

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/312

# Estudo do Comportamento Não Linear da Envoltória de Resistência Aplicada no Dimensionamento de Fundações Diretas

Yrys Sophya Lins Barreto  
Acadêmica de Engenharia Civil, UTFPR, Toledo, Brasil, yrys@alunos.utfpr.edu.br

Emanuelle Cristina Vitória Brandt Fruhauf  
Acadêmica de Engenharia Civil, UTFPR, Toledo, Brasil, efruhauf@alunos.utfpr.edu.br

Guilherme Alan Souza Costa  
Professor, UTFPR, Toledo, Brasil, guilhermecosta@utfpr.edu.br

Patrícia Casarotto de Oliveira  
Professora, UTFPR, Toledo, Brasil, patriciac@utfpr.edu.br

William Hideki Ito  
Professor, UTFPR, Toledo, Brasil, wito@utfpr.edu.br

**RESUMO:** A suposição de envoltórias lineares de resistência pode não ser uma hipótese válida para todos os tipos e condições de solos e/ou particularidades de projeto, como nível de tensões. Esse artigo visa ampliar esta discussão aplicando resultados experimentais a um caso idealizado de fundação direta. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto em ampla faixa de tensões normais de compressão (25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1.600 kPa) em amostras indeformadas de solo residual do basalto do oeste paranaense. A partir da campanha experimental definiu-se uma envoltória de resistência segmentada em duas faixas: uma para baixas tensões normais (25 kPa a 100 kPa) e outra para altas tensões normais (200 kPa a 1.600 kPa). Concluiu-se que o nível da tensão normal imposta influencia na avaliação dos parâmetros de resistência. Para o solo em questão, notou-se que o trecho inicial está submetido a maior influência da parcela de coesão, em contrapartida, na faixa que compreende tensões elevadas, parcela de atrito predomina. Em termos práticos, os resultados foram aplicados em uma análise paramétrica a qual mostrou que tensões admissíveis do conjunto solo-sapata poderiam variar em até 50%, considerando uma sapata com base de 3m.

**PALAVRAS-CHAVE:** envoltória não linear de Mohr-Coulomb, ensaio de cisalhamento direto, capacidade de carga, fundações diretas, sapatas.

**ABSTRACT:** The assumption of linear resistance envelopes for soils may not be a valid one for all soil types and conditions and/or design particularities, such as stress levels. This article aims to expand this discussion by applying experimental results to an idealized case of shallow foundation. Direct shear tests were carried out in a wide range of normal compressive stresses (25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa and 1,600 kPa) on undisturbed samples of residual basalt soil taken from western Paraná. From the experimental campaign, a segmented resistance envelope was defined into two ranges: one for low normal stress (25 kPa to 100 kPa) and another for high normal stress (200 kPa to 1,600 kPa). It was concluded that the level of normal stress imposed influences the evaluation of resistance parameters. For the soil in question, it was noted that the initial section is strongly influenced by the cohesion portion, on the other hand, in the range that comprises high tensions, the friction portion predominates. In practical terms, the results were applied to a hypothetical case which showed that bearing capacity could vary by up to 50% for the case studied, in a footing with a 3m base.

**KEYWORDS:** nonlinear Mohr-Coulomb envelope, direct shear test, bearing capacity, shallow foundations, footings.

## 1 INTRODUÇÃO

A avaliação da resistência dos solos é uma etapa imprescindível em problemas geotécnicos como a qual se aplica no dimensionamento de aterros, fundações, escavações, na avaliação de estabilidade de taludes e diversas outras obras. Convencionou-se por adotar a envoltória de resistência linear baseada nos parâmetros de Mohr-Coulomb, intercepto coesivo e ângulo de atrito, pela sua simplicidade, praticidade, e, principalmente, pela boa correlação com os comportamentos reais dos solos quando solicitados próximos à plasticidade. Sabe-se, contudo, que outras teorias, como Cam-Clay ou Nor-Sand, que consideram os estados críticos podem ser necessárias em determinadas análises.

Visando ampliar as discussões sobre o tema, o presente artigo propõe abordar o efeito da não linearidade da envoltória de resistência de um solo argiloso, típico do oeste paranaense. Para subsidiar a discussão, foram realizados ensaios de cisalhamento direto para tensões de compressão normal na faixa de 25 kPa até 1.600 kPa. Além disso, é apresentado um simples caso de fundação direta sujeita a distintos parâmetros de resistência, em função da envoltória selecionada onde as implicações da não linearidade são discutidas.

## 2 EMBASAMENTO TEÓRICO

### 2.1 Fundações diretas e estimativas de capacidade de carga

O dimensionamento geotécnico de fundações consiste na avaliação do estado limite último (ELU) e do estado limite de serviço (ELS). Em linhas gerais, a condição do ELU é verificada a partir da definição de um valor de tensão de ruptura (a qual é aplicada um Fator de Segurança) que o solo é capaz de suportar quando submetido a um carregamento vertical. A tensão de ruptura, ou última, do conjunto solo-fundação pode ser estimada através de modelos teóricos de ruptura, por métodos semi-empíricos que levam em consideração estimativas de parâmetros de resistência com base em ensaios de sondagem à percussão (SPT) ou de cone (CPT), ou ainda através de ensaios de carga sobre placa que simulam, de forma reduzida, os carregamentos induzidos pelas estruturas de apoio. Obviamente são adotados os devidos fatores de segurança a depender do modelo utilizado, conforme recomendado na norma NBR 6122 (ABNT, 2022).

#### 2.1.1 Modos de falha

A superfície de ruptura de fundações diretas é regida em função de diversos fatores, como estratigrafia do subsolo, a solicitação, a profundidade de assentamento da base, a presença ou não de nível d'água, entre outros. Além disto, certamente devem ser considerados os parâmetros de resistência do solo que são essenciais nesta análise. Por exemplo, para materiais puramente coesivos a superfície de ruptura se aproxima de uma superfície circular, assim como aquelas obtidas em análises de rupturas de aterros sobre solos moles. Já para solos cuja resistência é dada pela presença (ou não) da parcela coesiva em conjunto com a parcela de atrito, a superfície pode variar de acordo com os modelos teóricos adotados na análise.

Neste trabalho será adotado um modo teórico de falha que leva em consideração os planos de ruptura obtidos através dos carregamentos principais. Em tal modelo é possível definir regiões de comportamento distintos. A primeira apresenta as condições de contorno definidas pelo carregamento último/limite da fundação ( $q_{ult}$ ) e pelo esforço lateral do solo proporcional ao empuxo passivo. Neste caso, a ruptura ocorreria por um plano inclinado a  $45^\circ + \phi/2$  em relação ao plano vertical, onde  $\phi$  representa o ângulo de atrito do subsolo em questão. Esta ruptura ocorre no elemento *bce* da Figura 1, e, obviamente, carregamentos simétricos são verificados no elemento *cf*. Após a ruptura, esta cunha de solo tenderia a “empurrar” o solo adjacente (representado pelo elemento *cdf*), provocando um aumento das tensões horizontais nesta outra região. Como consequência esta outra região apresentará a tensão principal maior na direção horizontal, e o plano de ruptura ocorrerá por um plano inclinado a  $45^\circ - \phi/2$  em relação ao plano vertical, conforme ilustrado na Figura 1. Através do modelo apresentado fica evidente que  $\sigma_{3,1}$  (a tensão principal menor no elemento 1) é igual à  $\sigma_{1,2}$  (a tensão principal maior no elemento 2).

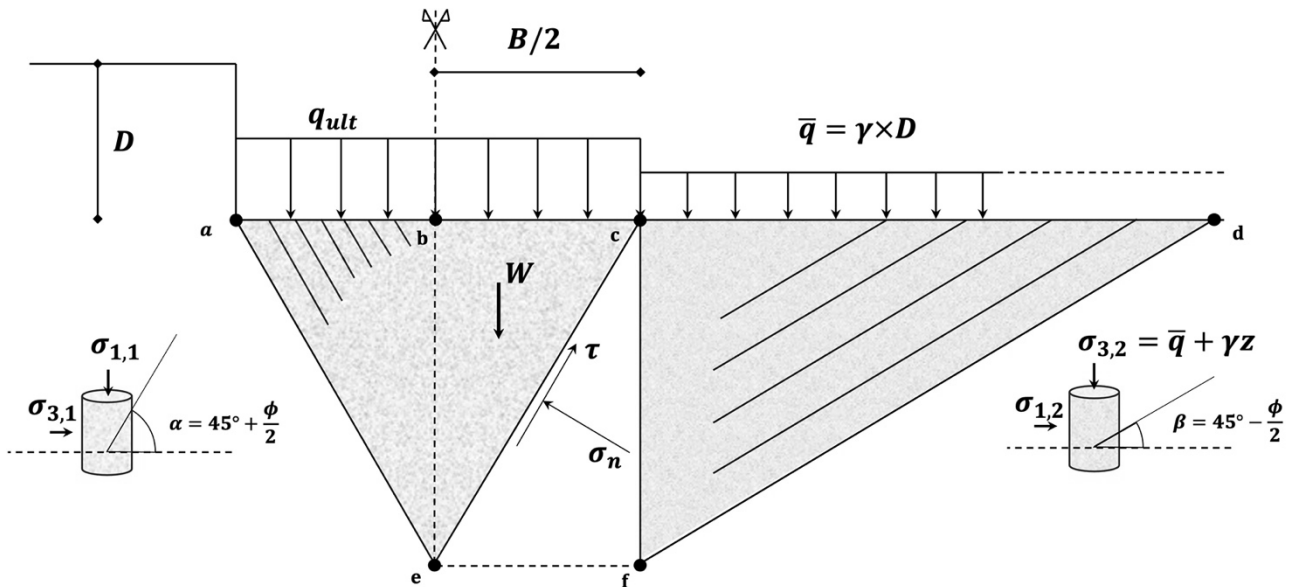


Figura 1. Superfícies de ruptura (modificado de Bowles, 1997)

A tensão normal e tensão cisalhante que ocorrem no plano avaliado (*ce*) são obtidas através do círculo de Mohr correspondente às sollicitações que levam à ruptura. Realiza-se o equacionamento de equilíbrio na direção vertical, atentando-se ao fato de que  $\sigma_{1,2}$  varia com a profundidade. O resultado desta integração e demais passos intermediários podem ser consultados em Bowles (1997). Ao realizar o equilíbrio de esforços, obtém-se que a carga na ruptura é dada pela Equação 1, onde  $K_p$  é expresso conforme a Equação 2.

$$q_{ult} = c \left( \frac{2K_p}{\cos\phi} + \sqrt{K_p} \right) + \bar{q} \frac{\sqrt{K_p K_p}}{\cos\phi} + \frac{\gamma B}{4} \left( \frac{K_p^2}{\cos\phi} - \sqrt{K_p} \right) \quad (1)$$

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2)$$

Onde,

$q_{ult}$  – tensão de ruptura (ou última) do conjunto solo-sapata;

$c$  – parcela de coesão do solo;

$W$  – peso da cunha de solo;

$K_p$  – coeficiente de empuxo passivo;

$\phi$  – ângulo de atrito do solo;

$\bar{q}$  – sobrecarga de solo no nível de assentamento da sapata;

$\gamma$  – peso específico do solo;

$B$  – menor dimensão em planta da sapata.

## 2.2 Ensaios de resistência ao cisalhamento do solo

Dentre as diversas formas de ensaios disponíveis para obtenção dos parâmetros de resistência do solo, adotou-se o ensaio de cisalhamento direto. Considerou-se este o mais adequado para o presente trabalho tendo em vista que o objetivo é avaliar os efeitos da envoltória de resistência não linear dos solos. Assim, foi definida uma ampla variação de tensões normais, o que inviabilizaria a execução em alguns equipamentos de ensaios triaxiais convencionais.

Por não haver, até a presente data, uma norma brasileira que estabeleça os procedimentos deste ensaio (cisalhamento direto) foi utilizada a norma ASTM D3080 (ASTM, 2023), a qual descreve uma metodologia padronizada de execução. Optou-se por conduzir o ensaio com amostra inundada, ou seja, a parcela de variação de resistência dependente da sucção foi eliminada.

Os ensaios foram conduzidos com tensão de compressão inicial de 25 kPa a qual foi dobrada a cada ensaio, até a tensão de 1.600 kPa, atingindo assim o limite do equipamento disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos da UTFPR-Toledo. Os corpos de prova foram moldados em amostras prismáticas com dimensões de 60 mm x 60 mm x 20 mm retiradas de um bloco indeformado na região urbana de Toledo/PR. As informações gerais dos ensaios realizados, nos quais empregaram-se corpos de prova moldados a partir de uma amostra indeformada da região de Toledo/PR, constam na Tabela 1. Assim como discutido por Weisheimer *et al* (2023), estes materiais apresentam característica argilosa marcante, além da predominância da coloração avermelhada resultante da alta concentração de óxidos de ferro e alumínio presentes da decomposição de rochas basálticas do Grupo Serra Geral. Por se tratar de uma amostra com característica laterítica, apresenta elevada permeabilidade, possibilitando uma velocidade de execução do ensaio superior às amostras argilosas convencionais.

Tabela 1. Características dos ensaios realizados.

Equipamento	Velocidade de deslocamento (mm/min)	Corpo de prova prismático CxLxA <sup>a</sup> (mm)	Tensões aplicadas (kPa)
Cisalhamento direto automatizado	0,160	60x60x20	25; 50; 100; 200; 400; 800 e 1.600

<sup>a</sup>C: comprimento

<sup>a</sup>L: largura

<sup>a</sup>A: altura

### 3 DISCUSSÃO E RESULTADOS

Durante a análise dos resultados, optou-se por dividi-los em dois grupos principais devido à magnitude das tensões aplicadas, como apresentado nos gráficos da Figura 2. A partir destes gráficos fica evidente a diferença de comportamento deste material quando levado à ruptura, para diferentes patamares de tensões normais de compressão.

Os ensaios realizados com reduzido nível de tensão normal, (Figura 2a), tendem a atingir a resistência de pico logo no início do ensaio, ou seja, após pequenos deslocamentos (inferiores a 2 mm). Em contrapartida, aqueles realizados com elevados níveis de tensões, (Figura 2b), atingiram a resistência após deslocamentos mais elevados (a partir de 3 mm).

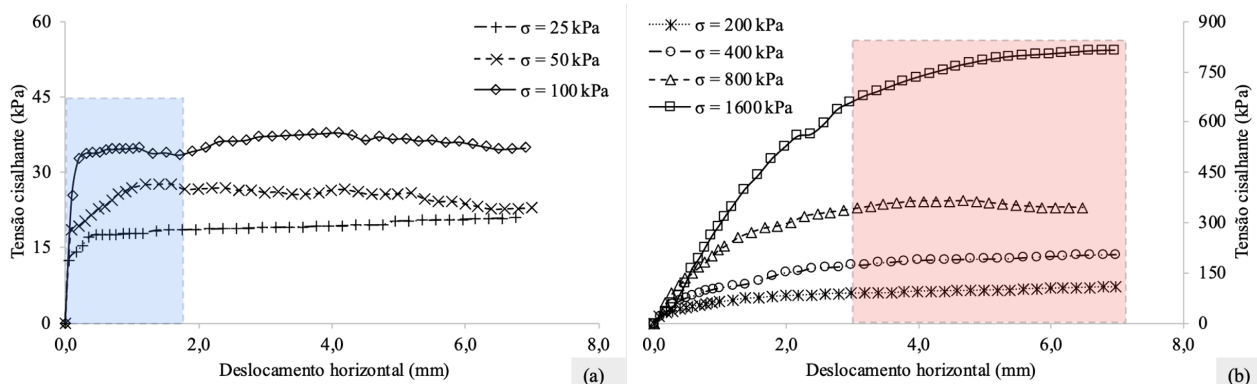


Figura 2. Ensaio de cisalhamento direto para diferentes tensões normais.

(a) baixos níveis de tensões (até 100 kPa) ; (b) elevados níveis de tensões (200 kPa até 1.600 kPa).

Ao plotar as envoltórias de resistência dos dois grupos analisados fica claro o efeito da não linearidade, conforme discutido por Maksimovic (1989), Xuan *et al* (2021) e outros. Em baixas tensões há influência do efeito de sobreadensamento na resistência das amostras argilosas, seja pela ocorrência de sobrecarregamento/descarregamento no passado ou pelo efeito de pré-adensamento provocado pela redução do índice de vazios devido ao adensamento secundário ao longo do tempo, conforme exposto por Taylor

(1948). Quando se analisa os ensaios a elevadas tensões, ou tensões superiores àquela de sobreadensamento da amostra indeformada, a mesma apresenta um comportamento regular e com resistência diretamente proporcional ao incremento de tensão normal aplicada.

Para os ensaios com menores valores de tensões normais adotou-se o conceito de *intercepto de coesão*, conforme apresentado na Figura 3a. Para os ensaios com maiores valores de tensão normal foi adotado um ajuste linear dos ensaios de resistência (Figura 3b). É possível notar que para grandes tensões aplicadas a parcela friccional de resistência se sobressai, já que nestes casos o intercepto coesivo tende a zero (assim como ocorre na teoria dos estados críticos aplicada a solos).

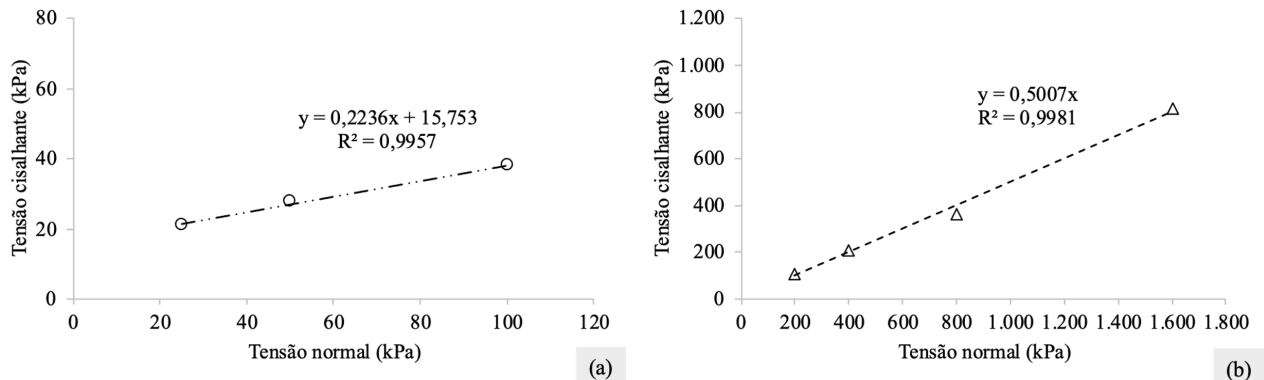


Figura 3. Envoltórias de resistência obtidas experimentalmente.

(a) baixos níveis de tensões (até 100 kPa); (b) elevados níveis de tensões (200 kPa até 1.600 kPa).

A divisão da envoltória em duas partes seguiu o conceito do comportamento da resistência das argilas quando sujeitas a carregamentos drenados, de acordo com o esquema ilustrado na Figura 4. No trecho PA (pré-adensado ou sobreadensado), a amostra é submetida a cargas normais menores do que a tensão de pré-adensamento ( $\sigma_p$ ), e a envoltória tem os parâmetros de resistência  $c$  e  $\phi'_{PA}$ . Quando a tensão de compressão supera a tensão de pré-adensamento, a envoltória está no trecho normalmente adensado, neste caso a parcela do intercepto coesivo é nula e o ângulo de atrito interno, dado por  $\phi'_{NA}$ , aumenta.

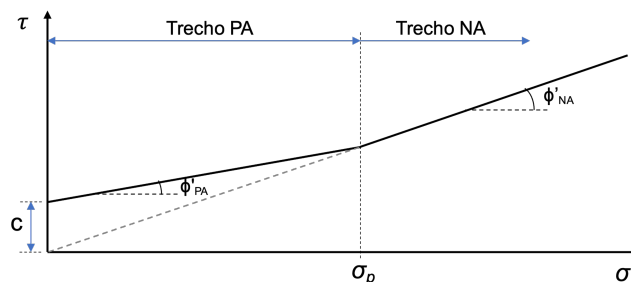


Figura 4. Envoltória de ruptura de uma argila. (Adaptado de Holtz e Kovacs, 1981 e Pinto, 2011)

A partir da análise gráfica da Figura 3.a e Figura 3.b, determinou-se os parâmetros de resistências, os quais estão expressos na Tabela 2.

Níveis de tensões	Intercepto coesivo (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Baixo (25, 50, 100 kPa)	16	13
Elevado (200, 400, 800 e 1.600 kPa)	0	27



Após a característica não linear da envoltória de resistência ter sido observada experimentalmente, procedeu-se à avaliação das implicações práticas deste fato. Para tanto, foi definida uma sapata fictícia com profundidade de assentamento ( $D$ ) de 1,50m, largura ( $B$ ) variável, e em subsolo com peso específico ( $\gamma$ ) de 18  $\text{kN/m}^3$ . A determinação da capacidade de carga se deu conforme a Equação 1. A Figura 5 ilustra o resultado em termos de tensões últimas do conjunto solo-sapata em função da dimensão  $B$ .

Observa-se na Figura 5 que a determinação dos parâmetros de resistência a partir de tensões normais baixas (25 a 100 kPa) conduz a cargas de ruptura menores, o que indicaria uma estimativa mais conservadora neste caso. Vale notar que o comportamento linear da tensão de ruptura versus dimensão  $B$  é regido pela Equação 1.

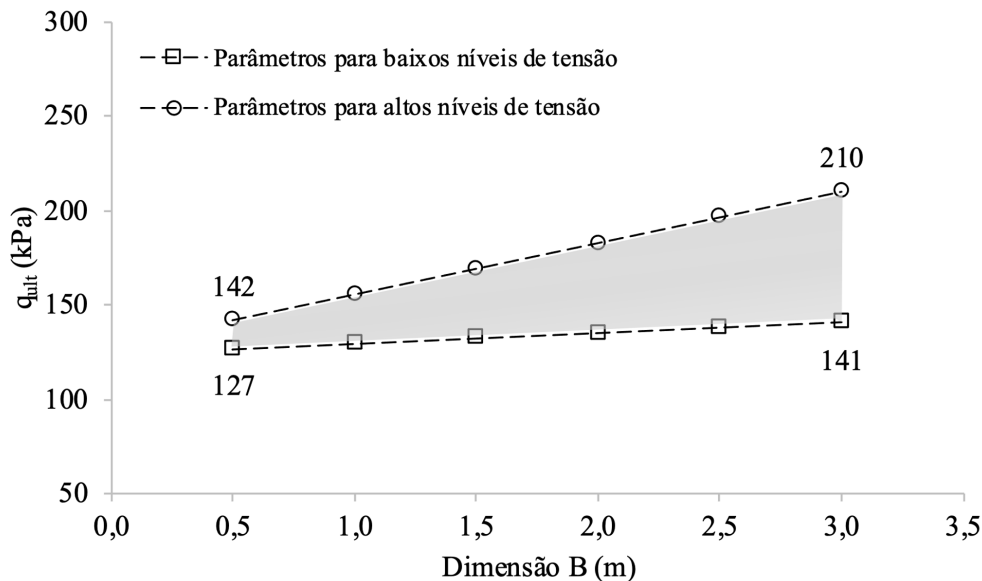


Figura 5. Influência dos diferentes níveis de tensão de ensaio e da dimensão  $B$  da sapata na avaliação da capacidade de carga.

Para uma sapata com largura de 3,0 m, conforme ilustrado na Figura 5, a tensão de ruptura varia entre 141 kPa e 210 kPa. Ao considerar um fator de segurança ( $FS$ ) global de 3 para fundações diretas, as tensões máximas admissíveis são de 47 kPa e 70 kPa, respectivamente para os parâmetros determinados a partir de baixos e altos níveis de tensão (Tabela 2). Nesta situação, nota-se que a magnitude de ambas estaria no regime da envoltória de baixos níveis de tensões (Figura 3a) atribuído neste trabalho (inferior a 100 kPa). Como consequência direta neste caso hipotético, ignorar a possibilidade de uma envoltória não linear poderia levar, em primeira instância, a um dimensionamento que não atenda ao critério de segurança quanto  $ELU$  ( $FS < 3$ ), e potencialmente à ruptura.

#### 4 CONCLUSÕES

É de conhecimento geral que os conceitos utilizados na engenharia são descritos por métodos não lineares físicos e/ou geométricos. A não linearidade geométrica está correlacionada com as alterações decorrentes da deformação da estrutura, já a não linearidade física é referente às propriedades intrínsecas do material. Apesar da mecânica dos solos e engenharia de fundações convencionais admitirem a existência de grandes deformações (não linearidade geométrica) e envoltórias curvas (não linearidade física), convencionou-se, por simplicidade, adotar a linearidade destes comportamentos.

No presente artigo foi discutida a importância de serem adotados modelos corretos na representação dos fenômenos avaliados, bem como nos parâmetros de entrada de tais modelos. Os parâmetros de resistências obtidos foram aplicados em um problema de fundação direta a partir da formulação do chamado método do equilíbrio limite, considerando as limitações da expressão empregada na análise (que fornece valores reduzidos de resistência do sistema solo-sapata). Este caso consistiu em uma sapata rígida corrida submetida somente a

carga vertical centrada. Para valores de B entre 0,5m e 3,0m houve uma variação de até 50% da carga última quando comparadas duas envoltórias de resistência com níveis de tensões diferentes. Portanto, apesar do trabalho tratar de análises paramétricas, ressalta-se a importância da compreensão plena dos modelos adotados nas aplicações reais de engenharia.

Foi identificado experimentalmente que as amostras ensaiadas apresentaram envoltórias de tensões distintas. Para elevadas tensões de compressão, observou-se o comportamento típico de argilas normalmente adensadas submetidas a carregamentos drenados. Já para reduzidos níveis de tensões de compressão notou-se uma redução do ângulo de atrito e a existência de um intercepto coesivo, característico de uma argila pré-adensada sob carregamento drenado. Não é possível determinar, através dos ensaios realizados, qual a tensão de pré-adensamento do solo estudado. Portanto, para definição do ponto de inflexão (Figura 4) das envoltórias, há necessidade de ensaios complementares no solo objeto de estudo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- ASTM International (2023). ASTM D3080: *Standard test method for direct shear test under consolidated drained conditions*.
- Bowles, J.E. (1997) *Foundation Analysis and Design*, 5th ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 1024 p.
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D. (1981) *An introduction to geotechnical engineering*, 2nd ed., Prentice Hall, New Jersey, NY, USA, 733 p.
- Maksimovic, M. (1989) Failure envelope for soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115 (4), p.581-586.
- Pinto, C.S. (2011) *Curso básico de mecânica dos solos*, 3ª. ed., Oficina de Textos, São Paulo, Brasil, 367 p.
- Taylor, D.W. (1948) *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 714 p.
- Weisheimer, S.I., Barreto, Y.S.L., Costa, G.A.S., Oliveira, P.C., Ito, W.H. (2023) Amostragem e caracterização preliminar de um solo residual de basalto do oeste do Paraná – práticas de campo e laboratório. In: XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul - GEOSUL, Ponta Grossa. *Anais... ABMS*. v. 1, p. 317-324.
- Xuan, M., Montgomery, J., Anderson, J.B. (2021) Examining the Effects of Suction and Nonlinear Strength Envelopes on the Stability of a High Plasticity Clay Slope. *Geosciences*, 11 (11), 449.