

Soft Soil Brazilian Review

04

Como fazer melhoramento do solo mole em terrenos com ruturas

08

O melhoramento do solo mole e o aumento natural da rigidez e da resistência do terreno

14

O melhoramento do solo mole e a utilização de fundação direta. Conhecendo-se o recalque

11 Consulta

Solos moles. O que precisamos saber sobre sensibilidade, tixotropia e anisotropia

RUTURAS

COMO FAZER MELHORAMENTO DO SOLO MOLE EM TERRENOS COM RUTURAS
PÁG. 4

17





MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES? SAIBA COMO DIMENSIONAR O GEOENRIJECIMENTO

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 de planilha exclusiva. Basta apenas acessar o link: http://www.engegraut.com.br/geoenrijecimento/MC_v1.0.rar



<http://softsoilbrazilianinstitute.com.br>

Sumário

Soft Soil Brazilian Review

Edição - Maio/Jun - Nº 17



SSBi SOFT SOIL
BRAZILIAN
INSTITUTE

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

17

Como fazer melhoramento de solo mole em terrenos com ruturas 04

Joaquim Rodrigues

O melhoramento do solo mole com o aumento natural da rigidez e da resistência do terreno 08

Patricia Tinoco

O melhoramento do solo mole e a utilização de fundação direta. Conhecendo-se o recalque 14

Roger Rodrigues

EDITORIAL

Minha experiência, fazendo melhoramento de solos moles, em terrenos sinistrados com ruturas, invariavelmente, após a tentativa de lançamento de aterros, seja com precarregamentos ou mesmo desconhecimento da existência de camadas moles, é que a condição do solo fica extremamente fragilizada, particularmente para introduzir, no local, equipamento pesados, sob esteiras, para o posterior trabalho. Significa dizer que a resistência do terreno ficou menor que a condição inicial. Este é o cenário inicial que encontramos, desconsiderando o agravamento de ruturas efetivas e a formação de taludes, que tornam impossível a formação do escalonamento necessário. Por se tratar de casos tão dramáticos, que achou-se interessante apresentar a matéria principal com base neste delicado assunto

Boa leitura
Joaquim Rodrigues

COMO FAZER O MELHORAMENTO DO SOLO MOLE EM

TERRENOS COM RUTURAS

É frequente, para quem lida com melhoramento de solos moles, ouvir ou ver análises em que a ruptura do aterro deixou incertezas sobre a viabilidade do projeto original, pois houve deslocamento da massa de solo e abertura de longas e profundas trincas na superfície, fragilizando o solo de fundação, particularmente quando há instalações de água potável, esgoto e gás perto da área rompida.

Figura 1: Rutura no aterro lançado, sobre depósito de solo mole, em ampliação de rodovia sem melhoramento de solo.

Causas de ruptura do solo mole, quando carregado referem-se, de imediato, à sua baixíssima resistência cisalhante, que rompe sob o próprio peso do aterro. Esta situação, corriqueira, conduz a conclusões do tipo “assim, a elevação do aterro de encontro do viaduto fica inviável para o projeto original, ou seja, se o aterro da via de

acesso rompeu, com poucos metros de aterro, o aterro de acesso à obra de arte também romperá. Aterros são comparados à sobrecargas atuantes, na superfície do terreno, impondo tensões cisalhantes na massa do solo natural subjacente. É rotineiro verificar argilas moles, com resistência no SPT entre 0 e 5 golpes, tornando óbvio afirmar que

“a falta da capacidade suporte do solo de fundação provocou a ruptura”. Evidentemente, após a ruptura, o solo encontra-se á amolgado, com resistência ainda menor. O mais crítico, de um processo de ruptura, por exemplo, em ampliações estradais, é a condição do talude, invariavelmente, quase vertical, o que impossibilita a formação de escalonamen-

Software de Geotecnia para uma vasta gama de análises:



Análise de Estabilidade



Escavações e Contenções



Muros e Gabiões



Recalque



Sondagens de Solo



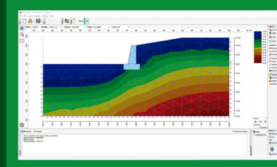
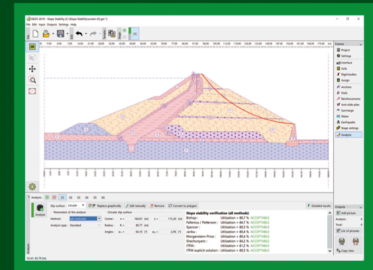
Túneis e Poços



Estudos
geológicos



Muros e
Gabiões



AVALIE GRATUITAMENTE

Solicite: comercial@solucoescaad.com.br

Distribuído por:

SOLUÇÕES CAD
BIM

www.solucoescaad.com.br



to para formação da nova rodovia, o que promoverá trincas longitudinais ao longo do novo pavimento.

Ora, nesta condição, como é possível dimensionar o melhoramento do solo, com base em soluções de geofortificação, principalmente, coluna de brita, se todos os estudos sobre este tipo de solução limita resistência cisalhante mínima maior que 15kPa? Para agravar ainda mais este cenário, é muito comum encontrar-se condições geológicas, evidenciadas por pergis geotécnicos, manifestando presença de taludes submersos. É de esperar que deslocamentos horizontais, significativos, desenvolvam-se em presença de taludes submersos. Nesta condição, a presença de elementos colunares terão sua capacidade suporte questionada ou instabilizada, devendo-se considerar os diversos modos de falha possíveis, quando submetidos à deformações laterais. Se a ruptura por embarrigamento da coluna, for falta de suporte lateral, é atenuada, adotando-se encamisamento com geossintético, o mesmo não vale para o caso de ruptura por flambagem. O melhoramento do solo mole com geoenrijecimento torna-se a melhor opção.

ESTADOS DE RUPTURA

Com alguma frequência, aterros de precarregamento entram em modo de ruptura durante sua construção ou permanência, particularmente em empreendimentos logísticos e na construção de novas estradas, provocando inúmeros problemas associados com:

- Fragilização da condição mole do solo, definindo-se planos de ruptura.
- Comprometimento de instala-



Figura 2: Ruptura de aterro estradal, lançado sem melhoramento prévio do solo mole suporte em ampliação de rodovia.



Figura 3: Trincas longitudinais, ao longo da via, em uma rodovia ampliada sem execução do escalonamento no talude original

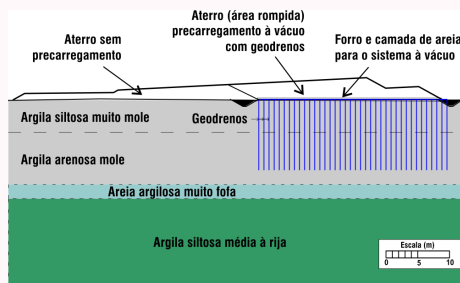


Figura 4: Seção do aterro, pré carregado com geodrenos à vácuo (após Gue Et. At., 2001)

escalonamento, quando da duplicação ou ampliação de rodovias.

Grande parte das rupturas de solos assemelham-se, sejam provocadas pela construção de aterros, seja pela ausência de um ou mais critérios pertinentes à boa execução. A ruptura de aterros subdivide-se em duas categorias. A primeira inclui a ruptura total ou parcial do aterro, o que geralmente implica no inevitável melhoramento do solo com geoenrijecimento. A segunda, menos crítica, apresenta apenas o início de

ções vizinhas.

- Formação de taludes rompidos verticais ou quase.
- Incapacidade da formação de



Figura 5: Segunda ruptura do aterro, melhorado inicialmente com pré carregamento à vácuo, utilizando-se geodrenos e, a seguir, melhorado com coluna de brita (Gue et.al.2001)

movimentos laterais e verticais, provocando distorções ao longo do empreendimento, geralmente afetando estruturas e instalações que, invariavelmente, ficam comprometidas.

A ruptura de aterros, frequentemente, ocorre durante sua construção. É o caso de um aterro rodoviário, construído pelo método de pré-carregamento, utilizando-se geodrenos.

A figura 4, apresenta uma seção do aterro rodoviário, seguindo-se uma foto de sua ruptura (figura 5), causando grandes deslocamentos laterais e formação de taludes verticais.

Segundo Gue et al 2001, o histórico de ruptura do aterro, anteriormente citado, apresentou aumento da poropressão, no trecho em questão, por mais de 30 dias sem que nenhuma medida preventiva fosse tomada.

O grande e frequente equívoco, nas soluções com precarregamento, ilusoriamente barato e é o desacordo com o não cumprimento das tarefas obrigatórias mais simples como:

- Monitoramento contínuo e rigoroso do seu nível ao longo do trecho.
- Instrumentação geotécnica com piezômetros, para monitoramento da poropressão durante as etapas de carregamento das camadas do aterro, fundamental para evitar rupturas.
- Instalação de inclinômetros, principalmente junto as estruturas próximas.

Podemos direcionar esta questão, tomando como exemplo rupturas de solo frequentes, em obras de duplicação de rodovias, com solução de aterros de sobrecarga ou pré-carregamento. Durante alteamentos de aterros, por camadas, devido à natural ausência de capacidade de carga em determinados trechos, seja pela presença de solos argilosos muito moles ou, solos orgânicos ou depósitos de turfas, ocorrem processos de ruptura, com surgência de gran-



Figura 5: Grande ruptura do solo, durante a elevação de aterro para ampliação rodoviária, sem que houvesse melhoramento do solo.

des fraturas por tração na superfície do terreno, comprometendo o solo de fundação de extensas porções do aterro rodoviário.

Há três soluções básicas para conduzir esta questão. A primeira solução é superficial, em sua essência, mais comprometido pelo estado de ruptura do solo. A segunda, com geoforço à base de colunas, transfere a carga do empreendimento para camadas de solo mais rígidas, no entanto, e o peso do aterro e a cunha de ruptura?

A terceira solução é 100% geotécnica, com o geoenrijecimento do solo mole, adequando-se, particularmente, para solos rompidos, pois restabelece os níveis de resistência e rigidez necessários, particularmente na região de rupturas, possibilitando a construção do aterro e do empreendimento.

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 Engegraut 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
- Guidicini Nieble 1976. Estabilidade de taluds naturais e escavação. São Paulo; Edgar Blucher, 170 p.
- KRAMER, S.L.(1996). Geotechnical earthquake engineering. Prentice Hall Inc., Upper Saddle River. ISBN 013374943-6
- GUE, S. S.(2001). Geotechnical Engineering Challengers for Highways Design and Construction on Soft Ground.
- MORGENSTERN 1963. Stability charts for earth slopes during rapid drawdown. Géotechnique.



O melhoramento do solo mole

E o aumento da rigidez e da resistência

Figura 1: Aplicação do geoenrijecimento para aumento da rigidez e resistência do solo mole no Rio de Janeiro. O intenso efeito radial compressivo, efetuado em cada metro cúbico da massa de solo mole, em meio drenante artificial, impõe os níveis de rigidez e de resistência desejados

AUMENTO DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

Este parâmetro é fundamental como dado de entrada no melhoramento do solo, em prazos curtos, para a capacidade de carga e, também, como indicador do comportamento do solo, de modo a correlacioná-lo com outras propriedades. A resistência cisalhante do solo é, usualmente, determinada em laboratório, com ensaios de compressão não confinada, com triaxial não drenado, não consolidado, com o não drenado consolidado ou com

pallheta de laboratório. No campo, é obtido também com o ensaio pallheta e com pressiômetro. Os principais fatores que influenciam a resistência não drenada, em solos moles, é o teor de umidade (índice de vazios), seu histórico de tensões (anisotropia) e, claro, o fator tempo. A resistência não drenada de uma argila, quando no limite de plasticidade, é 70 a 100 vezes superior ao limite de liquidez. De um modo geral, aceita-se que o solo terá, praticamente, a mesma resistência cisalhante não drenada no limite de liquidez. Prescreve-se, no

entanto que, a resistência cisalhante será diferente, porém constante, no limite de plasticidade. O tempo, quando se trabalha com argilas moles, é fator de extrema importância, particularmente para análise do desejado melhoramento, estando associado ao componente coesivo da resistência ao cisalhamento. No entanto, o componente do atrito é, de um modo geral, independente do tempo, que pode ser analisado de quatro maneiras diferentes: com tixotropia, com evolução do tempo, com a taxa de deformações e com

deformação lenta.

Com geoenrijecimento, tem-se o aumento da resistência não drenada, cujo o valor pode ser estimado pela teoria do estado crítico (Wood, 1990), sendo consequência direta da diminuição do índice de vazios. Distinguindo-se a resistência não drenada, correspondente ao solo mole na condição original (identificando-se como S_{u0}), e a resistência referente ao solo pós geoenrijecimento (identificando-se como S_u), o incremento da resistência não drenada média, dado pela razão S_u / S_{u0} , pode ser calculado pela seguinte expressão (Cirone, 2016b):

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = \exp \left\{ 2,3 \lambda_c R_S \frac{1 + e_0}{C_c} \right\}.$$

A expressão relaciona a resistência não drenada diretamente com a deformação volumétrica e as características de compressibilidade do solo mole. No entanto, a qualidade e a certificação final do solo geoenrijecido não pode ser avaliado apenas com a contribuição da fase “solo”, mas sim com a interação “solo-bulbos”, ou seja, considerando-se o estado homogeneizado pós-geoenrijecimento.

Demonstração 1

Para uma argila mole, com $C_c = 1,5$ e $e_0 = 4$, a razão de pressão vale $CR = 0,3$. Na hipótese de $\lambda_c = 1$ e $R_S = 11,55\%$ tem-se:

Razão de substituição R_S	Razão de compressão $CR = C_c / (1 + e_0)$	Incremento de resistência S_u / S_{u0}
11,55%	0,30	2,42

Significa dizer que deseja-se um solo, pós-geoenrijecimento, que

seja 2,42 vezes mais resistente que o solo natural, sem considerar a parcela de resistência atribuída aos bulbos do geograt, que geram o processo de compressão radial do solo, em cada metro cúbico

AUMENTO DA RIGIDEZ

A rigidez, de camadas de solo, aumenta na medida em que há um processo contínuo de compressão ou um aumento de tensão ao redor da massa do solo considerado. Naturalmente, as tensões no solo crescem à medida em que se aprofunda no solo. Subtende-se, portanto, que a rigidez das camadas dos solos aumentam com a profundidade. Ao se proceder o melhoramento do solo, observa-se este efeito. Assim, a rigidez de um solo aumenta com a imposição de tensões confinantes (confinamento). Expressando-se a rigidez do solo mediante a relação de Janbu(1963):

$$E_s = E_0 \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^n$$

Onde E_0 é o módulo do solo natural, E_s o módulo do solo após o geoenrijecimento, p'_0 e p' são as tensões confinantes antes e após o melhoramento do

solo, respectivamente. O expoente n varia entre 0 e 1, para a maioria dos solos, e pode ser determinado com ensaios triaxiais convencionais. Como alternativa, é possível relacionar o ganho de rigidez à deformação volumétrica, a partir de ensaios de adensamento. A lei de endurecimento de um solo mole pode ser obtida, experimentalmente pela relação:

$$E_s = E_0 \exp(b \epsilon_v)$$

onde:

$$b = 2,3 \frac{1 + e_0}{C_c}$$

que depende da razão de compressão, $CR = C_c / (1 + e_0)$, obtida para tensões acima da pressão de pré-adensamento, conforme mostrado na Fig. 2. Com análise estatística baseada na literatura científica nacional, Barata e Danziger, (1986), concluíram que argilas moles, da costa brasileira, apresentam compressibilidades similares entre si dependendo, principalmente, da posição da camada argilosa e da pressão efetiva média (entre o estágio inicial e final de um dado carregamento). Segundo estes pesquisadores, nos solos argilosos das baixadas litorâneas brasileiras, o parâmetro b varia tipicamente entre 6 e 10, para uma faixa de pressões inferior a 2 kg/cm^2 . Em função do tipo de perfil geo-

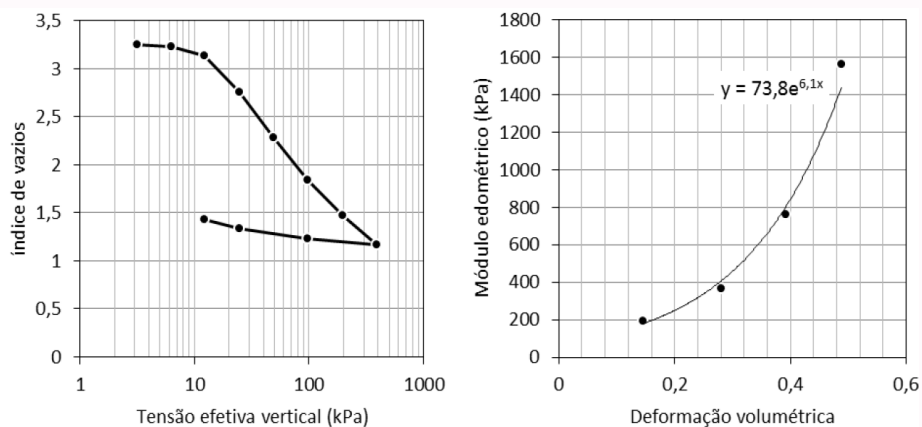
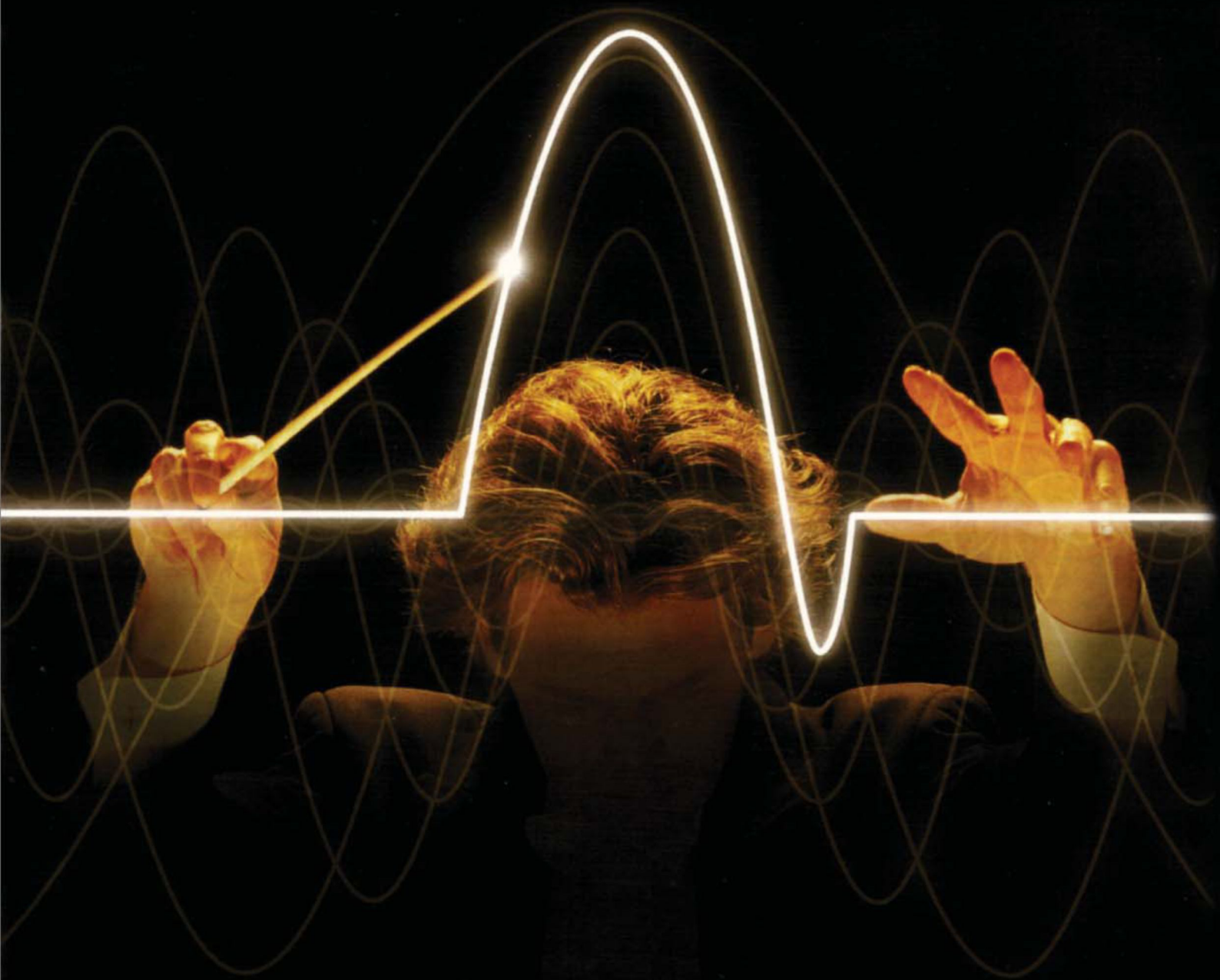


Figura 2: geoenrijecimento, em função da deformação volumétrica, no ensaio de adensamento

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



técnico (figura 3), sugeriram os valores de b , apresentados na tabela. (Fig.4)

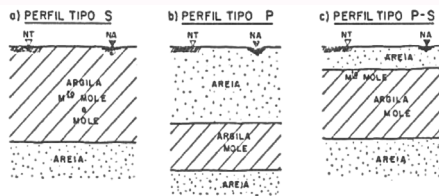


Figura 3: Perfis geotécnicos de sedimentos quaternários da costa brasileira, contendo camada mole em diferentes posições, segundo classificação de Barata e Danziger (1986)

Tipo S	Camada mole na superfície (margue)	6
Tipo P	Camada de argila profunda (sob espessa camada de areia ou aterro)	10
Tipo P-S	Caso intermediário, com camada de aterro ou areia com pequena espessura quando comparada com a camada compressível	8
(sem distinção)	relação média para argilas das baixadas litorâneas da costa brasileira	7

Figura 4: Compressibilidade das argilas moles brasileiras. Valores sugeridos por Barata e Danziger (1986)

Demonstração 2

O ensaio de adensamento é a maneira mais simples e direta de se estudar o comportamento volumétrico de um solo. O ensaio é realizado aplicando-se carregamentos verticais crescentes, com deformação lateral impedida. A cada incremento de carga, o índice de vazios diminui e o solo torna-se mais denso, rígido e resistente. Por esta razão, o gráfico tensão- deformação, obtido a partir do ensaio de adensamento, é fortemente não-linear. Em um gráfico semi-logarítmico, de forma experimental, tem-se que a curva de compressão possui formato linear, com trechos de compressão virgem e de descarregamento bem distintos. Ao longo da reta virgem, a deformação volumétrica é, convenientemente, expressa na figura 5. Constata-se que a rigidez de um solo apresenta tendência a aumentar exponencialmente, com a deformação volumétrica. A capa-

cidade de endurecimento do solo é representada pelo parâmetro b .

$$\varepsilon_v = \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) = \frac{C_c}{1 + e_0} \frac{1}{\ln 10} \ln \left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v} \right)$$

Para valores muito pequenos de $\Delta\sigma'_v$, isto é, tendendo a zero, a expressão resulta na relação diferencial:

$$d\varepsilon_v = \frac{1}{2,3} \frac{C_c}{1 + e_0} \frac{1}{\sigma'_v} d\sigma'_v$$

onde:

$$E_{oed} = 2,3 \frac{1 + e_0}{C_c} \sigma'_v$$

é o módulo edométrico, dependente, linearmente, da tensão efetiva, σ'_v . Diferenciando a relação, obtém-se:

$$dE_{oed} = 2,3 \frac{1 + e_0}{C_c} d\sigma'_v$$

O termo de proporcionalidade é constante e identificado por $b = 2,3 \frac{1 + e_0}{C_c}$. Assim,

$$d\varepsilon_v = \frac{1}{E_{oed}} d\sigma'_v \rightarrow d\varepsilon_v = \frac{1}{b E_{oed}} dE_{oed}$$

ou seja:

$$\int_{E_0}^E \frac{dE_{oed}}{E_{oed}} = \int_0^{\varepsilon_v} b d\varepsilon_v \rightarrow E = E_0 \exp(b\varepsilon_v)$$

Figura 5: Expressão da deformação volumétrica

REFERÊNCIAS

Patricia Karina Tinoco é engenheira civil. Trabalha com melhoramento de solos moles.

• ÅHNBERG, H. 2006. Effects of consolidation stresses on the strength of some stabilized Swedish soil. *Ground Improvement*, Vol. 10, No. 1, pp.1-13.

• CDIT Coastal Development Institute of Technology (2002). *The deep mixing method*. AA Balkema Publishers, Japan.

• CIRONE, A. (2016a). A terros sobre solos moles enrijecidos com CPR Grouting: análise simplificada, COBRAMSEG 2016, Belo Horizonte- MG

• MCKELVEY III, J.A. (1994). *The anatomy of soil arching*. *Geotextiles and Geomembranes*, 13, 317-329.

SURGÊNCIAS D'ÁGUA EM SUBSOLOS

Cada vez mais são comuns surgências d'água no piso e paredes de subsolos de edificações. Nossa tecnologia, com injeção de resina hidroexpansiva, que interrompe todo e qualquer vazamento é única no Brasil. Nossa experiência é sua segurança. Consulte-nos.



www.enggraut.com.br
tel.: (21) 3154-3250
desde 1982



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!**

SOLOS MOLES

O QUE PRECISAMOS SABER SOBRE SENSITIVIDADE, TIXOTROPIA E ANISOTROPIA.

Quando se mexe com uma argila, amolgando-a, altera-se sua estrutura natural e, conseqüentemente, sua resistência, desenvolvida durante o processo original de sedimentação. Da mesma maneira, quando se executa um serviço de melhoramento de solos moles. Sua resistência compressiva não drenada, no estado indeformado é extremamente reduzida, sem que haja qualquer alteração em seu teor de umidade, conforme figura ao lado.

$$S_t = \frac{q_u \text{ (indeformado)}}{q_u \text{ (amolgada)}}$$

Trata-se de sua sensibilidade (ou sensibilidade) e o nível ou grau imposto é definido pela relação entre suas resistências a compressão não drenada na condição indeformada e na condição amolgada. Assim, é útil e importante conhecer este comportamento, já que, dependendo do grau de sensibilidade existente, poderá ser necessário otimizar ainda mais o melhoramento imposto. O

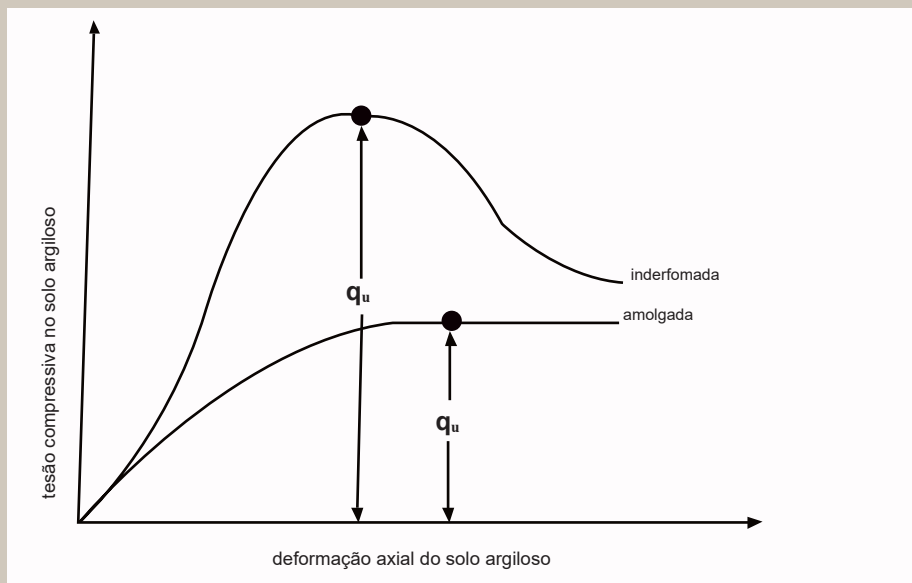


Figura 1: Força de compressão não confinada para argila não intocada e remodelada

comportamento da sensibilidade das argilas poderá variar de 1 à 8, sendo que para argilas marinhas altamente floculadas poder-se-á encontrar valores de 10 à 80. É muito comum, após a inserção do equipamento no solo mole, com a retirada, encontrar-se um fluido viscoso. A sensibilidade da maioria das argilas, situa-se entre 1 e 4. Entre 4 e 8 classifica-se como de média sensibilidade e entre 8 e 16 com sensibilidade alta. Quando maior que 16, classifica-se como ultra-sensitivas.

Quando se executa um serviço de melhoramento de solos moles com geoenrijecimento, ou seja, após a cravação de geodrenos, para permitir a drenagem do solo mole, devido ao processo de compressão radial, via expansão de cavidades, através da formação de bulbos subsequentes, verifica-se que o solo consolida naturalmente, devido as altas pressões aplicadas. Após este processo extremamente rápido, observa-se que, mesmo após a total

dissipação da poropressão, o solo assim homogeneizado, continua a adquirir mais resistência, devido ao fenômeno da tixotropia. Para projetos de escavações profundas e aterros sobre solos moles, torna-se necessário considerar situações críticas, como valores e direções das tensões principais. A dependência direcional do comportamento mecânico e físico é conhecido como anisotropia, relacionando-se com a estrutura, resistência, rigidez e permeabilidade, que poderão ter valores completamente anômalos, na medida em que se aprofunda seu estudo. Sua resistência cisalhante não adensada/não drenada varia com a direção que se impõe o carregamento. É a anisotropia relativa à resistência, causada pela natural deposição de camadas argilosas e a consequente consolidação, faz suas partículas se orientarem-se perpendicularmente à direção das maiores tensões impostas. O processo de sedimentação, na formação dos depósitos de solos moles arranja as partículas do solo em uma direção preferencial, estabelecendo-se uma estratificação toda particular. Torna-se essencial, para um projeto preciso de melhoramento de solos moles, particularmente para a análise da estabilidade, o estudo da resistência cisalhante e da compressibilidade considerando-se o fenômeno da anisotropia. Em projetos relevantes, torna-se interessante ensaios triaxiais e edométricos para se estudar o comportamento mecânico dos depósitos de solos moles, considerando-se o inerente efeito da anisotropia. Para tal, dever-se-á coletar amostras em

diferentes direções, consolidando-as isotropicamente com tensões efetivas, por exemplo, da ordem de 200, 300 e 500 KPa, impondo-se carregamento que poderá ser de 0,05 mm/minuto. Os resultados, normalmente, mostram que a resistência e a compressibilidade dos depósitos do solo mole variarão com a direção em que se extrairu as amostras. Aumentando-se o ângulo anisotrópico, a resistência do depósito de solo mole diminuiu e a quantidade de recalque aumenta. O efeito da anisotropia, no comportamento do solo mole, ficou confinado a partir dos anos 1980 e, para considerá-la, define-se como a relação entre a resistência do solo mole, em uma direção arbitrária, associada a um valor quando o solo é carregado paralelo à direção da estratificação. Na prática, a amostragem é realizada na direção vertical, no entanto, quando a estratificação do solo é paralela a direção vertical, a resistência cisalhante da amostra extraída não difere muito em relação a menor resistência, podendo ser utilizada como representativa. Ocorre que, quando a estratificação do depósito de solo mole é horizontal, a diferença entre a resistência obtida a partir das amostras verticais e os valores mínimos da resistência cisalhante é considerável, sendo reconsiderado reduzir os valores obtidos em cerca de 35%, para os valores projetados. Quando a estratificação do solo é inclinada, o valor da redução pertinente à resistência cisalhante poderá ser ajustada, dependendo do valor da inclinação. O excesso de poropressão, devido ao efeito cisalhante, é influenciado pelo ângulo anisotrópico. O efeito da anisotropia induz

aumento no processo de recalque que irá ocorrer, influenciando os índices de compressão e inchamento. Concluindo, deve-se considerar que a anisotropia influencia notavelmente o comportamento dos depósitos de solos moles, influenciando no cálculo dos parâmetros a serem obtidos no melhoramento do solo, particularmente sua capacidade de carga, o futuro recalque e a sua própria estabilidade.

REFERÊNCIAS

- 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, Hassem Soltani.

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



HAVERÁ RECALQUE?

Figura 1: Melhoramento de solo na favela Saramandaia, com 18.000m², situada no bairro Campo Grande, zona Norte da cidade de Recife que se transformou em um Conjunto Habitacional

O cálculo da deformação do solo é, provavelmente, um dos problemas mais complexos da mecânica dos solos. Há vários procedimentos de abordagem, com resultados bastantes díspares, indicando resultados pouco satisfatórios. O problema complica

ainda mais, na medida em que se deseja prever deformações diferenciais, que ocorrerão ao longo do empreendimento, considerando-se que sua interação com o terreno origina reorganização das cargas e movimentos associados. Está quantidade de deformação e a dificuldade para obtê-lo é inerente

à natureza do solo. Assim, torna-se fundamental, realizar campanha de sondagens de reconhecimento, obter um perfil geológico geotécnico confiável e, naturalmente, parâmetros de deformação do solo de fundação. Há modelos constitutivos sofisticados, que permitem mediante o emprego de ferramentas de cálculo

MELHORAMENTO DE SOLOS.
EXCLUSIVIDADE



GEOENRIJECIMENTO
IDEAL PARA AMPLIAÇÃO RODOVIÁRIA.



GEOENRIJECIMENTO
ÚNICA TÉCNICA DE MELHORAMENTO EFETIVO DE SOLOS MOLES.

numérico, como os elementos finitos, efetuar análises de situações bem complexas. A maior dificuldade com estes métodos é que, geralmente, necessitam da determinação de número considerável de parâmetros do solo, de difícil e custosa estimativa, tanto à nível de campo quanto de laboratório. Nestas circunstâncias torna-se óbvio que, somente em casos de empreendimentos importantes, é econômico empregar sistemas avançados de análises. Na prática habitual, torna-se interessante concentrar esforços de investigação na determinação de parâmetros simples, representativos do terreno do empreendimento, empregando qualquer método de cálculo, de modo a proporcionar resultados aceitáveis. A existência de solos moles e orgâ-

nicos no local do empreendimento, seja uma estrada, ferrovia, aeroporto, área portuária, industrial ou logística, exige serviços de geoenrijecimento, o que neutraliza todo o processo deformativo, considerando-se que fornece, previamente, a exigência da resistência e rigidez necessários viabilizando, imediatamente, a execução do aterro e a sequência da obra.

Os recalques imediato, primário e secundário

De um modo geral, descreve-se o processo de recalque devido à consolidação do solo na condição unidimensional, ou seja, que advém da dissipação da poropressão, ori-

ginada por carregamento. Na realidade, este recalque é, denericamente, só uma parcela do que se produz no solo. Na figura 3, apresenta-se uma relação recalque-tempo, após a aplicação de carregamento rápido sobre o solo, mas não infinitamente extenso. De maneira instantânea, produz-se um certo recalque, p_i , com a aplicação do carregamento. Se o solo tem baixa permeabilidade e está saturado, em um primeiro momento a água não é capaz de drenar por seus poros, de maneira que este recalque inicial corresponde, na realidade, a distorção que ocorre em sua massa, sem que haja mudança de volume. Após este recalque instantâneo, começa a produzir-se uma dissipação do excesso de poropressão gerado, ou seja, a deformação



Figura 2: Serviços de geoenrijecimento do solo de fundação com geoenrijecimento para interromper extenso processo de recalque em uma indústria no município de Lins SP

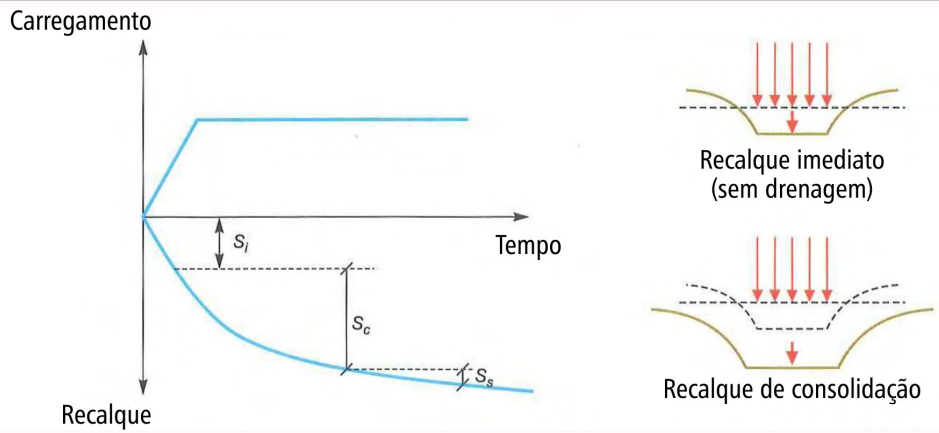


Figura 3: Definição de recalque imediato, de consolidação primária e secundária

promovida pelo processo de consolidação que está ocorrendo, denominado recalque proveniente da consolidação primária. A presença, quase que constante de solos orgânicos, por exemplo, pode fazer com que, mesmo após a total dissipação da poropressão, ainda ocorram recalques. Evidentemente, esta con-

tinuidade deformativa ocorre sob tensão efetiva constante, idealizando um fenômeno de deformação lenta correspondendo, agora, a um processo de compressão secundária p_s . Alguns solos orgânicos, ainda, poderão provocar um terceiro processo de compressão, denominado terciário. Portanto, o processo de recalque

deformativo total, resultante, será a soma dos três (ou quatro) componentes anteriores:

$$\rho_t = \rho_i + \rho_c + \rho_s$$

Obviamente, solos com alta permeabilidade ou mesmo aterros predominantemente arenosos, e parcialmente saturados, o processo deformativo, devido a imposição de carregamento produz, de maneira quase que simultânea, os recalques p_i , e o p_c . Com relação à compressão secundária, poder-se-á realizar ou pesquisar estudos a partir de curvas de consolidação obtidas em edômetros, Jimenez, 1976. Seu processo de desenvolvimento deformativo, independente das duas hipóteses formuladas por Mesri, 1975, e por Martins e Lacerda, 1985, costuma ser maior.

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



O CPR Grouting viabiliza.

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

SOLOTEST®

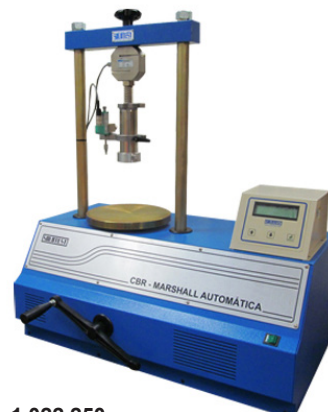
A solotest equipa os melhores laboratórios de solos, concreto e misturas asfálticas da América Latina, com equipamentos próprios e de seus parceiros internacionais.



 1.014.250 - Extrator Shelby de Bancada



 1.055.001 - Prensa de Adensamento



 1.022.250 - Prensa CBR / Marshall Digital Microprocessada




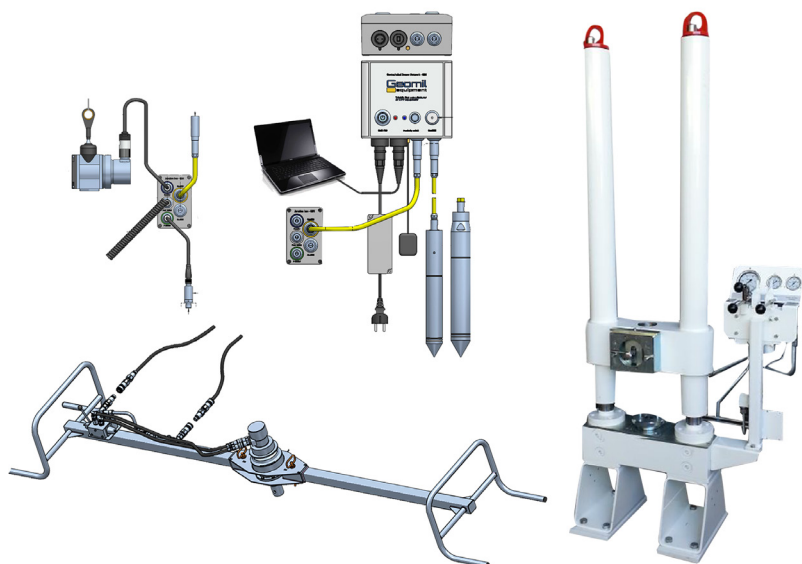
 4.100.030 - Medidor de Densidade de Solo Não Nuclear (SDG)




 4.100.300 - LWD "Light Weight Deflectometer"



 4.100.035 - Penetrômetro Dinâmico Eletrônico para Solos Panda



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

Os recalques imediato e de consolidação nas argilas saturadas

Analisou-se que condições de carregamento impostas por elementos de fundação direta, em geral, não induzem deformações laterais nulas (unidimensional). Na prática, contudo, em se tratando de solos argilosos saturados, sugere-se calcular o recalque com método da compressão unidimensional, empregando-se para tal, as seguintes correções (desconsiderando-se o recalque por deformação lenta):

- Obtém-se o recalque da consolidação pelo método edométrico ou unidimensional. Este recalque denomina-se ρ_{1xD} .
- Se a argila está normalmente consolidada, assume-se que:

$$\left. \begin{array}{l} \rho_c \approx S_{1xD} \\ \rho_t \approx 1,1 \cdot \rho_c \end{array} \right\} \Rightarrow \rho_i \approx 0,1 \cdot \rho_c$$

Ou seja, o recalque da consolidação real será, aproximadamente, igual ao calculado como recalque por consolidação, através do método edométrico ou unidimensional, enquanto que o recalque imediato será aproximadamente 10% dele.

- Se a argila está sobreadensada, assume-se que:

$$\left. \begin{array}{l} \rho_t \approx \rho_{1xD} \\ \rho_i \approx 0,5 \cdot \rho_t \end{array} \right\} \Rightarrow \rho_c \approx 0,5 \cdot \rho_t$$

Observa-se, por tanto, que é o recalque total que aparece quase igual ao calculado como recalque de consolidação pelo método edométrico. Neste recalque, 50% restantes ao longo do tempo, como recalque de consolidação.

Como consequência, para se calcular o recalque produzido por carregamentos não infinitos, com método



Figura 4: Área logística, com severo processo de recalque, devido a espesso aterro lançado sobre solo mole sem qualquer melhoramento. O geonrijecimento está sendo executado dentro das instalações.

unidimensional, utiliza-se-á o seguinte processo, diminuindo-o nas seguintes etapas, de acordo com a figura 5. Desconsiderar-se-á, novamente, os efeitos da compressão secundária:

1. Divide-se a camada compressível em subcamadas de espessura H_i
2. Calcula-se a tensão efetiva inicial no centro de cada subcamada (σ_{v0}^i)
3. Calcula-se os incrementos da tensão vertical total originados pela carga no centro das subcamadas ($\Delta\sigma_v^i$)
4. Calcula-se o recalque edométrico ou unidimensional de cada subcamada, uma vez dissipados os excessos de poropressão (todos os incrementos

de tensão total, σ_v^i , transformaram-se em incrementos de tensão efetiva, $\Delta\sigma_v^i$). Para isso empregam-se os diversos parâmetros de compressibilidade de conhecidos:

$$\rho_\infty^i = \frac{1}{E_m} \Delta\sigma_v^i H_i$$

Ou também,

$$\rho_\infty^i = H_i \frac{c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_{v0}^i + \Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i}$$

5. Aplicam-se as correções anteriores, considerando-se se o solo argiloso encontra-se sobreconsolidado ou normalmente consolidado, determinando-se os recalques imediato e de consolidação de cada subcamada.

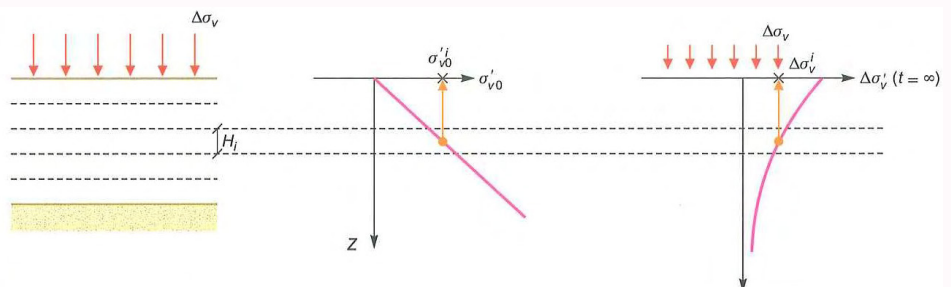



Figura 5: Procedimento para calcular, os recalques de consolidação edométrica ou unidimensional sob carregamento indefinido

Webinar - Live

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

Recalques em solos arenosos ou de aterros

A estimativa de recalques, em terrenos de solo granular, pode ser efetuado por métodos empíricos, como o proposto por Burland e Burbridge, 1985, considerando-se que o recalque mais provável, para este tipo de solo, relaciona-se com sua resistência à penetração, mediante a equação :

$$\rho_i = f_i f_s q' B^{0,7} I_c$$

Onde:

- p_i : recalque médio, em mm, ao final da construção.
- q' : tensão efetiva bruta, kN/m², aplicada na base da fundação.
- B: largura, em m, da sapata ou radier.
- I_c : índice de compressibilidade, definido em função do valor médio da sondagem SPT, em uma zona de influência, sob o elemento de fundação, Z_i (figura 6).

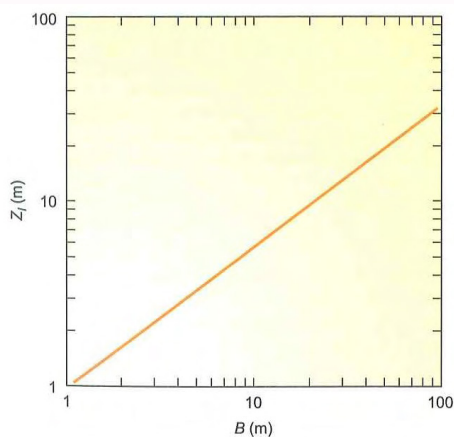


Figura 6: Zona de influência em função da largura, B, da fundação

Coefficientes e regras complementares, a serem aplicadas, podem ser resumidas da seguinte maneira:

1. f_s é o coeficiente pertinente a forma do elemento de funda-

ção, cuja equação é:

$$f_s = \left(\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)^2$$

2. f_l é o fator de correção, considerando-se camada de areia compacta sob fundação direta, na profundidade $H_s \leq Z_l$, onde Z_l é a profundidade de influência sob a fundação. A expressão é:

$$f_l = \frac{H_s}{Z_l} \left(2 - \frac{H_s}{Z_l} \right)$$

3. Considerando-se terrenos consolidados ou para uma fundação situada no fundo de uma escavação, onde exista uma tensão máxima efetiva vertical σ'_{v0} , o valor de q' , a ser introduzido na equação do recalque, será:

$$q' = \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \text{ quando } \sigma'_{v0} \leq q'$$

$$\frac{q'}{3} \text{ quando } \sigma'_{v0} > q'$$

4. O índice de compressibilidade se apresenta com a expressão,

$$I_c = \frac{1,7}{N_{med}^{1,4}}$$

Onde, N_{med} é a média ritmética dos golpes da sondagem SPT, ao longo da região de influência. Com relação às regras complementares deve-se informar o seguinte:

- Os golpes N_{SPT} não se corrigem pelo efeito da profundidade.
- Para o caso em que o terreno do empreendimento é composto por solos arenosos finos e areias siltsas sob o nível freático, pode-se empregar a correção de Terzaghi:

$$N_{SPT(\text{corrigido})} = 15 + 0,5[N_{SPT(\text{medido})} - 15]$$

- Sendo o terreno composto por solos a base de cascalhos e areias grossas, obtém-se melhor previsão empregando-se:

$$N_{SPT(\text{corrigido})} = 1,25 N_{SPT}$$

Recalques em argilas rígidas ou geoenrijecidas



Figura 7: Intervenção, com geoenrijecimento do solo, para parar o processo de recalque motivado pelo lançamento de aterro sobre solo mole, em um grande hipermercado

O emprego do método unidimensional ou edométrico para solos argilos rígidos ou geoenrijecidos, quase sempre sobreconsolidados conduz, em muitas ocasiões, a estimativas de recalques substancialmente maiores em relação ao que ocorre na realidade. Por outro lado, cálculos puramente elásticos, realizados a partir de módulos de deformação obtidos em ensaios triaxiais, podem dar lugar, também, a estimativas de recalques superiores ao que ocorre na realidade. As principais razões destas discrepâncias são múltiplas, e exemplos são as amostras não representativas, a defirmabilidade própria dos equipamentos dos ensaios, a não linearidade do módulo de deformação do terreno, a elevada

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

Leica
Geosystems

rgidez com pequenas deformações e etc, podem ser pesquisados em Jimenez Salas, 1992. A realização dos cálculos estimativos confiáveis de recalques nestes solos necessita do emprego de técnicas de laboratório ou de investigação *in situ* muito especializadas. Contudo, considerando-se que os recalques obtidos por meios convencionais podem ser maiores que os que ocorrem na realidade, sua estimativa poderá ser feita empregando-se métodos elásticos, a partir de módulos de deformação obtidos em ensaios triaxiais ou ensaios *in situ*, devidamente comparados.



Figura 8 : Intervenção, com geoenrijecimento do solo, para parar processo de recalque no interior de uma indústria em Sorocaba SP

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007
- BJERRUM, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft soils. 8o ICSMFE. Moscú. Vol. 2, pp27-34
- CALAVERA, j. (1987). Cálculo de estruturas de cimentación. 2a. edición. INTEMAC.
- MESRI G. Discussion on "New design procedure for stability of soft clays" Asce, J. of GED, Vol.101, p. 409-412, 1975
- URIEL,A.(1982) Cimentaciones en la edificación. Escuela de la Edificación. Madrid
- URIEL,A.(1982) Cimentaciones en la edificación. Escuela de la Edificación. Madrid
- SERRANO ,A. y OLLALA, C. (1991). Cargas de hundimiento en macizos rocosos. Monografias. CEDEX. Madrid.
- SIMONS, N. E. and MENZIES, B. K.(2000). A short course on foundation Engineering. Thomas Telford, Londres
- TOMLINSOM, M. J. (1986) Foundation design and construction. Longman Scientific and Technical. 5o. Edition
- URIEL, A. (1982). Cimentaciones en la edificación. Escuela de la Edificación. Madrid.
- VALLEJO, Luis I. González- Ingeniería Geológica Vallejo, L., Ferrer, M., Outuño, L., Oteo, C. - Ingeniería Geológica- Prentice Hall, Pearson Educación, SA, 2002

Exemplo de cálculo do recalque

Pretende-se executar os apoios de um viaduto sobre fundação direta, diretamente sobre um aterro granular compactado construído sobre um solo mole geoenrijecido com CPR Grouting. De acordo com as sondagens realizadas, o nível freático encontra-se profundo, abaixo da zona de influência da fundação. O peso específico aparente do terreno é $\gamma_{ap} = 20\text{kN/M}^3$ e o ângulo de atrito, e o ângulo de atrito interno efetivo $\phi' = 35$

- Estimar o recalque sob os elementos de fundação do viaduto para o caso de se aplicar uma tensão de trabalho igual à admissível, considerando-se sua segurança frente à ruptura.
- Calcular o recalque para o caso da redução da tensão de trabalho a $q^1 = 0,5\text{ MPa}$.

Solução:

A tensão admissível efetiva bruta calculou-se, obtendo-se o resultado de $q^1_{ad}(bruta) = 1.131\text{kPa}$. O terreno tem um ângulo de atrito interno de 35° que, de acordo com a cor-

relação de Pack, 1967, equivale a um golpe na sondagem $N_{SPT} = 25$. Os fatores de correção e índices a serem aplicados, considerando-se que se trata de uma camada de solo indefinida, com relação a sua profundidade, e uma sapata de largura $B = 4\text{m}$, com comprimento $L = 8\text{m}$, resulta:

$$f_s = \left(\frac{1,25 \cdot \frac{8}{4}}{\frac{8}{4} + 0,25} \right)^2 = 1,25 \quad ; \quad f_l = 1$$

$$I_c = \frac{1,7}{25^{1,4}} = 0,0187 \quad ; \quad B^{0,7} = 4^{0,7} = 2,639$$

Como a fundação será construída a 2m de profundidade, no terreno com peso específico aparente $\gamma_{ap} = 20\text{kN/m}^3$, resulta que:

$$\sigma'_{v0} = 20 \cdot 2 = 40\text{kPa} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q' - \frac{2}{3}\sigma'_{v0} = 1.131 - \frac{2}{3} \cdot 40 = 1.104,3\text{kPa} \approx 11\text{kg/cm}^2$$

substituindo-se na fórmula do recalque,

$$\rho_i = 1,23 \cdot 1.104,3 \cdot 2,639 \cdot 0,0187 = 67\text{mm}$$

- Caso se reduza a tensão de trabalho efetiva bruta a $q^1 = 500\text{kPa}$, tem se:

$$\rho_i = 1,23 \cdot (500 - \frac{2}{3} \cdot 40) \cdot 2,639 \cdot 0,0187 = 28,7\text{mm}$$



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
PATRÍCIA 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.
Inscreva-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

