

# VELOCIDADE DE CARREGAMENTO NA ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

## Strain rates effects in the prediction of geotechnical parameters

Fernando Schnaid<sup>a</sup>, Ian Schumann Marques Martins<sup>b</sup>, Bruno Guimarães Delgado<sup>c</sup>, Edgar Odebrecht<sup>d</sup>

<sup>a</sup> Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

<sup>b</sup> Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

<sup>c</sup> CONSTRUCT-GEO, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

<sup>d</sup> Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, Brasil.

**RESUMO** – A influência da velocidade de carregamento no comportamento de geo-materiais e, por decorrência, na estimativa de seus parâmetros constitutivos se constitui em um dos desafios da engenharia geotécnica. Durante eventos dinâmicos ou carregamentos rápidos, como terremotos, o solo exibe comportamento distinto daquele observado ao longo da vida útil da estrutura, gerando poro pressões elevadas e tensões cisalhantes mobilizadas pela parcela de escoamento viscoso. No outro lado do espectro, baixas taxas de deformações produzem drenagem parcial durante o cisalhamento e, nestes casos, a resistência mobilizada não corresponde a comportamento não-drenado. Este artigo discute o comportamento de solos quando submetidos a uma ampla gama de taxas de deformação, discutindo efeito das condições de drenagem necessárias para a transição entre uma resposta drenada a velocidades de deformação baixas, para uma resposta não-drenada ou viscosa especialmente em ensaios realizados a altas taxas de deformação. O artigo reúne pesquisas desenvolvidas no Brasil e em Portugal, enfatizando suas contribuições à prática de projetos geotécnicos.

**ABSTRACT** – Strain rate effects and their influence in the prediction of geotechnical parameters is one of the main geotechnical engineering challenges. During seismic events or rapid loading, such as earthquakes, the soil exhibits a distinct behavior of what is observed during the structure's life cycle, generating high excess pore pressures and high shear stresses mobilized by the viscous soil response. On the other side of the spectrum, low strain rates generate partial drainage during shear and, under this condition, the mobilized shear resistance does not correspond to the undrained shear strength. This paper discusses the behavior of soils when submitted wide range of strain rates, evaluating drainage conditions associated to the transition between drained response at low strain rates, to undrained viscous response in tests performed at high strain rates. Research efforts developed both in Brazil and Portugal are reviewed and their contribution to geotechnical design emphasized.

**Palavras Chave** – Velocidade de carregamento, Ensaios monotônicos, Ensaios dinâmicos

**Keywords** – Strain rate, Monotonic tests, Dynamic tests

## 1 – INTRODUÇÃO

O comportamento tensão-deformação-resistência de geomateriais é condicionado pela velocidade do carregamento, dividindo os carregamentos em drenados e não-drenados, fato sobejamente conhecido em mecânica dos solos. Entretanto, sejam os carregamentos drenados ou

---

E-mails: fernando@ufrgs.br (F. Schnaid), ian@coc.ufrrj.br (I. Martins), bruno.delgado@vale.com (B. Delgado), edgar@geoforma.com.br (E. Odebrecht)

não-drenados, existe um outro aspecto, ligado à velocidade de carregamento, que influencia o comportamento dos solos, particularmente os solos de alta plasticidade. Este aspecto, denominado na língua inglesa de “strain rate effects” não é abordado explicitamente na mecânica dos solos teórica e, em geral, os efeitos a ele associados não seguem o princípio das tensões efetivas.

O termo “strain rate effects” poderia ser traduzido para o idioma português como “efeitos da velocidade da deformação”. Estes efeitos dizem respeito à influência da velocidade da deformação específica (usualmente na direção axial dos corpos de prova nos ensaios de laboratório), dada por  $\dot{\varepsilon} = d\varepsilon/dt$  e da velocidade da distorção, dada por:  $\dot{\gamma} = d\gamma/dt = [d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)]/dt$ .

Embora a velocidade de carregamento e as velocidades das deformações específica e da distorcional estejam intimamente ligadas, o uso do termo velocidade de carregamento neste texto será usado para se referir ao fato do carregamento ser drenado ou não-drenado, a não ser quando explicitamente referido como associado a outro conceito. O termo geral “velocidade da deformação” será usado quando do estudo da influência da velocidade da deformação específica e da velocidade da distorção nos carregamentos, sejam eles drenados ou não-drenados. Esta diferenciação entre velocidade do carregamento e velocidade da deformação se faz necessária porque as obras reais têm um cronograma em que as cargas são aplicadas ao longo do tempo (o que se convencionou chamar de carga controlada). Por outro lado, muitos dos ensaios de campo e laboratório são executados controlando-se as velocidades da deformação (deformação controlada).

O conceito de velocidade do carregamento dividindo as solicitações em drenadas ou não-drenadas, encontra-se perfeitamente bem entendido e abordado no âmbito da mecânica dos solos. Entretanto, o mesmo não se dá com o entendimento dos efeitos das velocidades da deformação. Na prática de projeto, estes efeitos não são considerados ou são avaliados de forma empírica, sem o respaldo teórico desejável, introduzindo incertezas na previsão de desempenho de estruturas e obras de terra, especialmente quando da ocorrência de depósitos argilosos e siltosos saturados.

Velocidades de deformação podem variar em várias ordens de grandeza quando comparam-se ensaios de campo e ensaios de laboratório às solicitações mobilizadas em obras de engenharias submetidas a carregamento monotônico e cíclico/dinâmico. Por exemplo, a velocidade de penetração do cone (20mm/s) é da ordem de 360 vezes a rotação de uma palheta (0,10/s ou 6°/min). Ensaios de palheta, por sua vez, impõem velocidades da distorção tipicamente 104 vezes superiores às aplicadas em ensaios de laboratório (1%/hora), segundo Randolph e Hope (2004).

A tentativa de estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada  $S_u$  como função da velocidade da distorção ( $\dot{\gamma}$ ) conduziu à expressão:

$$S_u = S_{u,ref} \left[ 1 + \mu \log \left( \frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_{ref}} \right) \right] \quad (1)$$

sendo  $S_{u,ref}$  a velocidade correspondente a uma velocidade de deformação específica  $\dot{\varepsilon}$  de 1%/h (nos ensaios triaxiais CIU de laboratório  $\dot{\gamma} = \frac{3}{2} \dot{\varepsilon}$ ). Considerando-se  $\mu = 0,1$  (10% de incremento de resistência por ciclo em escala log), a majoração da resistência seria da ordem de 50% em ensaios de campo quando comparada a ensaios de laboratório. Porém este aumento é raramente considerado, pois em argilas a resistência pode ser minorada por efeitos de amolgamento e amolecimento (softening).

Em contrapartida carregamentos lentos, provocando baixas velocidades de deformação, podem gerar drenagem parcial durante o ensaio, com aumento de tensões efetivas e correspondente aumento de resistência mobilizada. Há, mesmo nos casos francamente drenados, um efeito da velocidade de deformação que ainda não está completamente entendido. Um exemplo ilustrativo deste efeito está no clássico artigo de Leroueil et al. (1985) mostrando que no ensaio edométrico a posição da curva de compressão, expressa em termos de índice de vazios ( $e$ ) versus tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) depende da velocidade de deformação ( $\dot{\varepsilon} = d\varepsilon/dt$ ). Apesar desta observação, a influência da velocidade de deformação no comportamento francamente drenado está fora do escopo deste artigo.

Não há padronização no tratamento dos efeitos da velocidade de deformação na prática de engenharia, o que motiva estudos científicos e avanços tecnológicos associados ao tema. Dada sua abrangência, apenas alguns aspectos serão considerados neste artigo, selecionados para ilustrar conceitos e evidências experimentais que demonstram a relevância do tema e suas aplicações.

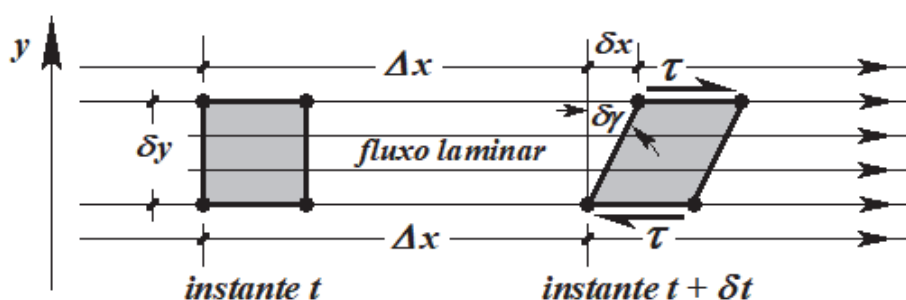
## 2 – EFEITOS DA VELOCIDADE DA DEFORMAÇÃO – UMA TENTATIVA DE ABORDAGEM EM SOLICITAÇÕES NÃO-DRENADAS

Alguns conceitos básicos da física, aplicados à Mecânica dos Solos, são enunciados neste item, para dar suporte às evidências experimentais discutidas neste artigo.

### 2.1 – O Fenômeno da Viscosidade

Muitas vezes ao se abordar os efeitos da velocidade da deformação sobre a resistência não-drenada dos solos plásticos, recorre-se ao uso do termo viscosidade sem que, no entanto, se defina o que se entende por viscosidade de um solo. O termo é, portanto, no âmbito da mecânica dos solos, usado de forma genérica.

O conceito de resistência viscosa surgiu com a lei da viscosidade de Newton: *A tensão tangencial entre as camadas vizinhas de um fluido num escoamento laminar é proporcional à razão  $dv/dy$  com a qual a velocidade  $v$  varia transversalmente à direção do fluxo  $y$*  (Figura 1).



**Fig. 1** – Lei da viscosidade de Newton.

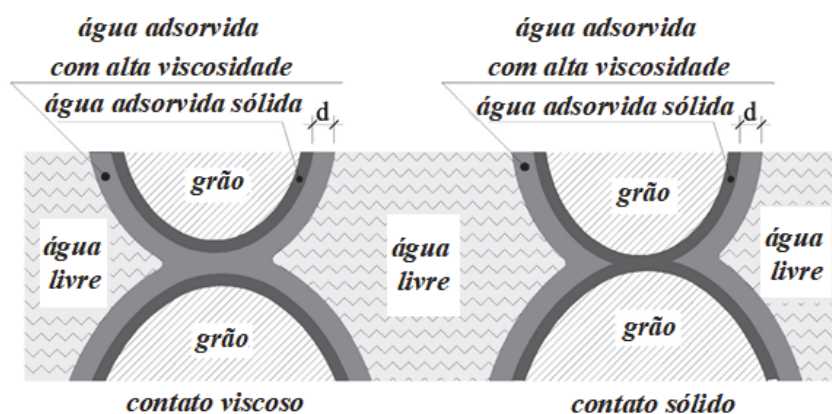
Traduzida matematicamente, a lei da viscosidade de Newton se escreve:

$$\tau = \lim_{\delta t \rightarrow 0} \mu \frac{\delta x}{\delta y \cdot \delta t} = \lim_{\delta t \rightarrow 0} \mu \left( \frac{\delta x}{\delta y} \right) / \delta t = \mu \frac{dy}{dt} \quad (2)$$

O coeficiente  $\mu$  é denominado de coeficiente de viscosidade ou simplesmente viscosidade enquanto  $dy/dt = \dot{\gamma}$  é denominada de velocidade da distorção. Todo fluido que obedecer à equação (2) é dito ser um fluido newtoniano.

### 2.2 – O Efeito da Água Adsorvida no Comportamento das Argilas Segundo Terzaghi (1941) e Taylor (1942)

De acordo com Terzaghi (1941) as partículas de argila estão envoltas por uma camada de água adsorvida viscosa. Na vizinhança da superfície dos grãos, a água adsorvida se encontra no estado sólido e fortemente aderida à superfície dos grãos. À medida que se afasta da superfície dos grãos, a viscosidade da água adsorvida vai diminuindo até que, a partir de uma distância “ $d$ ”, a água se torna água livre (Figura 2).



**Fig. 2** – Tipos de contatos entre grãos de argila (adaptado de Terzaghi, 1941).

Ainda de acordo com Terzaghi (1941), os contatos entre grãos de argila se fazem através da água adsorvida e podem se dar através da água adsorvida sólida (contatos sólidos) ou da água adsorvida viscosa. Ambos os tipos de contato transmitem tensões efetivas.

Taylor (1948) apresentou uma expressão para a resistência ao cisalhamento de solos ( $S$ ) levando em conta o efeito da velocidade da deformação cisalhante ( $\partial \varepsilon_s / \partial t$ ), que para solos normalmente adensados pode ser escrita como:

$$S = \sigma'_{ff} \left[ \tan \phi + f \left( \frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} \right) \right] \quad (3)$$

onde  $\sigma'_{ff}$  é a tensão efetiva normal ao plano de ruptura na ruptura e  $\varepsilon_s$  a deformação cisalhante no plano de ruptura na ruptura.

Finalizando este item, é importante “escutar” a concepção de Taylor sobre o efeito da velocidade da deformação. Para evitar perda de fidelidade ao original, transcreve-se o seguinte:

*“The effect of speed of shear on the strength is believed to be caused by the viscous or plastic characteristics of material in the adsorption zones in the vicinity of points of contact or near contact of clay particles.*

*The following hypothetical explanation of plastic resistance and of time relationships was first presented (Taylor, 1942) for one-dimensional compressions, but it may be extended to the action of clays in shear. If a drained clay sample is maintained under any given system of constant applied direct and shearing stresses that do not cause failure, it gradually approaches an ultimate shape and an ultimate void ratio at which there is static equilibrium. Ages may be required to reach this state of equilibrium, but when it is reached the applied stresses are equal to static internal resistances and they have values that are free of plastic resistance and all other time effects. During the approach to equilibrium, however, the applied stresses are made up in part of the stresses required to overcome the plastic resistance. The plastic resistance is usually considered to depend mainly on the speed of strain although possibly it depends also on such factors as changes in type or degree of adsorption. As the clay specimen approaches the static case, the strains continuously decrease in speed and the plastic resistance decreases in magnitude; however, the speed becomes almost imperceptibly small when the plastic resistance is still quite large and the strains and the void ratio still have a considerable change to undergo before they reach the static case. Secondary compression, as it occurs in consolidation tests, is a good illustration of this condition. From these concepts it appears that a clay that has reached static equilibrium in nature after the lapse of many centuries and is suddenly subjected to stress increase of relatively small magnitude may be expected*

*immediately to exert a plastic resistance that is equal to the stress increase, and it is possible that the speed of distortion required for the exerting of this amount of plastic resistance may be too small to be noticeable. In such a case the plastic resistance cannot be distinguished from a bond, and the occurrence of bonds of this type is possible both when the shearing stresses are small and when they are relatively large.”*

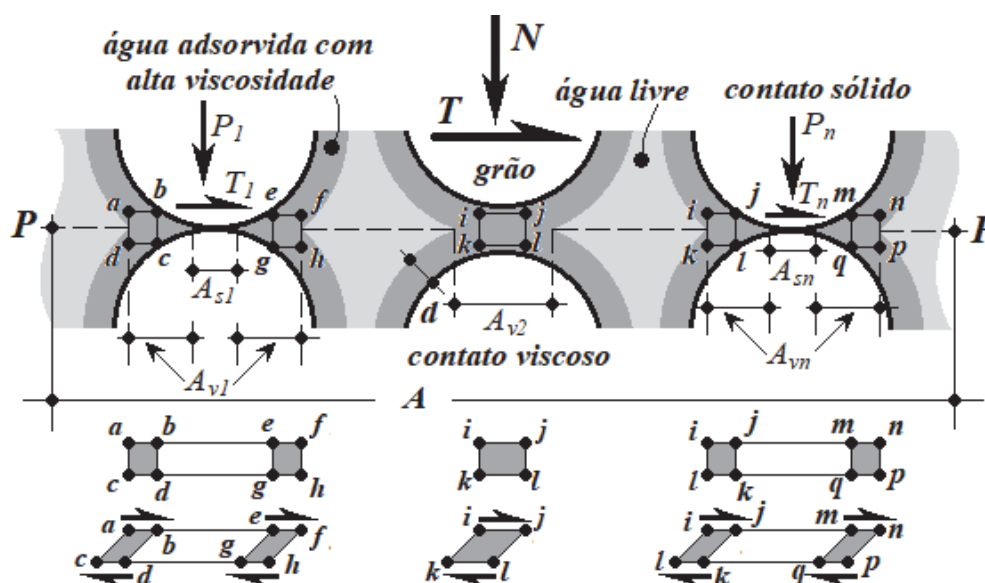
### 2.3 – Cisalhamento em Solo Argiloso Saturado – Uma Hipótese de Trabalho

A exemplo do que foi considerado por Terzaghi (1941) e por Taylor (1948), admitir-se-á um solo saturado e sem cimentação, composto por grãos sólidos envoltos por água adsorvida viscosa. A medida em que se afasta da superfície do grão, a água adsorvida vai se tornando menos viscosa até que, a partir de uma distância “ $d$ ”, a água se torna água livre.

Considerando um plano imaginário genérico  $P-P$ , que secciona a massa de solo e que passa por contatos do tipo sólido e do tipo viscoso (Figura 3), Martins (1992) escrevendo a equação de equilíbrio na direção da força tangencial  $T$  agindo sobre a área  $A$ , chegou à seguinte expressão para a tensão cisalhante  $\tau$  atuando no plano  $P-P$ :

$$\tau = \sigma' \tan \phi_{mob} + \eta(e) \cdot f \left( \frac{d\varepsilon_s}{dt} \right) \quad (4)$$

onde  $\sigma'$  é a tensão normal efetiva atuante no plano  $P-P$ ,  $\phi_{mob}$  é o ângulo de atrito mobilizado no plano  $P-P$ ,  $\eta(e)$  é o coeficiente de viscosidade médio da água adsorvida no plano  $P-P$  ao longo de toda a área  $A$ ,  $\varepsilon_s$  a deformação cisalhante no plano  $P-P$  e  $t$  o tempo.



**Fig. 3** – Equilíbrio de um elemento de solo na direção tangencial a um plano  $P-P$ .

A expressão (4) foi deduzida admitindo-se uma resistência viscosa mobilizada na água adsorvida, tanto nos contatos viscosos, como na distorção do elemento  $ijkl$ , como nos contatos sólidos, na distorção do toro circular de seção quadrada  $abcd-efgh$ , ambos mostrados na Figura 3.

Um aspecto interessante da expressão (4) é o de que a tensão cisalhante  $\tau$  é resistida por uma parcela de atrito ( $\tau_f$ ):

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi_{mob} \quad (5)$$



e por uma parcela viscosa ( $\tau_v$ ):

$$\tau_v = \eta(e) \frac{d\varepsilon_s}{dt} \quad (6)$$

Observa-se então que a expressão (4) cobre o comportamento dos solos argilosos quando o índice de vazios ( $e$ ) (ou a umidade  $w$ ) suficientemente elevado para fazer com que o solo esteja no domínio líquido (com umidade acima do limite de liquidez). Neste caso, o índice de vazios ( $e$ ) e a umidade ( $w$ ) seriam tão elevados que a tensão efetiva  $\sigma'$  seria nula e o solo não apresentaria resistência ao cisalhamento por atrito estando no domínio da mecânica dos fluidos.

A expressão (4), que pode ser vista como uma generalização da expressão (3), admite que a parcela viscosa segue a lei de Newton da viscosidade. Uma consequência imediata é a de que a tensão cisalhante  $\tau$  mobilizada em qualquer plano é dependente da velocidade da deformação cisalhante ( $d\varepsilon_s/dt$ ) naquele plano. Assim, fica claro que a resistência ao cisalhamento é diretamente dependente da velocidade da deformação cisalhante.

## 2.4 – O Círculo de Mohr - a Elipse de Atrito e a Elipse de Viscosidade

Para melhor entendimento físico da expressão (4), a análise feita aqui restringir-se-á aos estados de tensão e deformação com simetria axial e solicitações não-drenadas, caso dos ensaios triaxiais CIU convencionais, por exemplo. Nesses casos, enunciados por Martins (1992), as deformações específicas  $\varepsilon_1 = \varepsilon_z$  e  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_h$ , sendo  $\varepsilon_z$  e  $\varepsilon_h$  as deformações específicas vertical e horizontal respectivamente. Assim, o estado de deformações em qualquer plano pode ser escrito como:

$$\varepsilon_l = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} + \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \cos 2\alpha \quad (7)$$

e

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \sin 2\alpha \quad (8)$$

onde  $\varepsilon_l$  e  $\varepsilon_s$  são respectivamente as deformações específicas longitudinal e transversal (cisalhante) de um elemento cujo eixo faz um ângulo  $\alpha$  com a direção de  $\varepsilon_1$ . As equações (7) e (8) são as equações paramétricas de um círculo de centro em  $\left[\left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2}\right), 0\right]$  e raio  $\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2}$ , o círculo de Mohr das deformações.

Para determinar a parcela viscosa ( $\tau_v$ ) dada pela expressão (6) escreve-se, para uma direção  $\alpha$  fixa:

$$\tau_v = \eta(e) \frac{d\varepsilon_s}{dt} = \frac{1}{2} \eta(e) \frac{d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{dt} \sin 2\alpha \quad (9)$$

Em um ensaio triaxial CIU, como  $\varepsilon_v = 0$ ,  $\varepsilon_3 = -\frac{1}{2}\varepsilon_1$  e, portanto,  $\varepsilon_1 - \varepsilon_3 = \frac{3}{2}\varepsilon_1$ . Assim, num ensaio triaxial CIU realizado com  $\frac{d\varepsilon_1}{dt} = \text{constante}$ , como  $e = \text{constante}$ ,  $\tau_v = \text{constante}$ , desde que o plano seja fixado ( $\alpha$  fixo). Isto posto, pode-se definir o estado de viscosidade mobilizada pelas expressões:

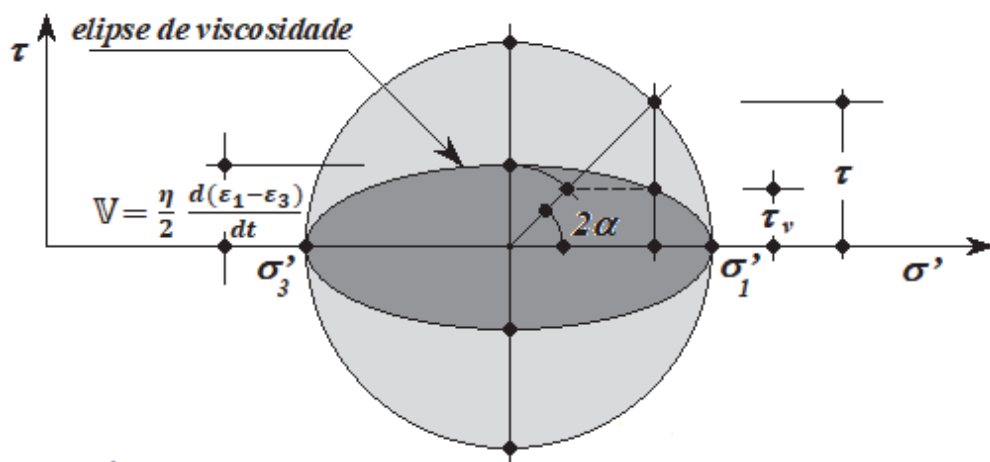
$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\alpha \quad (10)$$

e

$$\tau_v = \frac{1}{2}\eta(e) \frac{d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{dt} \operatorname{sen} 2\alpha = \frac{3}{4}\eta(e) \frac{d\varepsilon_1}{dt} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (11)$$

As equações (10) e (11) são as equações paramétricas de uma elipse de centro em  $\left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, 0\right]$ , eixo maior igual a  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$  e eixo menor igual a  $\eta(e) \frac{d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{dt}$ . Esta elipse será chamada de elipse de viscosidade ou elipse de Taylor (em homenagem a Taylor). A elipse de Taylor é mostrada na Figura 4. Chamando de  $\mathbb{V}$  o valor do semi-eixo menor da elipse, a parcela viscosa da tensão cisalhante se escreve:

$$\tau_v = \mathbb{V} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (12)$$



**Fig. 4** – Elipse de viscosidade (ou elipse de Taylor).

De acordo com as expressões (4), (5) e (6), a tensão cisalhante é composta por uma parcela de atrito ( $\tau_f$ ) e uma parcela viscosa ( $\tau_v$ ), a parcela de atrito é dada por

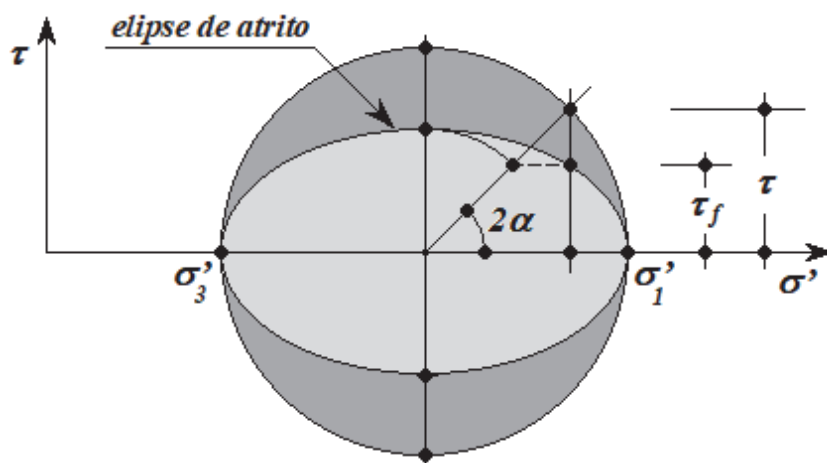
$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\alpha \quad (\text{idem, 10})$$

e

$$\tau_f = \tau - \tau_v = \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \mathbb{V} \right) \operatorname{sen} 2\alpha \quad (13)$$

As expressões (10) e (13) são as equações paramétricas de uma elipse de centro em  $\left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, 0\right]$ , eixo maior igual a  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$  e eixo menor igual a  $(\sigma'_1 - \sigma'_3) - 2\mathbb{V}$ . A esta elipse dá-se o nome de elipse de atrito ou elipse de Coulomb (ver Figura 5).

É interessante observar que a soma das ordenadas das elipses de viscosidade e de atrito dá as ordenadas do círculo de Mohr. Além disso, como é somente o círculo de Mohr que satisfaz às condições de equilíbrio estático, as elipses da viscosidade e de atrito não podem isoladamente representar um estado de tensão. Caso as tensões cisalhantes de atrito sejam nulas, a elipse de



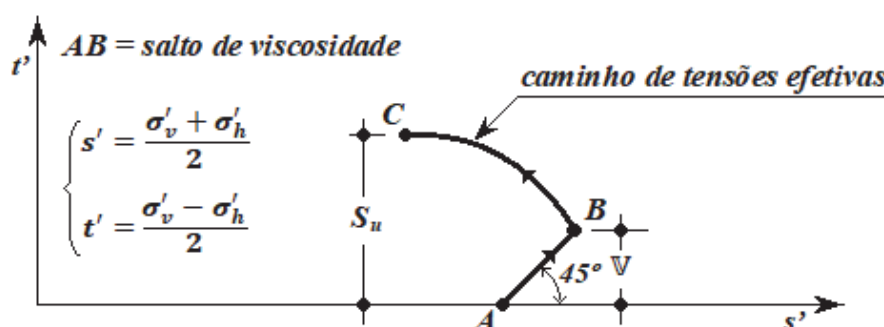
**Fig. 5** – Elipse de atrito (ou elipse de Coulomb).

viscosidade coincide com o círculo de Mohr. De forma análoga, quando as tensões cisalhantes por viscosidade forem nulas, a elipse de atrito degenera no círculo de Mohr.

## 2.5 – Um Critério de Ruptura Levando em Conta a Velocidade da Deformação

Quando se executa um ensaio CIU em solo saturado, o índice de vazios é mantido constante. Como convencionalmente um ensaio CIU é feito com velocidade  $\dot{\epsilon} = \text{constante}$ , fixado um plano, qualquer que seja ele, o valor de  $\dot{\epsilon}_s = d\epsilon_s/dt$  também será constante no plano considerado. Isto posto, a conclusão imediata é a de que, num ensaio não-drenado, a parcela viscosa da tensão cisalhante permanece constante ao longo de todo o ensaio.

Outra conclusão imediata é a de que, como a parcela viscosa da tensão cisalhante depende da velocidade de deformação  $\dot{\epsilon}_s$ , tão logo o motor da prensa seja acionado num ensaio CIU, a resistência viscosa é instantaneamente mobilizada com seu valor pleno (com deformação  $\epsilon = 0$ ) e permanece constante até o final do ensaio. Isto significa que, no caso de solos normalmente adensados, por exemplo, o caminho (trajetória) de tensões efetivas (TTE) num plano  $s' \times t'$  dá um salto a  $45^\circ$  para a direita ( $AB$  na Figura 6) e depois muda de direção caminhando para a esquerda como ilustrado nas Figuras 6, 7 e 8.



**Fig. 6** – O caminho (trajetória) de tensões efetivas e o salto de viscosidade.

As Figuras 7 e 8, que mostram as trajetórias de tensões efetivas para um colúvio da Cidade de Ouro Preto - MG (Fonseca, 2000) e para a Argila do Caju - RJ (Lyra, 1988), ilustram também uma outra característica, qual seja, a de que os saltos de viscosidade, representados pelos segmentos  $A_1B_1$ ,  $A_2B_2$  e  $A_3B_3$  das Figuras 7 e 8 são proporcionais às tensões confinantes de adensamento.



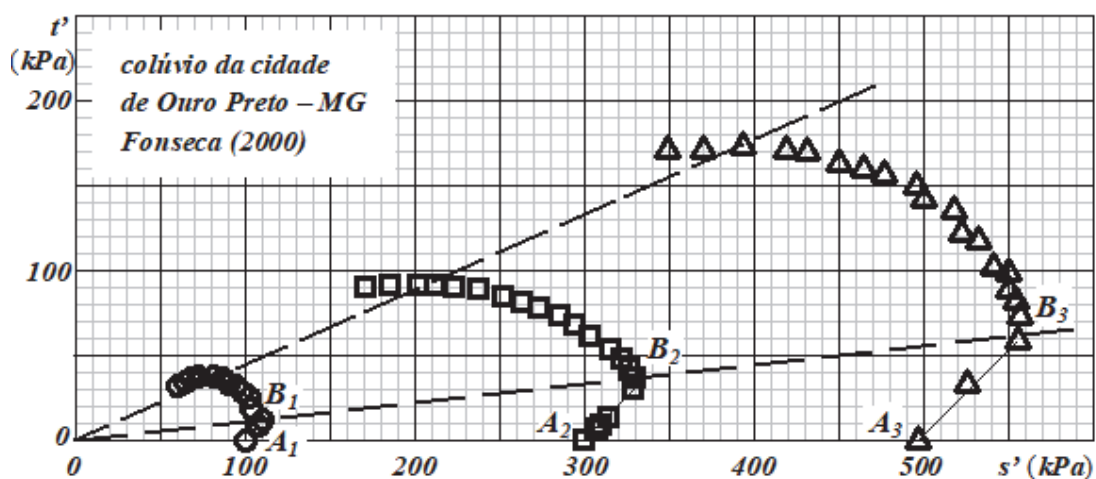


Fig. 7 – TTEs e os seus respectivos saltos de viscosidade (Fonseca, 2000).

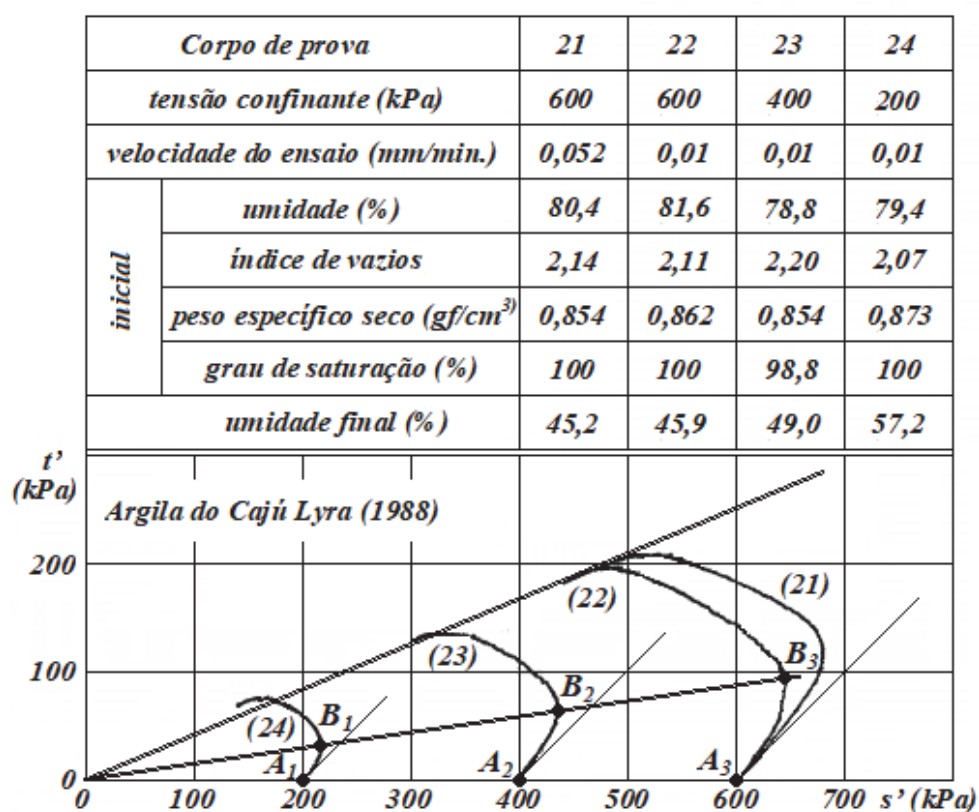


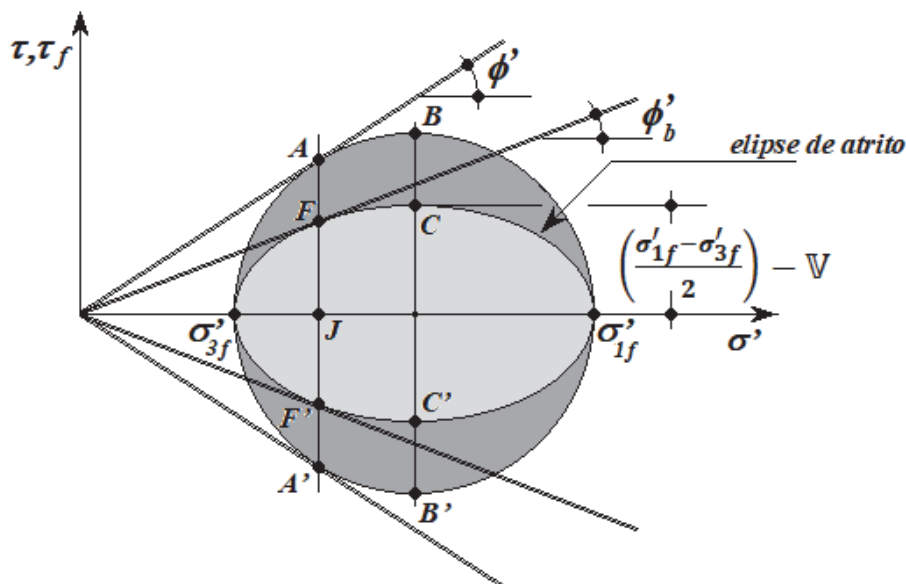
Fig. 8 – TTEs, seus respectivos saltos de viscosidade e aumento da resistência não-drenada com o aumento de  $\epsilon$  Lyra (1988)

Finalmente, deve-se observar que se num ensaio triaxial CIU, realizado com  $\dot{\epsilon} = \text{constante}$ , a resistência viscosa é mobilizada instantaneamente, no início do ensaio (com  $\epsilon = 0$ ) e permanece constante ao longo de todo o ensaio, têm-se duas consequências imediatas:

- I. As deformações cisalhantes estão associadas à parcela de atrito ( $\tau_f$ ) da tensão cisalhante.
- II. A ruptura se dá quando a parcela da tensão cisalhante correspondente ao atrito ( $\tau_f$ ) atinge o seu limite, a resistência por atrito.

Assim a resistência não-drenada, além da parcela de atrito, é composta de uma parcela viscosa dependente da velocidade de deformação. Quanto maior a velocidade, maior a resistência não-drenada, como mostrado pelos ensaios (21) e (22) da Figura 8.

A condição (II) acima, correspondente à ruptura, é traduzida pelo tangenciamento da elipse de atrito à envoltória de resistência como mostrado na Figura 9. Isto significa que a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas, dada pelo ângulo de atrito efetivo  $\phi'$ , é afetada pela velocidade e, como tal, não pode ser vista como uma propriedade do solo.



**Fig. 9** – Critério de ruptura levando em conta a velocidade de deformação via parcela viscosa da tensão cisalhante.

### 3 – EFEITOS DE DRENAGEM EM BAIXAS VELOCIDADES DE DEFORMAÇÃO

A interpretação de ensaios de campo é possível a partir de conceitos clássicos da mecânica dos solos, da idealização de mecanismos de interação entre a sonda e o solo circundante e da identificação das condições de contorno associadas ao ensaio. Em solos arenosos as condições de drenagem são determinadas pelo alto coeficiente de adensamento, e o ensaio é controlado pelas forças friccionais mobilizadas durante o cisalhamento. Em contrapartida, em solos argilosos o cisalhamento ocorre em condições não-drenadas, sendo necessário avaliar a geração de poro pressões cuja magnitude é função da história de tensões da argila. A literatura técnica, em geral, contém uma compilação abrangente de métodos de interpretação de resultados obtidos em solos arenosos e argilosos, porém a influência da velocidade de ensaio e possíveis efeitos de drenagem parcial só passaram a ser discutidos recentemente.

Estes efeitos de drenagem parcial devem ser avaliados em materiais de permeabilidade intermediária, transicionais entre areias e argilas, cuja permeabilidade varia entre  $10^{-5} < k < 10^{-8}$  m/s. Em ensaios de campo, os efeitos são identificados a partir da combinação entre velocidade de ensaio ( $v$ ), diâmetro da sonda ( $d$ ) e características de adensamento do material, expressa através de grupos adimensionais definidos genericamente como *Velocidade Normalizada*:

$$V_h = vd/c_h \quad \text{ou} \quad V_v = vd/c_v \quad (14)$$

$$\bar{V}_h = \frac{v t_{50}}{d^4 \sqrt{I_r}} \quad (15)$$

$$V_h = v/k \quad (16)$$

sendo  $V_h$  a velocidade normalizada obtida a partir do piezocone com o coeficiente de adensamento horizontal  $c_h$ ,  $V_v$  a velocidade normalizada obtida a partir do ensaio de adensamento com o coeficiente de adensamento vertical  $c_v$  e  $k$  o coeficiente de condutividade hidráulica. Conforme discutido por Schnaid (2021), estes conceitos governam a geração de poro pressão em um meio poroelástico linear (Coussy, 2004; Dormieux et al., 2006), tendo sido utilizados por Randolph e Hope (2004) para introduzir a definição de velocidade normalizada usada na interpretação de ensaios CPTU (Eq. 15). Uma abordagem alternativa definida na Eq. (16) decorre da ideia heurística de que um valor característico para  $V_h$  pode ser obtido em solos de permeabilidade intermediária simplesmente expressando o fator de velocidade como função de  $t_{50}$ , correspondente a 50% do tempo de dissipação medido diretamente em ensaios de piezocone (Schnaid et al., 2019). Uma expressão simplificada para dimensões fixas da sonda pode ser usada para qualquer ensaio de campo (Eq. 17). Todas estas formas de normalização representam as mesmas variáveis e devem ser utilizadas na comparação entre resultados de ensaios em diferentes materiais.

Em termos de aplicação em problemas de engenharia, a velocidade normalizada pode ser adotada com dois objetivos distintos: (a) selecionar velocidades de ensaio que, mesmo não padronizadas, possam garantir condições de cisalhamento totalmente drenadas ou totalmente não-drenadas ou (b) corrigir os resultados de ensaios para os eventuais erros induzidos pela dissipação de poro pressões nas etapas de cisalhamento. A primeira abordagem decorre de uma recomendação prática de realizar ensaios a diferentes velocidades, selecionando aquelas adequadas para evitar a drenagem parcial. A segunda abordagem funciona como uma alternativa para corrigir os resultados registrados em ensaios padronizados.

#### 4 – CARREGAMENTO QUASI-ESTÁTICO

Os ensaios de campo apresentam como vantagem a determinação de parâmetros geotécnicos na condição em que os solos se encontram *in situ*, não sendo necessária a coleta de amostras indeformadas ou ensaios em amostras reconstituída. Estes ensaios são especialmente importantes em solos de baixa consistência onde as dificuldades de obtenção de amostras indeformadas de qualidade são reconhecidas.

Os ensaios de campo mais utilizados nas investigações geotécnicas com vistas à estimativa de parâmetros para subsidiar projetos de engenharia são o piezocone (CPTu), Palheta (FVT), dilatômetro (DMT) e pressiómetro (MPT). Estes ensaios possuem normas e procedimentos executivos consagrados, estabelecidos para dois grandes grupos de solos: argilas e areias. Entretanto para solos de permeabilidade intermediários os procedimentos e métodos de interpretação podem conduzir a resultados inconsistentes.

Como consequência foram propostas, nos últimos anos, mudanças e adequações nos procedimentos de ensaios. Entre as mudanças mais significativas no que se referem aos equipamentos destacam-se a substituição da ponta cônica do cone por uma barra (*T-bar*) (Stewart e Randolph, 1991) ou por uma esfera (*Ball*) (Kelleher e Randolph, 2005) e o desenvolvimento do DMT Medusa (Marchetti et al., 2019, Schnaid et al., 2019) que permite o controle e monitoramento da expansão da membrana do DMT. Medidas de excesso de poro pressão também foram incorporadas na lâmina do DMT (Sosnoski, 2016; Schnaid et al., 2016).

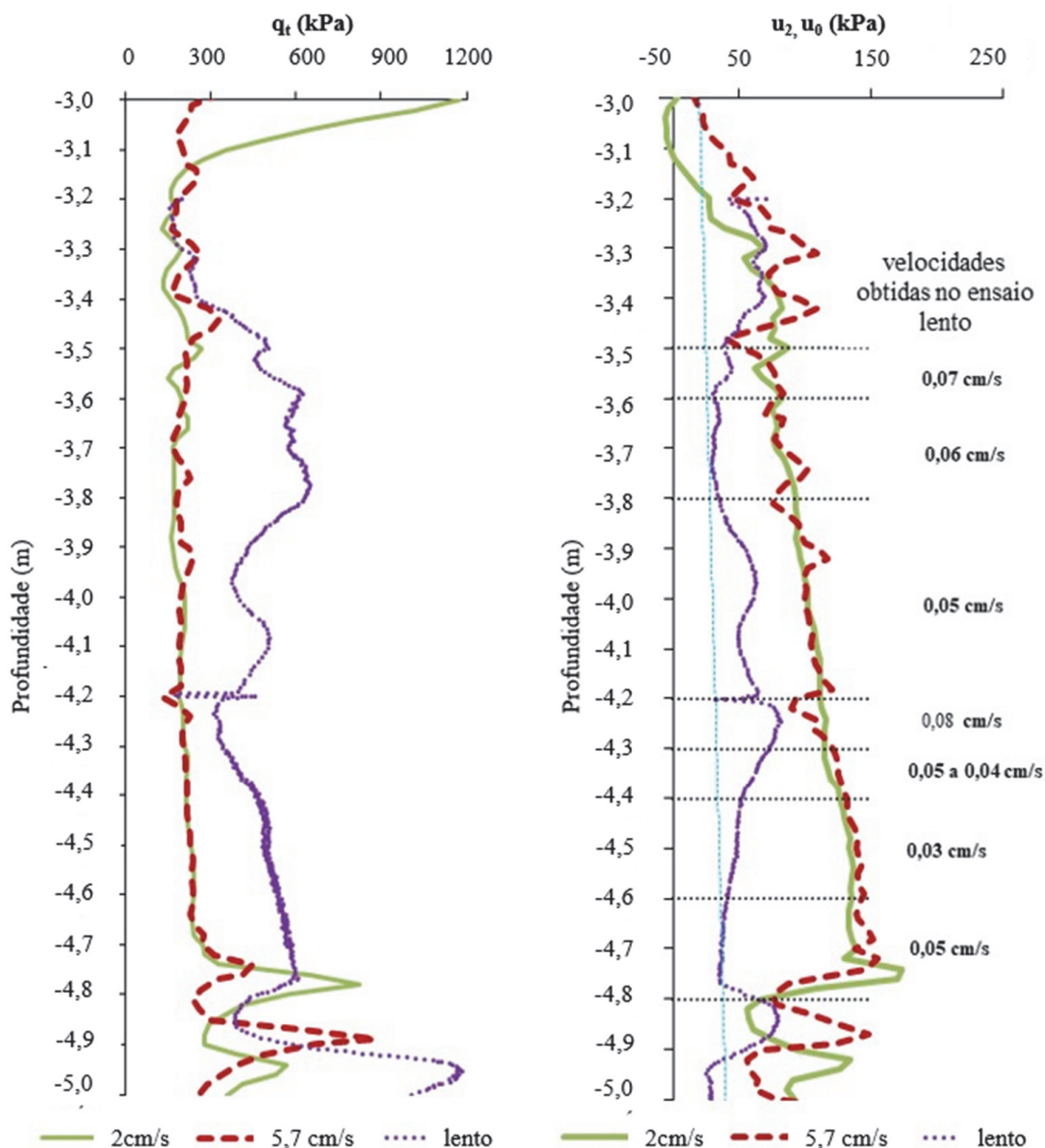
No que se refere aos procedimentos executivos, mudanças na velocidade de ensaio estão sendo implementadas, tanto superiores como inferiores, às velocidades padronizadas de 20 mm/s do piezocone e de 6°/min de rotação do ensaio de palheta, além de mudanças no tempo das leituras A e B do ensaio DMT.

Algumas destas inovações em equipamentos, procedimentos executivos e métodos de interpretação são discutidos neste trabalho.

#### 4.1 – Piezocone

Nas últimas duas décadas, as universidades brasileiras desenvolveram uma linha de pesquisa direcionada ao estudo do comportamento de rejeitos de mineração (Bdein, 2006; Kahold, 2013; Sosnoski, 2016; Schnaid e Odebrecht, 2015; Schnaid et al., 2016; Schnaid, 2019). Nestas pesquisas verificou-se que o piezocone, quando executado com a velocidade de cravação normativa de 20 mm/s permite drenagem parcial do excesso de poro pressão gerado durante a cravação do cone no solo. Essa dissipação promove um ganho de resistência e resulta em resistência ao cisalhamento superior ao valor efetivamente não-drenado  $S_u$ .

Um exemplo deste comportamento é mostrado na Figura 10, para ensaios de piezocone realizados em rejeito de mineração de ouro com distintas velocidades de cravação da sonda. A figura apresenta o valor de  $q_t$  medido na velocidade padrão de 20 mm/s e a velocidades variadas durante a cravação da sonda. Tomando-se como exemplo as profundidades entre -3,6m e -3,7m, se observa

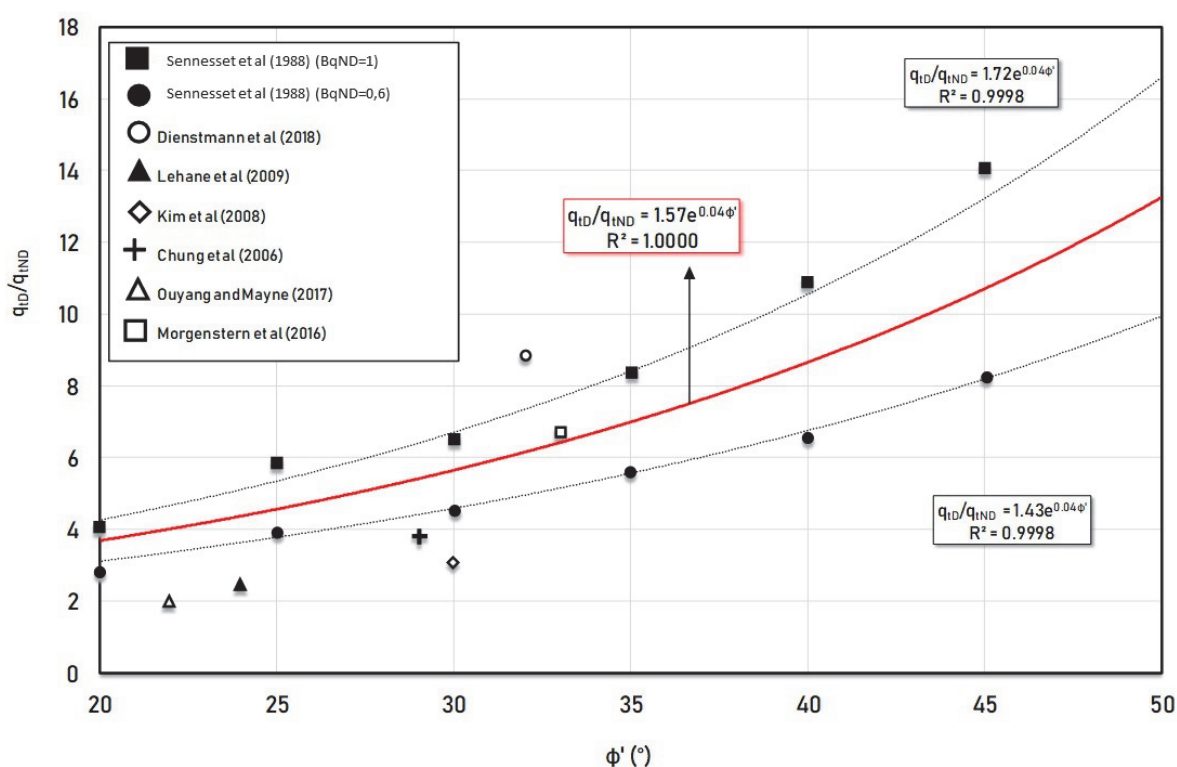


**Fig. 10** - Influência da variação da velocidade de cravação do piezocone

que a resistência à cravação  $q_t$  medida para baixas velocidades é mais que o dobro ( $q_t=600$  kPa) do que àquela medida à velocidade padrão ( $q_t=200$  kPa).

A literatura apresenta uma variedade de artigos publicados para aferir os efeitos de drenagem parcial em ensaios de piezocone, cujas principais conclusões são resumidas na Figura 11 (Schnaid, 2021, Dienstmann et al 2018a e 2018b). A figura representa a variação da resistência normalizada do cone  $q_{tD}/q_{tUD}$  em função do ângulo de atrito interno  $\phi'$ , seguindo abordagem originalmente proposta por Senne set et al. (1982) calibrada com dados da literatura. O modelo indica que a razão  $q_{tD}/q_{tUD}$  aumenta com o aumento do ângulo de atrito, para valores superiores a 10 no intervalo  $\phi' \in [20^\circ, 50^\circ]$ . Esta variação pode ser expressa como:

$$\frac{q_{tD}}{q_{tUD}} = 1.57e^{0.04\phi'} \quad (17)$$



**Fig. 11** – Razão entre a resistência a penetração drenada e não-drenada expressa em função do ângulo de atrito (modificada de Senne set et al., 1982).

## 4.2 – DMT Medusa

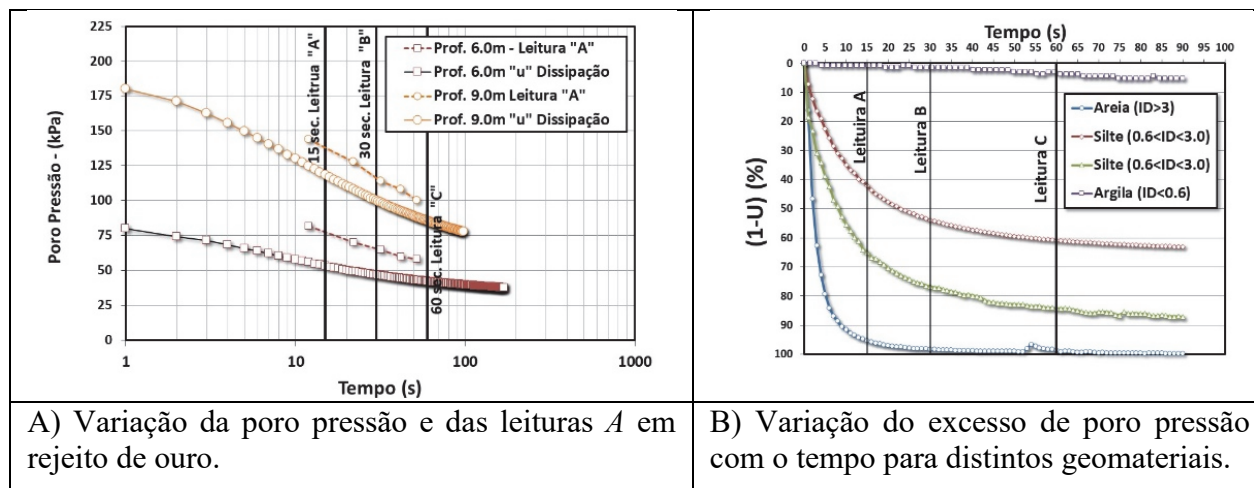
O Dilatômetro é um instrumento robusto e estável, que incorpora inovações técnicas importantes como o módulo sísmico SDMT e mais recentemente o DMT Medusa (Marchetti et al, 2019). Estes avanços no equipamento permitiram aprimorar o entendimento dos mecanismos associados ao ensaio, além de servir de base a mudanças de procedimentos em solos de permeabilidade intermediária, como siltes, ampliando a aplicabilidade das correlações inicialmente desenvolvidas para argilas e areias.

Trabalhos recentes publicados por Schnaid e Odebrecht (2015), Sosnoski (2016) e Schnaid et al. (2018), baseados em um protótipo de pesquisa que incorpora um transdutor de poro pressão ao dilatômetro, demonstraram que em siltes as leituras de (*lift-off*)  $A$  e de poro pressão  $u$  variam



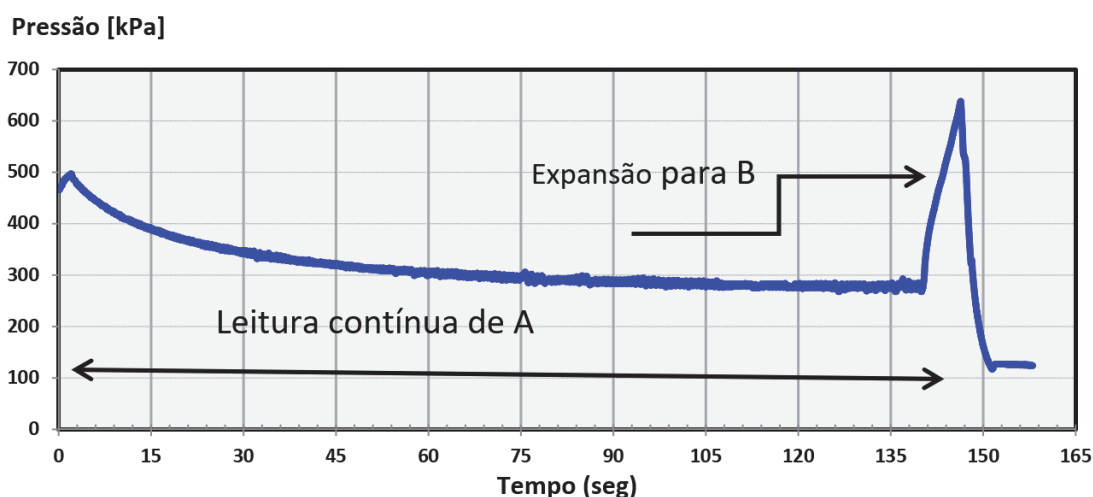
monotonicamente no intervalo de 30s, conforme ilustrado na Figura 12a. Não havendo estabilização nas leituras, não é possível adotá-las como referência nas correlações com parâmetros geotécnicos.

Em contrapartida verifica-se, na Figura 12b que em argilas a leitura de *A* corresponde à condição drenada em areias ( $ID > 3$ ) e não-drenada em argilas ( $ID < 0,6$ ). Contudo, em solos de comportamento intermediário ( $0,6 < ID < 3$ ) variações significativas são esperadas no tempo necessário para os registros das leituras de *A* e *B* do DMT.



**Fig. 12** – Dissipação da poro pressão durante as leituras A e B do DMT (Schnaid e Odebrecht, 2015).

A variação das leituras do DMT impõe a necessidade de alterar o procedimento de ensaio, efetuando leituras repetidas de *A* antes da expansão da membrana para *B*. Para contornar as dificuldades impostas pela drenagem em solos siltsos foi desenvolvido o DMT Medusa que permite o controle e monitoramento contínuo da pressão de expansão da membrana. Ensaios inéditos realizados no Brasil no Campo Experimental de Araquari são apresentados na sequência para explicar e exemplificar as mudanças no equipamento e no procedimento no ensaio (Figura 13). A leitura *A* é continuamente monitorada até a sua completa estabilização, que corresponde a uma condição drenada, quando então é feita a expansão para a leitura *B*.



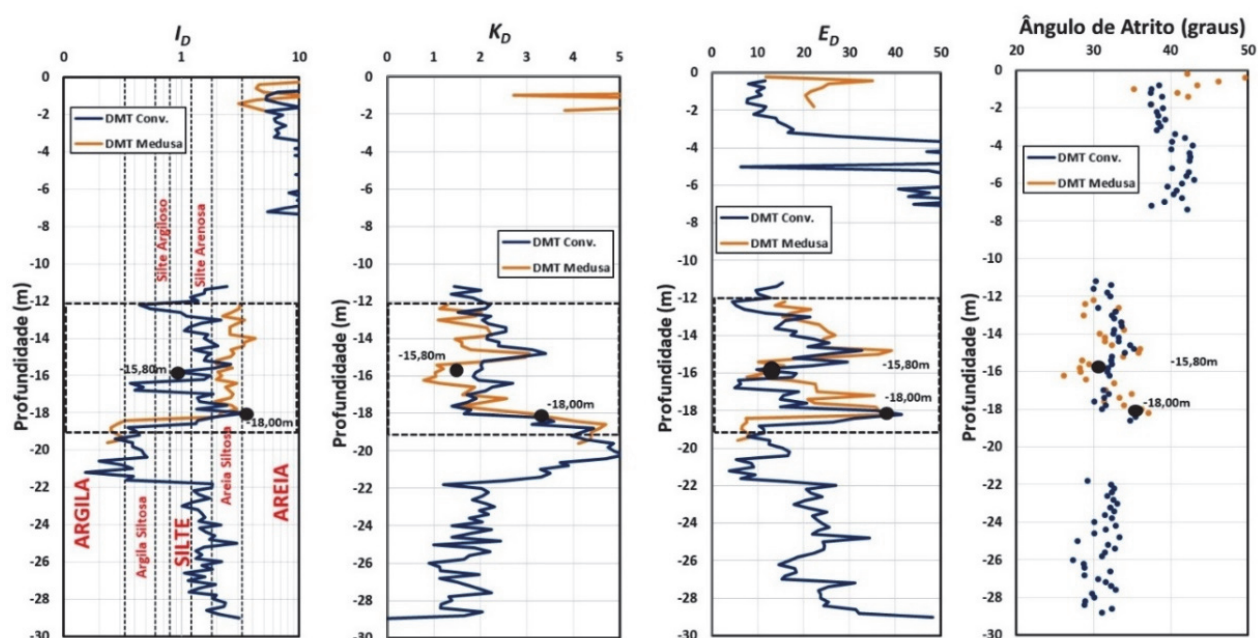
**Fig. 13** – Leituras do DMT Medusa no campo experimental de Araquari (Schnaid et al. 2020).

O resultado da metodologia proposta é mostrado na Figura 14 para o perfil da camada siltosa de Araquari em dois furos adjacentes. A linha azul corresponde aos resultados do DMT convencional,



onde as leituras de  $A$  e  $B$  são efetuadas a 15 e 30 segundos respectivamente, após o final da cravação da lâmina no terreno, enquanto a linha laranja identifica os resultados obtidos com o DMT Medusa utilizando o procedimento em que se aguarda a completa dissipação do excesso de poro pressão gerado durante a inserção da lâmina no solo, com leituras contínuas da membrana na posição  $A$ . Interessante observar, por exemplo, que na profundidade de -18,00m as leituras  $A$  permanecem constantes ao longo do tempo, indicando condição drenada na qual os 2 ensaios fornecem os mesmos resultados. Ou seja, os valores de  $I_D$ ,  $K_D$ ,  $E_D$  e  $\phi'$  são idênticos à profundidade de -18,0m, independente do procedimento do ensaio.

Em contrapartida, para na profundidade de -15,8m a leitura de  $A$  diminui continuamente em função da dissipação do excesso de poro pressão (Figura 13) gerado pela cravação e como consequência os valores de  $I_D$ ,  $K_D$ ,  $E_D$  e  $\phi'$  obtidos pelo DMT convencional são distintos do Medusa. Neste caso, o procedimento do ensaio influencia na interpretação dos resultados, que passa de um comportamento característico de solo silte-argiloso para um solo areno-siltoso, drenado. Com a redução de  $A$  tem-se a redução de  $P_0$ , redução do parâmetro intermediário  $K_D$  e de todos os parâmetros derivados, especialmente o ângulo de atrito. O valor do parâmetro intermediário  $E_D$  apresenta um pequeno aumento já que depende da diferença de  $P_0$  e  $P_1$  que, com a redução de  $A$ , apresenta ligeiro aumento.



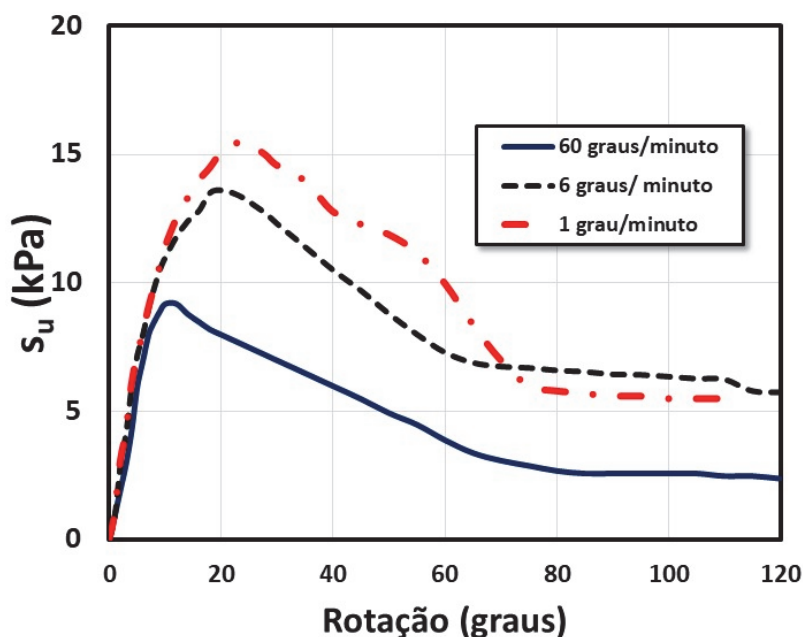
**Fig. 14** – Perfil geotécnico obtido como do DMT convencional e o DMT Medusa do Campo Experimental de Araquari.

### 4.3 – Palheta

O ensaio de palheta é provavelmente o método de investigação *in situ* mais utilizado para estimar a resistência não-drenada de solos argilosos. Contudo, sua aplicação em solos de permeabilidade intermediária apresenta incertezas. Caso ocorra drenagem parcial, a resistência obtida será superior à resistência ao cisalhamento não-drenada  $S_u$ .

O equipamento e procedimento de ensaio não foi alterado substancialmente nas últimas décadas, embora alguns avanços importantes tenham sido observados na interpretação de resultados executados a distintas velocidades de rotação da palheta. Exemplos deste tipo de comportamento são ilustrados na Figura 15, na qual são mostrados os resultados de três ensaios de palheta realizados em rejeito de zinco a distintas velocidades, onde é possível verificar que na medida em que a

velocidade de rotação da palheta aumenta o valor do torque diminui como decorrência da drenagem que ocorre durante o ensaio.



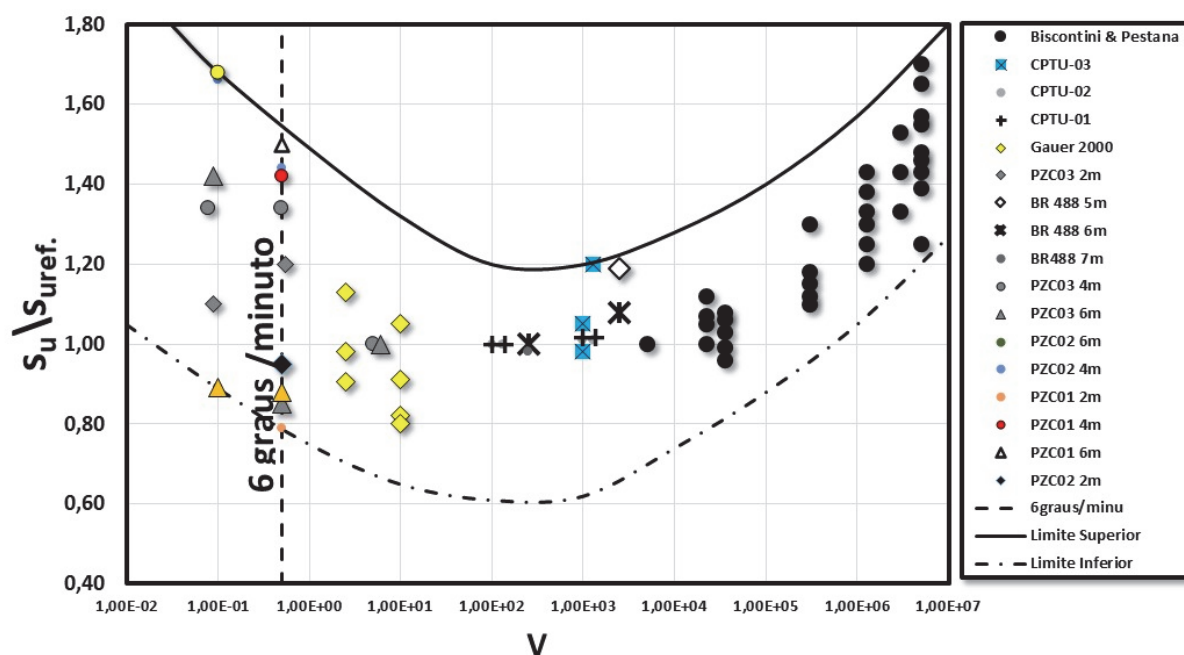
**Fig. 15** – Torque versus rotação da palheta em rejeito de zinco (Hlenka, 2012).

Em contrapartida, para ensaios não-drenados em misturas de caulim e bentonita, Biscontin e Pestana (2001) observaram que o torque aumenta com o aumento da velocidade de rotação da palheta, o que é atribuído a efeitos viscosos da argila.

O trabalho pioneiro de Blight (1968) não só reconheceu os efeitos relacionados à velocidade de cisalhamento, indicando que o torque aumentava com a redução da velocidade de rotação da palheta, mas também normaliza os resultados de ensaios com a velocidade normalizada. Blight (1968) introduziu o conceito de curva de drenagem em função do grau de drenagem ( $U$ ) e de um fator tempo adimensional ( $T$ ) para identificar quando o ensaio ocorre sob condições drenadas, parcialmente drenada ou não-drenadas. Observações idênticas foram posteriormente relatadas por Torstensson (1977).

A Figura 16 apresenta uma compilação de vários ensaios de palheta realizados em uma ampla faixa de velocidades normalizadas e em distintos materiais, que resume as variações de comportamento observadas no ensaio (Hlenka, 2012). Nesta figura a resistência mobiliada reduz com o aumento da velocidade na faixa de velocidades normalizadas variando entre 0,01 e 100, na qual o ensaio é realizado em condições parcialmente drenadas. Para velocidades normalizadas acima de 100 o ensaio passa a ser não-drenado e, nestas condições, a resistência aumenta com a velocidade de ensaio devido a efeitos viscosos.

A Figura 17 apresenta um protótipo de controle do ensaio de Palheta, desenvolvido pela Geoforma Engenharia, cuja mesa de torque é munida de um motor servo-controlado eletronicamente que permite variações na velocidade de ensaio). A figura apresenta um equipamento desenvolvido pela empresa *A. P. van den Berg* que permite variações de velocidade de rotação da palheta entre 0,1 a 12 graus por segundo.

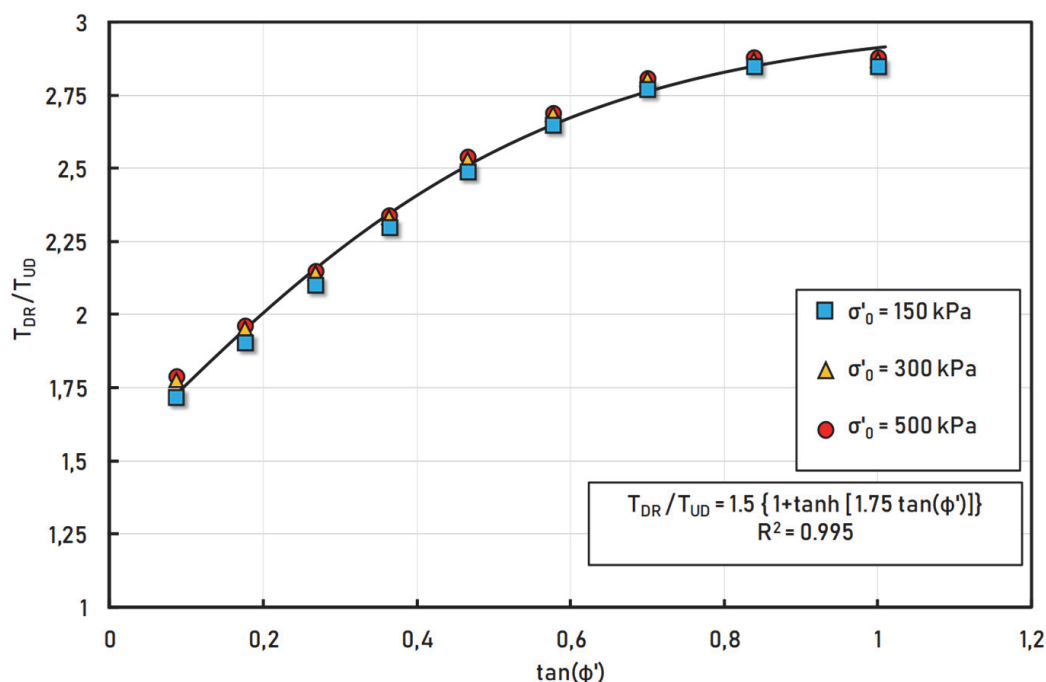


**Fig. 16** – Compilação de ensaios da palheta em distintos materiais e distintas velocidades (Hlenka, 2012).



**Fig. 17** – Equipamentos de vane atuando com motor servo-controlado permitindo distintas velocidades de rotação da palheta (Cortesia A. P. van den Berg)

Efeitos de drenagem parcial podem ser melhor entendidos – e eventualmente corrigidos – a partir de estudos analíticos baseados em modelo poroelástico não linear para simular a rotação de um cilindro rígido, de comprimento infinito, em materiais de permeabilidade intermediária (Forcelini et al., 2019). O modelo captura os resultados dos ensaios, define as variáveis que controlam os efeitos de drenagem parcial e demonstra que a razão entre o torque drenado e não-drenado varia tipicamente entre 1,75 e 2,5 para materiais de alta compressibilidade (Figura 18).



**Fig. 18** – Razão entre torque drenado e não-drenado expresso com função do ângulo de atrito (Forcelini et al., 2019).

## 5 – CARREGAMENTO DINÂMICO

Algumas estruturas geotécnicas, estão sujeitas, de forma permanente ou eventual, a carregamentos dinâmicos que induzem Trajetórias de Tensões Totais (TTT) cíclicas que podem condicionar no solo ou em outros geomateriais de constituição particulada associados a estas estruturas, o desenvolvimento de Trajetórias de Tensões Efetivas (TTE), drenadas ou não-drenadas, conducentes a modos de falha como a ruptura total da estrutura ou a sua perda gradual de serventia segundo critérios de deformabilidade. Embora os termos carregamento cíclico, repetido ou dinâmico não sejam conceitualmente idênticos, estando os carregamentos dinâmicos normalmente associados a elevados níveis de frequência, confundem-se na prática. Carregamentos sísmicos, fundações de máquinas, plataformas offshore, rodovias e ferrovias são alguns exemplos de estruturas geotécnicas sujeitas a carregamentos dinâmicos. Dessa forma, os ensaios de laboratório para obtenção de parâmetros geotécnicos sob ciclagem podem ser obtidos variando-se o nível de frequência de maneira a simular as respostas a diferentes velocidades de carregamento consoante as condições in situ que se deseja simular.

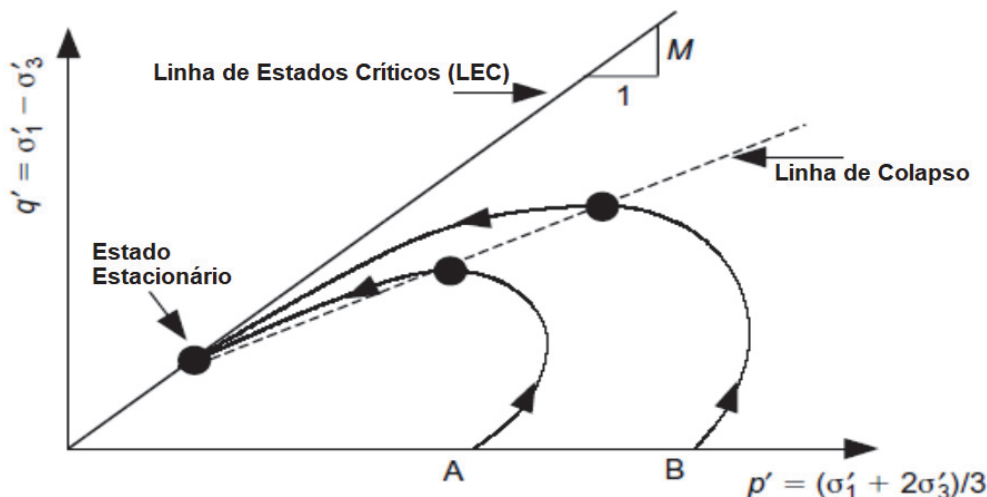
### 5.1 – Rupturas não-drenadas condicionadas por carregamentos cíclicos

Uma das principais preocupações no que tange a carregamentos dinâmicos é a possibilidade desses carregamentos induzirem TTEs não-drenadas, que podem condicionar, dada a velocidade elevada de aplicação, perdas bruscas de resistência devido ao incremento repentino de poro pressão nos interstícios dos geomateriais, como no caso de estruturas de contenção de rejeitos de mineração quando construídas com o próprio rejeito disposto hidraulicamente, com modo de falha por liquefação (Gens, 2019).

A disposição hidráulica, via de regra, não proporciona densificação suficiente para que o material possa apresentar um comportamento dilatante em condições drenadas, estando o material num estado fofo e contrátil. Um estado de densificação adequada condicionaria o desenvolvimento de excessos de poro pressão negativos no caso de um eventual carregamento não-drenado, como o

que pode ser induzido por um sismo, por exemplo, que não comprometeria a estabilidade e segurança da estrutura.

Evidências experimentais (Hanzawa et al., 1979; Ishihara, 1993) mostraram que sob carregamento não-drenado, geomateriais fofos, caracterizados por parâmetro de estado positivo, apresentam um comportamento francamente frágil com perda brusca de resistência após atingir o pico na geração de excessos positivos de poro pressão, e sob diferentes níveis de adensamento, quando liquefeitos, definem uma Linha de Colapso a partir da qual a liquefação pode ocorrer conforme indicado na Figura 19 (Yang, 2002).



**Fig. 19** – TTEs e o conceito de Linha de Colapso, mostrando esquematicamente a envoltória de pico de resistência em ensaios não-drenados que apresentam liquefação (Yang, 2002).

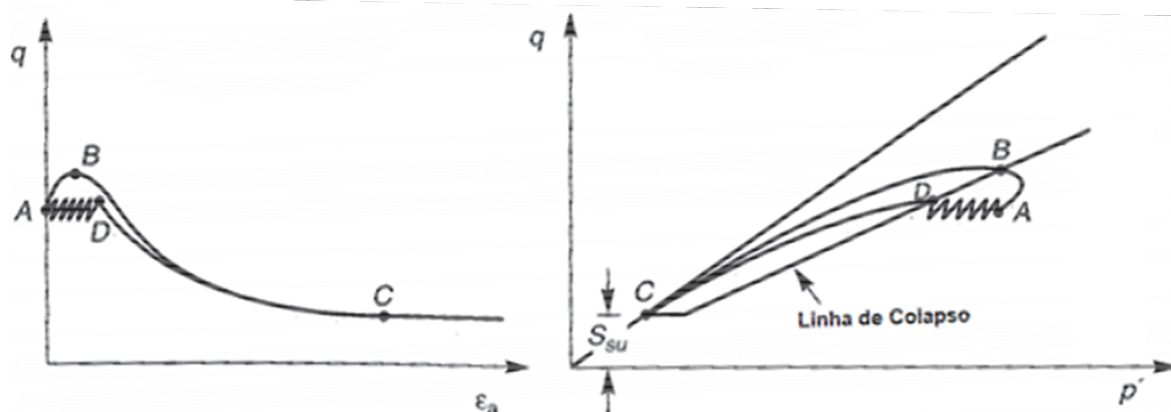
Evidências experimentais adicionais (Vaid e Chern, 1983; Alarcon-Guzman et al., 1988) sugerem que a TTE pode deslocar-se para a Linha de Colapso, sem necessariamente mobilizar a resistência de pico do material caso seja aplicado um carregamento cíclico, proporcionando uma espécie de “atalho” ou “encurtamento” da TTE em condições não-drenadas. Na Figura 20 observa-se que o material se encontra no estado de tensão inicial A e pode atingir a Linha de Colapso em D, ao invés de em B como seria esperado para o caso de um carregamento monotônico (Kramer, 1996).

Ensaio de laboratório visam simular a condição de carregamento dinâmico a que essas estruturas estariam submetidas em campo, objetivando avaliar os possíveis efeitos decorrentes de tais carregamentos nas TTEs em variados estados de tensão iniciais.

Os primeiros estudos de laboratório para avaliar a resposta de solos aos carregamentos dinâmicos impostos por ondas sísmicas, foram desenvolvidos por meio de equipamentos de colunas ressonantes a baixas tensões de confinamento (Iida, 1938), sendo tal aparato aperfeiçoado posteriormente por pesquisadores diversos (Hardin e Richart, 1963; Hardin e Black, 1966; Drnevich e Richart, 1970). Estes últimos estudos confirmaram a alta influência da tensão de confinamento e do índice de vazios inicial e comprovaram a resposta histerética dos ciclos de tensão-deformação, permitindo avaliar a variação do amortecimento durante o carregamento cíclico/dinâmico do solo. Porém, estes estudos pioneiros foram conduzidos no domínio de pequenas deformações (menores que  $10^{-4}$ ) uma vez que a técnica de coluna ressonante não poderia ser aplicada para obter propriedades dinâmicas em níveis de deformação maiores, para as quais se desenvolvem deformações plásticas mais acentuadas no solo (Kokusho, 1980).

A partir da década de 1980 passou-se a utilizar com mais frequência os ensaios triaxiais cíclicos/dinâmicos, tanto de carregamento axial como, também, torsional (Kokusho, 1980). Inicialmente, os ensaios triaxiais, apesar de frequentes na engenharia geotécnica, eram desconsiderados, principalmente devido ao fato de que as interfaces no topo e base dos corpos de





**Fig. 20** – Início do processo de liquefação devido a carregamentos cíclicos e monotônicos (Kramer, 1996).

prova acabavam interferindo nas leituras, notadamente no domínio das pequenas deformações. Apesar disso, aspectos econômicos, de versatilidade e facilidade operacional, impulsionaram o uso do ensaio triaxial, viabilizado, principalmente, em função da introdução de novas técnicas de instrumentação diretamente fixadas nos corpos de prova, em particular no terço central de sua altura, bem como de células de carga internas à câmara triaxial (Kokusho, 1980; Gomes Correia, 1985; Viana da Fonseca et al., 2011).

Hoje é possível simular carregamentos axiais cíclicos de compressão e extensão bem como carregamentos cíclicos radiais em corpos de prova triaxiais, que podem, eventualmente, incluir deformações de torsão, que são particularmente importantes, por garantirem solicitações puramente distorcionais. Além disso, a possibilidade de programar distintas trajetórias de tensão por meio da aplicação independente das tensões principais em câmaras Bishop-Wesley do tipo *stress path*, por exemplo, tornaram o ensaio triaxial cíclico o aparato experimental mais utilizado para avaliação do comportamento mecânico em condições cíclicas de geomateriais particulados, nomeadamente solos e rejeitos de mineração.

Uma crítica que ainda persiste relativamente aos ensaios triaxiais cíclicos é a falta de representatividade em termos de distribuição de tensões quando o solo é solicitado cíclicamente/dinamicamente por ondas de cisalhamento horizontais, principalmente pelo fato de nesses ensaios não se conseguir simular a contínua rotação dos planos de tensão principais. Dessa forma, foi introduzido um aparato para realização de ensaios de cisalhamento simples cíclicos (CDSS, da sigla em inglês para *Cyclic Direct Simple Shear*), ou simplesmente DSS cíclico (Kjellman, 1951; Roscoe, 1953). Diferentemente do ensaio triaxial com controle das tensões principais, no ensaio DSS cíclico controlam-se as condições de deformação enquanto a direção e a magnitude das tensões principais não são conhecidas. Isso possibilita uma simulação mais precisa das reais condições de carregamento cíclico.

A exemplo do procedimento realizado nos ensaios triaxiais, o ensaio DSS cíclico também é dividido em duas fases, nomeadamente a fase de adensamento do corpo de prova e, uma segunda fase, de cisalhamento cíclico. Na fase de cisalhamento mantêm-se constantes o volume e as dimensões da área da seção transversal dos corpos de prova, possibilitando, no entanto, as deformações distorcionais impostas pelo atuador de carga horizontal cíclico em controle de deformação. Melhorias posteriores propostas pelo *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI) introduziram anéis metálicos em espiral, revestindo os corpos de prova cilíndricos envolvidos previamente por uma membrana de borracha, para supostamente evitar qualquer mudança no diâmetro da amostra durante o cisalhamento, permitindo, no entanto, deformações verticais durante a fase de adensamento (Bjerrum e Landva, 1966).



Um outro equipamento que garante uma maior versatilidade de trajetórias de tensão e deformação, seja sob carregamento monotônico seja sob carregamento cíclico/dinâmico, é o equipamento HCT (da sigla em inglês para *Hollow Cylinder Testing*) (Hight et al., 1983). Este equipamento utiliza um aparato similar ao ensaio triaxial tradicional, empregando, porém, câmaras de parede dupla que permitem ensaiar corpos de prova do tipo cilindros ocos.

O equipamento HCT possibilita a aplicação de pressão interna e torque (para controlar a tensão de cisalhamento no plano horizontal), além do controle da carga vertical, permitindo o controle independente das três tensões principais, além da inclinação dos planos de tensão maior e menor (Uthayakumar e Vaid, 1998; Logeswaran, 2010). O ensaio possibilita uma melhor caracterização do comportamento mecânico de solos e rejeitos de mineração, na medida em que considera, além da possibilidade de rotação dos planos de tensão principais, a anisotropia de tensão nas diferentes direções, permitindo definir com mais precisão os parâmetros de modelos constitutivos mais sofisticados (Yang, 2013). Para maiores informações sobre os princípios do ensaio e os detalhes do equipamento HCT recomenda-se a leitura do trabalho de Santos (2015).

## 5.2 – Estado Limite de Serviço por Carregamentos Cíclicos

Existe ainda, a possibilidade de geomateriais associados a determinadas estruturas geotécnicas não atingirem a ruptura, mas apresentarem propriedade elásticas e plásticas que resultam em deslocamentos excessivos. Este é o caso típico de estruturas de pavimentos rodoviários e vias férreas, para as quais hoje é amplamente reconhecido que o projeto é controlado por critérios de deformabilidade (Indraratna et al., 2011; Medina e Motta, 2015).

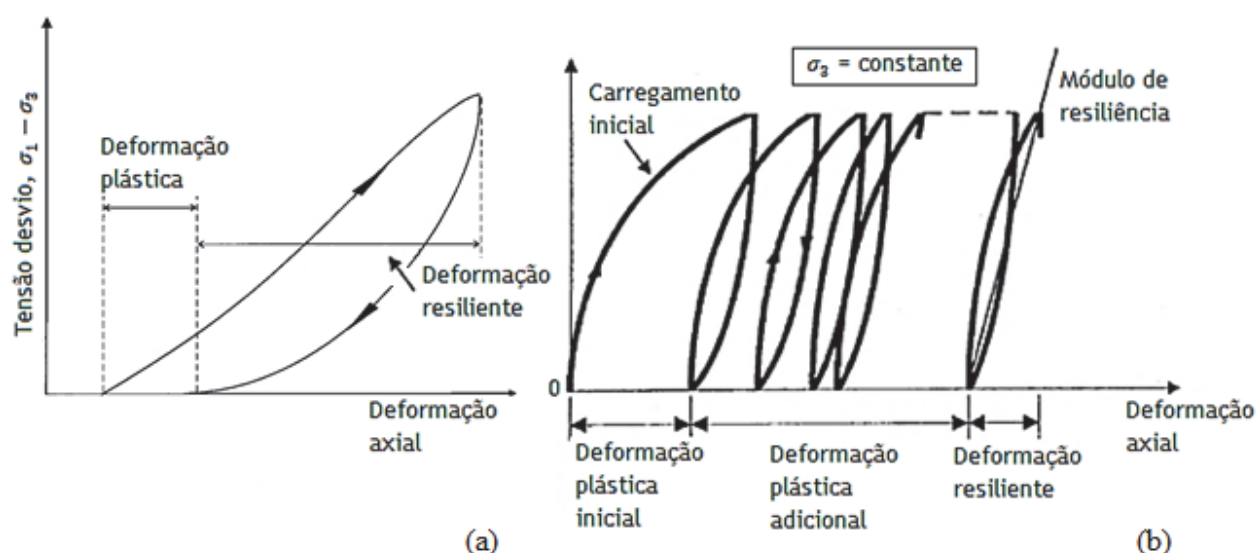
Os geomateriais normalmente empregados em estruturas de pavimentos e vias férreas são cuidadosamente compactados de maneira a proporcionar adequados níveis de resistência, permeabilidade e deformabilidade elástica e plástica. No entanto, ainda que solicitados por carregamentos drenados em estados de tensão inferiores aos conducentes à ruptura, eles podem não apresentar rigidez compatível e/ou acumular níveis indesejáveis de plastificação, degradando de forma acelerada a estrutura, inviabilizando o seu uso e implicando em altos custos adicionais com manutenção e correção geométrica (Delgado, 2019).

Na Figura 21 apresenta-se o comportamento típico de geomateriais quando carregados cíclicamente nestes tipos de estruturas. A Figura 21a mostra, segundo Lekarp et al. (2000), apenas um ciclo de aplicação de carga e na Figura 21b é mostrado, segundo Selig e Waters (1994), o comportamento típico de geomateriais quando solicitados em vários ciclos de aplicação de carga, sendo que para vários ciclos o material tende, gradualmente, a acumular deformação plástica, densificando e enrijecendo. É desejável que estes níveis de plastificação situem-se em limites aceitáveis e eventualmente apresentem tendência de estabilização a longo prazo, fenômeno conhecido como *shakedown*, passando a responder às solicitações cíclicas de forma quase que puramente elástica (Werkmeister et al., 2001).

Para isso é desejável quantificar tanto as propriedades elásticas, sob variadas trajetórias de tensão cíclicas, quanto as propriedades plásticas de longo prazo (deformação permanente) em trajetórias de tensão cíclicas compatíveis às que estes materiais estarão submetidos em campo, no sentido de limitar os estados de tensão conducentes a níveis de plastificação em estruturas geotécnicas associadas a infraestruturas de transporte, sendo o trabalho de Hveem (1955) um dos pioneiros no estabelecimento de um módulo dinâmico de deformabilidade para análise e dimensionamento dessas estruturas, o qual ele denominou de Módulo de Resiliência (MR), em contraponto aos módulos de deformabilidade obtidos para carregamentos monotônicos. Hveem ainda desenvolveu um equipamento de ensaio para a determinação do módulo de resiliência, o qual ele denominado de “resiliômetro”.

O resiliômetro de Hveem acabava por não representar adequadamente os estados de tensão cíclicos verificados por ocasião da aplicação do carregamento oriundo do tráfego, tendo sido proposto por Seed e Fead (1959) o uso de um equipamento triaxial adaptado à partir do equipamento

triaxial convencionalmente utilizado para ensaios monotônicos, que passou por sucessivos melhoramentos viabilizados pelas técnicas de instrumentação e medições de tensão, já anteriormente referidas, no sentido de obter-se maior precisão dos resultados no domínio das pequenas deformações observadas nessas estruturas. A diferença básica, comparativamente aos ensaios triaxiais convencionais, reside no fato dos corpos de prova serem preparados no grau de compactação e teor de umidade esperados para as condições em serviço, realizando os ensaios, normalmente, em condições drenadas, logo sem medida de variação volumétrica por meio da variação do volume de água dos corpos de prova e sim, quando necessário, por meio de instrumentações radiais específicas acrescidas às já tradicionais instrumentações axiais.

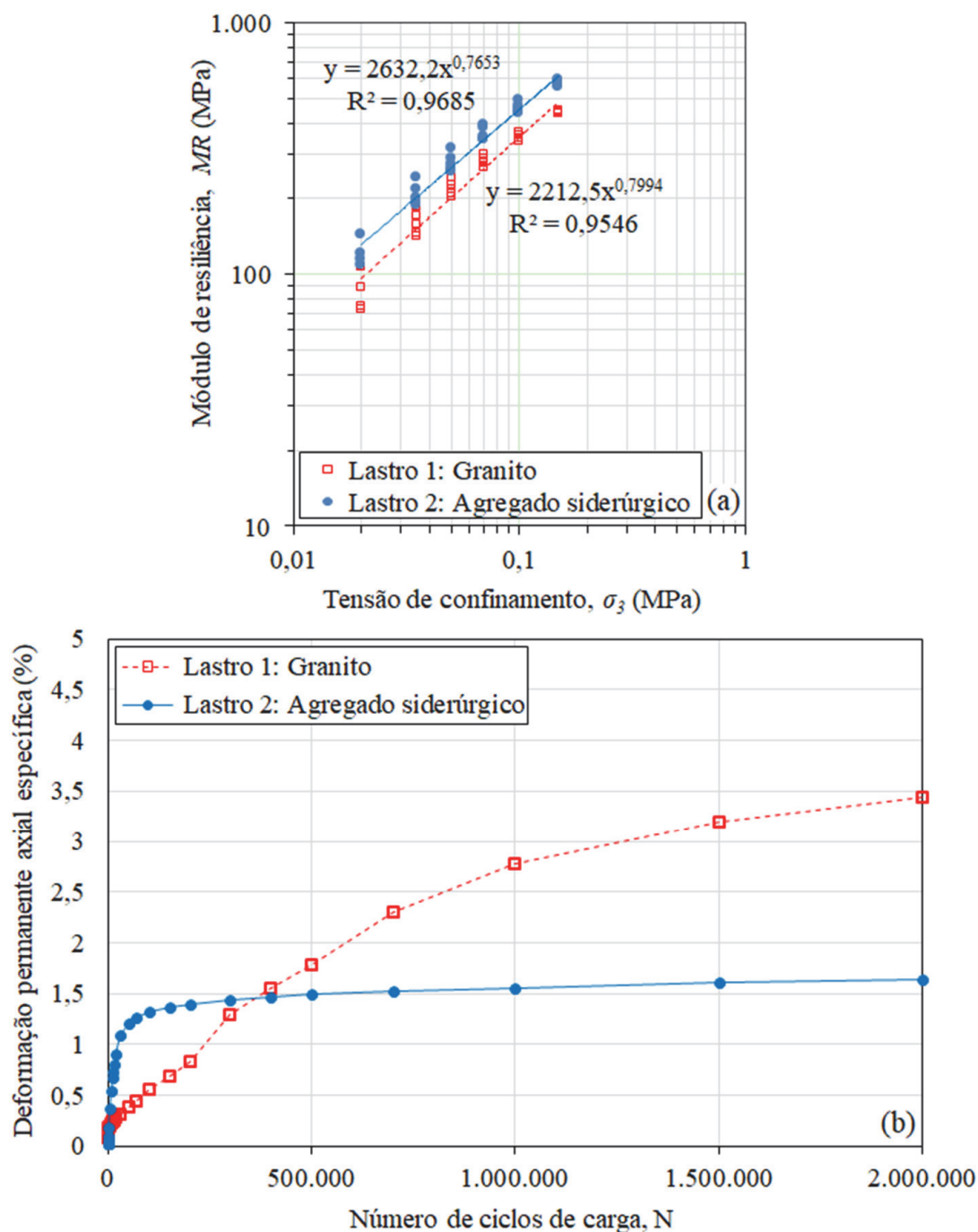


**Fig. 21** – Comportamento tensão-deformação de geomateriais: (a) em um único ciclo de aplicação de carga (Lekarp et al., 2000) e (b) em vários ciclos de aplicação do carregamento cíclico (Selig e Waters, 1994).

Os geomateriais quando aplicados em camadas de infraestrutura de transporte (pavimentos e vias férreas) estão sujeitos a níveis de tensão variáveis, no espaço e no tempo, devido a alterações nos valores e nas direções das tensões atuantes numa dada faceta horizontal e vertical de um elemento do material, podendo ocasionar o efeito de rotação dos planos de tensão principais (Gidel et al., 2001). Este efeito é de difícil reprodução em laboratório e pode provocar no campo o aumento das taxas de deformação distorcional e volumétrica durante o carregamento cíclico, quando comparadas com as que ocorrem quando o carregamento se dá sem rotação de tensões (Wong e Arthur, 1986).

Considera-se que face a dificuldade em se reproduzir em laboratório esse efeito de rotação das tensões principais, é válido por simplificação, a realização de ensaios na situação de carregamento vertical cíclico e com tensão de confinamento constante ou cíclica, mas sem inversão das tensões principais. A hipótese simplificadora de realizar ensaios com tensão confinante constante tem sido considerada aceitável visto que na medida em que os materiais densificam com a passagem do tráfego, existe uma acentuada tendência de redução na variação da tensão horizontal induzida (Selig e Waters, 1994).

Na Figura 22, são apresentados a título de exemplo, resultados comparativos de ensaios triaxiais cíclicos para lastro de vias férreas em dois materiais distintos (Delgado, 2019), quer em variados estados de tensão cíclicos para obtenção do MR em função da tensão de confinamento (variável de maior influência no comportamento de geomateriais granulares e isentos de coesão) (Figura 22a), quer para um único estado de tensão cíclico compatível com os níveis de solicitação impostos na condição de serviço, no exemplo em questão utilizando uma razão de tensão  $\sigma_{1,cic}/\sigma_3 = 6$  (via férrea



**Fig. 22** – Comparação da deformabilidade de dois materiais para lastro de vias férreas: (a) comportamento elástico (Módulo de Resiliência) e (b) comportamento plástico de longo prazo (Deformação Permanente) (Delgado, 2019).

do tipo *heavy haul* para altos níveis de carga), submetido a um nível muito elevado de ciclos visando avaliar o comportamento plástico do material no longo prazo, nesse caso para dois milhões de ciclos (Figura 22b).

Ressalta-se que antes da realização dos ensaios de MR é desejável proceder-se uma fase de condicionamento dos corpos de prova, segundo critérios normativos de cada país, onde são aplicados alguns ciclos de carga num dado caminho de tensão cíclica visando minimizar os efeitos da acumulação plástica durante o ensaio, sendo considerado satisfatório nesse processo níveis de deformação permanente inferiores a 0,2% com deformações elásticas da ordem de  $10^{-5}$  a  $10^{-4}$ . Para

os ensaios de deformação permanente, não são considerados protocolos de condicionamento visto que todas as deformações interessam, sendo, no entanto, os corpos de prova previamente compactados.

Analisando a Figura 22a percebe-se que um dos materiais para lastro apresenta Módulos de Resiliência superiores sob variados níveis de tensão cíclica. Analisando, por sua vez, a Figura 22b fica evidente que, para o nível de tensão cíclica operacional esperada, um dos materiais apresenta uma tendência de estabilização das deformações permanentes no longo prazo na medida em que a curva tende a tornar-se paralela ao eixo das abcissas (fenômeno *Shakedown*), ao passo que o outro material continua deformando-se sob relevantes taxas de incremento de plastificação.

Objetivando uma melhor representatividade em termos de distribuição de tensão e disposição dos planos de tensão principais durante a ciclagem, e considerando, ainda, as grandes dimensões dos corpos de prova geralmente envolvidos nesses estudos (principalmente para camadas granulares, onde se empregam agregados pétreos com partículas pedregulhosas), diversas iniciativas têm sido realizadas no sentido de melhor reproduzir em laboratório os mecanismos de aplicação de carga, lançando mão de: i) ensaios triaxiais ditos verdadeiros, em corpos de prova prismáticos, onde as três tensões principais atuam de forma independente (Indraratna et al., 2011); ii) modelos físicos de grandes dimensões (Simões, 2015; Sussine et al., 2014); ou iii) simuladores de tráfego em escala real (Núñez, 1997; Silva, 2001).

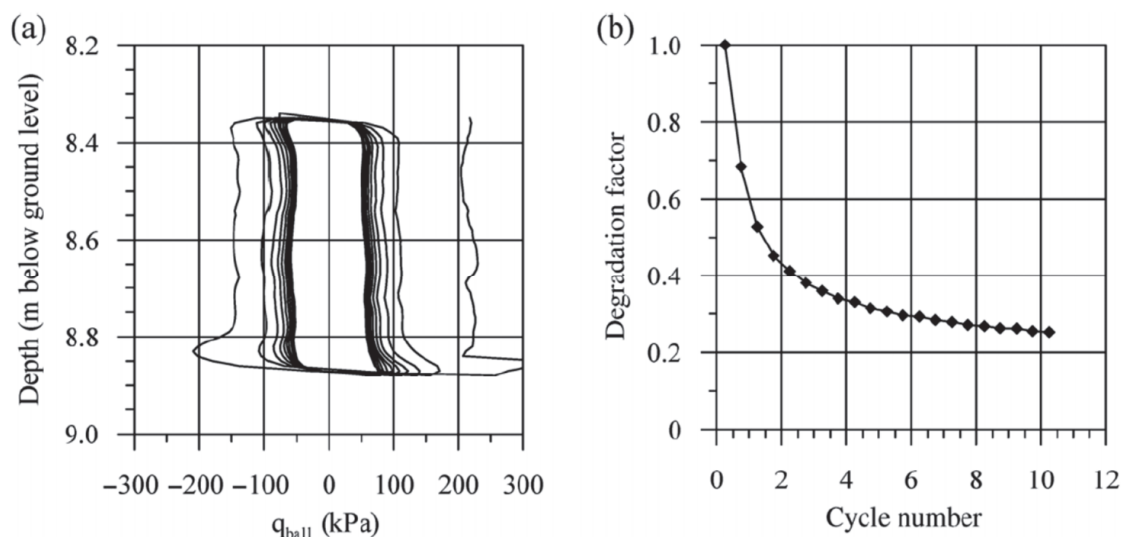
Os ensaios triaxiais em arranjos prismáticos, embora mais representativos das condições de campo, ainda não conseguem simular satisfatoriamente a rotação dos planos de tensão principais. Os simuladores de tráfego em pistas experimentais apresentam, sem dúvida, uma maior fidelidade aos aspectos de aplicação de carga, no entanto não são de uso trivial e fogem a abordagem ora proposta de caracterização laboratorial.

Dentre os modelos físicos utilizados em laboratório, destaca-se o modelo do Laboratório de Geotecnia do *Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas* (CEDEX), do governo da Espanha. Esse modelo físico desenvolvido para avaliação experimental de vias férreas, nomeadamente em condições dinâmicas associadas a alta velocidade (que, conforme já referido, afeta significativamente o comportamento mecânico de geomateriais), é um modelo de grande porte (escala real) que simula através de atuadores sincronizados a aplicação do carregamento cíclico imposto pelos comboios, visando estudar os efeitos da alta velocidade sobre os diversos componentes da via férrea e posteriormente calibrar modelos numéricos tridimensionais para previsão de comportamento. Cada atuador do modelo físico do CEDEX pode aplicar um carregamento de até 250 kN com frequências de até 50 Hz (Carrillo et al., 2013). Este modelo do CEDEX é possivelmente um dos modelos físicos mais fiéis às condições de campo atualmente disponíveis a nível mundial para avaliação do comportamento dinâmico de geomateriais em infraestruturas de transporte.

### 5.3 – Piezo-Ball e Piezo-T-Bar com ensaios cíclicos

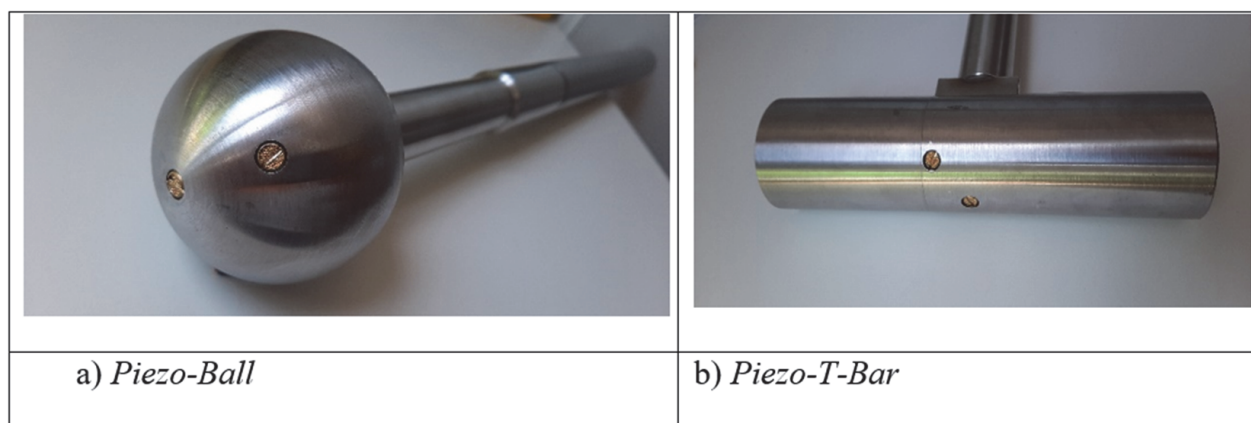
Solicitações cíclicas são também avaliadas a partir de ensaios de campo, sendo as adaptações do piezocone, onde a ponteira cônica foi substituída por uma esfera ou por uma barra, denominados respectivamente de *Ball* e *T-Bar* (Stewart e Randolph, 1991; Kelleher e Randolph, 2005), um dos exemplos mais representativos. As mudanças no equipamento foram decorrência da modelagem matemática que melhor descreve o fluxo de solo no entorno destas duas figuras sólidas, permitindo um cálculo mais preciso no valor de  $N_{kt}$ , reduzindo sua faixa de variação, eliminando-se a necessidade de ensaios adicionais para calibração dos valores de  $S_u$  estimados a partir destes ensaios.

Estes equipamentos inicialmente concebidos para investigação geotécnica *offshore* passaram a ser utilizados em outros materiais, como em rejeitos de mineração, especialmente para estimativa da resistência não-drenada última, também denominada de resistência residual ou liquefeita. Para esta finalidade foi introduzido o procedimento de ciclos de cravação, monitorando-se a redução da resistência do solo até ao seu valor último durante os ciclos (Figura 23).



**Fig. 23** – Degradação da resistência do solo em função do número de ciclos de carregamento e descarregamento (Lunne et al., 2011).

Contudo há a necessidade de definir frequências e amplitudes dos ciclos adaptados a diferentes geomateriais, cujo desempenho depende dos padrões de geração de poro pressões. Por este motivo foram introduzidos em posições estratégicas da bola ou da barra, que passaram a ser denominados de Piezo-Ball e Piezo-T-Bar. Exemplos de equipamentos em desenvolvimento no Brasil são mostrados na Figura 24, onde elementos filtrantes estão posicionados na parte inferior da bola e na geratriz inferior da barra (Odebrecht et al., 2021), e estão sendo usados para ensaios em argilas e rejeitos siltosos de mineração.



**Fig. 24** – *Piezo-Ball* e *Piezo-T-Bar*.

## 6 – CONCLUSÕES

O presente trabalho discutiu alguns aspectos associados aos efeitos da velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos, abordando tanto ensaios de laboratório como ensaios de campo. Avanços consideráveis são observados na identificação dos fenômenos físicos associados à velocidade de carregamento, acompanhados de desenvolvimentos teórico-experimentais destinados a dar suporte a modelos constitutivos associados. Do ponto de vista teórico, a resistência ao cisalhamento de solos saturados é composta de duas parcelas, uma de resistência friccional e outra de resistência por viscosidade, que depende da velocidade de deformação cisalhante. Soma-se a este modelo, os efeitos de drenagem parcial durante o



cisalhamento a baixas taxas de deformação, que podem ser identificados a partir da normalização dos ensaios em função da velocidade de carregamento, área de influência e características de adensamento do material.

Ensaio de laboratório demonstram o aumento da resistência ao cisalhamento não-drenada com o aumento da taxa de deformação específica (entre ~0,1%/h até ~10%/h) em argilas saturadas, normalmente adensadas. Ensaio cíclico em argila e siltes são usados na rotina de projeto para avaliação da degradação da resistência ao cisalhamento com a progressão dos ciclos de carregamento. Para os ensaios de campo há métodos propostos para interpretação de ensaios de piezocone, palheta e dilatômetro que visam identificar e quantificar os efeitos de velocidade, em especial a influência da drenagem parcial em solos de permeabilidade intermediária entre argilas e areias.

Embora os fenômenos associados à velocidade de carregamento ainda seja uma área de pesquisa e desenvolvimento, a avaliação destes efeitos é usual em projetos *offshore* da indústria de óleo e gás, projetos ferroviários associados a trens de alta velocidade, avaliação da resistência pós-pico de solos granulares susceptíveis à liquefação, entre outras aplicações.

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alarcon-Guzman, A.; Leonards, G.A.; Chameau, J.L. (1988). *Undrained monotonic and cyclic strength of sands*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE vol.114, n. 10, pp. 1089–1110.
- Biscontin, G.; Pestana, J. M. (2001). *Influence of peripheral velocity on velocity on shear strength of an artificial clay*. ASTM Geotechnical Testing Journal, vol. 24, n. 4, pp. 423-429.
- Bjerrum, L; Landva, A. (1966). *Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay*. Géotechnique, vol. 16, n. 1, pp. 1-20.
- Blight, G. E. (1968) *A note on field vane testing of silty soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 5, n. 3, pp. 142-149.
- Carrillo, F.P.; Mirasol, V.C.; De La Oliva, J.L.G. (2013). *Estudos e instalações de ensaio no CEDEX no âmbito da geotecnia ferroviária*. Apresentação feita na Ordem dos Engenheiros de Portugal em 6 de dezembro de 2013. Laboratorio de Geotecnia – Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas: España.
- Chung, S.F.; Randolph, M.F.; Schneider, J.A. (2006). *Effect of Penetration Rate on Penetrometer Resistance in Clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 132, n. 9, pp. 1188-1196.
- Coussy, O. (2004). *Poromechanics*. John Wiley & Sons, Chichester, UK.
- Delgado, B.G. (2019). *Geomecânica de um agrado siderúrgico inerte como material alternativo para lastro de vias férreas do tipo heavy haul*. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, Portugal.
- Dienstmann, G.; de Almeida, F. S.; Fayolle, A.; Schnaid, F.; Maghous, S. (2018a). *A simplified approach to transient flow effects induced by rigid cylinder rotation in a porous medium*. Computers and Geotechnics, vol. 97, pp. 134-154.
- Dienstmann, G.; Schnaid, F.; Maghous, S.; Dejong, J. (2018b). *Piezcone penetration rate effects in transient gold tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 144, n. 2.
- Dormieux, L.; Kondo, D.; Ulm, F.J. (2006). *Microporomechanics*. John Wiley & Sons, Chichester, UK.



- Drnevich, V.P.; Richart, F.E. (1970). *Dynamic prestraining of dry sand*. Proceedings of ASCE, vol. 96, SM2, pp. 453–469.
- Fonseca, A. P. (2000). *Compressibilidade e resistência ao cisalhamento dos solos de uma voçoroca em Ouro Preto-MG*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 396 p.
- Forcelini, M.; Maghous, S.; Dienstmann, G.; Schnaid, F. (2019). *Simplified model for interpretation of undrained shear strength from field vane tests in transient soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 146, n. 6, pp. 04020043.
- Gens, A. (2019). *Hydraulic fills with special focus on liquefaction*. Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Keynote Lecture: Reykjavik.
- Gidel, G.; Hornych, P.; Chauvin, J.J.; Breysse, D.; Denis, A. (2001). *Nouvelle approche pour l'étude de déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargement répétés*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 233: Paris, France. pp. 5-21.
- Gomes Correia, A. (1985). *Contribution a l'étude mécanique des sols soumis a des chargements cycliques*. Thèse de Docteur-Ingénieur, École National des Ponts et Chaussées: Paris, France.
- Hanzawa, L.F.; Itoh, Y.; Suzuki, K. (1979). *Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf*. Soils and Foundations, vol. 19, n. 4, pp. 1–15.
- Hardin, B.O.; Black, W.L. (1966). *Sand stiffness under various triaxial stresses*. Proceedings of ASCE, Vol. 92, SM2. pp. 27–42.
- Hardin, B.O.; Richart, F.E. (1963). *Elastic wave velocities in granular soils*. Proceedings of ASCE, vol. 89, SM1. pp. 33–65.
- Hlenka, L. (2012) *Estudo dos efeitos da velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos em resíduos de mineração de zinco*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Hveem, F.N. (1955). *Pavement deflection and fatigue failures*. Bulletin N. 114, HRB (Transportation Research Board): Washington, DC, USA. pp. 43–87.
- Iida, K. (1938). *The velocity of elastic waves in sand*. Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial University, vol. 16, pp. 131-144.
- Indraratna, B.; Ssalim, W.; Rujikiatkamjorn, C. (2011). *Advanced rail geotechnology – ballasted track*. Taylor & Francis Group: London, UK.
- Ishihara, K. (1993). *Liquefaction and flow failure during earthquakes*. Géotechnique, vol. 43, n. 3, pp. 351–415.
- Kahold, P.A. (2013) *Interpretação de ensaio de campo em solos com permeabilidade intermediária*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Kelleher, P.J.; Randolph, M.F. (2005). *Seabed geotechnical characterisation with a ball penetrometer deployed from the portable remotely operated drill*. In Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Perth. pp. 365–371.
- Kim, K.; Prezzi, M.; Salgado, R.; Lee, W. (2008) *Effect of penetration rate on cone penetration resistance in satu-rated clayey soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 134, n. 8, pp. 1142-1153.

- Kjellman, W. (1951). *Testing the shear strenght of clay in Sweden*. Géotechnique, vol. 2, n.3, pp. 225-232.
- Kokusho, T. (1980). *Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range*. Soils and Foundations, vol. 20, n. 2, pp. 45–60.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series, Ed. Prentice Hall: New Jersey, USA.
- Lehane, B. M.; O'Loughlin, C. D.; Gaudin, C.; Randolph, M. F. (2009). *Rate effects on penetrometer resistance in kaolin*. Géotechnique, vol. 59, n. 1, pp. 41-52
- Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. (2000). *State of the art I: resilient response of unbound aggregates*. Journal of Transportation Engineering, ASCE, vol. 126, n. 1, pp. 66-75.
- Leroueil, S.; Kabbaj, M.; Tavenas, F.; Bouchard (1985). *Stress-stain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays*, Géotechnique, vol. 35, n. 2, pp. 159-180.
- Logeswaran, P. (2010). *Behaviour of sands under generalized loading and drainage conditions*. PhD Thesis, Carleton University: Ottawa, Canada.
- Lunne, T.; Anderson, K. H.; Low, H. E.; Randolph, M. F.; Sjørsen, M. (2011). *Guidelines for offshore in situ testing and interpretation in deepwater soft clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 48, pp.543-556.
- Lyra, E.N.S. (1988). *Sistema automático de aquisição de dados para um ensaio triaxial*. Dissertação de mestrado COPPE-UFRJ, 202 p – Rio de Janeiro.
- Marchetti, D; Monaco, P.; Amoroso, S.; Minarelli, L. (2019). *In situ tests by Medusa DMT*. Proceedings of the XVII ESCSMGE, Reykjavik.
- Martins, I.S.M. (1992) *Fundamentos de um modelo de comportamento de solos argilosos saturados*. Tese de doutorado COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro.
- Medina, J.; Motta, L.M.G. (2015). *Mecânica dos pavimentos*. Ed. Interciência, 3ª edição: Rio de Janeiro, Brasil.
- Morgenstern, N. R.; S. G. Vick; C. B. Viotti; B. D. Watts. (2016). *Fundão tailings dam review panel: Report in the immediate causes of the failure of the Fundão Dam*. New York: Cleary Gottlieb Steen & Hamilton LLP.
- Núñez, W.P. (1997). *Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basalto alterado*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul: Porto Alegre, Brasil.
- Ouyang, Z.; Mayne, P. W. (2017). *Spherical cavity expansion nexus between CPTu and DMT in soft-firm clays*. Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, South Korea.
- Randolph, M.F.; Hope, S. (2004). *Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures*. Proc. Int. Symp. On Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Osaka.
- Roscoe, K.H. (1953). *An apparatus for the application of simple shear to soil sample*. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Zurich, Switzerland. pp. 186-191.
- Santos, L.M.A. (2015). *Caracterização do comportamento mecânico da areia de Coimbra sob ações generalizadas*. Tese de Doutorado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra: Coimbra, Portugal.

- Schnaid, F. (2021). *The Ninth James K. Mitchell Lecture: On the Geomechanics and Geocharacterization of Tailings*. Int. Conf. On Site Charact., Budapest, in press.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2015). *Challenges in the interpretation of the DMT in tailings*. The 3rd Int. Conf. on the Flat Dilatometer DMT-15, Rome, pp. 13-24.
- Schnaid, F.; Belloli, M. V. A.; Odebrecht, E.; Marchetti, D. (2018). *Interpretation of the DMT in Silts*. Geotechnical Testing Journal, vol. 41, n. 5, pp.868-876.
- Schnaid, F.; Dienstmann, G.; Odebrecht, O.; Maghous, S. (2020). *A simplified approach to normalisation of piezocone penetration rate effects*. Géotechnique, vol. 70, n. 7, pp. 630-635.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E.; Sosnoski, J.; Robertson, P. K. (2016). *Effects of test procedure on flat dilatometer test (DMT) results in intermediate soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 53, n. 8, pp.1270-1280.
- Seed, H.B.; Fead, J.W.N. (1959). *Apparatus for repeated load tests of soils*. ASTM Special Technical Publication, n. 254: USA. pp. 78–87.
- Selig, E.T.; Waters, J.M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. Thomas Telford Services: London, UK.
- Senneset, K.; Janbu, N.; Sranø, G. (1982). *Strength and deformations parameters from cone penetration tests*. Proc. ESOPT-II, Amsterdam, 1982, Vol. 2, pp. 863-870.
- Senneset, K.; Sandven, R.; Lune, T.; By, T.; Amundsen, O. (1988) Piezocone teste in silty soils. Penetration Testing, ISOPT-1, Vol. 2 Balkema, Rotterdam.
- Silva, P.D.E.A. (2001). *Estudo do reforço de concreto de cimento Portland (Whitetopping) na pista circular do Instituto de Pesquisas Rodoviárias*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro: Rio de Janeiro, Brasil.
- Simões, D.P.F. (2015). *Caracterização de materiais de subestrutura de via-férrea com aplicação de cargas cíclicas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, Portugal.
- Sosnoski, J (2016) *Interpretação de ensaios de CPTu e DMT em solos com permeabilidade intermediária*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Stewart, D.P.; Randolph, M.F. (1991) *A new site investigation tool for the centrifuge*. Proc. International Conference on Centrifuge Modelling - Centrifuge 91, Boulder, v. 91, pp. 531-538.
- Taylor, D. W. (1942). *Research on consolidation of clays*. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Sanitary Engineering, Serial No.82, 147;
- Taylor, D.W. (1948) *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley & Sons., New York, 700p., pp. 208-405.
- Terzaghi, K. (1941) *Undisturbed clay samples and undisturbed clays*, Contributions to soil Mechanics, pp. 45-65.
- Torstensson, B.A. (1977) *Time-dependent effects in the field vane test*. Int. Symp. Soft Clay, Bangkok, pp. 387-397.
- Uthayakumar, M.; Vaid, Y.P. (1998). *Static liquefaction of sands under multiaxial loading*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 35, n. 2, pp. 273-283.

- Vaid, Y.P.; Chern, J.C. (1983). *Effect of static shear on resistance of liquefaction*. Soils and Foundations, vol. 23, n. 1, pp. 47–60.
- Viana da Fonseca, A.J.P.; Coop, M.R.; Fahey, M.; Consoli, N.C. (2011). *The interpretation of conventional and non-conventional laboratory tests for challenging geotechnical problems*. Proceedings of the 5th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials: Seoul, Korea. pp. 84-119.
- Werkmeister, S.; Dawson, A.R.; Wellner, F. (2001). *Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept*. TRB (Transportation Research Record), N. 01-0152.
- Wong, R.K.S.; Arthur, J.R.F. (1986). *Sand shear by stresses with cyclic variations in direction*. Géotechnique, vol. 36, n. 2, pp. 215-226.
- Yang, J. (2002). *Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand*. Géotechnique, vol. 52, n. 10, pp. 757-760.
- Yang, L. (2013). *Experimental study of soil anisotropy using hollow cylinder testing*. PhD thesis, University of Nottingham: Nottingham, UK.