

Soft Soil Brazilian Review

04
Melhorando solos para estabilização de margens fluviais

17
Melhoramento de solos moles para viabilizar duplicação de rodovia estadual na região Sudeste. Memória de cálculo.

33
Análise do recalque diferencial em ampliação de rodovias.

30 Consulta

É possível prever o comportamento de um novo aterro em uma ampliação de rodovia?



**Melhorando solos
para estabilização
de margens fluviais**

PÁG. 4

Melhoramento de solos moles? Saiba como dimensionar o geoenrijecimento



SOFT SOIL GROUP

O SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE 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. Saiba como dimensionar o Geoenrijecimento do solo mole, através do planilha exclusiva. Basta acessar o link:

http://www.engegraul.com.br/geoenrijecimento/MC_v1.0.rar



<http://softsoilbrazilianinstitute.com.br>

Sumário

Soft Soil Brazilian Review

Edição - Jul/Ago - Nº 18



A PRIMEIRA E ÚNICA REVISTA DIGITAL GEOTÉCNICA
ESPECIALIZADA EM SOLOS MOLES.

18

Melhorando solos para estabilização de margens fluviais 04

Joaquim Rodrigues

Melhoramento de solos moles para viabilizar duplicação de rodovia estadual na região Sudeste. 17

Memória de cálculo

Patricia Tinoco

Análise de recalque diferencial em ampliação de rodovias. 33

Roger Kim

EDITORIAL

Todos os estados amazônicos, Acre, Amapá, Amazonas, Mato Grosso, Pará, Rondônia, Tocantins e parte do Maranhão, dependem de seus rios e, qualquer anormalidade na relação homem-rio, afeta enormemente suas economias. Assim, na época da vazante desses gigantes, há o conhecido e frequente fenômeno das "terras caídas", processo de rutura que ocorre nas áreas ribeirinhas e portuárias, provocado pelo excesso de poropressão no solo, que ainda perdura, devido ao período de cheia, jogando embaixo taludes e contenções. Tenho em estado em alguns estados amazônicos e reparo que, ainda, perdura a utilização de técnicas de construção como enrocamentos, linhas de colunas de brita, DSM, Jet-Grouting, além de cravação de estacas metálicas com a introdução de painéis de concreto armado. Não importa, com a cheia, ocorre o aumento da poropressão do solo à montante e, com a vazante ocorrendo em apenas 6 meses, nenhuma destas técnicas ajuda a sustentar a enorme pressão hidráulica que se impõe no solo, razão pela qual tudo desbarranca. A questão é muito simples, em suas margens, encontram-se solos aluviais inconsolidados e com coesão praticamente nula, apresentando alta fragilidade que, com o aumento da poropressão, uma, duas ou três linhas de "reforços", na borda do talude, deixa de ser páreo. Rutura na certa. Desta forma, esta matéria vem alertar para a utilização da real solução, o melhoramento do solo. A título de exemplo, pode citar-se o melhoramento do solo na zona portuária de Manaus, após a tragédia de 2010 que, a partir deste evento não mais teve qualquer problema. Assim, a solução para zonas ribeirinhas amazônicas é o melhoramento do solo. As outras duas matérias visam um outro acontecimento, a ampliação rodoviária e seus novos aterros justapostos aos antigos, que é tão latente quanto atual, e que vem apresentando enormes problemas, exatamente pelo desconhecimento de suas particularidades. Exatamente, são as inerentes deformações que ocorrem após a ampliação executada, isto desconsiderando a presença de solo mole na fundação. Pretende-se, com estas duas matérias, dar mais informação aos leitores, de modo que possa haver o natural compartilhamento e, conseqüentemente, eliminar-se estes problemas.

Boa leitura
Joaquim Rodrigues

softsoilbrazilianinstitute.com.br



Figura 1: Deslizamento de terra ocorrido às margens do Madeira, em Porto Velho, e a vistoria da Defesa Civil. 15 caminhões tanque, uma caminhonete e uma moto foram arrastados pelo rio, após o barranco onde funcionava um posto de carga, ceder.

Melhorando solos para estabilização de Margens Fluviais

O fenômeno "terras caídas", conhecido pela população da Amazônia, é um processo de erosão fluvial, típico da região, que promove desmoronamentos e escorregamentos de forma periódica, nas margens dos seus rios. O fenômeno ocorre no período de vazante, quando suas margens tornam-se instáveis. Extensas porções de terra acabam rompendo e caindo dentro do rio, tragadas pelas águas. A cada ano a vazante, causa transtornos em todas as cidades amazônicas, com consequentes impactos econômico e social. Este processo, por exemplo, ao longo do Madeira, provoca destruição, particularmente nas áreas portuárias, estratégica



Figura 2: Situação de emergência após agravamento do fenômeno 'terras caídas' no Acre.

para o estado. Em suas margens, encontram-se solos aluviais inconsolidados e com coesão praticamente nula, que nada sustentam, apresentando alta fragilidade aos processos erosivos, que ocorrem por solapamento, com constantes desmoronamentos. A ação do empreendedor acentua ainda mais a suscetibilidade do solo, tornando-o mais frágil, principalmente por causa de infraestruturas equivocadas: uso de muros e contenção de toda a natureza sobre solo mole ou fofo. A turbulência da correnteza, que caracteriza este rio, é outro fator desencadeador. A velocidade do fluxo das águas e o volume de detritos transportados ajudam a remover o material do fundo, desmontando suas margens, sempre com intensidade variável, sazonalmente. Picos nas cheias são observados nos meses de fevereiro, março e abril, ao passo que os efeitos da vazante são nos meses de agosto, setembro e outubro. Na última inundação, em 28 de março de 2015, a velocidade máxima registrada na estação de Porto Velho foi de



Figura 3: Fenômeno das 'terras caídas' no arquipélago Bailique, no Estado do Amapá

4,5 m/s, baixando em seguida para 0,8 m/s (Adamy). Este comportamento sazonal crítico, implica em volumes absurdos de desmanche de suas margens, quando sobressaem variações no nível fluviométrico de 14 a 18 metros, entre a estação chuvosa e a seca. Finalmente, o impacto das represas de Santo Antônio e Ji-

rau, com relação a este crítico processo de desmanche das margens, está em fase de estudo pela CPRM, havendo opiniões divergentes (Adamy). A construção de barragens ao longo do seu curso, parece reduzir a velocidade de seu fluxo, interceptando sedimentos transportados. A consequente resposta geomorfológica é



Figura 4: Faixa de aproximadamente 40 metros de largura da margem caída em área portuária fluvial.

Leica Geosystems Announces BLK3D Update

Leica BLK3D - the in-picture measurement solution

HEERBRUGG, SWITZERLAND, 18 March 2021) – Leica Geosystems, part of Hexagon, today announced the Leica BLK3D update. The new handheld imager has doubled its operating range and in-picture measurement accuracy for many indoor and outdoor applications, such as exterior building measurements for scaffolding, façade, roofing, and architecture projects.



Leica BLK3D – leave no detail behind.

The BLK3D users can capture façades of four-storey buildings with centimetre accuracy in seconds. In addition, users benefit from new guidance and accuracy indication features that allow them to optimise the capturing process to achieve highest measurement accuracy. This is achieved by significantly enhancing BLK3D image processing algorithms alongside workflow adaptation which allows for capturing multi-shots with up to 4 shots.

The BLK3D Update is rolled out with the new BLK3D Mobile and Desktop software version 3.0.

The simplest step into digitalisation

BLK3D with Publisher license enables seamless collaboration among teams with increased accessibility to published 3D images through the cloud. Therefore, measurements can be created and shared on mobile devices such as smartphones and tablets for project teams to make the right decisions at the right time.

“Detailed project documentation, team collaboration and remote decision making

are just a few of the needed abilities for today’s professionals across a wide variety of industries,” said Tobias Heller, senior product manager for Leica BLK3D. “In developing the latest version of the software, these needs were our focus. We designed BLK3D mobile and desktop 3.0 for users starting their journey into digitalisation and digital experts who have already been working in the area for some time. With the increased accuracy, longer range and added functionality, the BLK3D is for anyone who is looking to make their work more efficient, effective and productive.”

Leica Geosystems – when it has to be right

Revolutionising the world of measurement and survey for 200 years, Leica Geosystems, part of Hexagon, creates complete solutions for professionals across the planet. Known for premium products and innovative solution development, professionals in a diverse mix of industries, such as aerospace and defence, safety and security, construction, and manufacturing, trust Leica Geosystems for all their geospatial needs. With precise and accurate instruments, sophisticated software, and trusted services,

Leica Geosystems delivers value every day to those shaping the future of our world.

Hexagon

Hexagon is a global leader in sensor, software and autonomous solutions. We are putting data to work to boost efficiency, productivity, and quality across industrial, manufacturing, infrastructure, safety, and mobility applications. Our technologies are shaping urban and production ecosystems to become increasingly connected and autonomous — ensuring a scalable, sustainable future.

Hexagon (Nasdaq Stockholm: HEXA B) has approximately 21,000 employees in 50 countries and net sales of approximately 3.8bn EUR. Learn more at hexagon.com and follow us @HexagonAB.

Contact
Leica Geosystems AG
Penny Boviatsou
Phone: +41 41 727 89 60
penny.boviatsou@hexagon.com
leica-geosystems.com



Figura 5: Comunidade em Santarém afetada pelo fenômeno das terras caídas

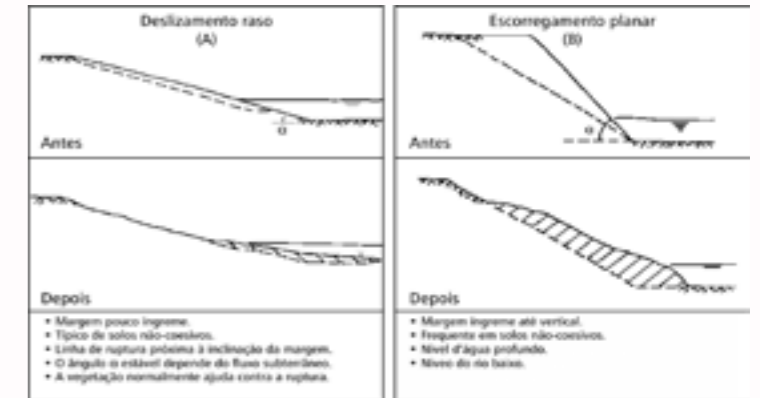


Figura 6: Movimento de massa típicos

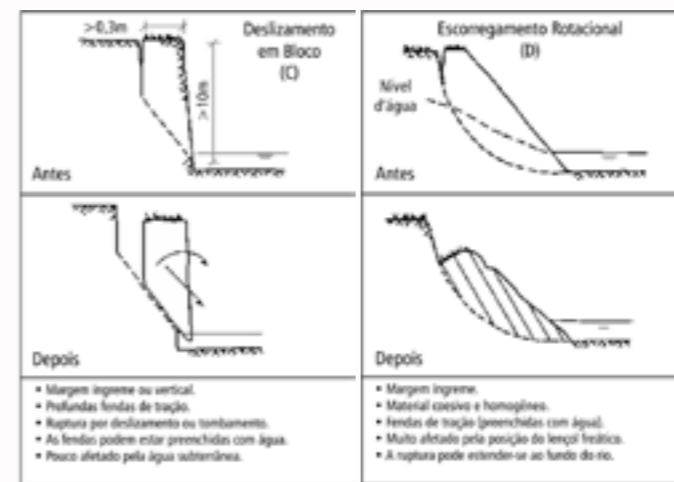


Figura 7: Movimento de massa típicos

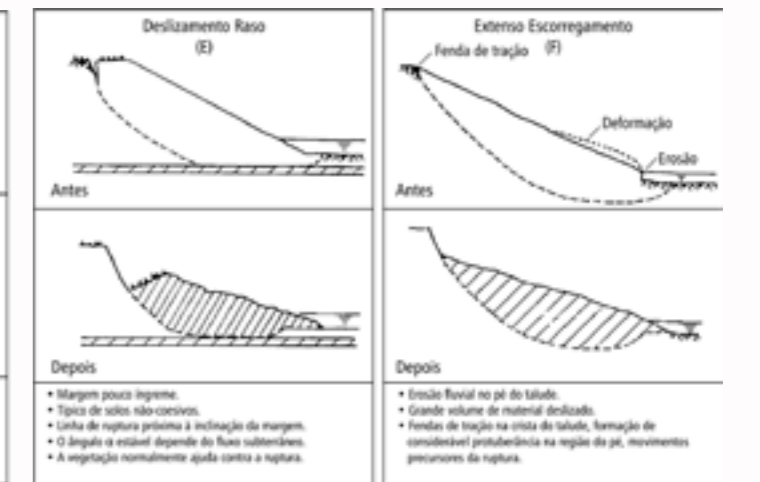


Figura 8: Movimento de massa típicos

bastante complexa. Inicialmente, o rio parece mais sensível à redução do fluxo, mostrando sinais de sedimentação. No entanto, com o passar do tempo, é observada uma inversão de tendência: inicia-se um processo de erosão, com resultante encanamento do corpo hídrico e desconexão da planície inundada. O consequente processo de assoreamento na barragem, promove retenção de lumes consideráveis de sedimentos. Quando não há energia na água, suficiente para transportar sedimentos, há deposição. Ao contrário, se a capacidade de transporte sedimentos é maior do que a carga de sedimentos, ocorre erosão. O Madeira adapta-se às novas condições de fluxo e transporte, mudando a geometria de seu leito, remodelando suas margens,

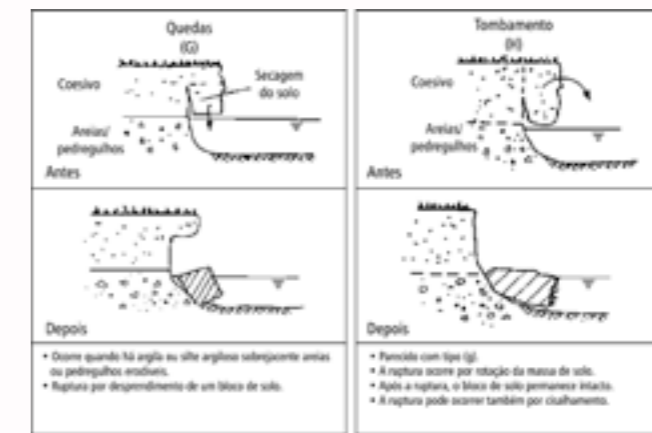


Figura 9: Tipos de rupturas de margens fluviais (Hemphill e Bramley 1989).

alargando-se ou estreitando-se em função das forças hidrodinâmicas e do fluxo de detritos. Ao verificar a estabilidade da margem fluvial, é necessário considerar mecanismos de ruptura, que realmente possam ocorrer, utilizando-se a resistência do solo, determinada em campo ou

em laboratório. Mecanismos de ruptura, em margens fluviais, são numerosos e variados, consequentemente, dependem de um grande número de fatores. As figuras, apresentadas acima, mostram movimentos de massas típicas, evidenciando mecanismos dependentes do tipo de solo, da geometria e da inclinação da margem, do carregamento, da presença de horizontes de fraqueza, da abertura de trincas e fraturas, condições de drenagem, vegetação, dinâmica do processo erosivo e, evidentemente, da intervenção feita pelo homem, entre outros.

SIG Workshop: Geotechnical Analysis - Using SoilVision SVSLOPE to Determine the Factor of Safety

Apr 14, 2020 4:00 PM CEST 1 hr



Slope Stability analysis using the Limit Equilibrium Method is applied worldwide to obtain a factor of safety. With the SoilVision solution, engineers can assess ...

Speaker Bio



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



Marina Trevizolli
Senior Application Engineer
Bentley Systems

Slope Stability analysis using the Limit Equilibrium Method is applied worldwide to obtain a factor of safety. With the SoilVision solution, engineers can assess critical slip failure mechanisms in 2D/3D through a deterministic and probabilistic approach. This Geotechnical Analysis Special Group virtual workshop guides engineers about concepts and methods available in SVSLOPE for determining the factor of safety.

This one-hour session works within SoilVision CONNECT Edition, Version 10 and includes a technical presentation as well as time to share questions. Topics include:

- Assessing a critical factor of safety in SVSLOPE
- Different search methods and their application in 2D/3D
- Analyzing critical slip failure shape mechanism

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

www.bentley.com



Figura 10: A geomorfologia das margens ficam completamente modificadas à medida em que ocorrem rupturas no solo.

Estabilidade considerando as variações do nível do rio

Os rios amazônicos sobem e descem, periodicamente, ao longo do ano, entre a estação seca e a chuvosa. Consequentemente, suas margens são submetidas a um conjunto de solicitações que variam com o

tempo, sob diferentes condições de saturação e drenagem do solo. Torna-se, portanto, então, necessário verificar o fator de segurança para as situações mais críticas, que são:

1. Com Fluxo, em regime

permanente, após a subida das águas até sua cota máxima. A inundação eleva o teor de humidade do solo, causando perda de coesão aparente e até seu colapso. Altera o pa-

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



Figura 11: Rupturas no solo no Estado de Tocantins. Perdas de áreas consideráveis.

drão do fluxo subterrâneo, em condições de saturação, além do estado de tensões totais e efetivas. Contudo, a água exerce contenção sobre as margens, promovendo confinamento lateral e propiciando efeito temporário estabilizante. A análise de estabilidade, neste caso, é conduzida por tensões efetivas (c' , ϕ'), estimando a poropressão a partir da rede de fluxo subterrâneo.

2. Com a Descida rápida das águas até a vazante mínima. Durante o esvaziamento rápido do rio, perde-se o efeito de contenção da água em suas margens, permanecendo alta a poropressão no interior dos maciços. O resultado é a redução da estabilidade das margens, seguindo-se proces-

sos de ruptura, que definem o fenômeno das "terras caídas" em toda a região amazônica. A análise de estabilidade, neste caso, é preferivelmente conduzida por tensões totais, em condição de total saturação do maciço, considerando-se a resistência não drenada (S_u).

3. Com Erosão lateral e fundo, acentuados por agitação ou em ocasião de cheias. A ação erosiva da correnteza gera aprofundamento do fundo, mudando a geometria de sua seção transversal, promovendo instabilidade e desequilíbrio (Sternberg, 1998 apud Labadessa, 2001). A análise considera forças dinâmicas da água em movimento, avaliando seu potencial

erosivo. A erodibilidade do solo desempenha, também, papel fundamental neste processo.

4. Com Erosão interna ou piping durante a estação seca. Com o rio em sua cota mínima, as águas subterrâneas tendem a aflorar nas margens, gerando fenômenos de piping (erosão interna) que, por sua vez, provocam o colapso do terreno e a abertura de "cavernas subterrâneas". A mudança no padrão de fluxo subterrâneo gera, também, recalques na superfície do solo (subsidência) ou leva à dissolução dos minerais da matriz porosa do solo (esqueletização). A análise é feita considerando-se o gradiente hidráulico crítico (Icrit).

Estabilidade em regime permanente (talude completamente submerso)

O fator de segurança para uma margem fluvial, completamente submersa, é calculado para solos coesivos, utilizando-se a seguinte expressão (Poulos, 1988):

$$F_s = \frac{2}{\text{Sen}2\alpha} \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)$$

onde: α = inclinação da margem. S_u = resistência não drenada. σ'_{v0} = tensão vertical efetiva. Em condições drenadas, despreza-se a contribuição da coesão e tem-se (Lambe e Whitman, 1979):

$$F_s = \frac{\text{Tan}\phi'}{\text{Tan}\alpha}$$

onde: α = inclinação da margem. ϕ' = ângulo de atrito.

Para certas circunstâncias, entende-se que haja fluxo subterrâneo, sendo necessário calcular o valor da poropressão dentro do maciço da margem, de modo a conduzir-se

a análise de estabilidade pelo equilíbrio limite (métodos de Bishop, Janbu, Morgenstern e Price) ou mediante elementos finitos.

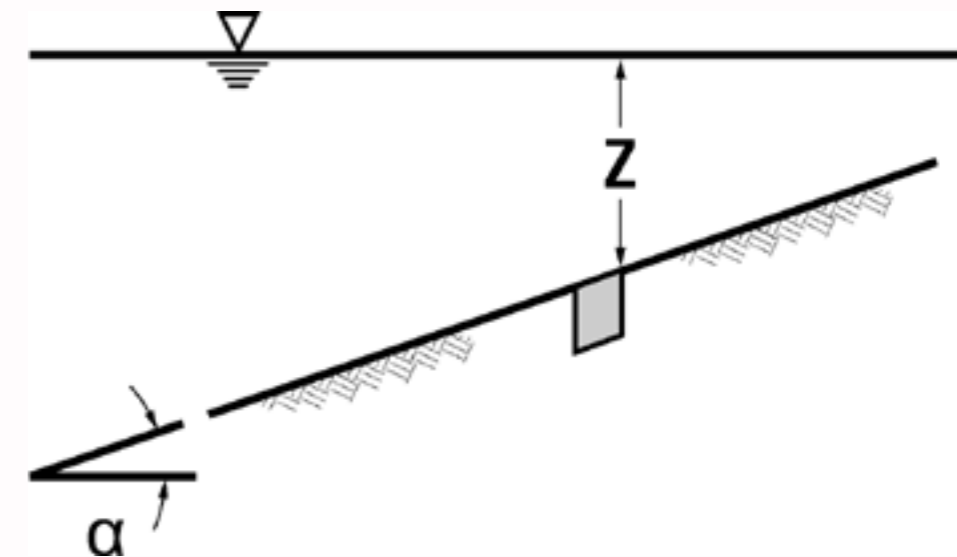


Figura 12: Margem completamente submersa.

O segredo do melhoramento do solo mole é o ADENSAMENTO DA ARGILA

COLONAS E ESTACAS NÃO SÃO SOLUÇÃO. É PREOCUPAÇÃO.

MELHORAMENTO DE SOLO MOLE
GEOENRIJECIMENTO
www.engegraut.com.br

Estabilidade durante o esvaziamento rápido do rio

O esvaziamento rápido representa condição de carregamento extremamente desfavorável para margens, resultando em susceptibilidade ao rompimento durante o período de vazante. Admite-se que o rebaixamento seja muito rápido, de modo a criar-se condições de carregamento não drenado. Desta maneira, conduz-se a análise com tensões totais, adotando-se a resistência não drenada, que o solo possuía no instante imediatamente anterior ao rebaixamento. Desta maneira, determina-se o fator de segurança mediante ábacos, ou equilíbrio limite ou via elementos finitos. Sob condições não drenadas, a resistência do solo dependerá da tensão de confinamento e do excesso de poropressão devido ao carregamento. A distribuição da poropressão é difícil de calcular, a não ser que se usem ferramentas computacionais avançadas. Por isso, é mais simples verificar a estabilidade para condições de rebaixamento rápido, assumindo-se valor razoável para a resistência não drenada, desconsiderando-se poropressão. No entanto, o valor da resistência não drenada, principalmente para tensões de confinamento baixas será, prudentemente, inferior à resistência

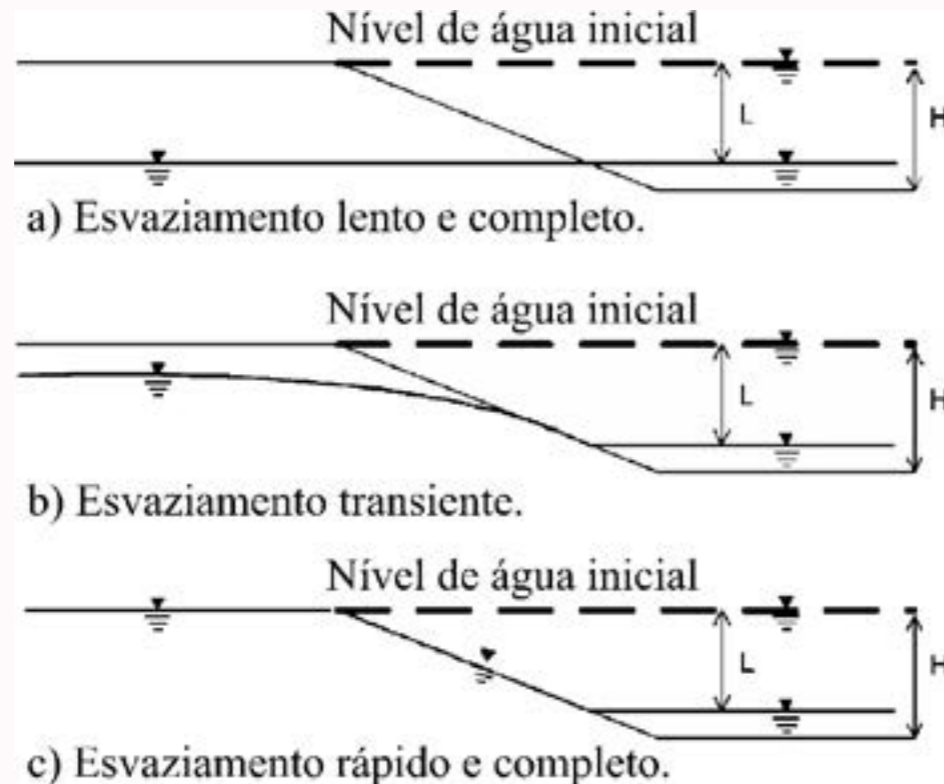


Figura 13: Nível freático após o rebaixamento: (a) Para condição lenta (condição drenada); (b) fluxo transiente (condição intermediária); (c) condição rápida (condição não drenada). Adaptado de Berilgen (2007).

drenada, de modo executar-se análise conservadora. A maneira mais simples e eficaz de avaliar o fator de segurança, pelo menos na fase preliminar, é empregando-se ábacos. A análise pode ser conduzida

de acordo com o método de Duncan, Wright, and Wong (1992) ou utilizando os ábacos de Morgernstern (1963). Um exemplo de análise de estabilidade com elementos finitos, é apresentada a seguir.

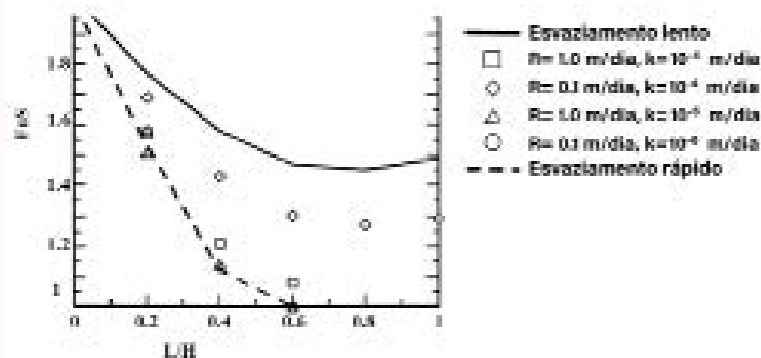


Figura 14: Exemplo de análise de estabilidade, evidenciando a redução do Fator de segurança, (FoS), função da velocidade do rebaixamento (R) e da permeabilidade do solo (k). Adaptado de Berilgen (2007). Análise acoplada com elementos finitos.



Figura 15: Terras caídas em beira de rio no estado do Amapá



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



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

11 February 2020
10:00 A.M. CET
04:00 P.M. CET

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!

Soluções existentes

Para conter o processo de erosão marginal, ao longo das margens de rios amazônicos, como o Madeira, são feitos enrocamentos, na tentativa de evitar a continuidade da queda e perda das margens. Trata-se, evidentemente, de intervenção paliativa e perigosa, pois além de ser incapaz de resolver o problema, afeta ainda mais a estabilidade das margens. Ou seja, o solo abaixo do enrocamento lançado não apresenta resistência e rigidez suficiente para mantê-lo, tornando-se uma presa fácil para o rio, conforme figuras abaixo.



Figura 16: Trabalhos de enrocamento ao longo dos rios amazônicos são rotineiramente perdidos.



Figura 17: Enrocamentos e o natural processo de erosão com cedência, em razão da ausência de capacidade suporte do solo de fundação e ação do rio.

O melhoramento do solo nas margens fluviais

O melhoramento do solo com geoenrijecimento específico para solos moles argilosos, apresenta enorme eficiência, tanto para efeito do aumento da capacidade de carga do solo, como para neutralização dos excessos de poropressão, assim como para eliminar recalques no solo. Sua performance caracteriza-se por modificar os parâmetros geotécnicos do solo como um todo, homogeneizando-o, tornando-o altamente resistente, e com rigidez adequada. Seu processo de melhoramento é uma atividade 100% geotécnica, assentada na teoria da consolidação de solos argilosos.



Figura 19: O geoenrijecimento viabiliza a expansão de áreas portuárias às margens de rios.

Inicialmente, estabelece ambiente drenante artificial no solo argiloso para, a seguir, comprimir e confiná-lo, via expansão de cavidades, com bulbos de geogROUT, permitindo seu adensamento.

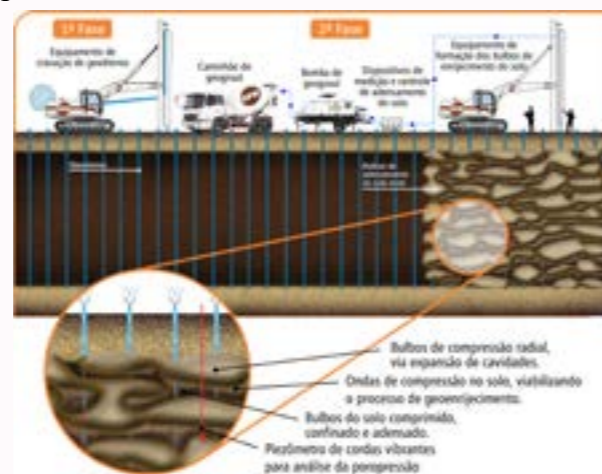


Figura 20: O geoenrijecimento apresenta as fases de cravação de geodrenos (drenagem artificial), seguida da formação de verticais com bulbos de compressão radial, confinando e aumentando a resistência do solo, ao mesmo tempo em que aumenta sua rigidez.



Figura 18: O melhoramento do solo em Tocantins, com a modificação dos parâmetros de resistência e rigidez dos taludes fluviais, permitem a construção de estruturas de contenção.

Caso de obra

As margens portuárias de Manaus apresentam condições geotécnicas, caracterizadas por antigas rupturas, aliadas à heterogeneidade de aterros superpostos, ao longo de décadas, tornando crítico o fenômeno das "terras caídas", provocado pelo cíclico fenômeno do rápido esvaziamento do Rio Negro, cau-

outubro de 2010. O tempo estava bom e o Rio Negro estava em plena vazante, com nível de 14,71m. Veio a tragédia, caracterizada pela ruptura de extensa margem portuária, sustentada por muros de contenção, estacas de concreto, colunas de Jet Grouting, estacas metálicas,

tes d'água na base de suas margens, além dos fatores condicionantes já citados, também indicavam ocorrência de erosão subterrânea retrogressiva, colaborando para o extenso quadro de ruptura. O geoenrijecimento do solo, pelo fato de que enrijece drástica e rapidamente o solo, aumentando sua resistência,



Figura 21: Grandes extensões de margens do Rio Negro cederam no mês de Outubro de 2010.



Figura 22: Outubro de 2010, na área portuária de Manaus

sando a perda do efeito confinante e estabilizante da água em toda a margem, com o agravante do aumento da poropressão no solo. Como resultado, a estabilidade de sua margem é dramaticamente reduzida. O maior acidente portuário fluvial em toda a América Latina, ocorreu na manhã de domingo, no dia 17 de

e etc, que não suportaram a carga hidráulica atuante, deslizando com seus aterros, contêineres, guindastes, veículos e vidas humanas. As rupturas ocorreram formando superfícies semicirculares, de ruptura rotacional, com cerca de 100m de raio. A presença de fontes e verten-

neutralizando o efeito do excesso de poropressão, durante a vazante, foi a técnica de melhoramento escolhida, já que toda a massa de solo geoenrijecida, eliminando-se os efeitos da poropressão e aumentando dramaticamente a estabilidade



Figura 21: O geoenrijecimento do solo nas margens do Rio Negro, na área portuária de Manaus.



Figura 22: O geoenrijecimento do solo, ao longo das margens do Rio Negro.

REFERÊNCIAS

- Joaquim Rodrigues é engenheiro civil M.Sc. formado no Rio de Janeiro em 1977, pós-graduado pela COPPE na Universidade Federal do Rio de Janeiro em 1999. Diretor do Soft Soil Group e da Engengraut Geotecnia e Engenharia, associada à ABMS e ao American Society of Civil Engineers desde 1994. Desenvolveu duas técnicas de tratamento de solos moles, sendo motivo de patente o GEOENRIJECIMENTO, utilizada hoje em todo o Brasil.
- BERILGEN M., Investigation of Stability of Slopes under Drawdown condition, Computers and Geotechnics, Vol. 34, 81-91, 2007.
- Comite Europeen de Normalisation (2004) Eurocode 8: Design of Structures for EarthquakeResistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. CEN, Brussels,EN 1998-1.
- KRAMER, S.L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. Prentice Hall Inc., Upper Saddle River. ISBN 013374943-6.
- Davies, M.C.R. and Schlosser F. Ground improvement geosystems Densification and reinforcement: Proceedings of the Third International Conference on Ground Improvement Geosystems London, 3-5 June 1997.
- Tan, Y. C. & Liew, S. S. (2000). ObservationalMethod to Prevent Failure of Embankment Treated with Vaccum Preloading. Seminar on Failures Related to Geotechnical Works, IEM, Kuala Lumpur.
- ADAMYA. & DANTAS M. E. Complexo Hidrelétrico Rio Madeira - Geomorfologia Setor Jirau. Porto Velho: CPRM-SGB Residência de Porto Velho, 2004.80 p.
- Paraná da Trindade, Município de Itacoatiara-AM. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação Sociedade e Cultura na Amazônia do Instituto de Ciências Humanas e Letras) – Universidade Federal do Amazonas. Manaus, 2006. 142p.
- GUE, S.S., and Tan, Y.C. 2004. Two case histories of basement excavation with influence on groundwater. Keynote Lecture, International Conference on Structuraland Foundation Failures (ICSFF), Singapore, 2-4 August. Google Scholar
- JAMIOLIKOWSKI, M., Pasqualini, E. (1992) Compactionof granular soils, remarkson quality control, V.2, pp.902-914 et aussidiscussion Vol. 3, pp. 85-87, inGrouting, soil improvemet and geosynthetics, ASCE,GSP 30, New York.
- LABADESSA, A. S: "Terras caídas", as causas naturais e antrópicas: uma ocorrênciana comunidade de São Carlos – Médio Madeira/RO. Geoiingá: Revista do Programa de Pós-Graduação em GeografiaMaringá, v. 3, n. 1, p. 45-61, 2011 ISSN 2175-862X.
- PIRES, F. Empuxo de Sobrecargas Assimétricas em Estacas: Estudo de Casos de Pontes. Dissertação (Mestrado) Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2013



Melhoramento de solos moles para viabilizar duplicação de rodovia estadual na REGIÃO SUDESTE

Memória de cálculo

Figura 1:

Levantamento do aterro de encontro , para um futuro viaduto, após o melhoramento do solo de fundação.

Trata-se de uma área com depósitos de solo mole, sob o futuro aterro de duplicação de uma rodovia estadual, no Espírito Santo. O cálculo foi feito com base nos resultados da campanha de inves-

tigação geotécnica existente e utilizou o método do meio homogêneo equivalente. Após levantado o modelo geotécnico do local, cal-

culou-se todos os parâmetros equivalentes, possibilitando construir a curva de recalque teórica do solo geoenrijecido, com CPR Grouting,

comparando-se com a previsão de recalque da solução com aterro de sobrecarga e drenos verticais.

Caracterização geotécnica

A área investigada situa-se na Rodovia E-060 e apresenta profunda camada de solo mole argiloso, com presença de material orgânico. Para avaliar as propriedades geotécnicas do depósito, executou-se campanha de investigação geotécnica, compreendendo:

1. Cinco (5) sondagens de reconhecimento tipo SPT, divididas em duas fases;
2. Um (01) ensaio de piezocone (CPTu);
3. Dezenove (19) ensaios de palheta (VST), distribuídos em uma (01) vertical;
4. Retirada de três (3) amostras indeformadas com Shelby para execução dos ensaios de laboratório.

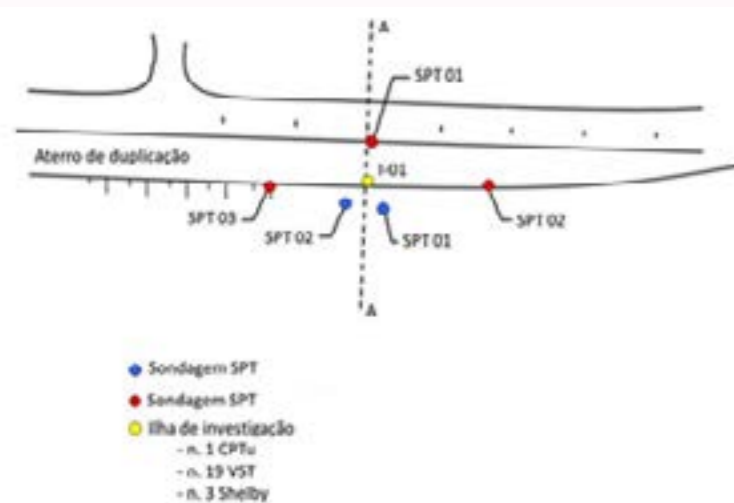


Figura 2: Investigação geotécnica: localização dos ensaios

A localização das sondagens e da ilha de investigação apresenta-se na figura 2. Com a interpretação dos ensaios de reconhecimento, tipo SPT, reconstruiu-se a estratigrafia da área, confirmando a presença de depósitos de solo mole, com 11 m de profundidade. Abaixo do solo mole, encontra-se solo de alteração de rocha, com características arenosas. A seção AA, da figura 2 é ilustrada na figura 3, representando, de uma maneira geral, a seção mais crítica, onde as condições

subsuperficiais do local são mais desfavoráveis. A interpretação dos resultados do ensaio de piezocone (CPTu), utilizando a classificação de Robertson et al. (1986), confirmou a presença de solo arenoso na base da camada de solo mole. A Figura 4, resume os resultados do ensaio, que atingiu 11,34 m de profundidade. Executou-se dezenove (19) ensaios palheta (VST), distri-

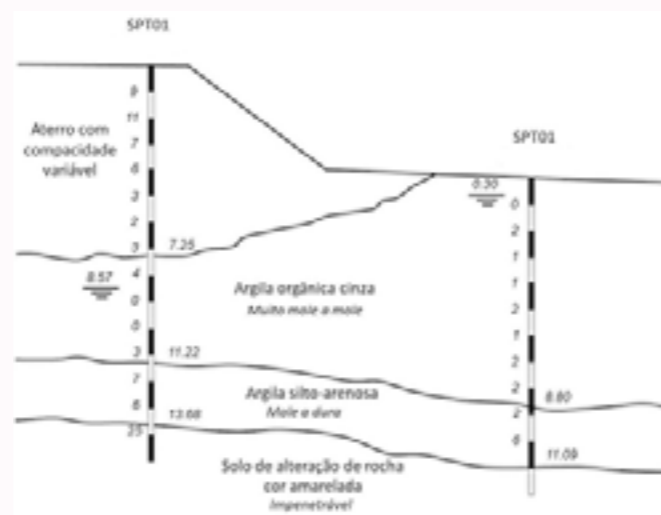


Figura 3: Estratigrafia do local – seção AA

SOLO MOLE NO SEU PROJETO? NÃO TRABALHE COM TÉCNICAS ALTERNATIVAS OU ADAPTADAS

FAÇA MELHORAMENTO DE SOLO



Melhoramento de solos moles é GEOENRIJECIMENTO*

*100% teoria do adensamento da argila

www.engegraut.com.br

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

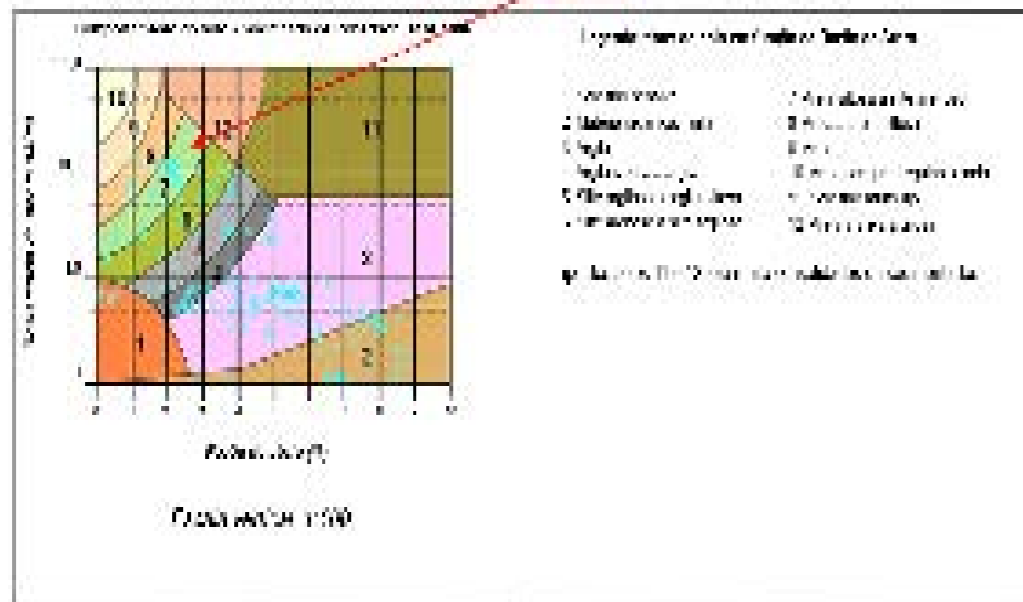
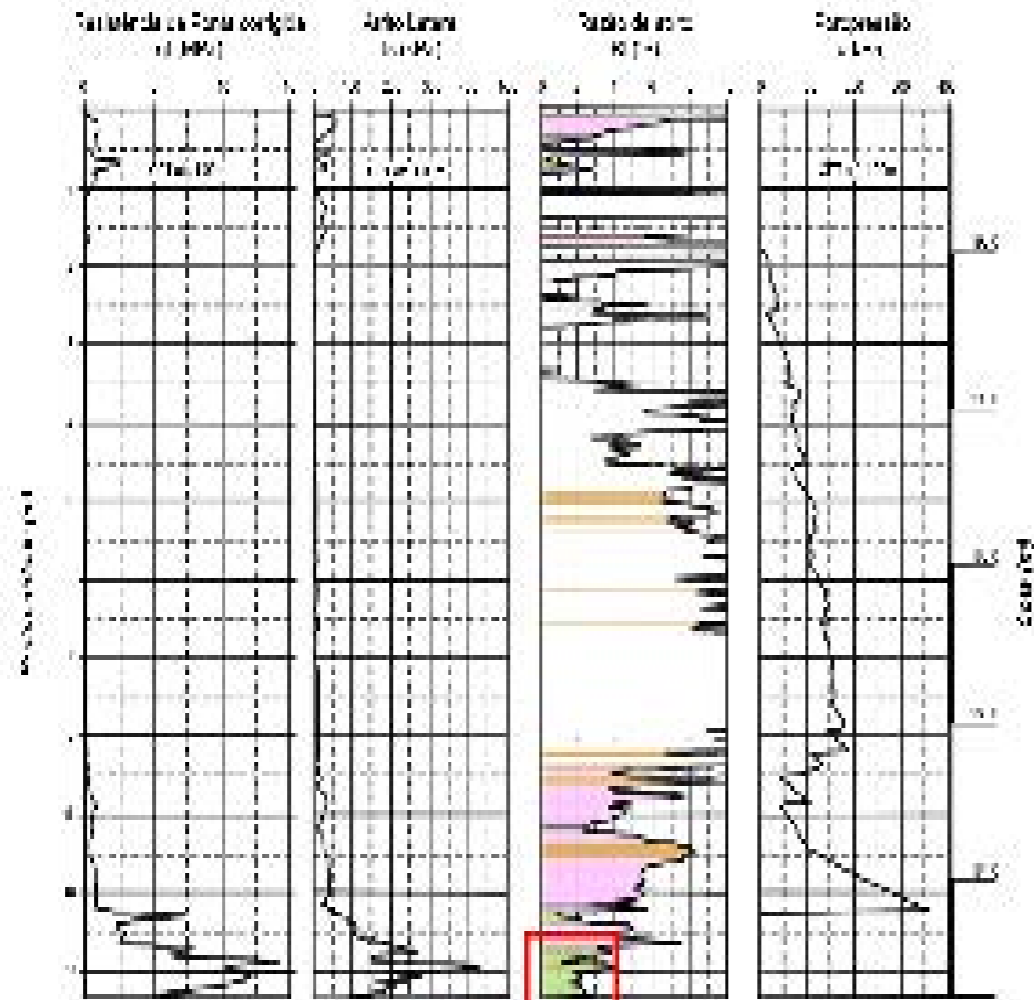


Figura 4: Resultado do ensaio Piezocone.

buídos em uma (01) vertical. Os resultados (valores não corrigidos) apresenta-se na tabela 1, a seguir.

A 9,50m de profundidade. Atingiu-se o limite do equipamento, impossibilitando a conclusão do teste. A

resistência não drenada medida no ensaio de palheta deve ser corrigida por um fator de correção (Bjerrum,



1.014.250 - Extrator Shelby de Bancada



1.055.001 - Prensa de Adensamento



1.022.250 - Prensa CBR / Marshall Digital Microprocessada



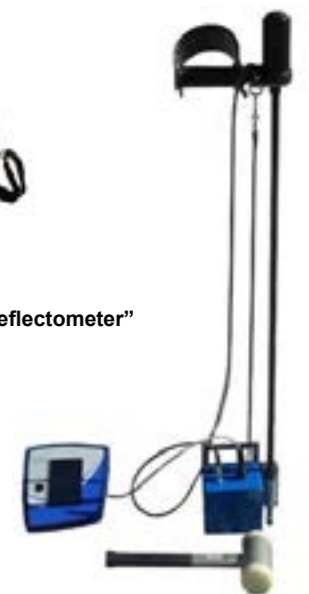
4.100.030 - Medidor de Densidade de Solo Não Nuclear (SDG)



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



4.100.300 - LWD "Light Wheigh Deflectometer"



4.100.035 - Penetrômetro Dinâmico Eletrônico para Solos Panda

1972), que é função do índice de plasticidade:

$$Su (projeto) = \mu \cdot Su (palheta)$$

Para a argila mole, cujo índice de

plasticidade foi estimado em 35%, obteve-se $\mu=0,88$. Foram coletadas três (03) amostras com Shelby, em único furo, de modo a executar, para cada uma, os seguintes ensaios de laboratório:

1. Caracterização completa (granulometria, índices de consistência, umidade, densidade dos grãos);
2. Ensaio de adensamento oedométrico;

Tabela 1: Resistência não drenada obtida pelo ensaio de palheta (valores não corrigidos)

Profundidade (m)	Su indeformado (kPa)	Su amolgado (kPa)
0,50	45,09	13,18
1,00	30,46	10,85
1,50	17,84	4,59
2,00	25,10	1,93
2,50	17,57	2,64
3,00	19,62	5,04
3,50	14,99	2,48
4,00	12,86	3,13
4,50	17,54	3,58
5,00	19,04	4,38
5,50	19,74	4,81
6,00	13,84	3,65
6,50	17,35	4,19
7,00	10,67	2,26
7,50	16,60	4,38
8,00	26,65	7,08
8,50	30,49	8,40
9,00	64,67	19,80
9,50	*	*

3. Ensaio triaxial UU;

Os resultados estão resumidos nas tabelas a seguir.

Tabela 2: Índices de consistência e pesos específicos.

Profundidade (m)	LP (%)	w _n (%)	LL (%)	IP (%)	γ _n (kN/m ³)
3,00 – 3,65	35	95,4	67	35	14,5
6,00 – 6,65	30	59,9	62	32	16,5
9,00 – 9,65	21	22,9	45	24	20,5

Tabela 3: Compressibilidades e resistências.

Profundidade (m)	e ₀	C _c	C _s	σ' _c (kPa)	C _v (m ² /s)	Su (UU) (kN/m ²)
3,00-3,65	2,5	1,11	0,06	50	-	12,6
6,00-6,65	1,4	0,52	0,05	55	-	23,2
9,00-9,65	0,48	Amostra amolgada, valores não representativos				47,9

Recalque com o solo na condição natural

A análise dos resultados, obtidos pela campanha de investigação permitiu identificar três subcamadas:

1. Subcamada 1: de 0,00 a 4,50 m de profundidade. O solo mole mais superficial (amostra retirada a 3,00 m de prof.) possui teor de umidade natural acima do limite de liquidez. Isto faz com que seja classificado como solo ultramole (Bo, 2005).

2. Subcamada 2: de 4,50 a 8,00 m de profundidade. O solo mole tem melhor consis-

tência e compressibilidade. No entanto, a resistência não drenada não aumenta significativamente.

3. Subcamada 3: de 8,00 a 9,50 m de profundidade. O solo mole apresenta uma fração arenosa importante, pois esta camada é de transição. O peso específico aumenta consideravelmente.

Para efeito de cálculo, considerou-se a compressibilidade da subcamada 2 igual à da subcamada 3. O nível da água foi considerado próximo

mo à superfície, ficando a 0,50 m de profundidade. Desta forma, foi possível estimar o recalque por adensamento primário do solo sem melhoramento do solo. Calculou-se o recalque a 3,00 m e 6,00 m de profundidade. O recalque final estimado, sem melhoramento de solo, foi 1,01m. O coeficiente de adensamento médio, das duas subcamadas foi de 0,0066 m²/dia, cujo valor é obtido pela média geométrica ponderada em função das espessuras. o perfil geotécnico apresentamos a seguir

Tabela 4: Compressibilidades e resistências.

Camada	Espessura (m)	σ' _{vo} (kPa)	OCR	Δσ' (kPa)	C _c /(1+e ₀)	C _s /(1+e ₀)	C _v (m ² /dia)	Recalque (m)
1	4,50	18,5	2,7	100	0,317	0,017	0,006134	0,57
2	5,00	35	1,57	100	0,217	0,021	0,007085	0,44

PRESSIÔMETRO

Um ensaio geotécnico completo realizado no campo

Fácil de operar e 100 % viável



ROCTEST

Representante exclusivo no Brasil

+55 21 2718 3968



vendas@3geotecnologia.com

www.3geotecnologia.com

Modelo geotécnico

As características do solo melhoram com a profundidade, no entanto, o efeito do sobreadensamento se faz menos importante. Por isso, decidiu-se tomar $Su_0 = 15,1$ kPa como valor representativo – e corrigido – da resistência não drenada de projeto do solo mole virgem, entre 2,00 e 8,00 m de profundidade. Para o dimensionamento do melhoramento de solo com geoenrijecimento, adotou-se o modelo geotécnico da Figura 6, considerando-se uma única camada de solo mole, de espessura de 9,50 m, com propriedades geotécnicas médias. O módulo oedométrico foi estimado a partir da análise do recalque, da seguinte maneira:

$$E_{oe_d} = H\Delta\sigma / \rho = 9,5m \times 100 \text{ kPa} / 1,01m = 941 \text{ kPa}$$

O modelo adotado é compatível com a previsão de recalque, apenas com o solo na condição natural. Na verdade, sendo a tensão efetiva vertical,

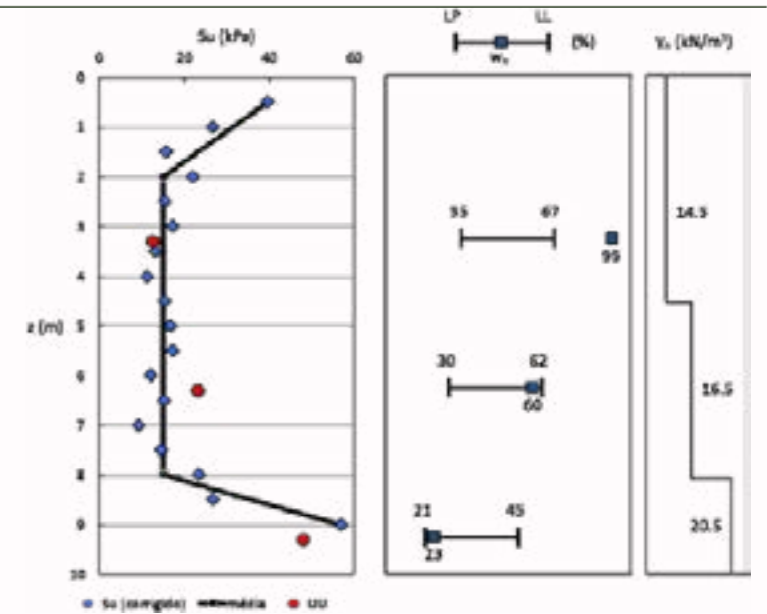


Figura 5: Perfil geotécnico 1D

no meio da camada, 27 kPa, o recalque por adensamento primário pode ser estimado como vemos na tabela 5. A permeabilidade foi calculada a partir da definição do coeficiente de adensamento.

Tabela 5: Compressibilidades e resistências.

Camada	Espessura (m)	σ'_{vo} (kPa)	OCR	$\Delta\sigma'$ (kPa)	$C_c/(1+e_0)$	$C_r/(1+e_0)$	C_v (m ² /dia)	Recalque (m)
-	9,50	27	1,8	100	0,25	0,02	0,0066	1,04

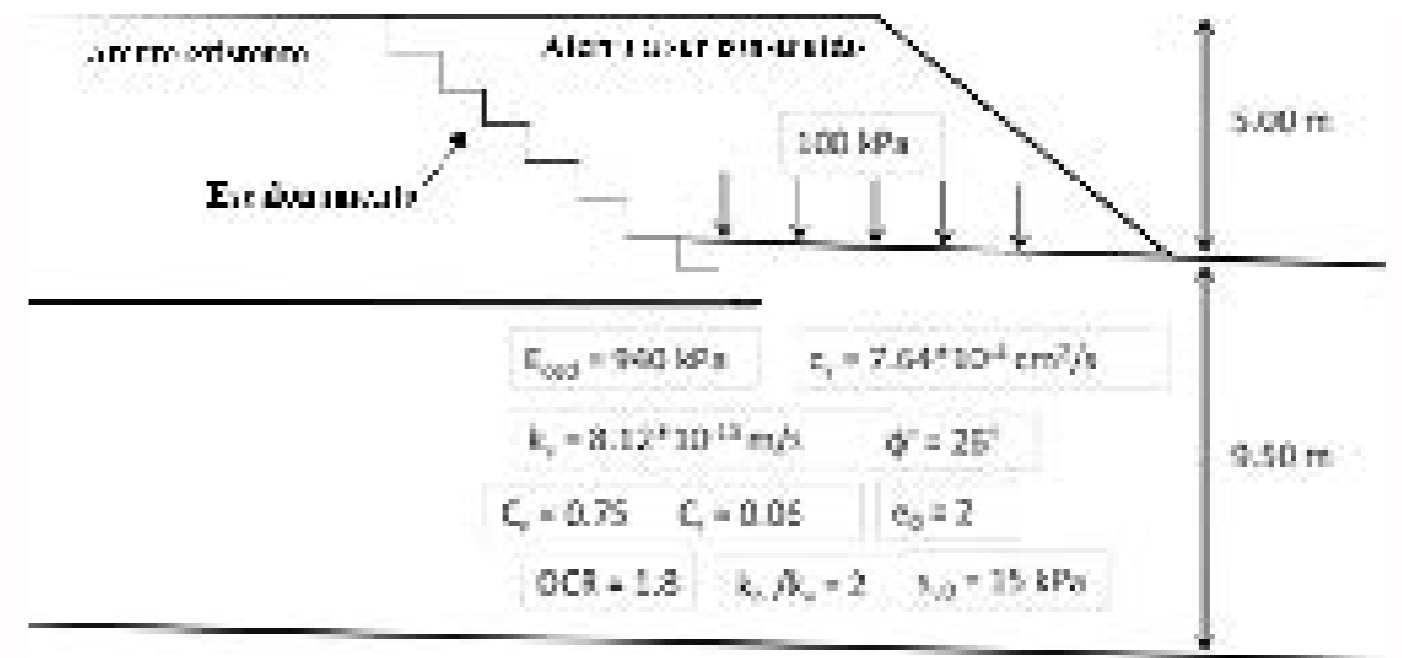


Figura 6: Modelo geotécnico utilizado para o dimensionamento do melhoramento do solo com geoenrijecimento.



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

Melhoramento do solo mole

A única maneira efetiva de melhorar solos argilosos, é de acordo com a teoria do adensamento das argilas, que impõe geodrenos para drenagem, seguido de compressão. Qualquer outra solução é considerada adaptação havendo, como consequência, recalques e ruturas. Apresenta-se, a seguir, o projeto do geoenrijecimento do depósito de solo mole, na Rodovia E-060, ES. A configuração da malha de projeto apresenta-se na Figura 7. O geoenrijecimento tem como objetivo principal, incrementar a resistência/rigidez de depósitos de solos moles, eliminando recalques diferenciais e impondo estabilidade. O processo de compressão radial do solo, bombeando-se geogROUT, promove expansão de cavidades, possibilitando seu adensamento de forma rápida e segura, assegurando a dissipação da poropressão pelo meio drenante artificial (geodrenos). O resultado final é um solo comprimido, confinado entre os bulbos e, finalmente, adensado. O solo, como um todo, torna-se completamente homogeneizado e com parâmetros geotécnicos pré-especificados. A intervenção consiste, inicialmente, na cravação de geodrenos, em malha projetada. Em seguida, são formadas as verticais do geoenrijecimento, expandindo-se bulbos de compressão, utilizando-se geogROUT (mistura de areia, silte e aglomerante), a cada metro de profundidade, ao longo de todo o depósito de solo mole, controlando-se os processos de deformação e de tensão impostos. O processo de certificação, com análise tomográfica e piezométrica, é inerente ao desenvolvimento do geoenrijecimento. A disposição da malha de geodrenos seguirá um formato quadrangular com espaçamen-

to 1,30 m x 1,30 m. As verticais do geoenrijecimento, serão executadas em malha quadrada com espaçamento 2,60 m x 2,60 m. Desta forma, ter-se-ão 6 geodrenos ao redor de cada vertical, impondo um forte processo de drenagem. A seguir, os dois critérios opcionais para formação dos bulbos de compressão radial no solo mole, o de pressão e o de volume.

O CRITÉRIO DE VOLUME NA EXPANSÃO DE CAVIDADES

O volume de projeto, de cada bulbo de compressão, é 850 litros. Desta forma, ter-se-á um diâmetro médio de 118 cm, que impõe um processo deformativo no solo muito superior à exigência do projeto. A execução dos bulbos terá início entre 9 e 11 m de profundidade, terminando próximo à superfície.

O CRITÉRIO DE PRESSÃO NA EXPANSÃO DE CAVIDADES

A pressão limite é escolhida de acordo com a teoria de expansão de cavidades, preestabelecendo-se índice de rigidez $I_r = 70$ e resistência não drenada $S_u = 50$ kPa. A carga de projeto é 100 kPa. E a tensão vertical total vale $\sigma_v = 70$ kPa. Exige-se, portanto:

$$P_{lim} = (70 + 100) + 4/3 * 50 * [1 + \ln(70)] = 520 \text{ kPa}$$

Aplicando um fator de segurança FS = 2,5 a pressão de projeto passa a ser 1300 kPa, aproximadamente 13 kgf/cm². A pressão de projeto será, portanto, de 13 kgf/cm². A seguir, apresenta-se memória de cálculo para avaliar o desempenho do geoenrijecimento, quanto a recalques por adensamento e ganho de resistência.

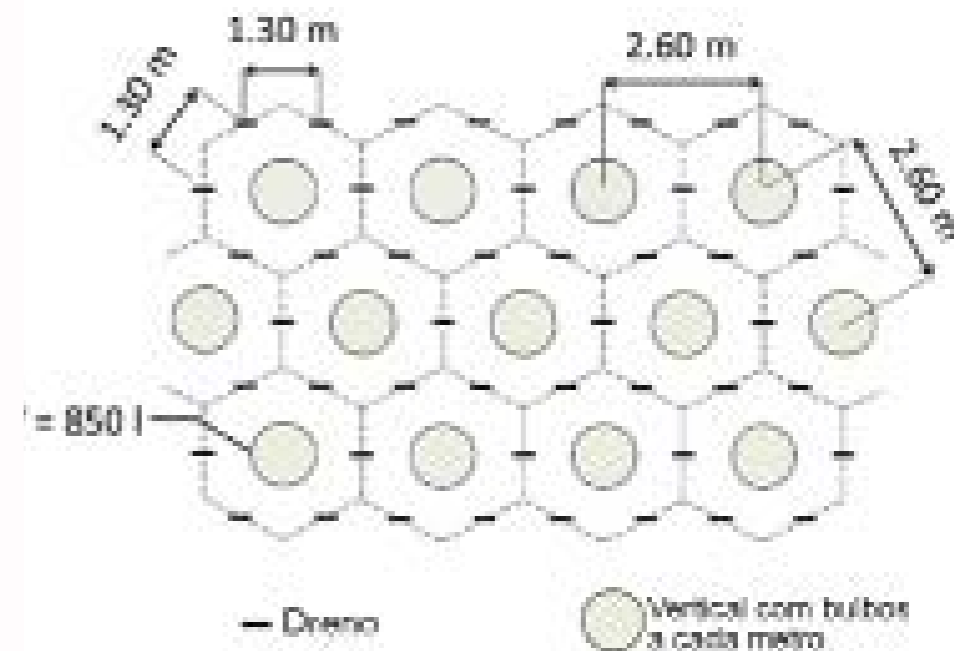


Figura 7: Configuração do espaçamento entre as verticais com os bulbos de compressão radial na argila.

Propriedades do meio homogêneo equivalente

Inicialmente, calcula-se a razão de substituição:

$$R_s = \frac{V_g}{Ah} = \frac{0,85}{3 \times 1,3^2 / \cos 30^\circ \times 1} = 14,52\%$$

Assim, a resistência não drenada do solo, comprimido por cada bulbo será (Cirone, 2016):

$$S_u = S_{u0} \exp\left[2,3R_s \frac{1+e_0}{C_c}\right] = 15,1 \times \exp\left[2,3 \times 0,1452 \frac{1+2}{0,75}\right] = 57,4 \text{ kPa}$$

Para o cálculo da permeabilidade equivalente, considera-se o seguinte conjunto de parâmetros:

Diâmetro equivalente do geodreno	$d_w =$	0,0525	m
Capacidade de descarga do geodreno	$q_w =$	100	m ³ /ano
Diâmetro de influência do geodreno	$d_c =$	1,67	m
Razão de espaçamento	$n =$	31,8	
Diâmetro da área amolgada	$d_s =$	1,67	m
Razão de permeabilidade na zona amolgada	$k_h \setminus k_s =$	5	

Com condição natural de drenagem no topo e na base, do solo mole tem-se uma permeabilidade equivalente de,
 $k'v = 3,38 \times 10^{-9} \text{ m/s}$.

A rigidez equivalente, é calculada considerando-se que o solo, após o geoenrijecimento, ficará na condição de empuxo, diferente do de repouso, tornando-se a tensão horizontal a tensão principal maior. O coeficiente de empuxo estimado, após o geoenrijecimento, é igual a $K = 2,4$. O ganho de rigidez, considera a presença dos bulbos de geogROUT, via homogeneização, de acordo com a teoria das inclusões rígidas dispersas. Desta forma, a compressibilidade oedométrica (ou coeficiente de variação volumétrica) vale $m'v = 0,00011 \text{ kPa}^{-1}$. O módulo oedométrico do meio homogêneo equivalente vale, portanto, $E'_{oed} = 9091 \text{ kPa}$. O coeficiente de adensamento, calculado de acordo com sua definição, é $c'v = 0,275 \text{ m}^2/\text{dia}$.

Previsão de recalque por adensamento

A construção da curva de recalque do solo geoenrijecido, com CPR Grouting, pode ser feita através de uma análise simplificada considerando-se, porém, a condição de drenagem unidimensional (teoria de Terzaghi). Para isso, adota-se os parâmetros do meio homogêneo equivalente anteriormente calculado. Assim, estima-se o recalque do aterro, construído sobre solo geoenrijecido, com:

$$\rho_{GEO} = m'v \Delta \sigma H = 0,0011 \times 100 \times 9,5 = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

O tempo, para 90% do recalque primário ocorrer, é estimado em:

$$t_{90} = 0,848 \frac{H^2}{c'v} = 0,848 \times 4,75^2 / 0,275 = 70 \text{ dias} = 2,3 \text{ meses (ainda durante a obra)}$$

O gráfico, na Figura 8, compara a curva de recalque do geoenrijecimento, com CPR Grouting, com a solução de aterro de sobrecarga, com geodrenos. A solução, com aterro sobre geodrenos, terá recalques na ordem de 1,20 m. Por esta razão, a eficiência do melhoramento do solo com geoenrijecimento será 91,7%. No local, a camada de solo mole tem profundidade variável, atingindo a profundidade máxima de 11 m. Este perfil profundo de solo mole, apresenta baixos valores de resistência à penetração (NSPT < 2) e resistência drenada muito baixa, da ordem de 15 kPa. A partir das informações obtidas, durante a campanha de investigação geotécnica,

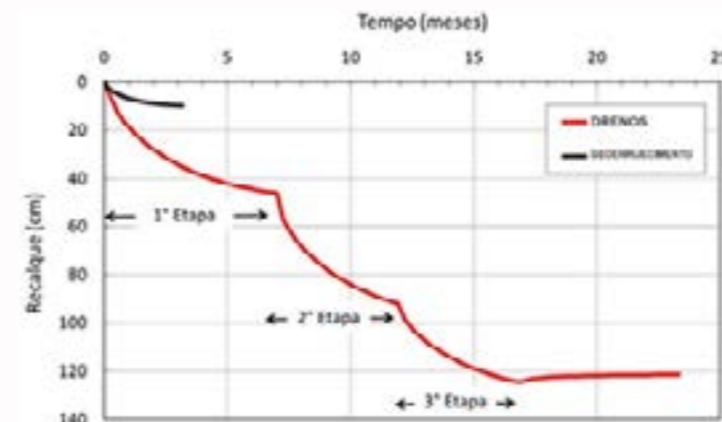


Figura 8: Comparação entre curvas de recalque

dimensionou-se o geoenrijecimento do solo, estabelecendo-se as seguintes diretrizes executivas:

- Geodrenos em malha triangular com espaçamento 1.3 m.
- Espaçamento entre verticais (bulbos) 2,6 m, em malha triangular.
- Profundidade do solo mole 9,5 m (em média).
- Bulbos formados a cada metro de profundidade.
- Critérios opcionais de formação dos bulbos, de acordo com o método de cálculo:
 - Pressão de trabalho mínima 13 kgf/cm².
 - Volume de cada bulbo 850 litros.

O recalque residual estimado é uniforme com 10cm, completamente finalizado em 2 meses, ou seja durante a obra. A construção do aterro, poderá ser feita em uma única etapa, com considerável ganho no prazo de obra. A opção, com aterro de sobrecarga e drenos verticais, levaria um período de tempo de 17 meses, ou seja, acerca de nove vezes maior.

REFERÊNCIAS

- Patricia Karina Tinoco é engenheira geotécnica. Trabalha com melhoramento de solos moles.
- BJERRUM L. (1973) Problems of soil mechanics and construction on soft clays. Proc Eight Int Conf Soil Mech Found Eng 3:111-159
 - KAMEI, T., NAKASE, A. (1989) Undrained shear strength anisotropy of Ko-overconsolidated cohesive soils. Soils found 29(3):145-151
 - LO KY (1965) Stability of slopes in anisotropic soils. Proc Inst Civ Eng Geotech Eng 91:85-106
 - Effect of Inherent anisotropy on the behavior of five-grained cohesive soils. Chia Zarei, Hasseim Soltani.

Localização estratégica e eficiência logística geralmente estão localizados em terrenos com solos moles.



Melhoramento de solo mole é
GEOENRIJECIMENTO

AMPLIAÇÃO RODOVIÁRIA

É POSSÍVEL PREVER O COMPORTAMENTO DE UM NOVO ATERRO EM UMA AMPLIAÇÃO DE RODOVIA?

O Brasil está voltando a crescer e expandido sua infraestrutura. Há tempos, o volume de tráfego está crescendo e, particularmente, agora. De um modo geral, muitas rodovias não atendem esta demanda crescente, tornando a ampliação rodoviária cada vez mais popular. Existem duas maneiras básicas de se ampliar uma rodovia:

1. Unindo um novo aterro, ao existente da antiga rodovia, através de um lado ou pelos dois lados.
2. Construindo-se uma nova rodovia, independente, ao longo do percurso da antiga; Considerando-se a presença de solos moles e o custo específico do projeto de cada abordagem, a primeira opção, invariavelmente, é a escolhida. Neste contexto, geotecnica, a única opção viável é melhorando-se efetivamente o solo mole de fundação. A única maneira de se melhorar (adensamento) solos argilosos é permitir sua drenagem, ao mesmo tempo em que se comprime. As duas modalidades práticas e efetivas de melhoramento de solos moles, é com precarregamento e com geoenrijecimento. A primeira, bem antiga, é bastante limitada, pois as tensões verticais de compressão, que promovem o adensamento, mal

chegam a 5m de profundidade, impossibilitando sua utilização quando de depósitos de solos moles mais profundos. Muito embora, projetistas ainda especifiquem, equivocadamente, esta solução para depósitos profundos de solo mole. Medida inconsequente, já que o processo de recalque (dissipação da poropressão) é tempo-dependente. Grande parte de nossas estradas, que foram construídas com este rudimentar método de melhoramento de solos, apresentam ondulações e distorção transversal. Condição que gera tragédias automobilísticas, com perda de vidas. A segunda, mais moderna, é com o geoenrijecimento, que segue estritamente a teoria do adensamento das argilas, ou seja, drenagem seguida de compressão radial, via expansão de cavidades, ao longo de toda a profundidade do solo mole. O geogROUT, argamassa relativamente seca, é bombeada, promovendo a expansão de cavidade, formando bulbos, e obrigando o solo a comprimir radialmente em direção aos geodrenos, previamente cravados. Esta última solução é mais confiável. Ocorre, que existem técnicas alternativas antigas, que não comprimem e não drenam o solo mole que, de forma um tanto adaptada, utiliza colunas para ultrapassá-lo, sendo que na parte superior das colunas,

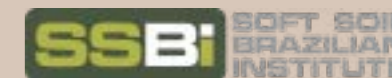
utiliza espessa camada de material granular, denominada plataforma de transferência de cargas, onde intercala-se camadas de geogrelhas, de modo a diminuir a incidência de recalques. É evidente, que o solo mole ao redor das colunas, sofre afundamento, gerando recalques diferenciais. Trata-se de procedimento ou artifício com baixa eficiência, ou seja, a possibilidade de diminuir recalques é de apenas 50 a 60%, o que torna crítico sua utilização, particularmente em ampliação de rodovias. Há muitos estudos, na literatura, acerca de aterros para ampliação rodoviária, e todas relatam recalques no corpo do novo aterro, e no do antigo, principalmente se houver solos moles. Modelos numéricos, de ampliação de aterros rodoviários, sobre solos moles, efetivamente melhorados, apresentam altíssimo nível de adensamento. Sua adequação e identidade com a condição do solo mole, sob a rodovia antiga, através dos parâmetros pré-estabelecidos para o geoenrijecimento, significam ausência de recalques diferenciais no novo aterro e, particularmente em sua intercessão. Por outro lado, análises numéricas de ampliação de aterros rodoviários, sobre solos moles “reforçados” com colunas, informam:

1. recalques superficiais depen-

derão da altura do aterro
2. Haverá possibilidades de embarrigamento das colunas, para profundidades maiores que 10m e para resistências do solo mole menores que 15kPa.
3. Quando houver qualquer aumento no carregamento.
4. O recalque na superfície será minimizado, consoante com o aumento de rigidez da plataforma de transferência de cargas, deixando claro que a relação não é linear.
5. A relação da concentração de tensões do aterro sobre as colunas, poderá ser reduzido consoante com a contribuição da taxa de substituição de áreas, com relação entre a espessura da plataforma

de transferência de cargas e o diâmetro das colunas.
6. A força da tração máxima, nas camadas das geogrelhas, na plataforma de transferência de cargas, será consistente com o recalque diferencial entre as colunas e o solo mole envolvente.
7. Inevitavelmente, ocorrerão trincas na união do antigo com o novo pavimento, o que pode ser minimizado com a utilização de geogrelhas
8. Os inevitáveis deslocamentos horizontais no novo aterro ou mudanças no gradiente transversal do pavimento, também poderão ser minimizados com o uso de geogrelhas.

Assim, estabelecendo modelos numéricos e analisando seus resultados, para recalque e deslocamentos horizontais em ampliação de rodovias, fica evidente que o novo aterro/pavimento realmente afeta o solo de fundação da antiga rodoviária, promovendo deformações, tanto vertical quanto horizontal. De acordo com os resultados apresentados deve-se, efetivamente, melhorar o solo sob o aterro existente, ou pelo o menos em parte dele, de modo a neutralizar o impacto do novo aterro. A utilização de geogrelhas pode atenuar o problema.



GEOKON

TRUSTED MEASUREMENTS

EQUIPAMENTOS GEOTÉCNICOS

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



O moderníssimo inclinômetro M6180, caracteriza-se por segmentos individuais, mecanicamente conectados com juntas estilo “bola-soquete”, interligada 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 tornou-se muito atrativo. O modelo M6180 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 / cotacao@g5engenharia.com.br / g5engenharia.com.br

AGENDA

03 e 04 de maio de 2021 ICFESF 2021: Foundation Engineering and Shallow Foundations Conference Singapura- Ásia	10 e 11 de junho de 2021 ICIMCIGP 2021: Instrumentation and Monitoring of Civil Infrastructures and Geotechnical Projects conference Tokyo - Japão	26 e 27 de julho de 2021 ICSST 2021: Soil Stabilization Technology Conference London - Reino Unido	20 e 21 de setembro de 2021 ICSSRC 2021: Soil Stabilization for road construction Conference Toronto- Canadá
06 e 07 de maio de 2021 ICDMA 2021: Deformation Monitoring and Analysis Conference Dubai- Emirados Árabes	15 e 16 de junho de 2021 ICEED 2021: Embankment Engineering and Design Conference Toronto- Canadá	29 e 30 de junho de 2021 ICSSMM 2021: Soil Stabilization Methods and Material Conference Istanbul - Turquia	23 e 24 de setembro de 2021 ICGDP 2021: Geotechnical design and practice conference Vancouver- Canadá
06 e 07 de maio de 2021 ICGAPRM 2021: Geotechnical Aspects of Peatland Restoration and Management Conference Dubai- Emirados Árabes	21 e 22 de junho de 2021 ICASIGMM 2021: Advances in Soil Improvement and Ground Modification Methods Conference Venice - Itália	05 e 06 de agosto de 2021 ICSST 2021: Soil Stabilization Technologies Conference Montreal - Canadá	27 e 28 de setembro de 2021 ICGESS 2021: Geotechnical Engineering of Soft Soils Conference San Francisco- Califórnia
13 e 14 de maio de 2021 ICDSA 2021: Deformation Surveying and Analysis Conference Amsterdã - Holanda	29 e 30 de junho de 2021 ICFGE 2021: Forensic geotechnical Engineering Conference Dubai - Emirados Árabes	16 e 17 de agosto de 2021 ICSSPMM 2021: Soil Stabilization Processes, Methods and Materials Conference Barcelona- Espanha	04 e 05 de outubro de 2021 ICFGE 2021: Forensics and Geotechnical Engineering Conference Dubrovnik - Croácia
17 e 18 de maio de 2021 ICTFGE 2021: Trends in Forensic Geotechnical Engineering Conference Sydney- Austrália	08 e 09 de julho de 2021 ICCST 2021: Clay science and Technology Conference Praga- Republica Checa	26 e 27 de agosto de 2021 ICSS 2021: Soil Stabilization Conference Paris- França	04 e 05 de outubro de 2021 ICIMTCIGP 2021: Instrumentation and Monitoring Technologies for Civil Infrastructures and Geotechnical Projects conference Dubrovnik - Croácia
20 e 21 de maio de 2021 ICFEHFT 2021: Foundation Engineering and Historic Foundation types conference Vancouver- Canadá	15 e 16 de julho de 2021 ICEECD 2021: Embankment Engineering, Construction and Design Conference Bali- Indonésia	16 e 17 de Setembro de 2021 ICFG 2021: Forensic Geotechnics Conference Roma - Itália	04 e 05 de outubro de 2021 ICSIGM 2021: Soil improvement and Ground Modification Conference Dubrovnik - Croácia
24 e 25 de maio de 2021 ICGRAM 2021: Geotechnical Risk Assessment and Management Conference Barcelona- Espanha	19 e 20 de julho de 2021 ICGIR 2021: Ground Investigation and Remediation Conference Toronto- Canadá	16 e 17 de Setembro de 2021 ICGELT 2021: Geotechnical Engineering and Laboratory Testing Conference Amsterdã - Holanda	25 e 26 de outubro de 2021 ICEEA 2021: Embankment Engineering and Applications Conference Istanbul - Turquia
03 e 04 de junho de 2021 ICFGEA 2021: Forensic Geotechnical Engineering and Applications Conference New York -USA	19 e 20 de julho de 2021 ICSSTT 2021: Soil Stabilization Techniques and technologies conference Toronto- Canadá	16 e 17 de setembro de 2021 ICMGDP 2021: Modern Geotechnical Design and Practice conference Roma- Itália	2 e 3 de dezembro de 2021 ICSIGMM 2021: Soil Improvement and Ground Modification Methods Conference Tokyo- Japan
10 e 11 de junho 2021 ICDMAS 2021: Deformation Monitoring, Analysis and simulation Conference Copenhaga - Dinamarca	22 e 23 de julho de 2021 ICGIGI 2021: Ground Investigation and Geotechnical Instrumentation Conference Roma- Itália	20 e 21 de setembro de 2021 ICSSCT 2021: Soil Stabilization, Classification and Testing Conference Toronto- Canadá	2 e 3 de dezembro de 2021 ICSIGMT 2021: Soil Improvement and Ground Modification Technologies Conference Sydney- Austrália

Roger Kim

Análise do recalque diferencial em AMPLIAÇÃO DE RODOVIAS

Figura 1: Obra de ampliação rodoviária na Br 470. Artificação do geoenrijecimento com tomografia por imagem.

Em obras de ampliação rodoviária, sobre solos moles, muito comum hoje em dia em todo o Brasil, sempre há surgência de deformações verticais e horizontais, produzindo-se trincas ao longo do novo e antigo pavimento. Esta patologia deve-se a muitos motivos, entre eles, a diferença entre as compressibilidades do novo e antigo solo de fundação, seu tempo de consolidação, distribuição de tensões desiguais, imposto pelo novo aterro, além da capacidade estrutural diferenciada do local. No entanto, recentes pesquisas, relacionadas à ampliação de rodovias, mostram que a ocorrência trivial de deformações laterais, neste tipo de obra,

influenciam enormemente a estabilidade do novo aterro. A maioria dos métodos de cálculo e consequentes parâmetros obtidos, baseia-se na teoria existente da consolidação unidimensional de Terzaghi, que considera o mecanismo deformativo do solo de fundação limitado lateralmente ocorrendo, apenas, recalques, o que é inconsistente com a situação em questão. Características executivas do aterro, como sua estrutura de camadas e sua altura, são fatores relacionados diretamente com a futura deformação lateral. Tavenas e Indraratna deixam claro que, quando se levantam aterros, há relação entre as deformações vertical e horizontal que, certamente, se manifestam.

Estas análises são bem simplórias e relacionam, apenas, deformações laterais que ocorrem em simples aterros existentes, sem nenhuma relação com a justaposição de um novo aterro ao antigo. Percebe-se, portanto, que a diferença entre o grau de consolidação entre o novo aterro e o antigo afetará, em cheio, a lei deformativa que se estabelece. Nas matérias anteriores, publicadas nesta revista, apresentou-se alguns problemas pertinentes a projetos de ampliação ou expansão de rodovias, ficando evidente os novos desafios geotécnicos que surgem. A grande questão é, sabendo-se de antemão que há um diferencial deformativo entre o antigo e o novo aterro,

quais deverão ser as características do novo aterro, da ampliação rodoviária, e qual será a relação entre o recalque e a deformação lateral que ocorrerá? Para tanto, há uma lei deformativa, para o aterro da ampliação estradal, relacionando-a com o recalque e a deformação lateral que ocorrerá, apenas desenvolvendo o método do cálculo unidimensional, o que leva ao cálculo do recalque bidimensional do novo e complexo aterro, a ser justaposto ao antigo. Trata-se de uma excelente referência para o projeto e a execução da ampliação estradal.

Modelo explicativo

Em uma ampliação estradal, simulada, a largura do aterro existente é de 26m e a largura da ampliação, com oito faixas, será de 42m. De acordo com o princípio da simetria da construção, um lado é selecionado para a simulação. De acordo com os requisitos da escala de similaridade geométrica, no teste do modelo geomecânico, as dimensões de cada componente devem ser proporcionais à estrutura real do novo aterro. O comprimento, largura e altura do modelo foi 1,5m x 1,5m x 1,5m, respectivamente. De acordo com o princípio da razão de similaridade, a escala geométrica é de 13,33. Os aterros antigo e novo, no modelo, são justapostos utilizando-se o método amplificado de etapas, exatamente por que o tamanho do modelo é menor que o do protótipo, já que é muito difícil fazer igual. De cima para baixo, a altura das duas etapas superiores é de 0,15m e 0,20m. A largura é de 1,5m e a inclinação do talude é de 1:1. As dimensões do modelo são apresentadas no desenho acima.

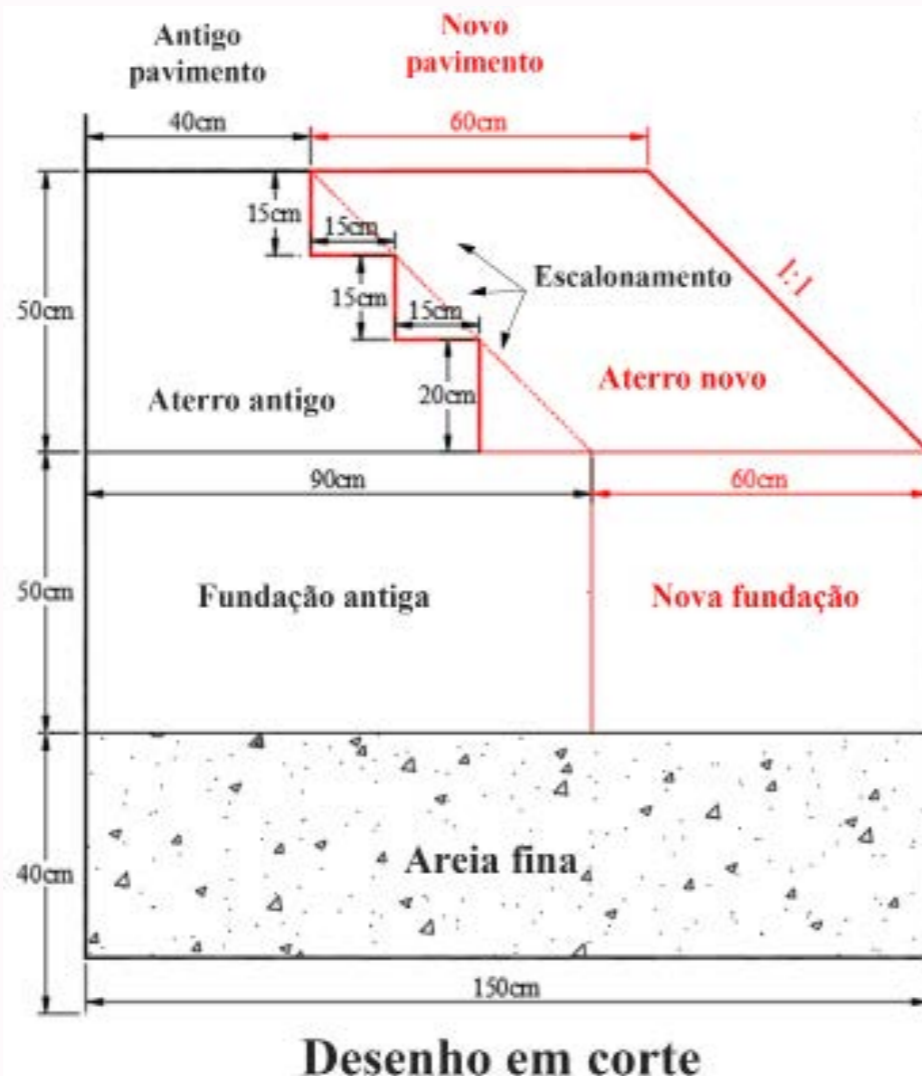


Figura 2: O modelo

O modelo é composto pela estrutura de reação, cobertura hidráulica e a embalagem. A cobertura hidráulica é controlada por um servo motor, onde a carga máxima é de 20 Ton. A carga é lançada em etapas, sendo a mínima de 100 kg. O modelo está na figura abaixo:

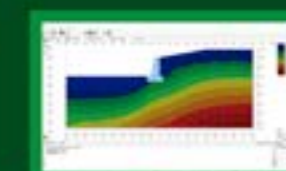
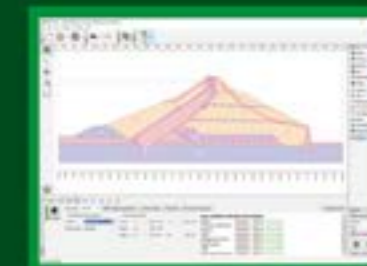


Figura 3: Teste do dispositivo

GEO5

Software de Geotecnia para uma vasta gama de análises:

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



AVALIE GRATUITAMENTE

Solicite: comercial@solucoescaad.com.br

Distribuído por:

SOLUÇÕES CAD BIM

www.solucoescaad.com.br

Para se aplicar uma carga uniforme, projetou-se um dispositivo especial, conforme figura a seguir, que simula o carregamento do pavimento, sem provocar deformação diferencial.



Figura 4: Dispositivo simulador do carregamento na estrada.

O solo, do novo aterro, é de um local. Os parâmetros base, das amostras de solos, estão na tabela 1. O objetivo do teste, é analisar a lei do recalque entre o antigo e o novo aterro. Instalou-se um sensor de deslocamento para monitorar a deformação vertical

entre camadas do novo aterro e deformação lateral no talude. A pressão, no interior do aterro, foi medida com sensores de pressão analisando-se, a seguir, a lei da transferência de cargas. Nas figuras abaixo, mostra-se a posição dos sensores. O sensor de deslocamento é do tipo JTM-Y7000, com escala de zero a 50 mm, coeficiente de sensibilidade de saída de 500 a 1000 d ($\mu\epsilon/\text{mm}$) e com precisão de medição de 0,1 mm. Utilizou-se um sensor, em miniatura, de pressão para o solo JTM-Y2000, com di-

âmetro externo de 16 mm, espessura de 4,8 mm, variação de medida de 0,02-20 Mpa e coeficiente de sensibilidade de saída, variando de 1000 a 30 $\mu\epsilon/\text{Mpa}$. Os dados, do monitoramento do recalque, em diferentes locais do aterro antigo e novo, são

Tabela 1: Parâmetros geotécnicos

Tipo do solo	teor de argila (%)	SPT Número de batidas	Índice de liquidez
Solo siltoso	9.5	5	1.3

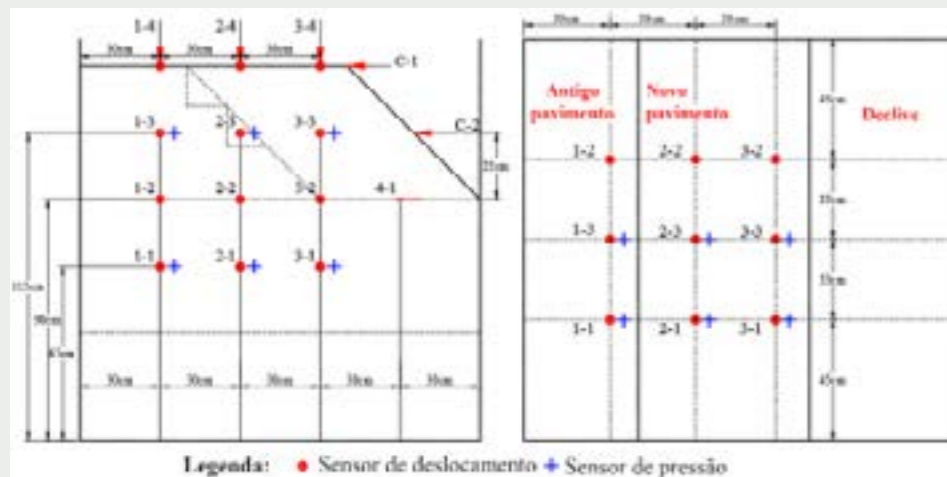


Figura 5: Pontos de monitoramento.

apresentados nas figuras abaixo (Figura 6 e figura 7). A figura 6, mostra o recalque em diferentes partes do aterro teste. Na mesma figura, o recalque no novo aterro e pavimento chega a 17,9 mm, e o recalque máximo, imposto ao antigo aterro, chega a 7,7mm. O recalque final, no

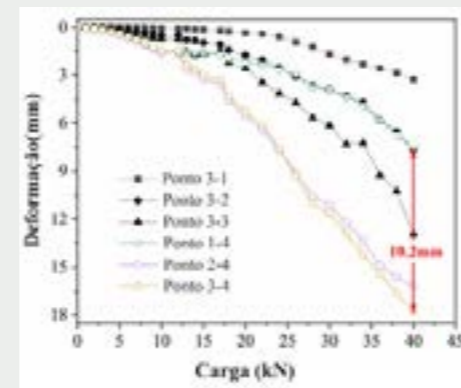


Figura 6: Recalque no aterro

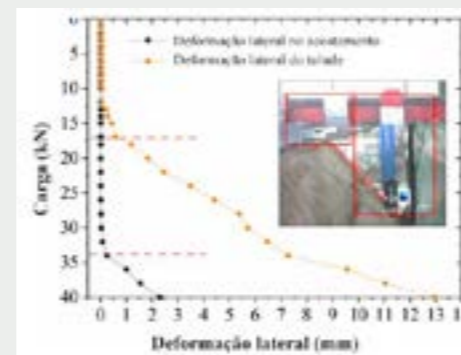


Figura 7: Deformação lateral

novo aterro, é o dobro sofrido pelo antigo, ocorrendo grande quantidade de recalques diferenciais. A diferença entre os recalques observados na superfície e no interior do aterro é bem pequena. Observou-se que o processo de recalque, desenvolvido no novo aterro, concentrou-se em sua camada superior. A figura acima, evidencia a deformação lateral, imposta no talude do novo aterro, que é baixa na fase inicial do carregamento. Quando a carga aumenta para 1.500 Kg, aparece um ponto de inflexão na crista do talude, ocorrendo grande deformação lateral. Pelo tempo da carga de 3.200 Kg, ocorre

deformação lateral significativa no talude, danificando-o, de maneira plástica. Na figura acima, fica evidente que não há deformação lateral no talude do aterro, durante pequenos carregamentos. Quando o carregamento chega a um determinado estágio, a pressão lateral, gerada pelo recalque do aterro, é mais do que a resistência lateral imposta pelo seu talude. A partir daí, o talude começa a ser danificado, reduzindo-se sua capacidade de carga. A figura, ao lado, deixa evidente a superfície de rutura no talude do aterro, razão principal da deformação lateral ali existente. Quando esta rutura ocorre no talude, o aterro perde sua capacidade de carga, ficando instável.

Recalque e deformação lateral

Na geotecnia da construção de aterros utiliza-se, frequentemente, o método da soma das camadas, com objetivo de se calcular o futuro recalque. O recalque ΔS , é calculado na equação abaixo:

$$\Delta S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} L \quad (1)$$

Onde e_1 é o índice de vazios inicial; e_2 é o índice de vazios do solo comprimido; L é a espessura da camada/m. A figura 9, ao lado, deixa evidente que o recalque e a deformação lateral, desenvolvidos, apresentam a mesma lei e que a deformação lateral relaciona-se com o recalque. No entanto, o método do cálculo tradicional ignora o efeito do talude do novo aterro, que tem grande impacto nos resultados. Portanto, combinado com o método de cálculo da pressão

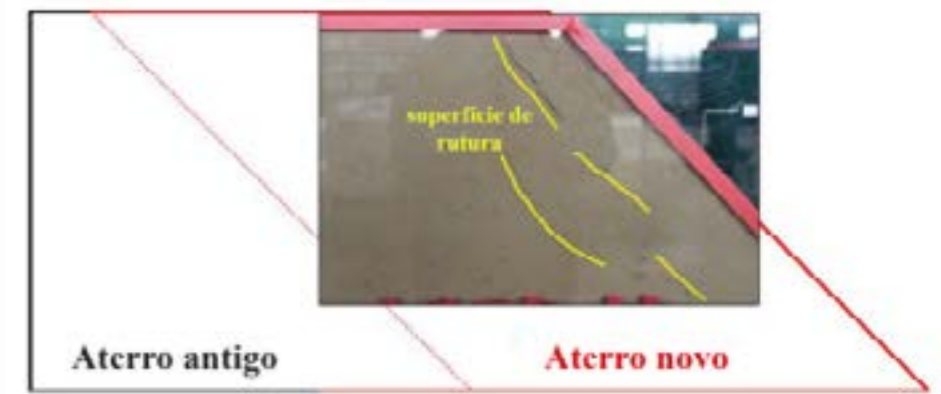


Figura 8: Modo de rutura do novo aterro.

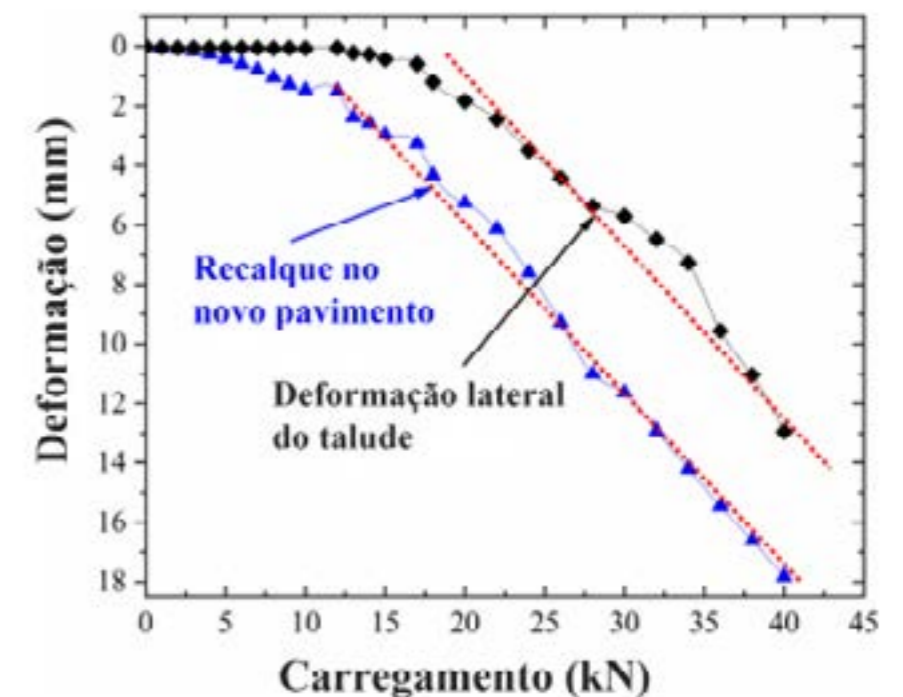


Figura 9: Taxa de deformação

passiva do solo, seu efeito no recalque do aterro, é ponderada em 7, de modo a corrigir o cálculo. A ação do talude do novo aterro, é aplicada a unidade do solo, na forma de pressão passiva. Nas figuras, a seguir, apresenta-se o modelo de tensões no solo. O modelo deformativo unidirecional e a deformação vertical do solo ΔS , além do modelo deformativo da força bidirecional são apresentados. A deformação vertical é afetada pela pressão lateral, e seu novo valor é $\Delta S'$. Assim, a deforma-

ção vertical dos dois modelos calculados, desencadeia a diferença S , informando que o cálculo do S' , passa a ser a chave do problema. Com base na conhecida pesquisa de Tavena, 1995, com relação a deformação lateral teórica do aterro, calculou-se a relação entre o deslocamento lateral ΔL_m e o recalque na região central ΔS_0 , utilizando-se as correções de campo. Neste trabalho, informa-se que o deslocamento lateral, na fase inicial do levantamento do aterro, é muito pequeno, informando também

Soft Soil Group Apresenta

Webinars de solos moles

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

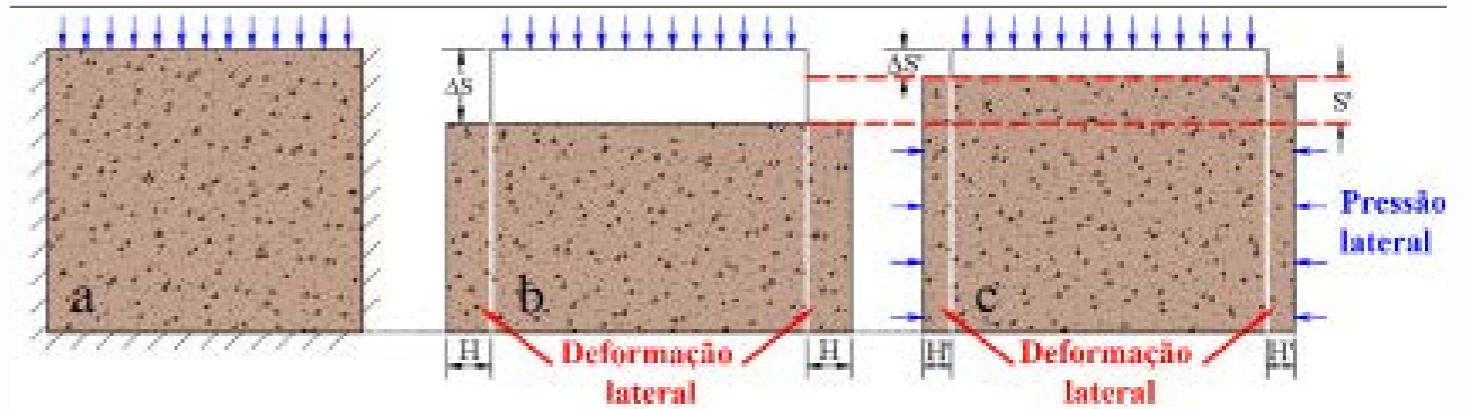


Figura 10: Modelo de cálculo (a) o solo (b) Sem deformação proveniente da pressão lateral. (c) Com deformação proveniente da pressão lateral.

que a proporção entre o deslocamento lateral e o recalque central, já no estágio final da construção é $[\Delta Lm / \Delta S0]$ (0.07~0.30), onde a relação é expressa por K_n . Determina-se a magnitude do recalque, utilizando-se a dedução retroativa da relação entre o deslocamento lateral e o recalque na região central, caso o primeiro seja calculado. De acordo com esta teoria, a pressão passiva do solo, gerada pelo talude do novo aterro é utilizada como carga, e a deformação lateral é calculada utilizando-se o método do recalque total estratificado. A diferença da deformação vertical S' é calculada como a equação a seguir

$$S' = K_n U \frac{e_1^H - e_2^H}{1 + e_2^H} H \quad (2)$$

Onde: U é a relação de Poisson do solo; K_n é o coeficiente específico; e_1^H é o índice de vazios inicial lateral; e_2^H é o índice de vazios do solo comprimido lateralmente; H é o espaçamento entre camadas laterais/m. Após a correção, a fórmula do cálculo do recalque do pavimento do novo aterro é apresentado a seguir:

$$\Delta S' = \Delta S - S' = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} L - K_n U \frac{e_1^H - e_2^H}{1 + e_2^H} H \quad (3)$$

Onde: $\Delta S'$ é o recalque do aterro após a deformação lateral; ΔS é o recalque do aterro sem a consideração da deformação lateral; S' é a diferença entre recalques do aterro, influenciada pela deformação lateral.

O cálculo

De modo a certificar a exatidão do modelo do recalque, no aterro teste, utilizou-se a fórmula modificada, idealizando-se a compressão imposta ao solo e o fato, extremamente

importante, de que o novo pavimento se sobrepõe sobre o antigo talude. Utilizando-se o cálculo da estratificação, a espessura de cada camada do aterro será diferente. Desta forma, o novo aterro será dividido em unidades verticais e horizontais calculando-se, primeiro, o recalque do solo em cada unidade e, em seguida, fazendo-se o cálculo da superposição. A nova unidade do aterro, agora dividida, é vista na foto abaixo, onde $L = 7,5$ cm e $H = 7,5$ cm. De acordo com este modelo, a carga do aterro é convertida em carregamento uniforme, apresentando-se os parâmetros de cálculo, na tabela abaixo. A deformação lateral, é calculado de acordo com a pressão do solo em



Figura 11: Malha

Tabela 2: Parâmetros do cálculo

Peso específico (kN/m ³)	Carga (kPa)	Coefficiente de Poisson	Ângulo de atrito interno (°)
19	37	0.26	20

GEOENRIJECIMENTO



MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES

Geoenrijecimento é patente exclusiva de melhoria de solos aplicada em inúmeras situações como:

- Problemas de afundamento de pisos em áreas industriais e logísticas
- Ampliação de áreas portuárias, com objetivo de viabilizá-las, aumentando sua capacidade de carga e eliminando efeitos de recalques diferenciais.
- Em rodovias, para interromper recalques em pavimentos.

Saiba mais no site www.cngcgraut.com.br

cada profundidade, utilizando-se a ideia do cálculo para recalque estratificado, na qual apresenta-se os resultados a seguir, com a tabela 3.

Tabela 3: Cálculo de resultados

Camada	Deformação vertical			Deformação lateral		
	e_{1i}	e_{2i}	ΔS_i (cm)	e_{1j}	e_{2j}	S_j (cm)
1	0.987	0.749	8.98	0.987	0.865	4.60
2	0.967	0.806	6.14	0.967	0.843	4.74
3	0.952	0.881	2.73	0.952	0.829	4.73
4	0.939	0.894	1.74	0.939	0.817	4.72
5	0.931	0.905	1.01	0.931	0.81	4.70
6	0.92	0.915	0.20	0.92	0.8	4.69

De acordo com as equações formuladas por Ma's, 1995, o valor médio de $K_n=0,16$, considerando-se processo de consolidação de longo prazo. De acordo com a equação 3, a fórmula do cálculo do recalque, em qualquer ponto do pavimento, sobre o novo aterro, será dada pela equação a seguir.

$$S_j = \sum_{i=1}^6 \left(\frac{e_{1i} - e_{2i} L_i - K_{ij} v \frac{e_{1i}^H - e_{2i}^H}{1 + e_{2i}^H} H_{ij}}{1 + e_{1i}} \right) \quad j=(1,2,3...6) \quad (4)$$

Na figura, a seguir, apresenta-se dois resultados do cálculo e dois modelos teste. Considerando-se a curva de deformação, e a lateral do talude do novo aterro, o recalque desenvolvido é menor que a deformação vertical ocorrida em sua seção intermediária, aca-

retando um erro de 6,2%, em relação aos resultados do teste. Desta forma, comparando-se à determinação do recalque existente, o novo cálculo reduz

o risco, além de ser bem mais simples de realizá-lo. Percebe-se, portanto, que com o desenvolvimento do dispositivo do modelo apresentado analisou-se, pela primeira vez, o recalque diferencial entre o aterro antigo e o novo, pertinente à ampliação rodoviária, assim como a relação entre o recalque do novo aterro e a consequente deformação lateral. Baseando-se na determinação do recalque unidimensional, introduziu-se o coeficiente de deformação lateral, K_n , objetivando-se o cálculo do recalque bidimensional. Pode-se afirmar, portanto que:

1. O modelo desenvolvido obtém, com precisão, a condição dos aterros antigo e novo e, mais importante ainda, os dados obtidos são

seguros e de acordo com a geotecnia dos aterros, sendo referência para pesquisas subsequentes.

2. Antigos e novos aterros sofrem recalques em seu próprio corpo, manifestando-se no seu interior e na superfície. Deformações laterais manifestam-se em proporção direta com recalques. Com a carga final imposta no novo aterro, seu talude poderá ter problemas de estabilidade.
3. A deformação lateral relaciona-se ao recalque e ao modelo desenvolvido, que introduz o coeficiente de deformação lateral, K_n , baseada no cálculo do recalque unidimensional. O cálculo do recalque bidimensional, que considera a deformação lateral, melhora a precisão dos cálculos dos recalques nos novos aterros, apresentando um erro de apenas 6,2%.

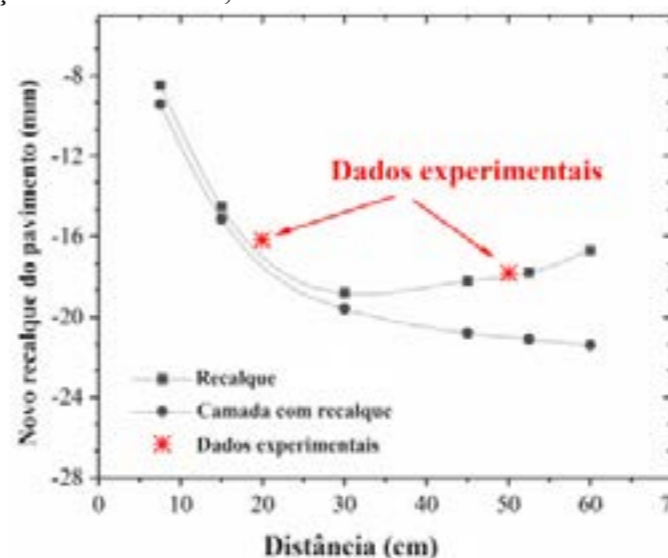


Figura 12: Comparação da curva do recalque

REFERÊNCIAS

- Roger Kim é engenheiro civil e trabalha com melhora de solos moles.
- Wang M, Cai GJ, Liu WY et al (2019) Evaluation of engineering characteristics of new and old soft soil foundation based on advanced CPTU data. Chinese Journal of Geotechnical Engineering 41(2): 81-84. <https://doi.org/10.11779/CJGE2019S2021>
- Reshma B, Rajagopal K, Viswanadham BVS (2020) Centrifuge model studies on the settlement response of geosynthetic piled embankments. Geosynthetics International 27:170-181. <https://doi.org/10.1680/jgein.19.00009>
- Tavenas F, Mieussens, C, Bourges, F (1979) Lateral displacements in clay foundations under embankments. Canadian Geotechnical Journal 16:532-550. <https://doi.org/10.1139/t79-059>
- Loganathian N, Balasubramaniam A S, Bergado D T (1993) Deformation analysis of embankments[J]. Journal of Geotechnical Engineering 119(8): 1185-1206. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1993\)119:8\(1185\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:8(1185))



SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE

Rua Correia de Araújo, 131 - Barra da Tijuca

Rio de Janeiro/RJ - Brasil - CEP 22611-070

Tel.: (21) 3154-3250 • Fax: (21) 3154-3259

WEBSITE: <http://www.softsoilbrazilianinstitute.com.br>

E-mail: contato@softsoilbrazilianinstitute.com.br

SOFT SOIL BRAZILIAN REVIEW

Diretor Editorial

ENGº JOAQUIM RODRIGUES

joaquim@softsoilbrazilianinstitute.com.br

Diretores Adjuntos

ENGº THOMAS KIM

ENGº ROGER RODRIGUES

PATRICIA TINOCO

patricia@softsoilbrazilianinstitute.com.br

Publicidade, Assinatura, Livros e Vídeos

CLEIDE FERREIRA

cleide@softsoilbrazilianinstitute.com.br

Editor de Arte

SARAH SILVA

sarahdias@softsoilbrazilianinstitute.com.br

Reprints Editoriais

MARIANA TATI

mariana@softsoilbrazilianinstitute.com.br

Solicite reimpressões de reportagens

ou artigos publicados

"Soft Soil Brazilian Review" é uma revista digital
com publicação bimestral.

NEWSLETTER
em casa

Receba sua revista SSBR em seu e-mail.

Inscriva-se:

atendimento@softsoilbrazilianinstitute.com.br

O Soft Soil Brazilian Institute é uma organização onde participam e interagem geoprofissionais especializados na geotecnia do solo mole e, particularmente, em assuntos pertinentes ao seu melhoramento.

Nossos geoprofissionais trabalham para melhorar também o meio ambiente, particularmente na não emissão de rejeitos, durante os serviços de melhoramento de solos moles, assim como na utilização do próprio solo como produto para tal.

O SSBI combina o talento e a perspectiva de seus participantes para, primeiro incentivar e aumentar o universo de especialistas em solos mole e, segundo, difundir este pouco conhecido assunto geotécnico, oferecendo numerosas oportunidades para aprender, desenvolvendo-se e ser reconhecido em todo o Brasil e América Latina.

O veículo oficial do SSBI é o Soft Soil Brazilian Review, revista bimestral e gratuita para os seus participantes.

CONTATE-NOS

@ENGEGRAUT

(21) 3154-3250

atendimento@softsoilbrazilianreview.com.br

Nossos parceiros



**Bentley
Institute**
Product Training Partner

SOLUTEST

GEOKON

TRUSTED MEASUREMENTS

SOLUÇÕES CAD
BIM

**AB
MS**

Leica
Geosystems



TROGERTEC

ENGEGRAUT
ENGENHARIA ESTRUTURAL

ROCTEST