

Avaliação de Risco de Flowslide em Solos Sedimentares Moles: Qual a Técnica Mais Adequada?

Sandro Salvador Sandroni

PUC-Rio - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, Brasil, ssandroni@yahoo.com.br

Elaine Cristina Gomes Barreto

PUC-Rio - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, Brasil, elainecgbarreto@gmail.com

RESUMO: Em 28 de março de 2013 ocorreu um grande e abrupto movimento de massa do tipo corrida (*flowslide*) no Porto de Santana, Amapá, no qual um solo silto-argiloso mole fluiu subaquaticamente por cerca de 350 metros em direção ao fundo do rio, comportando-se de maneira semelhante à das argilas de alta sensibilidade do leste do Canadá e da Escandinávia. Um amplo programa geotécnico experimental de campo e de laboratório foi realizado buscando compreender as características geotécnicas desse solo e explicar seu comportamento sem precedentes conhecidos nos solos argilosos moles da costa Brasileira. O presente trabalho mostra e discute os resultados de ensaios (índice de liquidez, cone sueco, palheta e piezocone) que indicaram características comportamentais diferenciadas do silte argiloso de Santana. Na conclusão o trabalho aponta possíveis critérios que poderiam ser utilizados para avaliar o risco de ocorrência de um *flowslide* em solos como o de Santana.

PALAVRAS-CHAVE: Risco de Corrida (*Flowslide*); Índice de Liquidez e Ensaio de Cone Sueco; Ensaio de Palheta; Ensaio de Piezocone; Solo Sedimentar Mole; Foz do Rio Amazonas.

1 INTRODUÇÃO

Em 28 de março de 2013, às 00 hs 10 min, ocorreu um grande e abrupto movimento de massa no Porto de Santana, localizado no Canal do Norte da foz do rio Amazonas (localmente denominado Canal de Santana), no estado do Amapá (Figura 1).



Figura 1 - Localização do Porto de Santana.

O solo silto-argiloso mole envolvido na ruptura fluiu subaquaticamente, por uma distância horizontal média de cerca de 350

metros, em direção à parte central do rio. O leito do canal de Santana, em frente ao local da ruptura (e, em nenhum outro trecho), apresentou um alteamento de até 13 m, evidenciado pela comparação de levantamentos batimétricos realizados antes (2005, 2011 e 2012) e depois (abril de 2013) do acidente.

O comportamento de corrida de solo (*flowslide*) observado em Santana (sem precedente conhecido em solos moles da costa Brasileira) é semelhante ao das argilas de alta sensibilidade do leste do Canadá e da Escandinávia ("*quick clays*").

Sandroni, Leroueil & Barreto (2015) apresentaram um primeiro trabalho sobre o assunto no qual descreveram a sequência e o mecanismo da ruptura e as características geotécnicas típicas dos solos envolvidos no acidente. Naquele trabalho, os autores apresentaram também análises preliminares do acidente, especulações sobre a causa da ruptura

e os fatores que poderiam ter contribuído para a formação do solo metaestável (de alta sensibilidade) existente no local.

Após o acidente, um amplo programa geotécnico experimental de campo e de laboratório foi conduzido buscando entender o inusitado comportamento revelado pelo solo mole silto-argiloso de Santana. Uma parte dos estudos conduzidos voltou-se para as características do solo que permitiriam identificar o risco de *flowslide* no local.

Em retrospectiva, à luz do evento, o presente trabalho destaca os ensaios que poderiam ter sido utilizados para caracterizar a metaestabilidade do silte argiloso de Santana.

Está em andamento na Escandinávia um programa de pesquisas visando fixar métodos eficientes, rápidos e de baixo custo para mapear ocorrências de argilas com potencial para desenvolver *flowslides* (*quick clays*) (Lundström, Larsson e Dahlin, 2009).

O objetivo do presente trabalho é oferecer subsídios para futuros estudos de risco de ocorrência de uma corrida (*flowslide*) abrupta e destrutiva como a que houve em Santana. O relato expõe o aprendizado que acompanhou o evento e seus estudos e o processo de inserção deste fato novo no meio geotécnico Brasileiro.

2 SENSIBILIDADE

A sensibilidade (S_t), conceito que devemos a Terzaghi (1944), é definida, pela equação (1), como a relação entre a resistência ao cisalhamento não drenado do solo no estado indeformado, (S_u) e a resistência ao cisalhamento não drenado do solo no estado totalmente amolgado (S_{ur}). S_u e S_{ur} , devem ser obtidos no solo com o mesmo teor de umidade e usando a mesma técnica de ensaio:

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (1)$$

Segundo Rosenqvist (1953) as argilas podem ser denominados "insensíveis ou pouco sensíveis" (S_t menor do que 2), de "sensibilidade média" (S_t entre 2 e 4) e de "sensibilidade alta" (S_t entre 4 e 8). Quando a sensibilidade fica acima de 8 as argilas passam,

na terminologia de Rosenqvist, a ser denominadas "rápidas" (*quick*). Com S_t entre 8 e 16 são ditas "pouco rápidas" e com S_t entre 16 e 32 são chamadas de "medianamente rápidas". Quando o valor da sensibilidade excede 32, as argilas são denominadas "muito rápidas" (S_t entre 32 e 64) e "extra rápidas" (S_t maior do que 64).

Outro sistema de classificação, NGF (1974), propõe apenas três categorias de sensibilidade: "baixa" ($S_t < 8$), "média" ($8 < S_t < 30$) e "alta" ($S_t > 30$) e estabelece que para uma argila ser denominada "quick" sua resistência amolgada tem que ser menor do que 0,5 kPa.

Na obtenção de S_t é fundamental atender rigorosamente à definição, em particular é mandatório que o material utilizado para obter S_{ur} seja, de fato, totalmente amolgado e, é obrigatório que o material utilizado para obter S_u e S_{ur} tenha a mesma umidade.

É importante destacar que o potencial para que ocorra uma corrida ("*flowslide*"), depende essencialmente de S_{ur} . Solos argilosos moles com resistência amolgada maior do que uns poucos kPa não apresentam corrida (*flowslide*). As argilas muito rápidas e extra rápidas possuem S_{ur} em geral menor do que 1 kPa. Conforme Lundström, Larsson e Dahlin (2009), na Escandinávia as "*quick clays*" são definidas como tendo resistência amolgada menor do que 0,4 kPa (Noruega) ou 0,5 kPa (Suécia). No Canadá as argilas muito sensíveis, passíveis de apresentar *flowslides*, possuem, em geral, uma resistência amolgada menor do que 1,0 kPa e índice de liquidez maior do que 1,2 (Leroueil, Tavenas e LeBihan, 1983; Leroueil, 2014).

Terzaghi (1944) indicou o ensaio de compressão simples em laboratório para a determinação de S_t (caso em que a obtenção de S_{ur} é feita em corpo de prova moldado manualmente no solo totalmente amolgado). Este procedimento se mostra inviável em solos com resistência amolgada muito baixa porque não se consegue moldar o corpo de prova sem que ele ceda sob seu próprio peso. Por este motivo, no Canadá e na Escandinávia o ensaio de compressão simples não é usado para tal fim.

Em presença dessa dificuldade, outros autores clássicos como Skempton (1948) e Bjerrum (1967), indicaram o ensaio de palheta

no campo para a determinação da sensibilidade, com a "resistência amolgada" obtida após um certo número de voltas rápidas da palheta. A Norma Brasileira NBR 10905 (1989) utiliza a denominação "amolgada" para a resistência medida após 10 voltas. Como será discutido adiante, este procedimento não garante nem o amolgamento completo do solo, nem que a umidade na zona de ruptura permaneça constante. O ensaio de palheta em campo não é utilizado nem na Escandinávia nem no Canadá para a determinação da sensibilidade porque superestima a resistência amolgada e, conseqüentemente, subestima a sensibilidade (Leroueil, 2014).

Nas regiões onde são comuns os solos altamente sensíveis (como a Escandinávia e o Leste do Canadá), a sensibilidade é tradicionalmente determinada em laboratório utilizando os ensaios de queda de cone sueco (*fall cone test*) e de palheta. Os ensaios são realizados na mesma amostra em sua condição indeformada e totalmente amolgada, preservando a umidade.

Um indicador de sensibilidade comumente utilizado no Canadá e na Escandinávia é o valor de índice de liquidez [$IL = (w-LP)/(LL-LP)$]. Outro parâmetro equivalente, também utilizado, é a relação entre umidade e o limite de liquidez (w/LL). Valores maiores do que 1,0 de qualquer dessas duas relações são indicação de alta sensibilidade do solo. Quando o valor de IL se coloca acima de 1,20 o solo, quase sempre, apresenta resistência amolgada muito baixa (2 kPa ou menos) e, por conseguinte, sensibilidade muito alta.

Um aspecto que merece discussão é a denominação que se deve dar aos solos que, em seu estado natural, podem sofrer liquefação ou fluidificação. Os solos argilosos e siltosos lixiviados da Escandinávia e do Leste do Canadá evidentemente pertencem a esse grupo e são denominados de um modo geral "sensíveis" (denominação "*quick*" é muito usada na Escandinávia mas não é usual no Canadá).

Há também solos arenosos, como alguns aterros hidráulicos e rejeitos de mineração acumulados em estado fluido, que são passíveis de liquefação. Esses são denominados "metaestáveis" ou "colapsíveis" e sua propensão

à liquefação se associa a um índice de vazios alto, acima de um certo valor crítico. O termo "colapsível" para este tipo de depósito arenoso deve ser evitado, na opinião dos autores, porque já é de uso estabelecido nos solos argilosos e siltosos parcialmente saturados susceptíveis a bruscas diminuições de volume perante saturação (mas que não se liquefazem).

Os autores consideram adequada a denominação "metaestável" para designar tanto as argilas como as areias, saturadas, passíveis de liquefação.

Outro aspecto cujo debate é tão frequente quanto (no entender dos autores) desnecessário é se o termo correto é "sensibilidade" (donde solo sensível) ou "sensitividade" (donde solo sensitivo). Basta que os especialistas se ponham de acordo quanto a um ou outro. Ambos traduzem o que se deseja expressar. Os autores preferem sensível e sensibilidade.

3 ENSAIOS NO SOLO DE SANTANA

Para estudar o solo sedimentar mole do Porto de Santana, depois da ruptura, foram escolhidos três pontos (1A, 2A, e 5A) adjacentes ao trecho rompido, cuja posição está na Figura 2.



Figura 2 - Localização dos pontos de estudo.

Em cada um desses pontos foram realizadas sondagens com SPT e verticais de ensaios de campo (palheta, piezocone e dilatômetro). Foram obtidas amostras shelby nas quais foram realizadas grandes quantidades de ensaios de laboratório de diversos tipos (caracterização completa, cone sueco, mini vane, adensamento com estágios de 24 hs, adensamento com estágios interrompidos ao fim do primário, adensamento CRS, triaxiais UU, CIU e CKoU).

Foram, ademais, instalados piezômetros no solo silto-argiloso mole, no aterro e no solo duro inferior. A instrumentação não é abordada no presente trabalho.

Neste trabalho foi considerada uma parte dos dados coletados, a saber: os valores de índice de liquidez, os resultados de ensaios com cone sueco em laboratório e os resultados dos ensaios de palheta e de piezocone no campo.

3.1 Ensaios de Palheta no campo

Foi utilizado equipamento do tipo A (NBR 10905) com palheta de 4 pás com 6,5 cm de diâmetro e 13 cm de altura. Uma haste de aço com diâmetro de 22 mm, protegida por tubulação externa, foi utilizada para posicionar e girar a palheta na profundidade de ensaio. Uma mesa automática elétrica conectada a computador, posicionada na superfície do terreno, foi utilizada para aplicação e medição da rotação e do torque.

Os ensaios de palheta foram executados com velocidade de rotação de $6 \pm 0,6^\circ/\text{minuto}$. A rotação prosseguiu para além da resistência máxima com vistas a estudar o comportamento pós pico. Para a obtenção da resistência após grande deformação foram aplicadas 10 voltas completas da palheta e, então, o torque foi medido (novamente com a velocidade de rotação de $6 \pm 0,6^\circ/\text{minuto}$).

Um aspecto que se destacou em diversos dos ensaios de palheta foi a queda acentuada de resistência observada após o pico (ver exemplos mostrados na Figura 3).

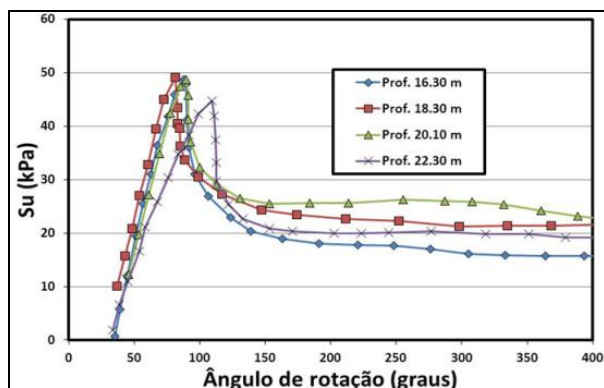


Figura 3 - Perda de resistência pós-pico nos ensaios de palheta em Santana (Schnaid, 2016).

Uma queda pós pico ainda mais abrupta do que as observadas no solo de Santana, foi

constatada em solo extremamente sensível ($S_t = 200$ a 400) em Tiller, Noruega (Gylland *et. al.*, 2013).

Os resultados dos ensaios de palheta (resistência de pico e "sensibilidade" com a resistência após 10 voltas) estão apresentados na Figura 4. Esta "sensibilidade" obtida com os ensaios de palheta no campo, utilizando a resistência após 10 voltas como resistência amolgada, ver Figura 3, ficou no intervalo entre 2 e 4 (valor médio por volta de 3), exceto três valores que ficaram na faixa entre 11 e 15.

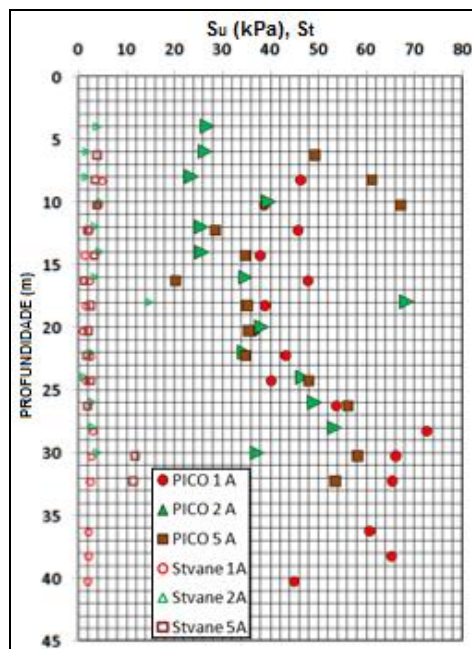


Figura 4 - Resultados dos ensaios de palheta no campo.

3.2 Ensaios de piezocone

Foi utilizado piezocone com seção de 10 cm^2 e ponta cônica com ângulo de 60° . O piezocone foi cravado com velocidade de 2 cm/s . Os resultados de piezocone estão apresentados na Figura 5 ($q_T - \sigma_{vo}$) e na Figura 6 (B_q).

Os valores de B_q francamente maiores do que 1,0 em profundidades maiores do que 10 m e, em particular, os valores por volta de 1,4 (1,2 a 1,6) entre as profundidades 33 m e 39 m são, para dizer o mínimo, extraordinários. Os sistemas usuais de classificação com piezocone sequer contemplam valores de B_q dessa ordem, como mostrado na Figura 7 na qual o eixo horizontal da classificação de Robertson (1990) teve que ser prolongado para que todos os pontos de Santana aparecessem.

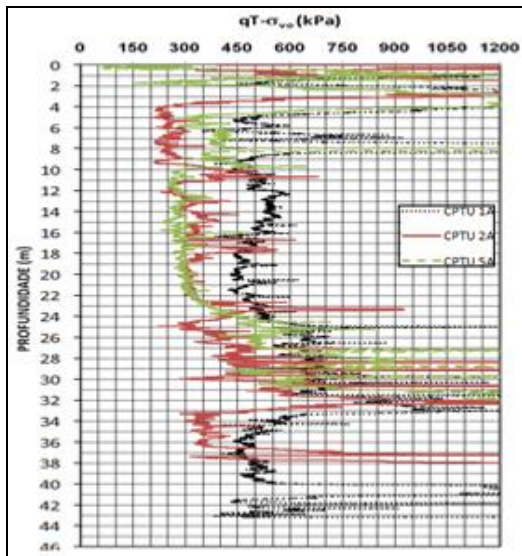


Figura 5 - Resistência de ponta com piezocone.

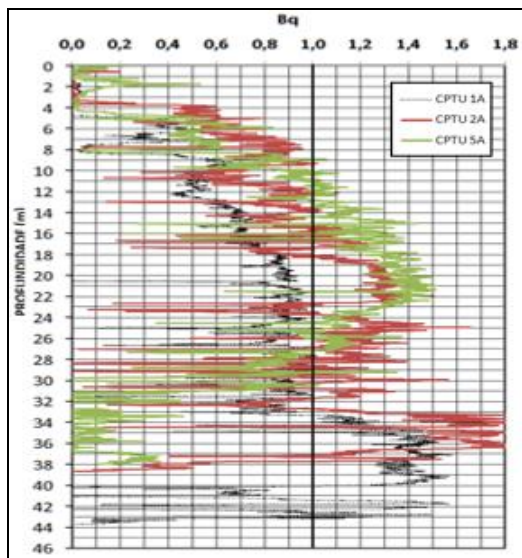


Figura 6 - Valores de B_q com piezocone.

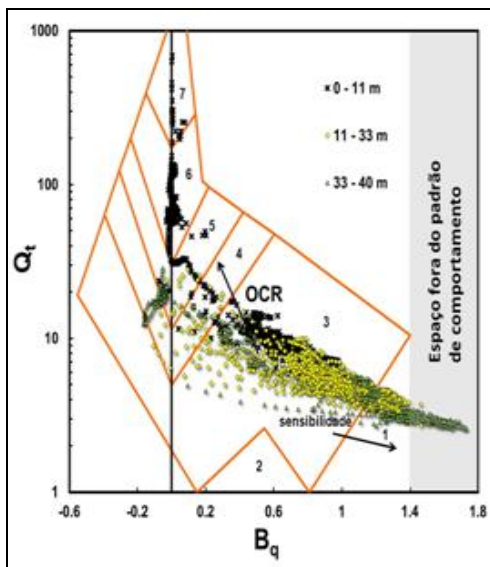


Figura 7 - Pontos do CPTu 2A lançados no gráfico $B_q \times Q_t$ da classificação de Robertson (1990). Notar pontos fora do alcance do gráfico (Schnaid, 2016).

Eventuais suspeitas quanto à qualidade dos valores de B_q foram afastadas quando se verificou que os ensaios de piezocone, realizados por outra empresa em 2007 no solo que veio a escorregar, também apresentavam esses valores inusitadamente elevados de B_q .

A Figura 8 apresenta os valores de N_{kt} obtidos nas profundidades em que foram realizados ensaios de palheta, considerando o valor médio de $q_T - \sigma_{vo}$ no intervalo de profundidade correspondente à altura da palheta.

O valor de N_{kt} variou entre 4 e 16 com média por volta de 11. O valor médio de N_{kt} apresentado por Sandroni, Leroueil e Barreto (2015) foi 12. O valor 11, resulta de reestudo dos dados. Esta diferença não é relevante, em presença da natural imprecisão de N_{kt} .

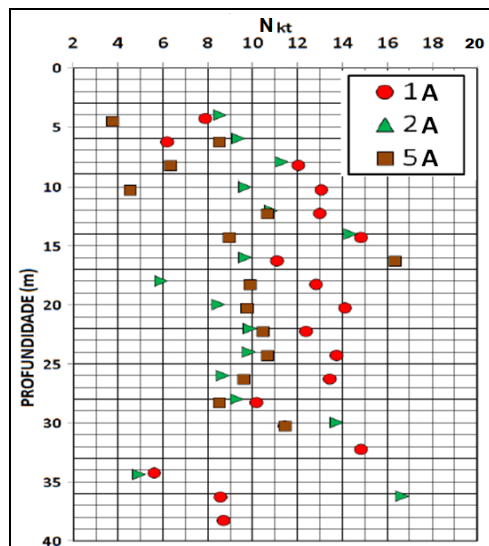


Figura 8 - Valores de N_{kt} (pontos 1A, 2A e 5A).

3.3 Ensaios de laboratório com Cone Sueco (*Fall Cone Test*) e Índice de liquidez

O cone sueco foi introduzido em 1915 como um método rápido e simples para a determinação da resistência não drenada. O equipamento é utilizado, no hemisfério Norte, para obter valores de sensibilidade, de limite de liquidez, e para estudar a tixotropia do solo (ganho de resistência com o tempo no solo a partir da sua resistência mínima na condição amolgada).

Nas áreas em que solos muito sensíveis são comuns, como a Escandinávia e o Leste do Canadá, o valor de sensibilidade é obtido por meio de ensaios de queda do cone sueco (*fall*

cone test) em amostras indeformadas e posteriormente amolgadas no mesmo teor de umidade. O uso do *fall cone test* é raro no Brasil. Uma explicação do ensaio está a seguir.

O equipamento do cone sueco possui base metálica onde é colocada a amostra que será ensaiada, uma haste metálica que permite a translação vertical do suporte do cone, quatro tipos de cone com pesos e angulações de ponta diferentes, um ímã que segura o cone escolhido e uma régua para leitura da penetração do cone no solo. A Figura 9 ilustra o equipamento e um flagrante de um dos ensaios realizados.



Figura 9 - Equipamento cone sueco (Geonor) e ensaio em execução (solo amolgado do ponto 1A, prof. 38,40m), (Barreto, 2015).

Durante um ensaio para a determinação de S_u , a ponta do cone é colocada em contato com a superfície da amostra através da translação do suporte, e o cone é liberado ao pressionar-se um botão que interrompe o campo magnético que o segura. A penetração (h) é registrada.

Para um dado ensaio, um dos quatro cones metálicos mostrados na Figura 9 é escolhido, conforme a resistência do solo a ensaiar. Os cones possuem massa entre 10 g e 400 g e ângulos de 30° e 60° . A resistência ao cisalhamento não drenada ($S_{u \text{ cone}}$) para uma penetração igual a h sob o peso Q de cada cone é dada pela equação (2) (Hansbo, 1957).

$$S_{u \text{ cone}} = \frac{k \cdot Q}{h^2} \quad (2)$$

Para determinar o valor da sensibilidade, o ensaio é feito com o material na condição indeformada, quando é obtida a $S_{u \text{ cone}}$, e logo depois é feito com o material na condição

completamente amolgada (preservando o teor de umidade inicial), quando é obtida $S_{u \text{ cone}}$, e, por conseguinte, a sensibilidade dada pela razão entre as duas, conforme a equação (1).

O fator de proporcionalidade k é empírico, tabelado em função do peso e do ângulo do cone utilizado, de forma que a resistência de pico obtida com o cone sueco não é precisa. No entanto, para solos totalmente amolgados com resistência muito baixa, o valor obtido com o cone sueco é uma boa aproximação da real resistência não drenada amolgada.

Os resultados obtidos em seis amostras (pontos 1A, 2A e 5A) ensaiadas com cone sueco e os seus respectivos valores de índice de liquidez, realizados por Barreto (2015), estão disponibilizados na Tabela 1.

Tabela 1 – Ensaios com cone sueco.

Ponto	Prof (m)	S_u (kPa)	S_{ur} (kPa)	S_t	IL
5A	16,15	55,4	25,1	2,2	0,52
5A	20,15	40,4	6,4	6,3	0,80
2A	21,15	15,5	6,8	2,3	0,77
2A	29,45	77,6	12,7	6,1	0,53
1A	36,45	49,1	2,1	23,4	1,30
1A	38,40	27,6	1,7	16,2	2,10

O índice de liquidez ($IL = [w-LP]/[LL-LP]$) é maior do que 1,0 em diversas profundidades do solo mole de Santana (ver todos os ensaios disponíveis na Figura 10).

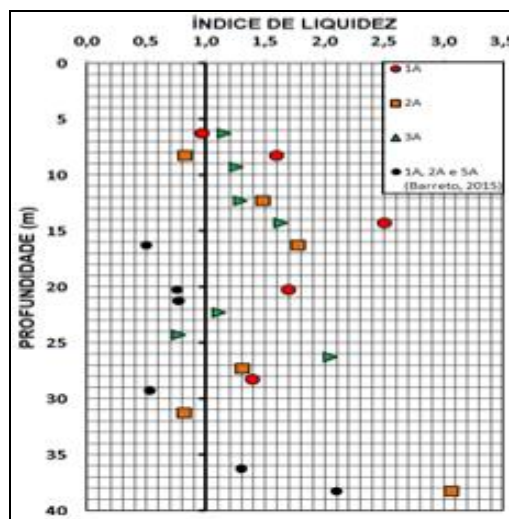


Figura 10 - Valores de IL nos pontos 1A, 2A e 5A.

A quantidade disponível de ensaios com cone sueco é pequena. Quando os autores perceberam a importância deste tipo de ensaio,

restavam poucas amostras shelby. Sem dúvida seria interessante obter mais sheldies do local para realizar ensaios adicionais de cone sueco.

4 AVALIAÇÃO DO RISCO DE CORRIDA (*FLOWSLIDE*)

4.1 Risco de *flowslide* com cone sueco

Foram observados valores de sensibilidade entre 2,2 e 23,4 para índices de liquidez entre 0,52 e 2,10 no solo de Santana, como visto acima. As menores resistência amolgadas, que resultaram nos dois maiores valores de S_u , foram 1,7 e 2,1 kPa e correspondem a índices de liquidez de 2,10 e 1,30, respectivamente.

Os dois valores de sensibilidade alta na Tabela 1 (16,2 e 23,4) remetem à categoria das argilas "medianamente rápidas" de Rosenqvist (1953) e "sensibilidade média" do NGF (1974).

Seja como for, ficou patente que o cone sueco é adequado para medir a sensibilidade de solos como o de Santana.

Para evitar a necessidade de obter amostras indeformadas, o ensaio de cone sueco poderia ser utilizado para determinar apenas a resistência amolgada. Neste caso os ensaios de cone sueco poderiam ser realizados em amostras representativas obtidas sem maiores cuidados quanto à perturbação (ou seja preservando a umidade de campo) como aquelas obtidas com SPT ou com tubos de pequeno diâmetro (digamos 4 ou 5 cm). Nessas circunstâncias, a sensibilidade poderia ser grosseiramente estimada (fugindo da definição rigorosa acima apresentada) através da relação entre a resistência de pico obtida com ensaios de palheta ou piezocone (usando valor razoável de N_{kt}) e a resistência amolgada obtida com o cone sueco.

Sandroni, Leroueil e Barreto (2015) apresentaram retroanálises do fluxo que ocorreu durante o movimento com o programa BING, que simula a massa de solo como um material viscoso do tipo Bingham. Esse estudo mostrou que a melhor representação da forma com que o solo liquefeito se acumulou no fundo do rio é obtida quando se considera que a resistência do material que fluiu estava na faixa 2 a 4 kPa. Assim sendo, uma resistência amolgada inferior

a 4 kPa (e, com mais ênfase, se inferior a 2 kPa) pode ser utilizada como critério de risco de liquefação no caso de Santana.

4.2 Risco de *flowslide* com Índice de Liquidez

Ficou registrada (embora com quantidade pequena de dados) a relação entre a baixa resistência amolgada e o valor do índice de liquidez no solo de Santana. Valores de IL maiores do que 1 (e particularmente, maiores do que 1,2) podem ser utilizados como indicadores de risco de corrida (*flowslide*).

Valores elevados de IL foram observados em diversas profundidades dos pontos 1A, 2A e 5A como se pode ver na Figura 10. Tais resultados, como que se sabe agora (depois que a corrida de Santana foi observada e o extenso programa de estudos foi realizado), permitiriam que se suspeitasse fortemente que existia risco de ocorrer um *flowslide* na massa de solo mole de Santana.

4.3 Risco de *flowslide* com Piezocone

Valores elevados de B_q se associam com o comportamento metaestável, altamente sensível, no solo de Santana. Assim, valores de B_q acima de 0,8 a 1,0 (e, principalmente se tais valores forem ainda mais altos, acima de 1,2) podem ser utilizados como critério de risco quanto à ocorrência de *flowslide* em solo semelhante ao de Santana.

Os solos altamente sensíveis Escandinavos apresentam valores de B_q por volta de 0,8 a 1,1 quando a sua sensibilidade é maior do que 15 e seu OCR é menor do que 4. Porém, para OCR mais alto, mesmo os solos com sensibilidade acima de 15 apresentam B_q na faixa de 0,5 a 0,8 (Schnaid, 2009). Quanto aos solos Canadenses, o quadro é o mostrado na Figura 11 (Demers e Leroueil, 2002). Há solos com sensibilidade e índice de liquidez altíssimos cujo B_q fica na faixa de 0,45 a 0,60 (Demers e Leroueil, 2002).

Na maioria dos casos o sobreadensamento das argilas sensíveis do Canadá e da Escandinávia não se deve a sobrecargas prévias mas a efeitos de cimentação e outros de natureza química. Este tema escapa ao assunto do presente trabalho. Estudos realizados e não

publicados indicam que o solo de Santana tem OCR pouco acima de 1.

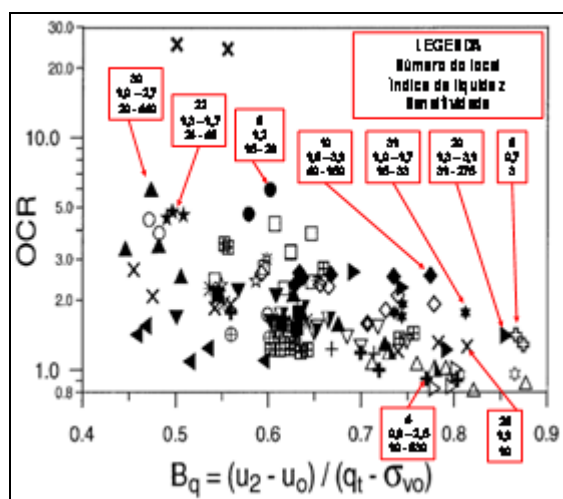


Figura 11 - Relação B_q x OCR em solos canadenses.

4.4 Risco de *flowslide* com Palheta de Campo

Gylland, Jostad, Nortal e Emdal (2013) observaram que se forma uma estreita faixa de solo fortemente cisalhado na periferia da palheta após grande número de voltas, confirmando trabalhos anteriores de Morgenstern e Tchalenko (1967), de Chandler (1988) e de Veneman e Edil (1988). Não há qualquer garantia de que o solo nesta estreita faixa esteja na condição totalmente amolgada (aliás, é muito provável que não esteja). Ademais, não há razão para crer que a umidade se mantenha igual à inicial nessa faixa fortemente cisalhada.

Assim, deve-se evitar denominar "amolgada" a resistência obtida após várias voltas da palheta. E, não haverá grande diferença se a quantidade de voltas for 10 ou 25, os deslocamentos ao longo da periferia da palheta são métricos em qualquer caso e, portanto, o material terá chegado em uma condição volumetricamente estável. Portanto, as 10 voltas com a palheta, recomendadas pela norma brasileira NBR 10905 (1989) para a medição de S_{ur} , não se prestam para tal fim, já que este procedimento não garante o amolgamento completo do solo e que o solo ao redor da palheta, na zona de ruptura, tende a estar variando em teor de umidade, o que impede a obtenção da "sensibilidade" " S_t " tal como foi definida.

Em suma, o ensaio de palheta em campo não se presta e não deve ser utilizado para a determinação da sensibilidade em solos sensíveis porque superestima a resistência amolgada e, conseqüentemente, resulta em valores de sensibilidade menores do que os reais. É por esta razão que a prática Canadense e Escandinava não utiliza o o ensaio palheta para obter a resistência totalmente amolgada em solos sensíveis (Leroueil, 2014).

Trabalho recente de Gao e Ge (2016) indica que esta subestimativa da sensibilidade não se limita às argilas muito sensíveis, afetando também outros tipos de solos argilosos moles.

Os baixos valores de sensibilidade obtidos com palheta em Santana (Figura 4), contrários a todas as demais evidências. (e, sobretudo, em contradição com o fato indiscutível de que houve um *flowslide* no local) são mais uma evidência dessa superestimativa da resistência amolgada.

Por outro lado, a perda de resistência após o pico, observada em muitos dos ensaios de palheta em Santana (Figura 3), poderia ser utilizada como indicador da existência de solo de alta sensibilidade e, portanto, de risco de *flowslide*.

5 COMENTÁRIOS FINAIS

Não se dispõe de ensaios de palheta em laboratório no solo de Santana totalmente amolgado. É de se imaginar que ensaios de palheta em solo totalmente amolgado venham a fornecer valores razoáveis de S_{ur} . Este é outro tema que merece estudos futuros.

Ensaio de tensão e deformação em laboratório (como os de adensamento e os triaxiais) podem, em princípio, indicar se o solo é ou não muito sensível. Por exemplo, os ensaios triaxiais podem apresentar queda de resistência pós-pico. No entanto, para que essas peculiaridades apareçam nos resultados dos ensaios, é necessário que as amostras coletadas sejam de alta qualidade (Lunne, Berre e Strandvik, 1997). No caso de Santana as amostras shelby sofreram amolgamento significativo e, como consequência, essas características não foram (ou foram muito discretamente) observadas. O amolgamento nas

amostras foi notado após a aplicação do critério de Lunne *et. al.* (1997) para classificação da qualidade das amostras nas curvas de adensamento de várias profundidades do solo de Santana, as quais forneceram respostas de qualidade “ruim” e “muito ruim”.

O risco de *flowslide* depende principalmente mas não exclusivamente da alta sensibilidade (ou metaestabilidade) do solo.

Praticamente todos os *flowslides* são antecidos por um movimento inicial relativamente raso e localizado na região próxima à face do talude. No caso da ruptura de Santana, há indícios de uma ruptura menor alguns segundos antes do início do movimento Sandroni, Leroueil & Barreto (2015).

Além disso, a energia potencial mobilizada pelo movimento deve ser suficiente para amolgar o solo (Leroueil *et. al.*, 1996). Este aspecto foge aos objetivos do presente trabalho.

Em conclusão, com o que se apurou até o momento, podem ser utilizados para avaliar o risco de ocorrência de um *flowslide* em solos como o de Santana, os seguintes critérios:

(a) Índice de liquidez, maior do que 1,0. Com mais ênfase se maior do que 1,2;

(b) Resistência amolgada, obtida em ensaios de cone sueco, menor do que 4 kPa. Com mais ênfase se menor do que 2 kPa;

(c) Valores de B_q , obtidos com piezocone no campo, maiores do que 0,8. Com mais ênfase se maiores do que 1,0;

(d) Perda de resistência abrupta após o pico, em ensaios de palheta no campo.

REFERÊNCIAS

Barreto, E.C.G. (2015). *Caracterização Física, Química, Mineralógica e Micromorfológica do Solo Mole do Porto de Santana, no Amapá*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 207 p.

Bjerrum, L. (1967) Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Building. *Géotechnique*, 17, p. 83-118.

Chandler, R. (1988). *The insitu measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane*. Vane shear strength testing in soils: Field and Laboratory studies, ASTM, p. 13-44.

Demers, D., Lerouiel, S. (2002). Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec. *Canadian Geot. Journal*, 39, p. 174-192.

Gao, Y-B., Ge, X-N. (2016). On the sensitivity of soft

clays obtained by the field vane test. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 39, No. 2. ASTM International.

Gylland, A.S., Jostad, H.P., Nordal, S., Emdal, A. (2013). Micro-level investigation of the in situ shear vane failure geometry in sensitive clay. *Géotechnique*.

Hansbo, S. (1957). A new approach to the determination of the shear strenght of clay by the fall cone test. *Swedish Geot. Inst.*, Pub No 14, Stockholm.

Leroueil, S., Tavenas, F., Le Bihan, J.P. (1983). Propriétés Caractéristique des argilas de l'est du Canada, *Canadian Geot. Journal*, 20, p. 681-705.

Leroueil, S., Vaunat, J., Picarelli, L., Locat, J., Faurte, R, e Lee, H. (1996). *A geotechnical characterization of slope movements*, 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim, Vol. 1, p. 53-74.

Leroueil, S. (2014) *Comunicação pessoal sobre ensaios de palheta de campo em solos muito sensitivos*.

Lundström, K, Larsson, R , Dahlin, T. (2009). Mapping of quick clay formations using geotechnical and geophysical methods. *Lanslides*, 6, p. 1-15, Springer Verlag.

Lunne, T., Berre, T., Strandvik, S. (1997). *Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay*. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, Balkema, 502 p.

Morgenstern. N., Tchalenko, J (1967). Microscopic structures in kaolin subjected to direct shear. *Geotechnique*, 17, 4, p. 309-328

NGF (1974). *Retningslinjer for presentasjon av geotekniske undersøkelser*. Norsk Geoteknisk Forening, Oslo, 16 p.

NBR 10905 (1989). Solo: Ensaio de palheta in situ - Método de ensaio - NBR 10905 (MB-3122), ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, n. 1, p. 151-158.

Rosenqvist, I. Th. (1953). Considerations on the sensitivity of Norwegian quick-clays. *Géotechnique*, 3, p. 195-200.

Sandroni, S., Leroueil, S., Barreto, E.C.G. (2015). *The Santana Port accident: Could it be a sensitive clay flowslide under the Equator?* GeoQuebec 2015, Quebec.

Schnaid, F. (2009). *In Situ testing in Geomechanics - The main tests*. Taylor & Francis. 329 p.

Schnaid, F. (2016). *Comunicação pessoal sobre os ensaios de palheta e piezocone nos solos de Santana*.

Skempton, A. W. (1948). Vane tests in the alluvial plane of the River Forth near Grangemouth. *Géotechnique*. Vol. 1, p. 111.

Terzaghi, K. (1944). Ends and means in soil mechanics. *Engineering Journal*, 27: 608, Canadá.

Veneman, P., Edil, T. (1988). *Micromorphological aspects of the vane shear tests*. Vane shear strength testing in soils: Field and Laboratory studies, ASTM, p. 13-44.