ MPa}$ $E_S = 100 \text{ MPa}$.
- **Zona B – Transição (1 a 2 m de largura):**
 - Aplicar redução gradual de módulo (10–30%) em relação à faixa existente.
 - Representa a região de descontinuidade e recalque diferencial.
 - Pode ser modelada como “camada composta” ou interpolada entre A e C.
- **Zona C – Pavimento Novo:**
 - Adotar módulos de projeto, obtidos de ensaios de controle tecnológico (LWD, placa de carga, ensaio Marshall ou pressiômetro).
 - → Ex.: $E_{CA} = 3.500 \text{ MPa}$ $E_B = 800 \text{ MPa}$ $E_S = 70 \text{ MPa}$.

Esta interpolação de módulos, entre zonas, simula o comportamento real, permitindo calcular deformações mais compatíveis e verificar o Δs (recalque diferencial) esperado. Em obras de duplicação rodoviárias, pode-se introduzir camadas intermediárias para reduzir contrastes de rigidez com SAMI, ou seja, com uma camada fina de interface entre base rígida e o CA, que absorve tensões de cisalhamento, com uma base de transição (solo-cimento fraco ou brita graduada seca), ajustando o módulo intermediário entre o solo novo e o pavimento antigo. E, por

ultimo, com subleito melhorado (com CPR Grouting, drenos, ou compactação controlada), garantindo homogeneidade no módulo de fundação. Para evitar-se descontinuidades abruptas, dever-se-á verificar a coerência entre módulos, ou seja, a razão entre o módulo de uma camada e o da camada imediatamente inferior, que não deve exceder 5 (para evitar reflexões excessivas de tensões e cisalhamentos localizados). Quando houver base tratada com cimento ($E_B > 3.000 \text{ MPa}$) sob um revestimento fino, recomenda-se empregar SAMI, aumentar espessura do CA ou, reduzir o teor de cimento na base, estabelecendo-se uma transição mais compatível. A certificação e o controle pós obra é importante. Assim, após a conclusão, dever-se-á empregar o deflectômetro de impacto ou FWD (Falling Weight Deflectometer) objetivando-se medir deflexões ou imperfeições invisíveis, retroanalizando os módulos reais de cada camada, além de comparar com os valores de projeto (E_{CA} , E_B , E_S), atualizando o modelo de previsão de vida útil (N_f , N_d). Se o módulo real for inferior ao previsto, torna-se necessário reforçar o revestimento (espessura adicional), ou melhorar o solo de fundação com CPR Grouting. Em resumo, o dimensionamento mecanicista deverá considerar variações de módulo por zona (antiga, transição e nova), reconhecendo a heterogeneidade lateral típica das faixas duplicadas. As camadas com módulos significativamente distintos, devem ser compatibilizadas por meio de camadas intermediárias



PIEZÔMETRO AUTOCRAVÁVEL (PWP)

A série PWP de piezômetros de corda vibrante (autocraváveis) foi projetada para medir, com precisão, a poropressão em depósitos de solos moles. Suas características são:

- **ROBUSTEZ**
- **PRECISÃO**
- **CONFIABILIDADE**

Representante exclusivo no Brasil: **3GEO TECNOLOGIA LTDA**
+55 21 2718 3968 / vendas@3geotecnologia.com / www.3geotecnologia.com

(SAMI, base de transição ou subleito melhorado). Adicionalmente, recomenda-se que a razão da rigidez, entre camadas consecutivas, não exceda 5, e que os módulos obtidos por FWD, após a obra, sejam empregados para retrocalibração do modelo de vida de fadiga e deformação permanente.

A verificação da fadiga e a deformação permanente

Esta checagem é essencial e costuma ser mal interpretada. Para tanto, objetivamos apresentar o raciocínio do dimensionamento e controle do desempenho voltado para a obra de duplicação rodoviária, onde a faixa nova trabalha sob condição de deformação mais severa que a prevista pela teoria elástica clássica, verificando duas condições de desempenho estrutural do pavimento. A primeira é a fadiga do revestimento asfáltico (trincas por flexão repetida) e, a segunda, é a deformação permanente do subleito (afundamentos plásticos na fundação. Esta verificação, baseia-se nas deformações calculadas no modelo das camadas elásticas, sendo E a deformação

de tração na camada de revestimento (critério de fadiga) e ϵ_v a deformação vertical de compressão no topo do subleito (critério de deformação permanente. A fadiga do revestimento (ϵ_t) é checada com o revestimento asfáltico, (camada viscoelástica), e a repetição das cargas de trafego gerando microtrincas que se acumulam até romper a camada. A equação típica de fadiga (para misturas asfálticas brasileiras) é:

$$Nf = k_1 \cdot (\epsilon_t)^{-K_2} \cdot (E)^{-K_3}$$

Onde:

- Nf - Numero de repetições admissíveis (vida de fadiga)
- ϵ_t - Deformação de tração no fundo do revestimento
- E - Modulo de elasticidade do revestimento
- K1; K2 e K3 - Constantes empíricas determinadas por laboratório (ex.>0,0796; 3,291; 0,854).

Assim, quanto maior a deformação ϵ_t , menor o número de repetições que o pavimento suportará sem fissurar. Para a deformação permanente (ϵ_v), o subleito sofre deformações com-

pressivas cíclicas, devido às cargas de tráfego, e acima de um limite crítico de deformação ($\epsilon_v_{lim} \sim 200 \times 10^{-6}$ a 400×10^{-6} , dependendo do tipo de solo), ocorre acúmulo plástico, levando ao afundamento de trilha de roda. A equação empírica, utilizada em vários métodos (AASHTO, Shell, DNER-PRO 11/79 adaptado) é:

$$N_d = K_4 \cdot (\epsilon_v)^{-K_5}$$

Onde:

Nd é o numero de repetições admissíveis para evitar deformações permanentes.

Por que adotar “redução de vida” (10-20%) na faixa de transição?

Na faixa de transição, entre o pavimento existente e o novo, as deformações reais são maiores que as calculadas, devido ao gradiente de rigidez (a faixa nova tem M_R inferior inicialmente), aos recalques diferenciais, a redistribuição de tensões, e ao efeito de borda junto ao pavimento existente, que provoca flexão assimétrica no

revestimento e as tensões adicionais não captadas pelo modelo elástico plano (o modelo supõe simetria infinita, o que não ocorre). Por isso, para representar este comportamento mais severo, aplica-se um fator de correção conservador, reduzindo a “vida de projeto” de 10 a 20% para a faixa de transição (em relação à faixa homogênea). Por exemplo, se o cálculo da fadiga indicar $N_f = 10^6$ repetições para ruptura, considera-se apenas $0,8 \times 10^6$ a $0,9 \times 10^6$ repetições admissíveis na zona de transição. Esta “penalização” compensa a concentração de tensões e o recalque diferencial que não são representados no modelo teórico. Para comprovação pós-obra, utiliza-se o deflectômetro de impacto ou FWD, que mede o campo de deflexões reais do pavimento após a execução. Se a retroanálise indicar que o módulo de cada camada ficou superior ao valor de projeto (ou que as deflexões são menores que as calculadas), pode-se retirar a penalização (10–20%) e considerar a vida integral. Ou seja, o texto “salvo comprovação por deflectômetro FWD pós-obra” significa que se as deflexões medidas forem compatíveis com o desempenho esperado (ou melhores), e se a vida de fadiga calculada

com base nos dados reais for suficiente, então a redução de vida pode ser desconsiderada, validando o dimensionamento original. Em resumo, a verificação da fadiga do revestimento (ϵ_t) e da deformação permanente do subleito (ϵ_v) deverá considerar, na faixa de transição entre o pavimento existente e o novo, uma redução da vida estrutural calculada entre 10% e 20%, em razão da maior concentração de tensões e deformações atrasadas não contempladas pela teoria das camadas elásticas. Esta penalização poderá ser suprimida mediante comprovação experimental pós-obra, através de ensaios FWD, que demonstrem deflexões e módulos equivalentes ou superiores aos de projeto.

Solução obrigatória para a faixa de transição

Devem ser previstas medidas específicas para compatibilizar rigidez e recalques entre o pavimento existente e o novo, garantindo continuidade estrutural, controle de trincas reflexivas e desempenho funcional da plataforma duplicada. As medidas são:

- Geometria/ execução da junta longitudinal;
- Fresagem/ chanfro de bordo do pavimento existente (>0,5m em largura, 3-5 cm em espessura) para eliminar degrau rígido;
- Selagem elástica da junta e sobreposição mínima de CA com valores > 0,30m, sobre o bordo existente.
- Camada antirreflexiva (SAMI)
- Aplicar entre base e CA na transição em todo trecho com base CTB/ Semirrígida contínua com taxa e granulometria conforme projeto;
- Ajuste da rigidez da fundação (quando $S_{calc} > s_{adm}$):
- Melhoramento do solo com CPR Grouting, para o caso de solos argilosos e compaction grouting para solos arenosos.

Controle tecnológico, instrumentação e aceitação

Antes da obra, dever-se-á executar sondagem SPT, onde aplicável, presíômetro para obtenção do Em e limite de expansão, ensaio de placa/ LWD para se obter o M_R do melhoramento

Figura 6 - Melhoramento do solo na duplicação da BR-470, próximo a Navegantes, SC. Profundas camadas de solos argilosos moles caracterizam esta região. Neste trecho foi construído um viaduto com aterros de 13m de altura.



do subleito. Durante a obra, far-se-á controle de recalque a cada 25-50m, com leitura semanal durante o aterro e quinzenal por 3 meses. Execução de FWD/LWD em 3 etapas: (1) base pronta; (2) após SAMI; (3) Após o CA final, com retificação local onde o $M_R < \text{meta}$. Melhoria do solo com CPR/ Compaction Grouting, tendo registro de profundidades, volumes por bulbo e pressões. E o desempenho após a obra, promovendo inspeções trimestrais no 1º ano e semestrais no 2º ano, informando percentuais de trincas, degraus/juntas e IRI. Para o possível cri-

tério de intervenção, será pela surgência de trincas por reflexão $>5\%$ da área da faixa na zona de transição, obtenção de degraus $> 10\text{mm}$, ou $\text{IRI} > 3,0\text{m/km}$. Para a questão da aceitação/ tolerâncias, checar-se-á a geometria/ nível com tolerância de cota $\pm 10\text{mm}$ na faixa de transição e $\pm 15\text{ mm}$ no corpo da faixa. As camadas granulares/ CTB com espessura $> 95\%$ do projeto por lote e a densidade (modificado) $> 98\%$. O revestimento (CA) com teor de ligante $\pm 0,3\text{ p.p}$, vazios 3-6% e macrotextura conforme classe funcional. No melhoramento do solo, para readequação dos parâmetros geotéc-

nicos do solo, à necessidade de projeto, analisar-se-á a malha de geodrenos e a malha de verticais dos bulbos de compressão do solo, estabelecendo os critérios de pressão (geralmente 5kg/cm^2) e de volume de cada bulbo (geralmente de 500l). Quando aplicável, as diretrizes para a modelagem terão transição 2D/ 3D, com representação da faixa antiga, transição e faixa nova com módulos diferenciados, impondo contato/ junta na borda do pavimento existente, considerando o faseamento construtivo. Os critérios-alvo serão a confirmação do $\Delta S \leq \Delta S_{adm}$ e FS global da plataforma/ aterro ser $> 1,5$ (serviço). Para retroanálise, pós FWD, recalibrar M_R por zona, ajustando-se o plano de manutenção.

REFERÊNCIAS

A interação entre plataformas antiga e nova, Camadas e Módulos de Cálculo, e Verificação de Fadiga e Deformação Permanente, não estão formalmente consolidados em uma única norma brasileira, específica para obras de duplicação, mas derivam de um conjunto coerente de referências técnicas nacionais e internacionais que tratam dos princípios envolvidos. Se houver interesse do leitor, listamos as principais fontes que podem ser motivo de pesquisa, indicando como cada uma embasa os três importantes itens citados:

A) Interação entre Plataforma Antiga e Nova

- DNIT 141/2010 – Pavimentação: Dimensionamento Mecanicista de Pavimentos Flexíveis**
 - Adota o modelo de camadas elásticas e define parâmetros de deformação (ϵ_t e ϵ_v).
 - Base conceitual para todos os cálculos de tensões e deformações.
 - Ainda que não trate de duplicações, fornece o arcabouço teórico do dimensionamento.
- DNER-PRO 11/79 – Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis**
 - Origem do método empírico-mecanicista brasileiro, utilizado como base até hoje.
- AASHTO 1993 / AASHTO MEPDG (2008)**
 - AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (1993) e Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (2008).
 - Introduzem o conceito de zonas com módulos diferenciados e degradação por descontinuidade lateral — aplicável à interação entre pavimento existente e novo.
 - Fundamenta a ideia de redução de vida útil (fatores de dano 10–20%) em transições.
- Shell Pavement Design Manual (1978; revisado em 2012)**
 - Define equações clássicas de fadiga e deformação permanente.
 - Apresenta diretrizes para compatibilização de camadas com diferentes módulos, conceito essencial na zona de junção entre pavimentos.
- TRL Overseas Road Note 31 – Pavement Design (UK, 2013)**
 - Recomenda controle de recalques diferenciais em duplicações e ampliações de rodovias.
 - Indica $\Delta s_{adm} \approx 10\text{--}20\text{ mm}$ como limite funcional aceitável.
- FHWA (Federal Highway Administration, 2004–2020) – Guidelines for Longitudinal Joint Performance in Asphalt Pavements**

- Discute o comportamento da junta longitudinal em duplicações e recapeamentos.
- Fundamenta o uso de chanfro/fresagem e selantes elásticos na interface.

- NCHRP Report 640 (2009) – Guidelines for Development of Mechanistic-Empirical Pavement Design Inputs**
 - Aplica fatores de correção regionais e reduções de vida estrutural em zonas de transição, conceito diretamente correlato.

B) Camadas e Módulos de Cálculo

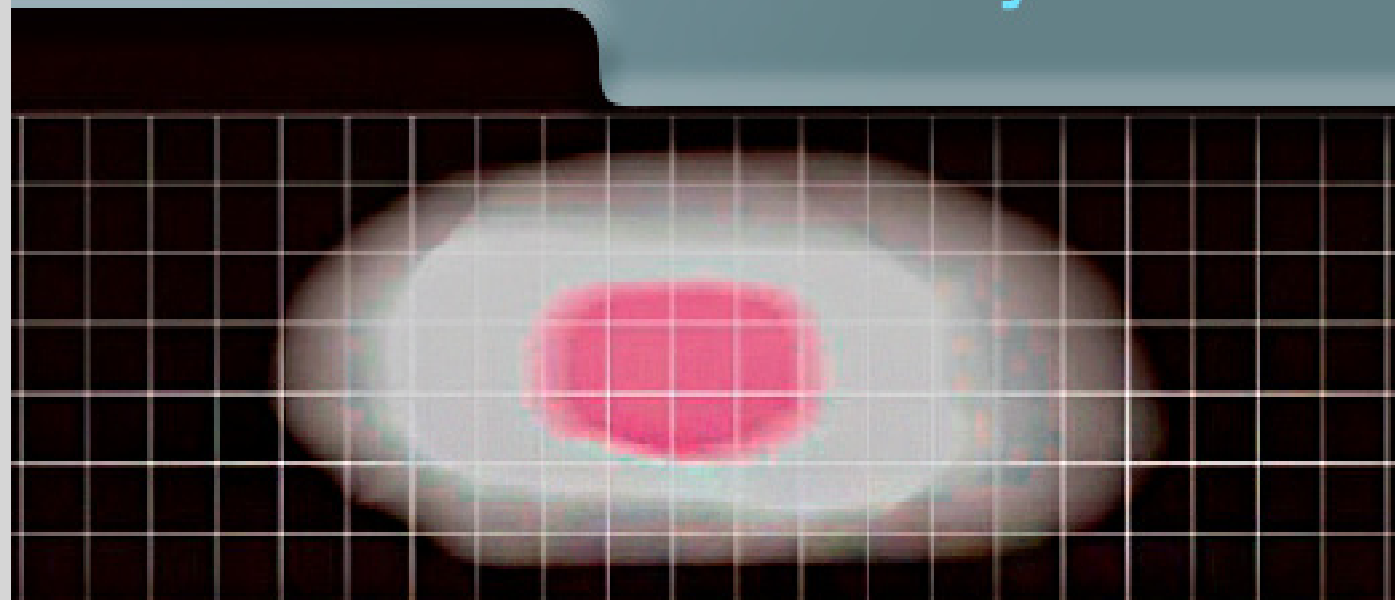
- DNIT 141/2010 – Pavimentação: Dimensionamento Mecanicista de Pavimentos Flexíveis**
 - Define explicitamente os módulos de resiliência (MR) para cada camada e suas faixas típicas.
 - Apresenta coeficientes de Poisson e espessuras padrão.
 - Fundamenta o modelo elástico utilizado em duplicações (mesmo que de forma genérica).
- DNIT 134/2018 – Pavimentação: Solos – Determinação do Módulo de Resiliência**
 - Procedimento laboratorial brasileiro para MR, base para calibração dos módulos de cálculo (E_s , E_b , etc.).
- AASHTO MEPDG (2008)**
 - Introduz a modelagem de camadas com módulos dependentes do nível de tensão e umidade, conceito aplicável à variação entre faixa antiga e nova.
 - Define os limites de razão de rigidez $E_t / E_t+1 \leq 5$.
- Shell (2012)**
 - Reforça a necessidade de compatibilizar rigidez entre camadas e limita diferenças abruptas de módulo para evitar reflexões de tensões.
- NCHRP Report 465 (2002) – Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures**
 - Fundamenta a interpolação de módulos entre zonas (antiga, transição, nova) e o uso de composite modulus em regiões de junção.
- FHWA-HRT-13-091 (2013) – Evaluation of Pavement Structural Condition with Falling Weight Deflectometer**
 - Fundamenta o uso do FWD para retroanálise dos módulos reais pós-obra, mencionada no item 3.

C) Verificação de Fadiga e Deformação Permanente

- DNIT 141/2010**
 - Define os critérios nacionais de fadiga e deformação permanente, usando deformações ϵ_{pl} (revestimento) e ϵ_v (subleito).
 - Adota as equações de Shell e AASHTO adaptadas ao contexto brasileiro.
- Shell Pavement Design Manual (1978, 2012)**
 - Base original das equações de fadiga e de deformação permanente.
 - Fornece parâmetros empíricos (k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5) usados no DNIT 141.
- AASHTO MEPDG (2008)**
 - Introduz as curvas de fadiga e deformação calibradas por tipo de mistura e clima.
 - Aplica fatores de dano redutores (10–20%) para zonas de transição e de descontinuidade estrutural.
- NCHRP Report 646 (2010) – Calibration of Permanent Deformation Models for Asphalt Pavements**
 - Fornece as bases para calibração de deformação permanente e critérios de acúmulo de afundamento plástico.
 - Justifica o uso de “redução de vida” quando o modelo não captura tensões tridimensionais reais (como na transição).
- FHWA-HIF-19-010 (2019) – Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Implementation**

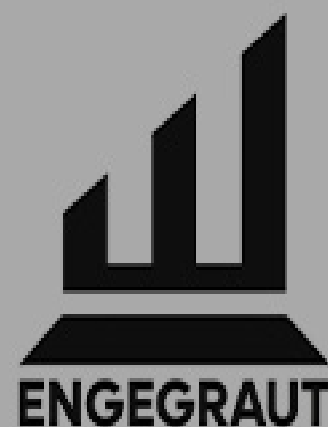
- Discute ajustes de desempenho em zonas críticas (faixas de junção e transição) e a aplicação de fatores de confiabilidade local (fatores de dano estruturais).
- DNIT 141/2010 – Pavimentação: Dimensionamento mecanicista de pavimentos flexíveis.
- DNIT 134/2018 – Solos: Determinação do módulo de resiliência.
- DNER-PRO 11/79 – Dimensionamento de pavimentos flexíveis.
- AASHTO (2008) – Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide.
- Shell (2012) – Pavement Design Manual.
- FHWA (2019) – Mechanistic-Empirical Pavement Design Implementation Guide.
- NCHRP Reports 465, 640 e 646 – Mechanistic-Empirical Pavement Design Studies.
- TRL Overseas Road Note 31 (2013) – A guide to the structural design of flexible pavements for interurban and rural roads.

Contaminação de solo?



O Segredo do tratamento de solos contaminados está na adequação do processo de compressão, confinamento e adensamento do solo, analisado com piezômetros e imagens tomográficas antes e depois.

Confie em quem tem experiência.



Engegraut.com.br

iBSM INSTITUTO BRASILEIRO DO SOLO MOLE

○ **Instituto Brasileiro do Solo Mole (IBSM)** te ajuda a entender sobre solos moles.

Melhorar solos moles exige conhecimentos geotécnicos práticos e teorias sofisticadas. Cada obra é um caso específico que exige solução diferenciada.

PARCEIROS

