

ENSAIO DE CONE DE QUEDA APLICADO EM ESTUDOS DE PLASTICIDADE E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARTIFICIAIS

Fall cone test applied to studies of plasticity and shear strength of artificial soils

Paula Branco Pinto*

Antonio Marcos de Lima Alves**

Cezar Augusto Burkert Bastos***

RESUMO – A plasticidade e a resistência ao cisalhamento em condições não drenadas são propriedades de grande importância em projetos geotécnicos envolvendo solos finos. O emprego de ensaios expeditos para medição destas propriedades em laboratório, a partir de amostras indeformadas ou remoldadas, é atraente dada a maior repetibilidade. O ensaio de cone de queda de laboratório (Fall Cone Test) constitui-se como uma alternativa para essa finalidade. No presente trabalho, o ensaio de cone de queda foi utilizado para avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada e da plasticidade de amostras de solos artificiais, confeccionados em laboratório, a partir de misturas de caulim, bentonita, areia fina e água destilada com diferentes proporções. Foram ensaiadas amostras das misturas não adensadas (em forma de pasta), e amostras adensadas sob variadas tensões verticais. Na confecção das amostras adensadas, foi utilizado como molde um cilindro de compactação Proctor. Para comparação com os resultados do ensaio de cone, a resistência ao cisalhamento do solo foi medida por ensaios de palheta miniatura, e os limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade) foram quantificados pelos ensaios tradicionais de Casagrande. Os resultados experimentais foram interpretados e comparados com modelos teóricos e com outros resultados experimentais encontrados na literatura técnica.

SYNOPSIS – The plasticity and shear strength in undrained conditions are properties of great importance in geotechnical projects involving fine soils. The use of expedite tests to measure these properties in the laboratory, from undisturbed or remoulded samples, is attractive given the greater repeatability. The Fall Cone Test is an alternative for this purpose. In the present work, the fall cone test was used to evaluate the undrained shear strength and the plasticity of samples of artificial soils, made in the laboratory, from mixtures of kaolin, bentonite, fine sand and distilled water in different proportions. Samples of the unconsolidated mixtures (paste-like), and samples consolidated under various vertical stresses were tested. A Proctor compacting cylinder was used as a mould for the preparation of the samples. To compare with the results of the cone test, shear strength was measured by laboratory vane tests, and the Atterberg limits of consistency (liquid limit and plastic limit) were quantified by the traditional Casagrande tests. The experimental results were interpreted and compared with theoretical models and other experimental results found in the technical literature.

Palavras Chave – Cone de queda livre, limites de Atterberg, resistência ao cisalhamento não drenada.

Keywords – Fall cone, Atterberg limits, undrained shear strength.

* Engenheira Civil, METROPLAN, RS, Brasil. E-mail: paulaabp@yahoo.com.br

** Professor Associado, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande-FURG.
E-mail: antonioalves@furg.br

*** Professor Titular, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande-FURG.
E-mail: cezarbastos@furg.br

1 – INTRODUÇÃO

O cone de queda de laboratório, ou “fall cone test”, foi inventado em 1915 por John Olsson, secretário da “Geotechnical Commission of the Swedish State Railways” (Massarsch e Fellenius, 2012). O ensaio é realizado preparando-se uma amostra de solo, e colocando-a num recipiente padronizado. Um cone de peso e dimensões prescritas é posicionado com sua ponta apenas tocando a superfície da amostra. O cone é liberado a partir do repouso, caindo em queda livre. A distância percorrida após um determinado período é medida. Após o período prescrito, a expectativa é de que o cone esteja quase em repouso, com qualquer movimento subsequente (devido a efeitos de fluência) muito lento (Hazell, 2008). Na Figura 1 encontra-se uma gravura representativa do primeiro equipamento utilizado.

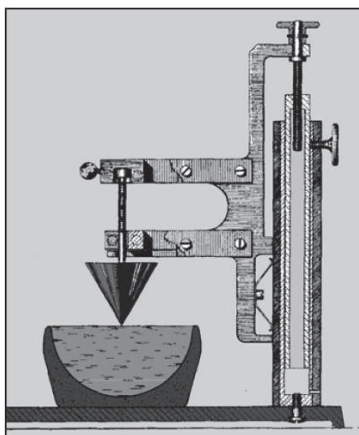


Fig. 1 – Equipamento de cone de queda livre da “Geotechnical Commission of the Swedish State Railways” (Massarsch e Fellenius, 2012).

O ensaio foi originalmente concebido para avaliações da resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade de argilas remoldadas (Hansbo, 1957). Análises teóricas baseadas em conceitos de plasticidade corroboram a ideia de que o ensaio mede a resistência ao cisalhamento do solo (Houlsby, 1982; Koumoto e Houlsby, 2001). Avaliações experimentais da resistência ao cisalhamento de argilas com base no ensaio de cone foram realizadas por Karlsson (1961), Wood (1985), Brown e Huxley (1996), Rajasekaran e Rao (2004) e Tanaka et al. (2012), entre outros.

Além disso, o ensaio era também usado para definir um parâmetro chamado de “finesness number”, conhecido hoje como o limite de liquidez do ensaio de cone (Massarsch e Fellenius, 2012). Já era conhecido no meio técnico o fato de o ensaio de percussão para medida do limite de liquidez, aprimorado por Casagrande (1932), apresentar certa variabilidade nos resultados, causada por vários fatores (Norman, 1958). Assim, a utilização do ensaio de cone para avaliação do limite de liquidez dos solos ganhou impulso rapidamente, buscando-se um aprimoramento em termos de reprodutibilidade e facilidade (Sherwood e Ryley, 1970). Muitos trabalhos podem ser encontrados na literatura técnica, dedicados à comparação dos resultados de limite de liquidez encontrados pelos ensaios de percussão de Casagrande e cone de queda livre, como por exemplo Littleton e Farmilo (1977), Wood (1982), Wires (1984), Moon e White (1985), Carvalho (1986), Wasti e Bezirci (1986), Leroueil e Le Bihan (1996), Mohajerani (1999), Sridharan e Prakash (2000), Prakash e Sridharan (2006), Özer (2009), Grønbech et al. (2011), Mishra et al. (2012), Matteo (2012), Spagnoli (2012), Hrubesova et al. (2016) e Bicalho et al. (2017).

Assim como o ensaio de limite de liquidez, o ensaio tradicional para determinação do limite de plasticidade, baseado no procedimento de rolagem manual de cilindros de solo, apresentava os mesmos problemas em termos de reprodutibilidade e dificuldade (Campbell, 1976). O sucesso da aplicação do ensaio de cone na determinação do limite de liquidez levou naturalmente a tentativas de utilizar o ensaio também para determinação do limite de plasticidade dos solos. Os trabalhos de Wood e Wroth (1978), Belviso et al. (1985), Harrison (1988), Stone e Phan (1995), Feng (2000) e Sivakumar et al. (2009) representam importantes contribuições neste sentido.

Este trabalho tem por objetivo avaliar o uso do ensaio de cone de queda na determinação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), e da resistência ao cisalhamento não drenada (s_u) de solos artificialmente criados em laboratório. A confecção das amostras de solo se deu através da mistura de caulim, bentonita, areia fina e água destilada em argamassadeira elétrica. Amostras não adensadas (em consistência de pasta) e adensadas sob diferentes tensões verticais foram submetidas a ensaios de palheta miniatura para determinação da resistência ao cisalhamento não drenada, a ensaios para determinação do limite de liquidez com o uso do aparelho de Casagrande, e a ensaios de rolagem de cilindro de solo para determinação do limite de plasticidade. Os resultados destes ensaios tradicionais foram comparados com os resultados do ensaio de cone de queda.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Caracterização dos materiais

Os solos utilizados na pesquisa foram produzidos artificialmente em laboratório, confeccionados a partir da mistura de caulim, bentonita, areia fina e água destilada. Os dados físicos sobre a bentonita empregada são apresentados no Quadro 1. Trata-se de uma bentonita sódica comercial fabricada por Bentonit União Nordeste S.A. No Quadro 2 são apresentados resultados de ensaios químicos conduzidos com a bentonita, onde o caráter sódico a ela atribuído é confirmado.

Quadro 1 – Características físicas da bentonita utilizada (Camargo et al., 2010).

Característica física	Valor
Peso específico dos grãos (kN/m^3)	28,3 a 30,5
Percentagem de argila (%)	80
Percentagem de silte (%)	20
Limite de liquidez (%)	540
Limite de plasticidade (%)	60
Teor de umidade natural de fábrica (%)	13

Quadro 2 – Características químicas da bentonita utilizada (Camargo et al., 2010).

Composição química						pH
Ca	Mg	K	Na	Al	P	
(cmol/kg)(*)						
6.03	5.67	0.25	57.7	0.30	21.8	
						10.0

(*) cmol/kg (centimol de carga por kilograma) – unidade atualmente empregada em Ciência do Solo para quantificar elementos trocáveis. 1cmol/kg = quantidade do elemento capaz de trocar 10,08 mg de H^+ .

O caulim utilizado, de cor creme, é da marca Raabelim, produzido pela empresa Raabe Calcários, da cidade de Pantano Grande (RS, Brasil). O material beneficiado é empregado na

vulcanização de borracha por indústria do setor domiciliada no município de Pelotas (RS, Brasil). No Quadro 3 são apresentadas algumas características do caulim (percentagens em peso).

Quadro 3 – Características gerais do caulim utilizado.

Característica	Especificação
pH	7 (média)
Perda ao fogo (%)	15 (máx)
Teor de umidade natural de fábrica (%)	2,5 (máx)
Retenção em peneira #50 (%)	0
Retenção em peneira #200 (%)	5 (máx)
Retenção em peneira #325 (%)	10 (máx)
Presença de SiO ₂ (%)	46 (min)
Presença de Al ₂ O ₃ (%)	37 (min)
Peso específico dos grãos (kN/m ³)	24,2
Limite de liquidez (%)	39
Limite de plasticidade (%)	22

A areia foi obtida junto aos depósitos eólicos superficiais presentes na região do Superporto de Rio Grande (Brasil), que, segundo Martins (1967) apud Tomazelli e Villwock (2005), apresentam mineralogia essencialmente quartzosa. Com a areia foram realizados ensaios de análise granulométrica de acordo com a norma brasileira NBR 7181 (ABNT, 2016d) e ensaio de determinação do peso específico real dos grãos de acordo com a norma brasileira NBR 6458 (ABNT, 2016a). O resultado do ensaio granulométrico encontra-se representado na curva granulométrica apresentada na Figura 2, caracterizando o material como uma areia fina uniforme. Para o peso específico dos grãos da areia foi encontrado o valor de 26,9 kN/m³.

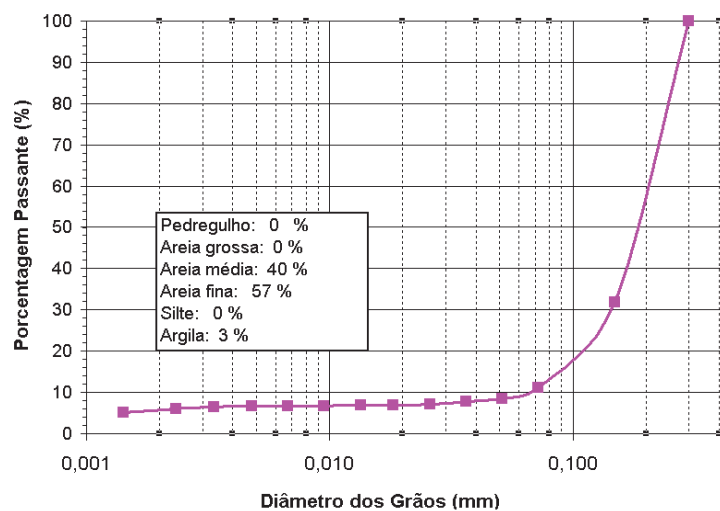


Fig. 2 – Curva granulométrica da areia utilizada.

Foram adotados oito traços para as misturas, conforme sumarizado no Quadro 4.

Quadro 4 – Traços adotados para os solos artificiais (percentagens em peso).

Traço	Caulim	Bentonita	Areia Fina
T0-0	100%	0%	0%
T5-0	95%	5%	0%
T20-0	80%	20%	0%
T30-0	70%	30%	0%
T0-20	80%	0%	20%
T0-30	70%	0%	30%
T5-20	75%	5%	20%
T20-20	60%	20%	20%

Para a caracterização inicial dos traços, uma pré-mistura dos materiais foi realizada a seco, manualmente, até que se atingisse o maior grau de homogeneidade possível. A proporção de cada material foi medida em peso, desprezando-se as umidades higroscópicas. Quantidades padronizadas dos traços foram submetidas a ensaios de caracterização simples: determinação do peso específico real dos grãos (γ_s) (ABNT, 2016a), limite de liquidez pelo aparelho de Casagrande (ABNT, 2016b) e limite de plasticidade pelo método do cilindro rolado de solo (ABNT, 2016c). Resultados da caracterização inicial encontram-se no Quadro 5.

Quadro 5 – Caracterização (via seca) das misturas obtidas com os traços adotados.

Traço	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)
T0-0	39	22	17	24,23
T5-0	56	27	29	24,79
T20-0	102	32	70	24,57
T30-0	146	40	106	26,08
T0-20	32	20	12	25,97
T0-30	32	19	13	25,15
T5-20	49	21	28	25,39
T20-20	95	29	66	26,51

Na Figura 3 encontra-se a tradicional Carta de Plasticidade de Casagrande, com os dados de caracterização (via seca) dos traços adotados na pesquisa. Os pontos correspondentes aos traços com maior quantidade de bentonita ficaram à direita no gráfico e acima da linha A, indicando solos de maior plasticidade.

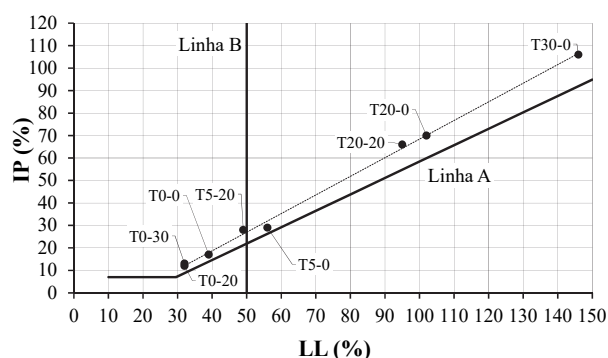


Fig. 3 – Misturas estudadas na Carta de Plasticidade de Casagrande.

2.2 – Confeção das amostras de solo a partir das misturas com os traços adotados

Os materiais secos ao ar foram misturados manualmente e passados na peneira de abertura de 0,42 mm, visando eliminar eventuais partículas de maior tamanho. A quantidade de água destilada na produção das pastas dos diferentes traços foi calculada para alcançar um teor de umidade próximo de duas vezes o limite de liquidez encontrado na caracterização (método de Casagrande), exceto para os traços T20-0 e T30-0, os quais expandiam muito com a hidratação, sendo por isso utilizada uma quantidade de água menor (1,5 vezes o valor do limite de liquidez).

As misturas úmidas, nos diversos traços, foram então postas para bater durante uma hora em uma argamassadeira elétrica (Figura 4). Foram confeccionadas, para cada traço, duas amostras de solo artificial, uma não adensada (pasta diretamente resultante da mistura na argamassadeira) e outra adensada após a mistura, sob a ação do peso de discos metálicos.



Fig. 4 – Misturador elétrico (argamassadeira).

Para confecção das amostras adensadas, foi utilizado como molde um cilindro de compactação Proctor (de volume igual a 1 litro), o qual teve sua base perfurada para melhor drenagem da água. Na parte superior da amostra, foi instalada uma placa perfurada que, juntamente com um cilindro vertical de PVC, serviu de apoio para os discos metálicos. Nas superfícies superior e inferior da amostra foram acrescentados ainda discos de papel-filtro, buscando-se evitar a expulsão de partículas sólidas.

O conjunto utilizado para adensar as amostras é apresentado na Figura 5, onde podem ser vistos (a) o cilindro de compactação, (b) o disco perfurado e sobre ele um disco de papel-filtro, (c) o cilindro de PVC e (d) os discos metálicos de sobrecarga.

As amostras formadas pelas pastas vertidas no molde foram submetidas a tensões de 10, 20 e 40 kPa, sendo o carregamento incrementado em estágios a cada 24 horas. Completado o carregamento final, este permanecia aplicado à amostra por um período não inferior a sete dias (Figura 6).

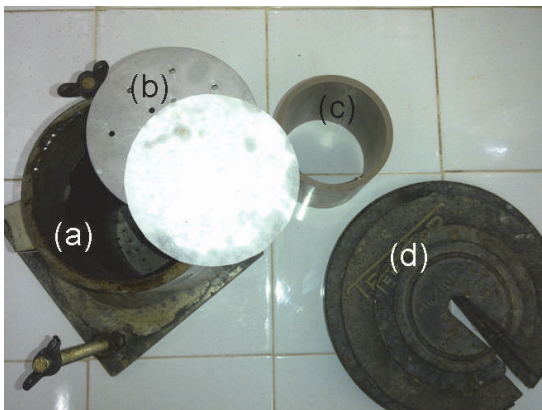


Fig. 5 – Conjunto utilizado para o adensamento das amostras.



Fig. 6 – Amostra em adensamento.

2.3 – Equipamento para ensaio de cone de queda

Na Figura 7 é mostrado o equipamento de cone de queda utilizado na pesquisa. O equipamento é constituído por um cone metálico com peso de $80 \pm 0,05$ gf e com ponteira formando um ângulo de $30^\circ \pm 0,1^\circ$ de vértice, deixado cair por peso próprio a partir da superfície da amostra de solo. A penetração na amostra é quantificada por um relógio comparador próprio do equipamento.



Fig. 7 – Equipamento para ensaio de cone de queda livre.

Os ensaios de cone de queda seguiram o procedimento descrito na norma britânica BS 1377 (BSI, 1990). O ensaio inicia após a ponta do cone encostar levemente na superfície da amostra, sendo o aparelho travado e zerado nesse momento. Em seguida, o cone é liberado em queda livre por um período de 5 ± 1 s. O valor da profundidade de penetração atingida pelo cone é lido na escala própria do equipamento, através do relógio comparador.

2.4 – Determinação da resistência ao cisalhamento não drenada

A resistência não drenada de um solo (s_u) é entendida como a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo quando solicitado rapidamente, sem que haja condição de drenagem da água intersticial. Os ensaios para obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada (ensaio de palheta miniatura e ensaio de cone de queda) foram realizados em algumas das amostras adensadas. Após o período de adensamento, os pesos e o papel-filtro superior eram retirados da parte superior das amostras, e então a fase de ensaios de palheta e cone era iniciada. Na Figura 8 é ilustrada a posição dos ensaios em relação à área total da amostra.

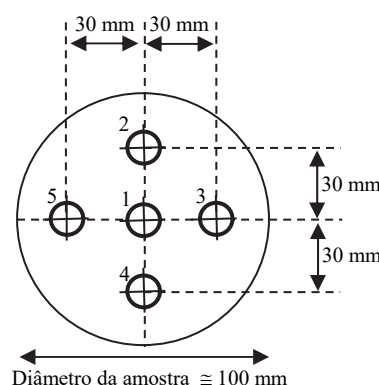


Fig. 8 – Posição dos ensaios de palheta miniatura e de cone de queda livre em cada amostra.

Os ensaios de palheta miniatura seguiram o roteiro descrito em Head (1982). Resumidamente, o ensaio consiste em girar a palheta no interior da massa de solo, até que se dê a ruptura do solo ao redor da palheta, sendo medido o torque no momento da ruptura. A manivela que produz a rotação do eixo da palheta é girada a uma velocidade de 1 volta por segundo. Admitindo-se isotropia em relação à mobilização de resistência do solo, e que a resistência não drenada seja mobilizada ao mesmo tempo em toda a superfície do cilindro de revolução (topo, base e superfície lateral) gerado pela rotação da palheta, a resistência ao cisalhamento não drenada s_u pode ser calculada a partir da seguinte equação:

$$s_u = \frac{T_{\max}}{\pi \cdot D^2 \cdot \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} \quad (1)$$

onde $T_{\max}$ é torque máximo medido no ensaio; D é o diâmetro do cilindro de revolução gerado pela palheta e H é a altura da palheta.

Na Figura 9 é mostrado o equipamento para ensaio de palheta manualmente operado utilizado na pesquisa. Cada uma das molas que aparecem na foto tem uma rigidez diferente e, portanto, uma constante de calibração (relação entre ângulo de rotação e torque) distinta. A palheta tem as dimensões de 12,7 mm de altura e 12,7 mm de largura.

Os ensaios de palheta miniatura foram realizados nos pontos 3 e 5 (Figura 8), tendo sido calculada a resistência ao cisalhamento média dos dois pontos. A distância de 30 mm entre os eixos dos furos visa eliminar os possíveis efeitos de um ensaio sobre o outro. A profundidade da base da palheta em relação ao topo da amostra foi de 63,5 mm (5 vezes o diâmetro da palheta). Na Figura 10 é mostrada a sequência de etapas do ensaio de palheta.



Fig. 9 – Equipamento para ensaio de palheta miniatura (“mini-vane”).

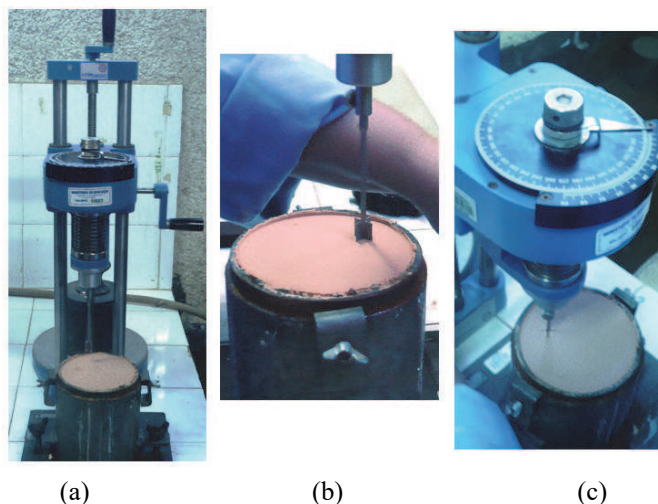


Fig. 10 – Sequência do ensaio de palheta miniatura: (a) preparação do ensaio; (b) penetração da palheta; (c) rotação e leitura do ângulo de rotação da mola calibrada.

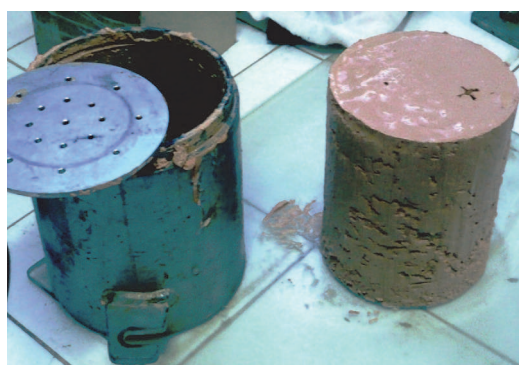


Fig. 11 – Corpo de prova retirado do molde.

Após os ensaios de palheta miniatura, cada corpo de prova foi cuidadosamente extraído do molde, com o auxílio de pequena pressão aplicada através da placa perfurada na superfície superior. O disco de papel-filtro inferior foi retirado, e o corpo de prova repousado sobre uma placa de vidro lubrificada com vaselina, conforme mostrado na Figura 11.

O corpo de prova assim extraído era então cortado a 6 cm da superfície superior, para a realização do ensaio de cone de queda livre no mesmo plano onde houve a penetração e giro da palheta. Este procedimento foi seguido para que fossem comparados resultados de ensaios de vane e do cone de queda para elementos de solo que se encontravam sob o mesmo estado de tensões efetivas, isto é, não se sabendo qual o efeito do atrito lateral entre o cilindro-molde e a amostra durante o adensamento, admite-se que num mesmo plano horizontal os estados de tensões efetivas sejam os mesmos, qualquer que seja a posição do elemento a ser ensaiado naquele plano. O segmento do corpo de prova foi contido lateralmente por um anel de PVC.

Foram ensaiados pelo cone de queda os pontos 1, 2 e 4 (Figura 8), tendo sido calculada a penetração média dos três pontos. Na Figura 12 estão ilustradas as etapas de realização do ensaio.

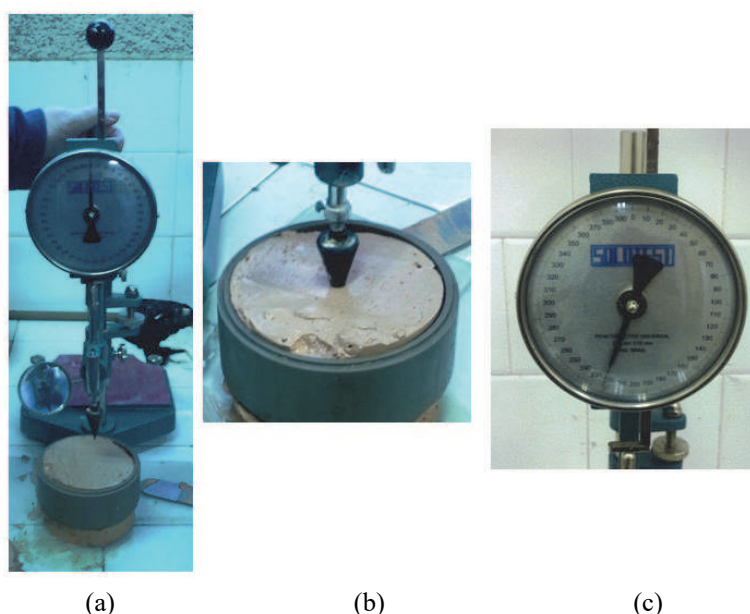


Fig. 12 – Sequência do ensaio de cone de queda livre: (a) preparação do ensaio; (b) penetração do cone; (c) medição da profundidade de penetração.

Hansbo (1957), baseado em considerações de ordem mecânica, e Wood e Wroth (1978), através de análise dimensional, estabeleceram uma relação teórica entre a penetração do cone e a resistência não drenada do solo, da seguinte forma:

$$s_u = K \cdot \frac{Q}{d^2} \quad (2)$$

onde Q é o peso do cone; d é a profundidade de penetração do cone e K é a constante de proporcionalidade (“fator cone”).

Karlsson (1961) indicou para argilas um valor de K igual a 0,8 (ângulo de vértice do cone igual a 30°) e 0,27 (ângulo de vértice do cone igual a 60°). Wood (1985) sugere os valores de 0,85 e 0,29, respectivamente, para argilas indeformadas.

Após a realização dos dois ensaios (palheta e cone de queda livre), foi medido o teor de umidade de cada um dos 5 pontos ensaiados. As determinações de teor de umidade foram realizadas por secagem em estufa por 48 horas, na temperatura de 60° C. Esta temperatura foi adotada em virtude da exigência de outras pesquisas concomitantes no laboratório, que lidavam com amostras contendo matéria orgânica.

2.5 – Determinação do limite de liquidez

O limite de liquidez de um solo (LL) é o teor de umidade que separa o estado líquido do plástico, no qual o solo apresenta uma resistência ao cisalhamento bastante reduzida. Na determinação do limite de liquidez das amostras de solo artificial, pelos métodos de Casagrande e de cone de queda, a variação de umidade nas amostras não adensadas era alcançada secando-se a amostra sob lâmpada incandescente (Figura 13a). Já nas amostras adensadas o procedimento foi inverso, umedecendo-se gradativamente o solo através de adição de água (Figura 13b) e homogeneização manual. Vale ressaltar que este processo resultou no amolgamento da amostra previamente adensada.

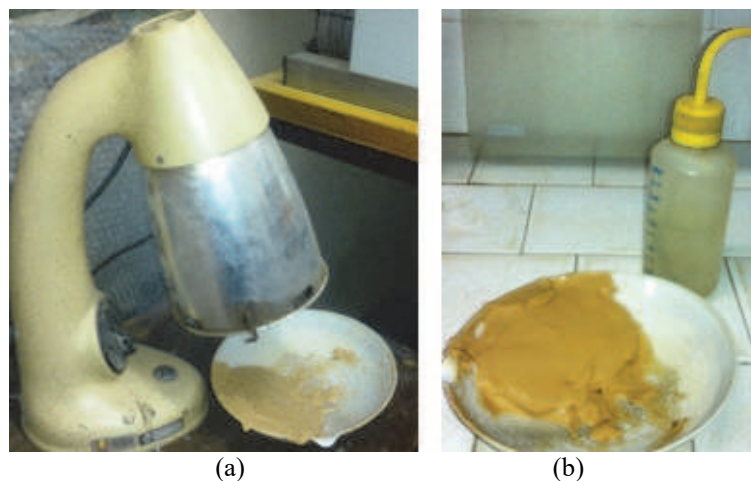


Fig. 13 – Condicionamento do teor de umidade para os ensaios de limites de Atterberg.

Para realização do ensaio de Casagrande, transferiu-se, com uma espátula, parte da amostra para a concha do aparelho, de forma a se obter uma camada com espessura de 10 mm na seção mais profunda. A seguir, fez-se uma ranhura utilizando-se cinzel específico. A manivela do aparelho foi então girada à velocidade de duas voltas por segundo, e foi contado o número de golpes necessários para que as duas bordas inferiores da ranhura se unissem por um comprimento de 10 mm; a seguir, foram coletadas partes de solo junto às bordas que se uniram, para posterior determinação do teor de umidade.

Este procedimento foi repetido de cinco a seis vezes, variando-se o teor de umidade do solo em cada ponto do ensaio, para a obtenção de pares de valores teor de umidade e número de golpes entre 10 e 50. Os dados obtidos foram representados graficamente, com o número de golpes na ordenada em escala logarítmica e o teor de umidade correspondente na abscissa, ajustando-se uma linha reta aos pontos experimentais. O teor de umidade correspondente a 25 golpes, sobre a linha

reta ajustada, por definição da norma brasileira NBR 6459 (ABNT, 2016b), é o limite de liquidez do solo.

Para a realização do ensaio de cone de queda livre, parte da amostra previamente preparada foi colocada em um molde cilíndrico de PVC com 5 cm de diâmetro e 6 cm de altura, enchendo-a até o topo procurando não deixar vazios e evitando a formação de bolhas de ar no interior da amostra.

Após realização do ensaio de cone de queda livre, retirou-se um pouco da amostra em torno do ponto de penetração, para determinação do teor de umidade. Este procedimento foi realizado de 5 a 6 vezes, variando-se o teor de umidade do solo, e obtendo-se valores penetração e teor de umidade para cada repetição.

Representou-se, num gráfico, a penetração na ordenada e o teor de umidade na abscissa, ajustando-se uma linha reta aos pontos experimentais. Por definição da norma britânica BS 1377 (BSI, 1990), o valor do teor de umidade correspondente a 20 mm de penetração é considerado igual ao limite de liquidez do solo.

Na Figura 14 são mostrados os equipamentos utilizados nos ensaios pelos métodos de Casagrande e de cone de queda.



Fig. 14 – Métodos para a determinação do limite de liquidez – cone de queda (à esquerda) e aparelho de Casagrande (à direita).

2.6 – Determinação do limite de plasticidade e do índice de plasticidade

O limite de plasticidade (LP) pode ser definido como o teor de umidade abaixo do qual o solo perde a sua capacidade de se deformar mantendo a continuidade do campo de deslocamentos e deformações, isto é, abaixo do limite de plasticidade o solo se deforma apresentando fissuras (Martins, 2018). Logo após cada ensaio para determinação do limite de liquidez, era realizado também o ensaio para determinação do limite de plasticidade, de acordo com a norma brasileira NBR 7180 (ABNT, 2016c). O aparato necessário à realização do ensaio consiste em uma placa de vidro com uma face esmerilhada e um cilindro padrão com 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento, conforme representado na Figura 15. O ensaio inicia-se rolando, sobre a face esmerilhada da placa, uma amostra de solo com um teor de umidade inicial próximo do limite de liquidez, até que duas condições sejam simultaneamente alcançadas: a) a amostra rolada de solo tenha um diâmetro igual ao do cilindro padrão; b) ocorra o aparecimento de fissuras (início da fragmentação). O teor de umidade da amostra rolada, nestas condições, representa o limite de plasticidade do solo. O ensaio é repetido de 4 a 5 vezes, para obtenção de um valor médio para o limite de plasticidade.



Fig. 15 – Ensaio para determinação do limite de plasticidade.

Dos diferentes índices relacionando os limites de Atterberg, o mais tradicionalmente utilizado é o índice de plasticidade (IP), diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade. O índice de plasticidade de um solo dá a amplitude do intervalo de umidade em que o solo se mantém plástico, isto é, o intervalo no qual o solo se deforma sem apresentar descontinuidades no campo de deslocamentos e deformações, ou seja, o solo não apresenta fissuras ao se deformar (Martins, 2018) e ao mesmo tempo não flui ao ser amolgado. Wood e Wroth (1978) definiram o índice de plasticidade como sendo a redução no teor de umidade que produz um aumento de 100 vezes na resistência ao cisalhamento não drenada.

Belviso et al. (1985), com base em conceitos oriundos da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (Schofield e Wroth, 1968) e na relação representada pela Equação 2, apresentam a dedução de uma expressão teórica que relaciona a profundidade de penetração do cone de queda livre com o índice de plasticidade e o teor de umidade de um solo:

$$w = IP \cdot \log_{10} d + C \quad (3)$$

onde w é o teor de umidade; d é a profundidade de penetração do cone e C é uma constante.

Na dedução da Equação 3, Belviso et al. (1985) admitem que a resistência não drenada no limite de plasticidade é 100 vezes maior do que a resistência no limite de liquidez, razão aproximada obtida por Skempton e Northey (1953) através de resultados experimentais.

Na presente pesquisa, o índice de plasticidade, obtido pela diferença entre o limite de liquidez (medido através do ensaio com o aparelho de Casagrande) e o limite de plasticidade (medido através do ensaio de rolagem do cilindro de solo), foi comparado com o índice de plasticidade obtido da aplicação da Equação 3 aos dados experimentais.

3 – RESULTADOS

3.1 – Resistência ao cisalhamento não drenada

No Quadro 6 são mostrados os resultados de resistência ao cisalhamento não drenada medidos através de ensaios de palheta (s_{uv}), profundidade de penetração medidos nos ensaios de cone (d) e teor de umidade (w), obtidos em seis amostras da pesquisa. No Quadro 6 também são indicadas as tensões verticais de adensamento aplicadas a cada amostra.

No gráfico da Figura 16 é mostrada a relação entre a resistência não drenada (s_{uv}), em escala logarítmica, e o teor de umidade (w) das amostras ensaiadas. São mostradas também as equações das retas de melhor ajuste aos pontos experimentais, correspondentes aos traços T30-0 e T20-20.

Quadro 6 – Resultados de resistência não drenada medida no ensaio de palheta e penetração medida no ensaio de cone de queda livre.

Amostra	Tensão vertical de adensamento (kPa)	d (mm)	s_{uv} (kPa)	w (%)
T20-20	10	17,3	3,3	126
T20-20	20	12,8	4,5	110
T20-20	40	12,1	4,6	106
T5-20	40	11,1	4,9	45
T30-0	10	14,6	2,8	171
T30-0	20	12,7	3,5	166

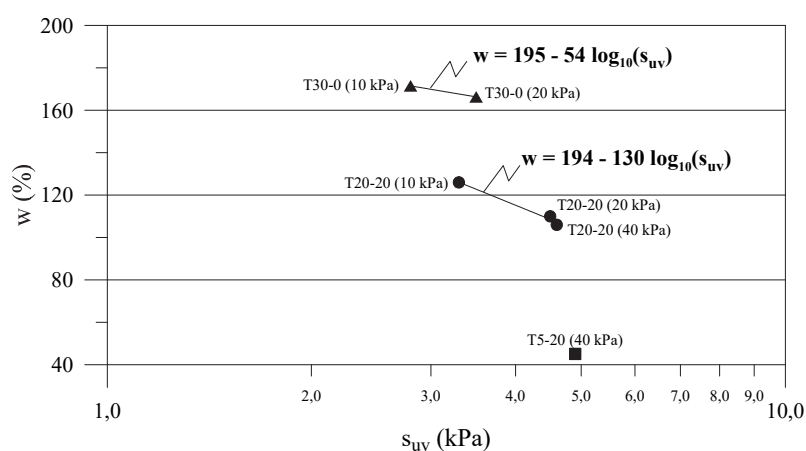


Fig. 16 – Relação entre resistência não drenada e teor de umidade.

No gráfico da Figura 17 são mostrados os pontos experimentais correlacionando s_{uv} e a profundidade de penetração (d) medida no ensaio de cone de queda.

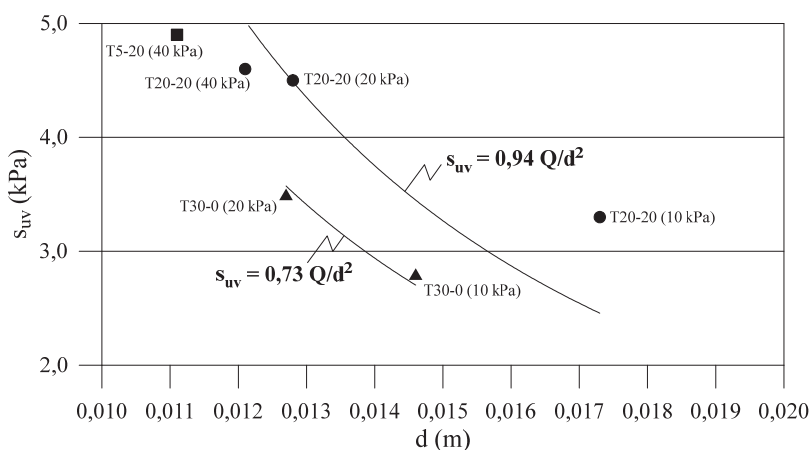


Fig. 17 – Relação entre profundidade de penetração do cone e resistência não drenada.

Foi realizada também a pesquisa do valor do fator cone K que conduzia ao melhor ajuste entre os pontos experimentais e a curva oriunda da relação teórica expressa na Equação 2. Para o traço T30-0, o valor ótimo encontrado para K foi igual a 0,94, enquanto que para o traço T20-20 o valor de K ajustado foi igual a 0,73 (o traço T5-20 não possibilita ajuste de K, pois só conta com um único ponto experimental). Os valores ajustados de K estão próximos dos valores propostos por Karlsson (1961) e Wood (1985) para cones com ângulo de vértice igual a 30°. Apesar da dispersão e do pequeno número de resultados experimentais, os dados do presente trabalho indicam que a expressão teórica proposta por Hansbo (1957) e Wood e Wroth (1978) permite uma razoável estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada das argilas, a partir da penetração do cone de queda. Os resultados também sugerem que possa existir uma relação entre o fator cone K e a mineralogia do solo.

3.2 – Limite de liquidez

Os resultados relacionados com o limite de liquidez das amostras de solo artificial já foram parcialmente discutidos em trabalho anterior (Pinto et al., 2012). Para a comparação entre os resultados dos dois métodos (Casagrande e cone de queda), os ensaios foram realizados simultaneamente. A cada ponto realizado pelo cone de queda, a mesma amostra (com o mesmo teor de umidade) foi submetida ao ensaio de Casagrande. Foram realizados 16 ensaios por cada método, dois por traço, sendo um ensaio utilizando solo adensado e outro ensaio utilizando diretamente a pasta misturada mecanicamente. Na Figura 18 estão sumarizados os resultados obtidos pelo método de Casagrande, relacionando o logaritmo do número de golpes com o teor de umidade (pontos experimentais e linhas de ajuste). A sigla (A) denota as amostras adensadas, enquanto que a sigla (P) denota as pastas misturadas mecanicamente.

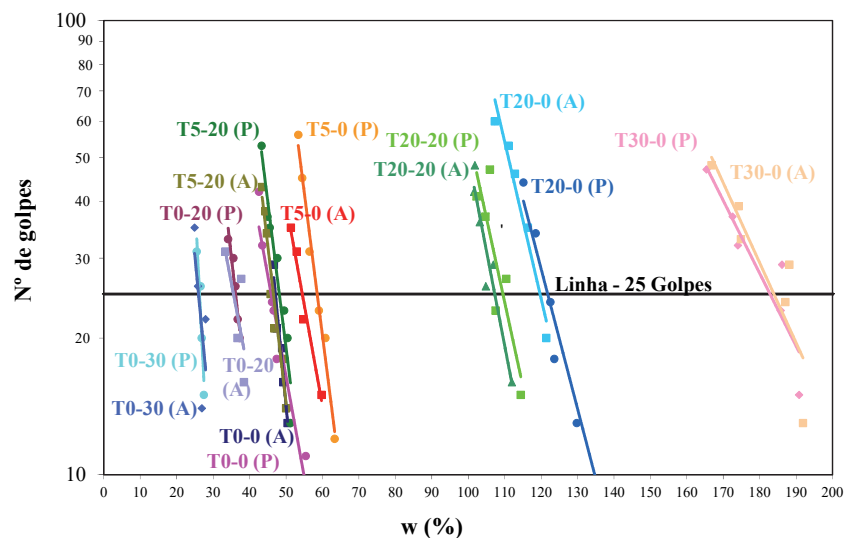


Fig. 18 – Resultados dos ensaios de Casagrande (Pinto et al., 2012).

Os valores de limite de liquidez (chamado de LL_p , designando assim o ensaio de percussão de Casagrande) obtidos para cada mistura são mostrados no Quadro 7. No mesmo quadro, também são reproduzidos os resultados de LL dos traços obtidos por via seca na fase de caracterização dos materiais.

Quadro 7 – Resultados dos ensaios de Casagrande.

Amostra	LL _p (%)		
	Adensada	Pasta	Via seca
T0-0	47	46	39
T5-0	54	59	56
T20-0	120	122	102
T30-0	184	183	146
T0-20	36	36	32
T0-30	26	26	32
T5-20	47	48	49
T20-20	107	109	95

Observa-se uma diferença entre os resultados de LL_p obtidos na fase de caracterização dos materiais (via seca) e os resultados obtidos a partir das pastas misturadas mecanicamente e dos corpos de prova adensados (via úmida). A diferença é mais acentuada nos traços com maior presença de bentonita, o que indica a maior sensibilidade dos argilominerais componentes da bentonita ao processo e ao tempo de mistura dos materiais.

Na Figura 19 são mostrados os resultados obtidos pelo método do cone de queda, relacionando a penetração do cone com o teor de umidade (pontos experimentais e linhas de ajuste).

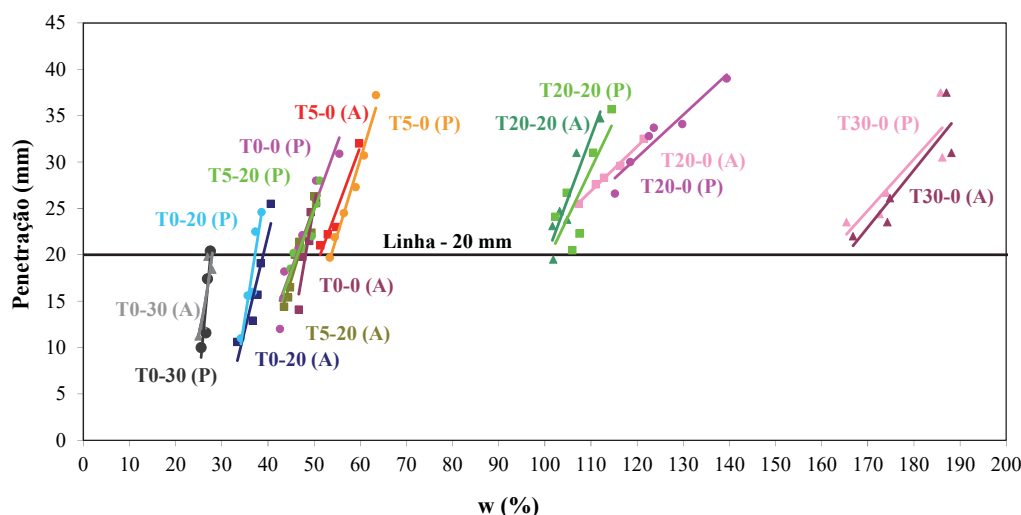


Fig. 19 – Resultados dos ensaios de cone de queda livre (Pinto et al., 2012).

Alguns ensaios pelo método do cone não alcançaram a linha de 20 mm. Nestas situações, para encontrar o valor do limite de liquidez correspondente a essa penetração, foi utilizada a equação da linha de ajuste de cada traço para extrapolação. O Quadro 8 sumariza os resultados obtidos pelos ensaios de cone de queda, onde LL_c designa o limite de liquidez obtido pelo ensaio de cone.

No gráfico da Figura 20 mostram-se os valores de limites de liquidez obtidos pelo método de Casagrande, frente aos valores pelo método do cone de queda livre. Observa-se que, para os valores de limites mais baixos a diferença não é significativa, com leve tendência de LL_c ser maior do que LL_p. Porém, quando o valor do limite é superior a 100% a diferença se acentua, passando o LL_p a ser maior do que o LL_c. Esse fato experimental é corroborado por diversos autores, como,

por exemplo, Prakash e Sridharan (2006), Grønbech et al. (2011), Mishra et al. (2012) e Bicalho et al. (2017).

Quadro 8 – Resultados dos ensaios de cone de queda.

Amostra	LL _c (%)	
	Adensada	Pasta
T0-0	48	46
T5-0	51	54
T20-0	96	97
T30-0	165	161
T0-20	40	37
T0-30	28	28
T5-20	47	46
T20-20	100	101

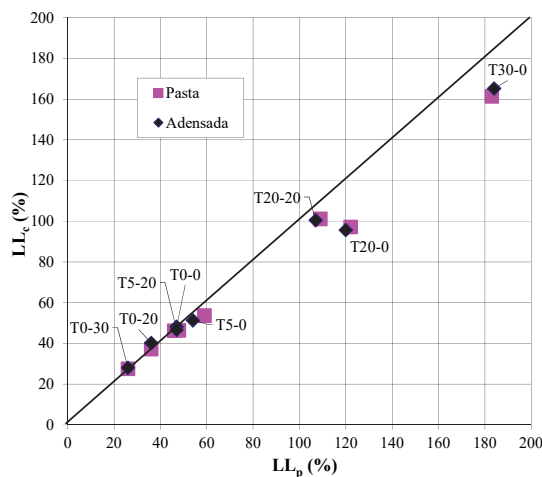


Fig. 20 – Resultados de limites de liquidez na comparação entre aparelho de Casagrande e cone de queda livre.

Sridharan e Prakash (2000) discutem as diferenças nos mecanismos de controle que influenciam os ensaios para determinação de LL, e concluem que o ensaio de percussão de Casagrande tende a fornecer maiores valores de LL para solos com preponderância de montmorilonita em sua composição, e que o ensaio de cone tende a fornecer maiores valores de LL para solos com preponderância de caulinita. Os resultados da presente pesquisa indicam que os valores de LL_p são maiores do que os valores de LL_c nas amostras com maior presença de bentonita em seu traço.

Em busca de uma melhor correlação entre os dois métodos de ensaio, as equações das linhas de ajuste do ensaio de cone, mostradas na Fig. 19, foram utilizadas para prever qual seria penetração do cone correspondente ao limite de liquidez medido no ensaio de Casagrande. No gráfico da Figura 21 foram comparados os valores dos limites de liquidez obtidos pelo método de Casagrande, e as correspondentes penetrações do cone de queda.

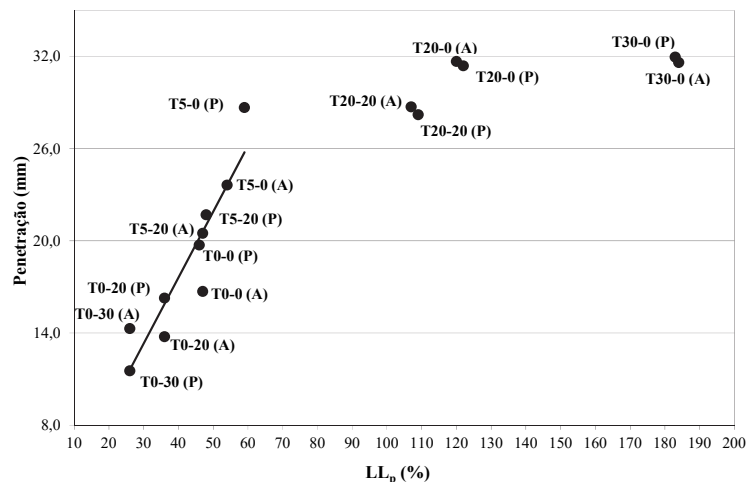


Fig. 21 – Relação entre o limite de liquidez medido pelo método de Casagrande e a penetração do cone de queda.

Observa-se que a penetração correspondente ao LL de Casagrande aumenta de forma aproximadamente linear com o aumento da magnitude do limite, na faixa de LL_p entre 30% e 60%. Os valores de penetração nesta faixa variaram entre 11 e 26 mm. Para LL_p acima de 60%, os resultados sugerem que a relação entre LL_p e penetração do cone passa a ser não-linear, atingindo um valor de penetração máximo em torno de 32 mm.

No gráfico da Figura 22 são mostrados os dados do presente trabalho, em conjunto com dados relatados por Mohajerani (1999), Sherwood e Ryley (1970) e alguns resultados relatados por MRD-Qld (1983) para diversos solos. Esses dados de outros trabalhos confirmam que a penetração do ensaio de cone, correspondente ao limite de liquidez medido no ensaio de Casagrande, aumenta com o valor do limite, atingindo um máximo em torno de 30 mm para limites de liquidez maiores do que 100%.

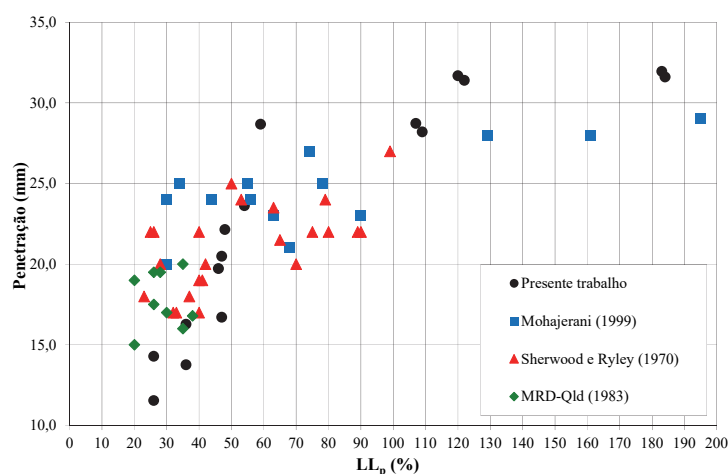


Fig. 22 – Limites de liquidez pelo aparelho de Casagrande versus penetração do cone de queda.

Uma discussão frequente na literatura técnica diz respeito ao valor da resistência ao cisalhamento não drenada de solos remoldados no limite de liquidez. Vários resultados reportados na literatura (Skempton e Northey, 1953; Norman, 1958; Wroth e Wood, 1978; Whyte, 1982; Wasti e Bezirci, 1986) sugerem que o valor desta resistência não é único, mas pode variar em uma faixa entre 5,6 e 0,5 kPa para solos de baixa a alta plasticidade. Na Figura 23 são apresentados valores de resistência ao cisalhamento não drenada, medidos no limite de liquidez através do ensaio de cone, contra os valores de LL de Casagrande.

Os resultados mostrados na Figura 23 indicam que a resistência não drenada no limite de liquidez decresce com o valor do limite, para uma faixa de variação do limite entre 20% e 100%. Acima deste valor, a tendência é de que a resistência não drenada atinja um valor assintótico, em torno de 0,7 kPa.

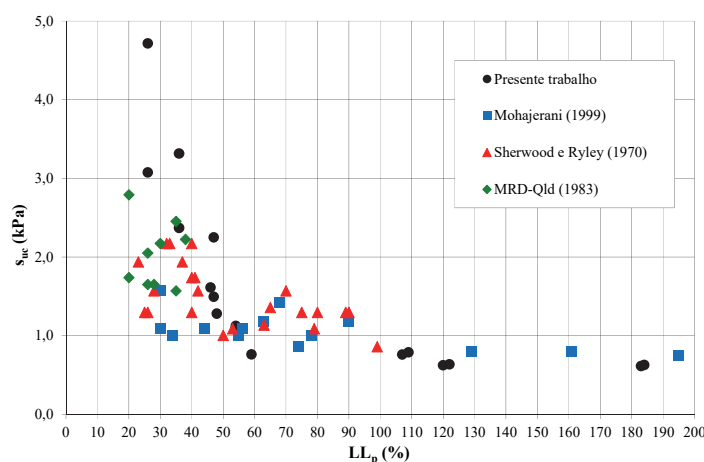


Fig. 23 – Limites de liquidez pelo aparelho de Casagrande versus s_u estimado a partir do ensaio de cone (dados do presente estudo e de outros autores).

3.3 – Índice de plasticidade

Dentre as diversas propostas para determinação do limite de plasticidade (LP) e do índice de plasticidade (IP) a partir do ensaio de cone de queda, adotou-se na presente pesquisa a relação teórica apresentada por Belviso et al. (1985) entre o índice de plasticidade, penetração do cone de queda livre e teor de umidade (Equação 3).

Os pontos experimentais apresentados na Figura 24 foram ajustados a linhas retas, da seguinte forma:

$$w = C_1 + C_2 \cdot \log_{10} d \quad (4)$$

onde w é o teor de umidade; d é a profundidade de penetração do cone; C_1 é o coeficiente linear da linha reta e C_2 é o coeficiente angular da linha reta.

No Quadro 9 são mostradas as equações das linhas de melhor ajuste, assim como o correspondente coeficiente de determinação (R^2).

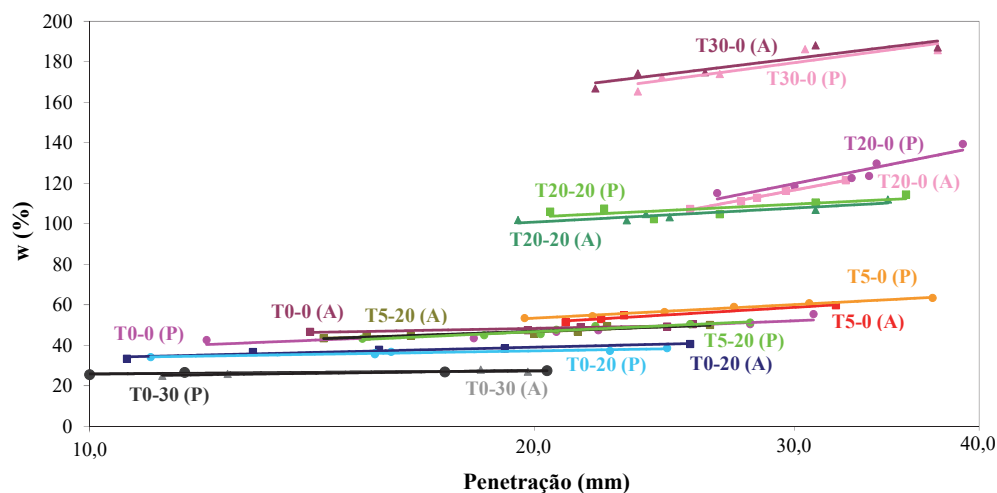


Fig. 24 – Relação entre o logaritmo da penetração do cone de queda e o teor de umidade.

Quadro 9 – Equações das linhas de ajuste entre o teor de umidade (w) e o logaritmo da profundidade de penetração do cone ($\log_{10} d$).

Amostra	Adensada		Pasta	
	Equação	R^2	Equação	R^2
T0-0	$w = 13,262 \log_{10} d + 31,074$	0,842	$w = 29,445 \log_{10} d + 8,542$	0,818
T5-0	$w = 43,403 \log_{10} d - 5,444$	0,961	$w = 38,076 \log_{10} d + 3,786$	0,990
T20-0	$w = 137,499 \log_{10} d - 86,685$	0,992	$w = 145,300 \log_{10} d - 95,036$	0,883
T30-0	$w = 89,238 \log_{10} d + 49,638$	0,845	$w = 97,605 \log_{10} d + 35,212$	0,805
T0-20	$w = 17,256 \log_{10} d + 16,562$	0,927	$w = 11,447 \log_{10} d + 22,321$	0,912
T0-30	$w = 9,421 \log_{10} d + 15,314$	0,791	$w = 5,206 \log_{10} d + 20,587$	0,856
T5-20	$w = 25,155 \log_{10} d + 14,123$	0,905	$w = 33,141 \log_{10} d + 3,553$	0,914
T20-20	$w = 39,314 \log_{10} d + 49,608$	0,835	$w = 35,951 \log_{10} d + 56,504$	0,566

Os resultados mostrados na Figura 24 sugerem uma relação entre a inclinação das linhas retas e o traço da mistura. Na Figura 25 são mostrados graficamente os coeficientes angulares das retas

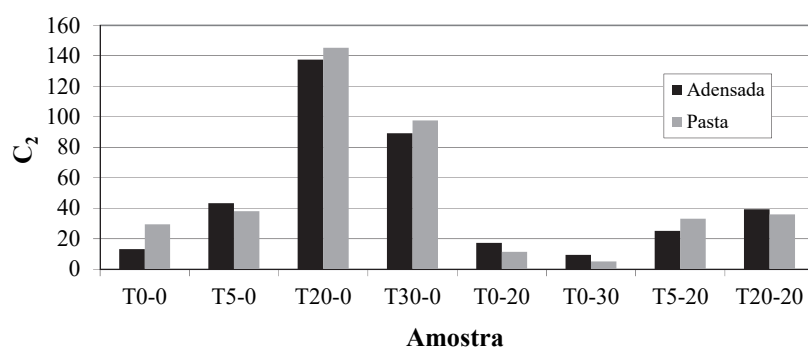


Fig. 25 – Coeficientes angulares das linhas retas de ajuste entre o teor de umidade (w) e o logaritmo da profundidade de penetração do cone ($\log_{10} d$).

de ajuste de cada traço. Observa-se a tendência de aumento do coeficiente angular à medida que a presença de bentonita aumenta no traço, e a tendência de redução do coeficiente angular à medida que a presença de areia fina aumenta no traço (à exceção do traço T20-0, que mostra inclinação superior à do traço T30-0, que tem maior quantidade de bentonita).

A partir das equações das linhas de melhor ajuste aos pontos, pode-se obter o índice de plasticidade do solo, que será igual ao coeficiente angular da reta obtida. Os valores encontrados para cada traço (chamados de IP_c para designar o ensaio de cone) encontram-se no Quadro 10.

Quadro 10 – Valores de IP estimados a partir do ensaio de cone de queda livre.

Amostra	IP _c (%)	
	Adensada	Pasta
T0-0	13	29
T5-0	43	38
T20-0	137	145
T30-0	89	98
T0-20	17	11
T0-30	9	5
T5-20	25	33
T20-20	39	36

No Quadro 11 estão sumarizados os resultados de limite de liquidez pelo método do aparelho de Casagrande (LL_p), o limite de plasticidade dado pelo ensaio de rolagem do cilindro de solo (LP_r), que por subtração indicam os valores de índice de plasticidade (IP_{pr}) medidos da forma convencional.

Quadro 11 – Valores de IP medidos pelos métodos convencionais de ensaio.

Amostra	Adensada			Pasta		
	LL_p (%)	LP_r (%)	IP_{pr} (%)	LL_p (%)	LP_r (%)	IP_{pr} (%)
T0-0	47	27	20	46	25	21
T5-0	54	26	28	59	23	36
T20-0	120	25	95	122	25	97
T30-0	184	38	146	183	41	142
T0-20	36	20	16	36	21	15
T0-30	26	19	7	26	21	5
T5-20	47	27	20	48	22	26
T20-20	107	34	73	109	32	77

A comparação gráfica entre os valores de IP_c e IP_{pr} encontra-se na Figura 26. Observa-se uma boa correlação apenas para traços com índice de plasticidade inferior a 40%. Acima deste valor, excetuando-se os resultados do traço T20-0, o IP_{pr} passa a ser maior do que o IP_c . A razão entre as resistências ao cisalhamento não drenadas no LL e no LP, admitida constante e igual a 100 por Belviso et al. (1985), pode ser a causa desta discrepância para solos com plasticidade mais alta. Esta razão tem sido questionada por vários autores, como, por exemplo, Haigh et al. (2013). Além disso, as diferenças nos mecanismos de controle que influenciam os ensaios de percussão de Casagrande e de cone, para determinação de LL, podem também estar afetando os resultados obtidos para o IP (Sridharan e Prakash, 2000).

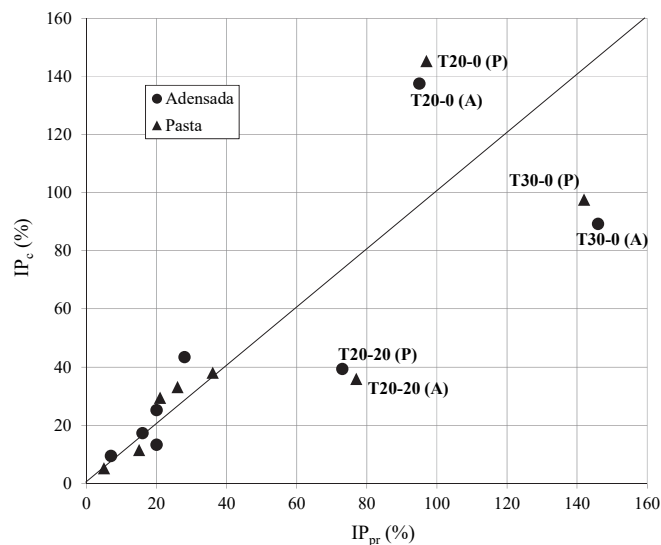


Fig. 26 – Valores de IP_{pr} (ensaios convencionais de laboratório) versus IP_c (estimativa teórica desde os ensaios de cone de queda livre).

4 – CONCLUSÕES

O cone de queda foi utilizado para avaliação da plasticidade e resistência ao cisalhamento de solos artificiais, produzidos em laboratório a partir de misturas de caulim, bentonita, areia fina e água destilada. As principais conclusões da pesquisa são as seguintes:

- A expressão teórica de Hansbo (1957) e Wood e Wroth (1978), relacionando a resistência ao cisalhamento não drenada com a profundidade de penetração do cone de queda, teve razoável ajuste aos dados experimentais da pesquisa, apesar dos poucos ensaios realizados;
- Os resultados dos ensaios de Casagrande e cone de queda divergiram em relação ao valor do limite de liquidez das amostras. A divergência é tanto maior quanto maior é o percentual de bentonita do traço de solo artificial. Esta divergência é amplamente relatada na literatura, e pode estar relacionada às diferenças nos mecanismos de controle e mobilização de resistência dos dois ensaios. A adoção de um valor único para a penetração do cone de queda (20 mm), correspondente ao limite de liquidez do solo, independentemente do tipo de solo e de sua composição mineralógica, também pode contribuir para a divergência observada;
- Para os solos artificiais utilizados nesta pesquisa, a penetração do cone de queda livre, correspondente ao limite de liquidez pelo aparelho de Casagrande, aumentou de forma aproximadamente linear com o aumento do valor do limite, na faixa de limites de liquidez entre 30% e 60%. Os valores de penetração nesta faixa variaram entre 11 e 26 mm. Para valores de limites de liquidez acima de 60%, os resultados sugerem que a relação entre o limite de liquidez pelo método do aparelho de Casagrande e a penetração do cone passa a ser não-linear, atingindo um valor de penetração máximo em torno de 32 mm. Estes resultados são semelhantes aos relatados por outros autores;
- Com relação à determinação do índice de plasticidade dos solos artificiais ensaiados, o procedimento proposto por Belviso et al. (1985) teve bom ajuste aos resultados dos

ensaios de Casagrande (percussão para LL e rolagem de cilindros para LP) apenas para os traços com IP inferior a 40%. Para solos com IP acima de 40%, a obtenção pelos procedimentos de Casagrande foi superior à medida pelo ensaio de cone (à exceção de uma das amostras, de traço T20-0). Os mesmos fatores que afetam a determinação do LL pelo método de percussão de Casagrande e pelo método de cone, podem estar também afetando a determinação do IP.

- Quanto à resistência ao cisalhamento não drenada, apesar dos poucos ensaios realizados, observou-se que a expressão teórica de Hansbo (1957) e Wood e Wroth (1978), relacionando s_u com a profundidade de penetração do cone de queda, teve razoável ajuste aos dados experimentais da pesquisa, principalmente para o traço T30-0 (traço com maior quantidade de bentonita na mistura). A influência da mineralogia, e também de possíveis efeitos viscosos, no modelo de Hansbo são pontos que deverão ser abordados em futuros trabalhos.

Em síntese, o ensaio de cone de queda se mostra um importante método para avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada e da plasticidade dos solos. Na comparação com outros ensaios para determinação do s_u , o ensaio de cone tem vantagens em relação à simplicidade e repetibilidade. Já na comparação com os ensaios convencionais para determinação dos limites de Atterberg, o ensaio de cone mostra ainda menor influência do operador. Entretanto, como corroboram os resultados obtidos, deve-se atentar à validade de correlações estabelecidas na literatura frente à natureza dos solos que as geram.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2016a). *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. NBR 6458 (Anexo B: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica). Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2016b). *Solo – Determinação do limite de liquidez*. NBR 6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2016c). *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. NBR 7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2016d). *Solo – Análise granulométrica*. NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Belviso, R.; Ciampoli, S.; Cotecchia, V.; Federico, A. (1985). *Use of the cone penetrometer to determine consistency limits*. Ground Engineering, vol. 18, nº 5, pp. 21-22.
- Bicalho, K.V.; Gramelich, J.C.; Cunha, C.L.S.; Sarmiento Jr., R.G. (2017). *Estudo dos valores do limite de liquidez obtidos pelos métodos de Casagrande e cone para diferentes argilas*. Geotecnia, vol. 140, pp. 63–72.
- Brown, P.J.; Huxley, M.A. (1996). *The cone factor for a 30° cone*. Ground Engineering, vol. 29, nº 10, pp. 34-36.
- BSI (1990). *Methods of test for soils for civil engineering purposes*. BS 1377. Milton Keynes, British Standards Institution, United Kingdom.
- Camargo, K.R.; Bastos, C.A.B.; Silva, C.F. (2010). *Análise da permeabilidade e de propriedades de compactação de solos compactados com adição de bentonita para uso como barreira*

mineral. Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 8 p., Gramado.

- Campbell, D.J. (1976). *Plastic limit determination using a drop-cone penetrometer*. Journal of Soil Science, vol. 27, pp. 295-300.
- Carvalho, J.B.Q. (1986). *The applicability of the cone penetrometer to determine the liquid limit of lateritic soils*. Géotechnique, vol. 36, nº 1, pp. 109-111.
- Casagrande, A. (1932). *Research on the Atterberg limits of soils*. Public Roads, vol. 13, nº 8, pp. 121-136.
- Feng, T.W. (2000). *Fall cone penetration and water content relationship of clays*. Géotechnique, vol. 50, nº 2, pp. 181-187.
- Grønbech, G.L.; Nielsen, B.N.; Ibsen, L.B. (2011). *Comparison of liquid limit of highly plastic clay by means of Casagrande and fall cone apparatus*. Proceedings of the 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 7 p., Toronto.
- Haigh, S.K.; Vardanega, P.J.; Bolton, M.D. (2013). *The plastic limit of clays*. Géotechnique, vol. 63, nº 6, pp. 435-440.
- Hansbo, S. (1957). *A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test*. Proceedings of the Royal Swedish Geotechnical Institute, nº 14, Stockholm.
- Harrison, J.A. (1988). *Using the BS cone penetrometer for the determination of the plastic limit of soils*. Géotechnique, vol. 38, nº 3, pp. 433-438.
- Hazell, E. (2008). *Numerical and experimental studies of shallow cone penetration in clay*. Ph. D. Thesis, Oxford University, UK.
- Head, K.H. (1982). *Manual of soil laboratory testing*. Vol. 2, Pentech Press, London.
- Houlsby, G.T. (1982). *Theoretical analysis of the fall cone test*. Géotechnique, vol. 32, nº 2, pp. 111-118.
- Hrubesova, E; Lunackova, B; Brodzki, O. (2016). *Comparison of liquid limit of soils resulted from Casagrande test and modified cone penetrometer methodology*. Procedia Engineering, vol. 142, pp. 364-370.
- Karlsson, R. (1961). *Suggested improvements in the liquid limit test, with reference to flow properties of remolded clays*. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 171-184, Paris.
- Koumoto, T.; Houlsby, G.T. (2001). *Theory and practice of the fall cone test*. Géotechnique, vol. 51, nº 8, pp. 701-712.
- Leroueil, S.; Le Bihan, J.P. (1996). *Liquid limits and fall cones*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 33, pp. 793-798.
- Littleton, I.; Farmilo, M. (1977). *Some observations on liquid limit values with reference to penetration and Casagrande tests*. Ground Engineering, vol. 10, nº 4, pp. 111-118.
- Martins, I.S.M. (2018). Comunicação pessoal.
- Massarsch, K.R; Fellenius, B.H. (2012). *Early swedish contributions to geotechnical engineering*. Proceedings of the GeoCongress 2012, pp. 239-256, Oakland.

- Matteo, L. (2012). *Liquid limit of low-to medium-plasticity soils: comparison between Casagrande cup and cone penetrometer test*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, vol. 71, nº 1, pp. 79–85.
- Mishra, A.K.; Ohtsubo, M.; Li, L.Y.; Higashi, T. (2012). *Influence of various factors on the difference in the liquid limit values determined by Casagrande's and fall cone method*. Environmental Earth Sciences, vol. 65, nº 1, pp. 21–27.
- Mohajerani, A. (1999). *A suggested calibration for the cone penetrometer liquid limit*. Australian Geomechanics, vol. 34, nº 4, pp. 71–76.
- Moon, C.F.; White, K.B. (1985). *A comparison of liquid limit tests results*. Géotechnique, vol. 35, nº 1, pp. 59–60.
- MRD-Qld (1983). *Assessment of the relationship between liquid limit and associated results of the cone penetrometer and Casagrande test*. Main Roads Department, Queensland.
- Norman, L.E.J. (1958). *A comparison of values of liquid limit determined with apparatus having bases of different hardness*. Géotechnique, vol. 8, nº 2, pp. 79–84.
- Özer, M. (2009). *Comparison of liquid limit values determined using the hard and soft base Casagrande apparatus and the cone penetrometer*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, vol. 68, nº 3, pp. 289–296.
- Pinto, P.B.; Rosa, K.L.; Alves, A.M.L.; Bastos, C.A.B. (2012). *Comparação entre resultados de ensaios de Casagrande e de cone de queda livre para determinação do limite de liquidez*. Anais do XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 6 p., Ipojuca.
- Prakash, K.; Sridharan, A. (2006). *Critical appraisal of the cone penetration method of determining soil plasticity*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 43, nº 8, pp. 884–888.
- Rajasekaran, G; Rao, N. (2004). *Falling cone method to measure the strength of marine clays*. Ocean Engineering, vol. 31, nº 14–15, pp. 1915–1927.
- Schofield, A.N.; Wroth, C.P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, New York.
- Sherwood, P.T.; Ryley, M.D. (1970). *An investigation of a cone penetrometer method for the determination of the liquid limit*. Géotechnique, vol. 20, nº 2, pp. 203–208.
- Sivakumar, V.; Glynn, D.; Cairns, P.; Black, J.A. (2009). *A new method of measuring plastic limit of fine materials*. Géotechnique, vol. 59, nº 10, pp. 813–823.
- Skempton, A.W.; Northey, R.D. (1953). *The sensitivity of clays*. Géotechnique, vol. 3, nº 1, pp. 30–53.
- Spagnoli, G. (2012). *Comparison between Casagrande and drop-cone methods to calculate liquid limit for pure clay*. Canadian Journal of Soil Science, vol. 92, nº 6, pp. 859–864.
- Sridharan, A.; Prakash, K. (2000). *Percussion and cone methods of determining the liquid limit of soils: controlling mechanisms*. Geotechnical Testing Journal, vol. 23, nº 2, pp. 236–244.
- Stone, K.J.L.; Phan, C.D. (1995). *Cone penetration tests near the plastic limit*. Géotechnique, vol. 45, nº 1, pp. 155–158.
- Tanaka, H; Hirabayashi, H.; Matsuoka, T.; Kaneko, H. (2012). *Use of fall cone test as measurement of shear strength for soft clay materials*. Soils and Foundations, vol. 52, nº 4, pp. 590–599.

- Tomazelli, L.J., Villwock, J.A. (2005). *Mapeamento geológico de planícies costeiras: o exemplo da costa do Rio Grande do Sul*. Gravel, nº 3, pp. 109–115.
- Wasti, Y; Bezirci, M.H. (1986). *Determination of the consistency limits of soils by the fall cone test*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 23, pp. 241-246.
- Whyte, I.L. (1982). *Soil plasticity and strength - a new approach using extrusion*. Ground Engineering, vol. 15, nº 1, pp. 16-24.
- Wiers, K.C. (1984). *The Casagrande method versus the drop-cone penetrometer method for the determination of liquid limit*. Canadian Journal of Soil Science, vol. 64, nº 2, pp. 297-300.
- Wood, D. M. (1982). *Cone penetrometer and liquid limit*. Géotechnique, vol. 32, nº 1, pp. 152-157.
- Wood, D.M. (1985). *Some fall cone tests*. Géotechnique, vol. 35, nº 1, pp. 64-68.
- Wood, D.M.; Wroth, C.P. (1978). *The use of the cone penetrometer to determine the plastic limit of soils*. Ground Engineering, vol. 11, nº 3, p. 37.
- Wroth, C.P.; Wood, D.M. (1978). *The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, nº 2, pp. 137-145.