158 julho
julio
july
2023

GEOTECNIA

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

50 ANOS
1971-2021

IMPRENSA DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA

GEOTECNIA

Sociedade Portuguesa de Geotecnia
Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

N.º 158 – julho/julio/july 2023

EDITOR
António Gomes Correia, UMinho, Portugal

CO-EDITORES / CO-EDITORS
Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil
Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España

EDITORES ASSOCIADOS / EDITORES ASOCIADOS / ASSOCIATE EDITORS
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil
César Sagaseta, U. Cantabria, España
José Estaire, CEDEX, España
Nuno Guerra, UNL, Portugal
Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil
Paulo Pinto, FCTUC, Portugal

A Revista Geotecnia foi publicada pela primeira vez em junho de 1971, com Úlpio Nascimento como fundador e José Folque como primeiro Diretor. Desde essa data tem vindo a publicar-se ininterruptamente. Em março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pela SPG, ABMS e ABGE, desde março de 2011 pela SPG e ABMS e a partir de julho de 2014 pela SPG, ABMS e SEMSIG.

La Revista Geotecnia fue publicada por primera vez en junio de 1971, con Úlpio Nascimento como fundador y José Folque como primer Director. Desde esa fecha se viene publicando ininterrumpidamente. En marzo de 2007 pasó a ser editada conjuntamente por la SPG, la ABMS y la ABGE; desde marzo de 2011 por la SPG y la ABMS; y a partir de julio de 2014 por la SPG, la ABMS y la SEMSIG.

"Geotecnia" was published for the first time in June 1971. Its founder was Úlpio Nascimento and its first Editor was José Folque. Since that date it has been continuously published. From March 2007 it became published jointly by the Geotechnical Societies of Portugal and Brazil: SPG, ABMS and ABGE. From January 2011 it was published by SPG and ABMS and, since June 2014 it is published by the Geotechnical Societies of Portugal, Brazil and Spain: SPG, ABMS and SEMSIG.

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD (2023-24)

Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, España)
António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal)
Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, España)
Daniel Dias (U. Grenoble, França)
David Taborda (Imperial College, Londres, Reino Unido)
Diego Manzanal (U. P. Madrid, España)
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, España)
Eduardo Fortunato (LNEC, Lisboa, Portugal)
Emanuel Maranha das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)
Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil)
Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, España)
Eurípedes Vargas (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)
Fernando Danziger (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
Fernando Marinho (U. São Paulo, Brasil)
Fernando Schnaid (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)
Helder Chaminé (ISEP, Porto; Centro GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal)
Ignacio Pérez Rey (U. Vigo, España)
Isabel Fernandes (FC, U. Lisboa, Portugal)
Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal)
Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, España)
Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, EUA)
José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, España)
José Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)
José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal)
Katia Bicalho (UFES, Vitória, Brasil)
Leandro Alejano Monge (U. Vigo, España)
Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal)
Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, España)
Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Catalunya, Barcelona, España)
Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal)
Marina Bellaver Corte (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)
Michéle Casagrande (U. Brasília, Brasil)
Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)
Nuno Cristelo (UTAD, Vila Real, Portugal)
Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, España)
Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal)
Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal)
Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, España)
Ramón Verdugo Alvarado (U. Chile, Santiago de Chile, Chile)
Renato Cunha (U. Brasília, Brasil)
Ricardo Oliveira (COBA/LNEC/UNL, Lisboa, Portugal)
Roberto Coutinho (UFP, Recife, Brasil)
Roberto Tomás Jover (U. Alicante, España)
Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, España)
Tácio M.P. Campos (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)
Tarcísio B. Celestino (U. São Paulo, São Carlos, Brasil)
Willy A. Lacerda (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)

SPG
A/c LNEC
Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal
Tel.: (+351) 21 844 3859
Fax: (+351) 21 844 3021
E-mail: spg@lnec.pt
http://www.spgeotecnia.pt

ABMS
Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A,
Sala 106
05319-000 São Paulo, SP, Brasil
Tel.: (+55 11) 3833 0023
E-mail: abms@abms.com.br
http://www.abms.com.br

SEMSIG
CEDEX, Laboratorio de Geotecnia
C/ Alfonso XII, 3
28014 Madrid, España
Tel.: (+34) 91 335 7500
Fax: (+34) 91 335 7322
E-mail: info@semsig.org
http://www.semsig.org

Publicação quadrimestral / Publicación cuadrimestral / Triannual publication

Edição: Imprensa da Universidade de Coimbra. **Edición:** Imprensa da Universidade de Coimbra.
Execução gráfica: Impressão na Digicreate em Portugal. **Ejecución gráfica:** Impresa por Digicreate en Portugal.
ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Depósito Legal em Portugal: 214545/04

ÍNDICE
CONTENTS

158 julho
julio
july
2023

3 **Análises de estabilidade por equilíbrio limite em modelos bi e tridimensionais**
Limit equilibrium analysis on two- and three-dimensional models
Paula Tavares Pedrosa
Raquel Quadros Velloso
Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

25 **Efeito do tempo de cura na resistência e deformabilidade de um solo argiloso ligado com cimento**
Effect of the curing time on the strength and deformability of a cement bound clayey soil
Teresa Santana
João Dias
Pedro Lamas

49 **Parâmetros intrínsecos da argila dura cinza esverdeada da Formação Resende**
Intrinsic parameters of the greenish-gray hard clay from the Resende Formation
Flávia Beatriz Demarchi
Fernando A. M. Marinho
José Maria de Camargo Barros

NOTA TÉCNICA
TECHNICAL NOTE

67 **Avaliação do comportamento de rejeitos de mineração através de modelagem numérica de ensaios simple shear**
Mine tailings behavior through numerical modelling of simple shear tests
Helena Portela Farenzena
João Vítor de Azambuja Carvalho
Guilherme Schmitt Medina
Cesar Alberto Ruver

ANÁLISES DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE EM MODELOS BI E TRIDIMENSIONAIS

Limit equilibrium analysis on two- and three-dimensional models

Paula Tavares Pedrosa[a], Raquel Quadros Velloso[a], Ana Cristina Castro Fontenla Sieira[b]

[a] Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil
[b] Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Brasil

RESUMO – Análises de estabilidade 2D são predominantemente utilizadas, devido à praticidade e resultados, em sua maioria, mais conservadores, tornando as análises 3D menos disseminadas. Por este motivo, o presente trabalho busca comparar os resultados de análises bi e tridimensionais a partir de um estudo de caso com retroanálises em um talude rompido. As análises foram executadas com o programa SVSlope, da SoilVision Systems Ltd., pelo método de equilíbrio limite de Morgenstern e Price (1965), adotando-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para quantificação dos parâmetros de resistência dos solos. Preliminarmente, apresenta-se uma extensa revisão sobre análises e retroanálises 2D e 3D, com a experiência de diferentes autores. Posteriormente, procedeu-se às análises do caso estudado. Os resultados indicaram que foram obtidas superfícies de ruptura compatíveis com a situação de campo para ambas as análises (2D e 3D), com uma diferença pequena do plano de ruptura, e com fatores de segurança inferiores nas análises bidimensionais. Nas retroanálises, foram estimados parâmetros de resistência distintos para as análises 2D e 3D, para se obter resultados análogos, sendo que a retroanálise 3D forneceu valores de coesão do solo inferiores aos da retroanálise 2D.

ABSTRACT – 2D stability analyzes are predominantly used in geotechnical practice, due to their practicality and results, most of them, more conservative, making 3D analyzes still little disseminated. For this reason, the present work aims to verify results of these two types of analysis from a case study for performing back analysis on a collapsed embankment. The analyzes were performed in the SVSlope program, by SoilVision Systems Ltd., using the limit equilibrium method of Morgenstern and Price (1965), adopting the Mohr-Coulomb rupture criterion to quantify the soil resistance parameters. Preliminarily, an extensive review on 2D and 3D analyses and backanalysis is presented, with the experience of different authors. Subsequently, the case study was analyzed. The results indicated that rupture surfaces compatible with the field situation were obtained for both analyses (2D and 3D), with a small difference of the rupture plane, with lower safety factors in the two-dimensional analyses. In the back-analyses, different resistance parameters were estimated for the 2D and 3D analyses, to obtain analogous results. However, the 3D back-analysis provided soil cohesion values lower than those of the 2D back-analysis.

Palavras-Chave – análises de estabilidade, retroanálises, modelos 2D e 3D.

Keywords – stability analysis, back analysis, 2D and 3D modeling.

1 – INTRODUÇÃO

As análises de estabilidade bidimensionais são amplamente disseminadas, não somente por sua simplicidade, mas por apresentarem valores de fator de segurança geralmente conservadores. Esta análise considera a condição de deformação plana, ou seja, a componente de deformação

E-mails: paula.tpedrosa@yahoo.com.br (P. Pedrosa), raquelvelloso@puc-rio.br (R. Velloso), sieira@eng.uerj.br (A. Sieira)

ORCID: orcid.org/0000-0001-8941-6413 (A. Sieira)

perpendicular ao plano é nula. Sendo assim, a resistência ao cisalhamento nas laterais da massa escorregada não é considerada na estimativa do fator de segurança (Arellano e Stark, 2000).

As análises tridimensionais, em contrapartida, apresentam em geral valores considerados mais realísticos de fator de segurança, logo menos conservadores. No entanto, embora considerados conservadores em relação às análises 3D, Huang e Tsai (2000) afirmam que o uso de um método 2D pode ser simplificado demais quando comparado ao caso 3D real. Em estudos de retroanálises, a análise 2D pode resultar em valores de resistência do solo inferiores aos obtidos em análises tridimensionais.

Diante do exposto, este estudo apresenta a comparação entre resultados de análises de estabilidade e retroanálises, ambas para duas e três dimensões. As análises são executadas pelo método de equilíbrio limite de Morgenstern e Price (1965), regido pelas equações de equilíbrio estático. Com este estudo, pretende-se contribuir para a compreensão das análises tridimensionais e avaliar, para o caso analisado, os fatores de segurança obtidos, possibilitando uma escolha mais precisa e com maior análise crítica dos parâmetros geotécnicos em casos de retroanálise.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Estabilidade de taludes

A análise de estabilidade é um método para determinação da carga máxima suportada por uma estrutura geotécnica, de forma que se mantenha em condições estáveis, ou seja, a carga suportada na iminência de ruptura. Há, portanto, duas questões centrais a serem determinadas: a superfície de ruptura crítica, e o cálculo do fator de segurança para a superfície de ruptura, que corresponde ao fator de segurança mínimo do talude.

Este trabalho estuda a obtenção de fatores de segurança para superfícies de ruptura de escorregamentos, movimento oriundo da mobilização de tensões cisalhantes que leva à ocorrência de deslocamentos ao longo de uma ou várias superfícies.

As análises serão realizadas por método determinístico para o cálculo da estabilidade de talude, sendo este método baseado nas leis físicas de conservação de massa, energia e momentum (quantidade de movimento), com o objetivo de estimar um fator de segurança a partir dos dados geométricos e parâmetros de resistência e de percolação do maciço (Silva, 2009).

As análises determinísticas serão realizadas com base no estado de equilíbrio limite, e o método do equilíbrio limite adotado será o de Morgstern e Price (1965).

2.2 - Análise por Equilíbrio Limite Bidimensional (2D)

A análise de estabilidade por equilíbrio limite é composta, de maneira geral, pela solução de problemas de equilíbrio de forças e/ou momentos. Esta avaliação é feita assumindo-se a existência de uma superfície de ruptura conhecida, a partir da qual um fator de segurança global é calculado. Segundo Chen e Chameau (1983) esta abordagem teórica é um método simples e utilizado há décadas, considerado confiável, já que considera os principais fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento da massa rompida, isto é, os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, o estado de tensões geostático (incluindo poropressões e forças de percolação) e a geometria do talude.

De acordo com Pacheco (2005), os diferentes métodos de equilíbrio limite possuem algumas características em comum, sendo elas: (1) uma definição única para o fator de segurança, sendo considerado o mesmo fator para todos os pontos da superfície potencial de ruptura; (2) a consideração de que os maciços são materiais rígidos perfeitamente plásticos, ou seja, não se consideram os campos de tensão e deformação do solo; (3) o cálculo da tensão cisalhante mobilizada e tensão normal ao longo da superfície de ruptura a partir das equações de equilíbrio; e (4) a suposição de hipóteses visando reduzir o número de incógnitas das equações de equilíbrio. A hipótese (2) pode ser questionada pois há, de fato, um problema de compatibilidade de deformações

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 03-23
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_1 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

no plano (rupturas drenadas e não drenadas ocorrem em estados de tensão diferentes), assim como a existência de deformações fora do plano (geradas pelo coeficiente de Poisson). Todavia se despreza tais considerações pois a compatibilidade de deformações no plano aumenta o fator de segurança para análises drenadas e a existência de deformações fora do plano não afeta consideravelmente o problema de estabilidade em objetos longos.

Este estudo utiliza o método tradicional das fatias para as análises de equilíbrio limite. Segundo Terzaghi e Peck (1967, apud Fredlund e Krahn, 1977), este método é o mais utilizado nas análises, pois permite acomodar geometrias complexas e diversas condições de materiais e poropressões. Fredlund (1975, apud Fredlund e Krahn, 1977) distingue os principais métodos de fatias por duas características básicas: (1) a estática empregada na determinação do fator de segurança; e (2) as suposições assumidas para tornar o problema determinado.

Uma vez que o número de equações é inferior ao número de incógnitas nos problemas de estabilidade, todos os métodos de equilíbrio limite empregam suposições para tornar o problema determinado (Duncan, 1996). Os métodos tradicionais apresentam em geral duas simplificações em comum. A primeira admite que a base de cada fatia passa por um tipo de material apenas, e a segunda admite fatias estreitas o suficiente para que a superfície do deslizamento na base de cada fatia seja modelada como uma linha reta (Akhtar, 2011).

De acordo com Duncan (1996), assume-se ainda que o solo possui um comportamento tensão versus deformação dúctil, ou seja, não apresenta uma curva de tensão deformação com pico de resistência ao cisalhamento. Esta suposição é importante uma vez que este tipo de análise não fornece informações acerca da deformação do solo durante o deslizamento.

O método de Morgenstern e Price (1965), utilizado neste estudo, realiza o equilíbrio estático de momentos das forças na base das fatias, determinando-se a partir daí as equações de equilíbrio estático de forças nas direções normal e tangencial na base da fatia. Para este método admite-se o critério de Mohr-Coulomb, adicionando uma equação em termos da coesão do solo, ângulo de atrito e fator de segurança. Para remover a hiperestaticidade do problema, são introduzidas simplificações. Para isso, Morgenstern e Price (1965) propõem a análise da distribuição de forças internas em um elemento isolado situado na fronteira entre duas fatias, de forma a se obter uma relação entre as componentes de força de interação.

Com a disponibilidade de tecnologias, houve um aperfeiçoamento do cálculo da estabilidade de taludes, aumentando o grau de confiabilidade na procura da superfície crítica, pela realização da pesquisa de um grande número de superfícies potenciais de deslizamento e pela utilização de diversos métodos de cálculo numérico avançados tais como o método dos elementos finitos, método das diferenças finitas, elementos discretos, entre outros, possibilitando a obtenção de melhores resultados, já que os métodos satisfazem a todas as condições de equilíbrio, isto é, cinemáticas e dinâmicas com deformações do corpo sólido.

Deve-se atentar, no entanto, para as limitações relacionadas principalmente com a confiabilidade na obtenção de parâmetros que serão inseridos na análise de estabilidade. É imprescindível que a estimativa de poropressões, pesos específicos e tensões de cisalhamento seja realizada corretamente. Na prática, no entanto, muitas vezes não é possível a execução de ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência do solo. Nestes casos, existem correlações que podem ser utilizadas para obtenção destes parâmetros.

Os métodos de equilíbrio limite mais consolidados definem o fator de segurança como a razão entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão de cisalhamento mobilizada. Sendo assim, dividindo-se a resistência ao cisalhamento do solo por este fator, o talude estará em estado de equilíbrio estável (Duncan, 1996). De acordo com a literatura e estudos anteriores, são estabelecidos valores mínimos de fator de segurança para análises 2D. Duncan (1996) apresenta os seguintes fatores: 1,5 para condições normais de carregamento a longo prazo (drenado), 1,3 para final de construção ou carregamentos em mais e um estágio, e de 1,0 a 1,2 para construções rápidas (não drenadas) com carregamento pouco frequente. É recomendado ainda por Duncan (1996) que alguns critérios sejam estabelecidos, considerando-se as incertezas na avaliação das condições da análise e

da resistência ao cisalhamento, além de considerar as possíveis consequências de uma eventual ruptura.

Stark e Ruffing (2017) destacam que, mesmo em casos em que o problema seja bem modelado e os parâmetros bem selecionados, o movimento de ruptura pode se iniciar em um fator de segurança de até 1,05. De acordo com os autores, isto indica que pelo menos 5% das incertezas no cálculo de estabilidade são devidas às limitações nas análises de estabilidade, sendo os outros 95% referentes à experiência do profissional. Sendo assim, com uma boa estimativa dos parâmetros e boa confecção do modelo, a análise torna-se mais confiável.

2.3 - Análise por Equilíbrio Limite Tridimensional (3D)

Akhtar (2011) define a análise 2D como uma larga e infinita camada de solo em eminência de ruptura restringida em suas duas extremidades. Em uma geometria 3D, no entanto, sabe-se que os deslizamentos não possuem esta condição. Sendo assim, de acordo com Stark e Eid (1998), casos de maior complexidade necessitam uma abordagem 3D, como, por exemplo, quando a direção do deslizamento é de difícil determinação, quando o problema consiste em uma geometria encaixada, ou quando existem configurações de poropressão e parâmetros de resistência complexos, onde não seja possível extrair uma seção representativa. A geometria do talude é, portanto, um grande fator influenciador na diferença entre as análises 2D e 3D.

Kalatehjari (2015) explicam que o método de análise 2D simplifica o modelo e, desta forma, devido às suas dimensões extras, o modelo 3D é mais recomendado para algumas definições específicas. Como exemplo, os autores citam a capacidade de considerar uma superfície de ruptura em 3 dimensões, com assimetria e formatos complexos, além da determinação das forças entre colunas e da direção do deslizamento.

Segundo Duncan (1996), os estudos das análises 3D são desenvolvidos desde os anos 1960, para tratar, principalmente, escorregamentos em encostas com variação de topografia. Apenas com o surgimento dos computadores foi possível avançar com as análises 3D, sendo sua utilização, ainda hoje, bastante inferior às análises bidimensionais.

Alguns autores destacam limitações dos métodos de análise de estabilidade 3D. Stark e Eid (1998) atentam para o fato de que muitos métodos e programas de computadores de análises 3D foram desenvolvidos utilizando estudos paramétricos ao invés de casos reais como base, o que os tornaria menos aceitáveis.

Akhtar (2011) destaca que a inclusão da terceira dimensão na análise dificulta a solução do problema, pois eleva seu grau de indeterminação. Segundo este autor, a melhor solução seria aumentar o número de equações e reduzir o número de incógnitas para tornar o problema estaticamente determinado. O número máximo de equações, contudo, é limitado pelas condições de equilíbrio inerentes ao método do equilíbrio limite, fazendo com que as suposições sejam a solução prática utilizada para os problemas de análise tridimensional.

Os métodos para análise 3D se diferenciam, segundo Akhtar (2011), pelas equações de equilíbrio utilizadas, pelas hipóteses admitidas sobre as forças nas colunas, e, pelas simplificações referentes à forma da superfície de ruptura.

Moura (2018) define o método das colunas como uma extensão ao método das fatias para o caso de análises 3D, sendo ambos diferenciados pelas simplificações admitidas. Entretanto, assume-se que boa parte das análises 3D por equilíbrio limite estudadas usam as mesmas suposições e estrutura das análises 2D, estendidas para a terceira dimensão. Uma dessas suposições é a utilização do fator de segurança (FS) para a estimativa da resistência da massa do solo, sendo este utilizado tanto para análises 2D, quanto para 3D (Akhtar, 2011). Segundo Lam e Fredlund (1993), o método de equilíbrio limite das colunas é um método popular, considerado mais prático para aplicações na engenharia.

A literatura indica que Hovland (1977, apud Lam e Fredlund, 1993) foi pioneiro em realizar uma análise de estabilidade 3D pelo método das colunas. Segundo estes autores, Hovland (1977)

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 03-23
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_1 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

elaborou uma extensão do método ordinário das fatias, em que todas as forças entre colunas são ignoradas, e as forças normais e de cisalhamento na base de cada coluna são componentes do seu peso. Desde então, outros métodos passaram a ser estudados. Huang e Tsai (2000) dividem os métodos desenvolvidos entre os que investigam os "efeitos finais" (end effect) ou "efeitos de contorno" (boundary effect) nas superfícies de ruptura 3D (Leshchinsky e Baker, 1986; Baligh e Azzouz, 1975; Hovland, 1977; Xing, 1987; Chen e Chameau, 1983; e Hungr, 1987); e os que utilizam métodos rigorosos para o cálculo do fator de segurança em análises 3D [Leshchinsky e Huang (1992), Leshchinsky et al. (1985), e Lam e Fredlund (1993)].

Ainda que haja diversos métodos das fatias, poucos métodos tridimensionais foram desenvolvidos para estudar os efeitos finais em deslizamentos reais, e esses métodos são limitados a condições simples de geometria e poropressão (Chen e Chameau, 1983).

Akhtar (2011), comparando diversos métodos de análise de estabilidade 3D, destaca que há uma considerável discrepância entre as teorias, hipóteses e condições de equilíbrio satisfeitas nos métodos 3D existentes. De acordo com este autor, a maioria das pesquisas usa uma abordagem mecânica, tendo como resultado suposições e geometrias que não representam condições reais. Dentre as 23 referências analisadas por ele, apenas 10 utilizam históricos de casos reais. Além disso, muitos casos desenvolvidos são baseados no Método Ordinário das Fatias, proposto por Fellenius (1936), que demonstrou calcular valores de fatores de segurança abaixo dos calculados pelos demais métodos. Reforça-se, portanto, o fato de que os fatores de segurança obtidos em análises bidimensionais são geralmente inferiores aos obtidos nas análises tridimensionais, considerando-se a influência da resistência ao cisalhamento nas laterais da massa de solo escorregada.

De acordo com a literatura, a relação entre os fatores de segurança destes dois tipos de análise, entretanto, é ainda bastante controversa. Hungr (1987) e Hutchinson e Sarma (1985, apud Moura, 2018), afirmam que o FS_{3D} é sempre maior ou igual ao FS_{2D}. Cavounidis (1987) compartilha desta mesma opinião, enfatizando que as análises devem ser realizadas na mesma massa escorregada. Este autor acrescenta dois procedimentos que devem ser seguidos para comparar os fatores de segurança 3D e 2D (FS_{3D} e FS_{2D}): o primeiro é que o fator de segurança 2D deve ser analisado para a seção mais crítica, que apresenta o menor FS em todo o modelo; o segundo procedimento indica que os fatores de segurança devem ser calculados por métodos menos simplificados.

Sendo assim, o fator de segurança 2D mínimo é o menor fator que pode ser obtido, não em uma seção arbitrária, mas na seção crítica, a qual irá obter o menor fator de segurança para toda a massa de solo analisada. Cavounidis (1987) denominou este fator de segurança mínimo de $FS_{2Dmín}$, sendo este único para cada modelo. Este mesmo autor denomina o mínimo fator de segurança 3D de $FS_{3Dmín}$, e afirma que neste caso o $FS_{3Dmín}$ não depende apenas da geometria e das propriedades dos materiais, mas também da forma e dos limites laterais da superfície de ruptura. Considera-se, portanto, que comparações entre fatores de segurança 2D e 3D devem ser feitas entre $FS_{3Dmín}$ e $FS_{2Dmín}$. Cavounidis (1987) destaca, ainda, que a superfície de ruptura 3D crítica, em geral, não contém a linha de deslizamento crítico 2D. Assim, o Fator de segurança 3D de uma superfície que inclua a linha de ruptura crítica 2D seria ainda maior quando comparado ao FS_{2D}, uma vez que não seria o fator de segurança 3D crítico.

Alguns autores, como Chen e Chameau (1983), indicam que em algumas circunstâncias FS_{3D} pode ser menor do que o FS_{2D}. Para esta teoria, Chen e Chameau (1985, apud Cavounidis 1987) baseiam-se na inclinação da força normal na base da coluna. Estes autores defendem que os momentos gerados pelo peso da coluna com espessura unitária seria o mesmo para análises 2D e 3D, mas na prática o valor da força normal seria menor para análises 3D.

Nesta mesma linha de pensamento, Hovland (1977, apud Cavounidis, 1987) também sugeriu que, em alguns casos, a razão FS_{3D}/FS_{2D} pode ser menor que a unidade, o que apresentou em seus estudos de ampliação do método ordinário das fatias para três dimensões.

Outros autores ainda discutiram os resultados das análises, concluindo que materiais menos coesivos podem levar a uma razão FS_{3D}/FS_{2D} inferior à unidade (Azzouz e Baligh, 1978, apud

Cavounidis, 1987; e Chen e Chameau, 1983). Estes resultados foram criticados por Duncan (1996) e Cavounidis (1987), que afirmam que estes métodos possuem imprecisões significativas e comparam fatores inapropriados ou apresentam simplificações que negligenciam aspectos importantes.

Por fim, sugere-se que a comparação entre fatores de segurança 2D e 3D seja realizada com a máxima atenção. Stark e Ruffing (2017) afirmam que a comparação entre 2D e 3D pode resultar em grande incerteza e risco. Assim sendo, estes autores salientam para o fato de que os fatores de segurança mínimos estabelecidos para determinadas situações, como, por exemplo, 1,5 para condições normais de longo prazo, devem ser apenas comparados com fatores de segurança obtidos em análises 2D.

Alguns autores (Sherard et al., 1963; Arellano e Stark, 2000; Wei et al., 2009; Li et al., 2010; Zhang et al., 2015, apud Moura, 2018) destacam, ainda, que a diferença entre os FS_{3D} e FS_{2D} pode chegar a 50%, sendo o resultado 3D superior ao 2D.

2.4 - Retroanálises

Análises de estabilidade 2D apresentam, em geral, resultados considerados conservadores em relação aos das análises 3D. No entanto, em alguns casos, as simplificações do método 2D o distanciam do caso real 3D. De acordo com Huang e Tsai (2000), a utilização de métodos 2D em casos de retroanálises pode conduzir a parâmetros de resistência do solo superiores.

As retroanálises podem ser realizadas a fim de estimar parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (representada pelos parâmetros efetivos de Mohr-Coulomb, c', coesão, e ϕ', ângulo de atrito interno), com a intenção de evitar algumas incertezas dos testes de laboratório, quando não é possível a obtenção de amostras representativas. Sendo assim, de acordo com Mello (1972), a retroanálise é uma maneira confiável e simples para se estimar rapidamente e com baixo custo os parâmetros médios de resistência dos solos.

Tang et al. (1999) afirmam que a retroanálise é amplamente utilizada em casos de reparos de danos causados por escorregamentos. Segundo Borchardt (2012, apud Moscateli, 2017), as retroanálises são testes realizados em taludes ou encostas após a ruptura, com o objetivo de estimar os parâmetros de resistência mobilizados no momento anterior ao escorregamento. De maneira simples, a retroanálise considera que, no instante da ruptura, o fator de segurança atinge um valor inferior à unidade. A partir daí, é possível determinar os parâmetros de resistência no equilíbrio limite, ou seja, referentes ao fator de segurança unitário (FS = 1,00) (Moscateli, 2017).

A NBR 11682: Estabilidade de Taludes (ABNT, 2009) sugere que a retroanálise seja realizada com base nas investigações procedidas, na geometria do talude e no mecanismo de ruptura associado, além de ser desempenhada com modelos matemáticos baseados no equilíbrio limite, admitindo-se FS = 1,00.

De acordo com Gomes (2003), a aplicação da retroanálise serve para determinar, de forma empírica, os parâmetros de resistência médios de um talude instável, a partir da determinação de um par de parâmetros de resistência da curva c' = f (ϕ'), baseada na estimativa do ângulo de atrito do solo, de forma a satisfazer a condição do fator de segurança unitário. Uma vez que os valores usuais de ângulo de atrito para diferentes tipos de solos apresentam menor dispersão, deve-se estabelecer inicialmente este parâmetro, e obter a coesão por decorrência (Augusto Filho e Virgili, 1998).

Mello (1972) acrescenta que, para utilizar os parâmetros de resistência (c' e ϕ') obtidos em retroanálise em projetos de estabilização, o ângulo de atrito deve ser estimado com boa precisão (inferior a ± 5 graus), e a partir do valor de ϕ' adotado, obtém-se a coesão. Segundo este autor, é possível obter conjuntos distintos de parâmetros de resistência que satisfaçam ao fator de segurança admitido. Ressalta-se que a escolha dos parâmetros de resistência afeta a própria geometria da superfície de ruptura. Solos isotrópicos e homogêneos tendem a romper em superfícies circulares. Solos anisotrópicos ou fortemente estratificados tendem a romper em superfícies planas ou geometrias mais complexas a depender da interação entre as diferentes rigidezes. Sendo assim,

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 03-23
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_1 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

conclui-se que é possível retroanalisar taludes já rompidos ou em estado de iminência de ruptura e obter os pares de parâmetros de resistência ao cisalhamento, que satisfaçam o fator de segurança unitário.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento calculados pela retroanálise podem ser usados em análises para medidas corretivas em taludes rompidos ou instáveis, ou ainda em projetos de taludes em locais com condições semelhantes às analisadas (Stark e Eid, 1998). No entanto, alguns cuidados são recomendados para novas análises. Conforme recomendações de Mello (1972), os parâmetros obtidos por retroanálises não devem ser utilizados em projetos distintos de estabilização de taludes. Carvalho et al. (1991, apud Gomes 2003) acrescenta que os parâmetros sejam utilizados em casos em que se tenham condições de poropressão e tipo de solo semelhantes.

Sendo a retroanálise uma ferramenta importante para obtenção de parâmetros de resistência em situações de iminência de ruptura, é relevante, portanto, estudar a diferença entre os resultados de retroanálises 2D e 3D. De acordo com Stark e Eid (1998), a análise 2D não inclui os efeitos finais (end effects) na estimativa do fator de segurança, sendo, portanto, uma análise conservadora. Desta forma, recomenda-se a análise 3D para retroanálises de rupturas de taludes, uma vez que é desejável que a resistência ao cisalhamento obtida pela retroanálise considere os efeitos finais de uma análise tridimensional.

Stark e Ruffing (2017) afirmam que os valores de resistência ao cisalhamento estimados por retroanálises 2D podem ser até 30% superiores aos obtidos em retroanálises 3D. Akhtar (2011) acrescenta que a análise 3D é importante na avaliação da resistência e dos efeitos de alteração de declive, precipitação e medidas corretivas levando a um melhor conhecimento da causa do deslizamento. Estudos indicam que os efeitos 3D no fator de segurança são superiores em deslizamentos de terra translacionais, em decorrência da resistência ao cisalhamento considerada ao longo das laterais da massa escorregada, paralela à direção do movimento. Com isso, o fator de segurança na análise 3D é subestimado, levando à superestimação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em retroanálise (Akhtar e Stark, 2017, apud Stark e Ruffing, 2017).

Skempton (1985, apud Stark e Eid, 1998) sugere a aplicação de um fator de correção aplicado à resistência ao cisalhamento calculada em análises 2D, de forma que se possa reduzir a diferença entre os resultados de análises 2D e 3D. Este fator está relacionado às dimensões da superfície de ruptura (profundidade e largura) e ao coeficiente de empuxo do solo mobilizado. Nesse estudo, o autor relata que a aplicação do fator de correção pode resultar em um aumento médio de 5% na resistência ao cisalhamento calculada em uma retroanálise 2D, podendo variar para diferentes casos e tipos de material. Stark e Eid (1998) obtiveram em seus estudos porcentagens de até 30%, recomendando, por fim, que as retroanálises para obtenção das forças de cisalhamento mobilizadas ao longo da superfície de ruptura sejam feitas a partir de análises 3D.

3 – ESTUDO DE CASO

O presente estudo de caso tem por finalidade a análise e retroanálise da estabilidade de uma encosta que sofreu movimentações na camada superficial de solo. A encosta está localizada em um condomínio na Rodovia Rio-Santos, km 434, no bairro de São Brás, município de Mangaratiba, no Rio de Janeiro (Fig. 1).

Para a execução das análises, foram disponibilizados a topografia da região, a seção transversal da área movimentada, e os boletins de sondagens a percussão (SPT) executadas na encosta.

3.1 - Propriedades geotécnicas do maciço

As informações recebidas, relacionadas às propriedades geotécnicas do maciço, possuem diversas limitações, o que levou à necessidade da realização de correlações empíricas com os valores de N_{SPT}, obtidos das sondagens SPT, para a estimativa dos parâmetros geotécnicos dos solos.

Fig. 1 - Região onde se localiza o incidente geotécnico. Fonte: Google Maps (2020)

3.1.1. Análise e interpretação das sondagens

O programa de sondagens de simples reconhecimento SPT constou de três sondagens realizadas em 2010 e duas em 2019. Estes perfis foram analisados a fim de se obter os parâmetros de resistência dos solos por correlações empíricas. A análise dos perfis indicou as seguintes camadas de solo:

- camada superior contendo silte predominantemente arenoso, com espessura média de 5 m, N_{SPT} médio de 3, e compacidade fofa. É provavelmente uma camada de solo coluvionar, decorrente de movimentações já ocorridas no maciço;
- camada intermediária com silte predominantemente arenoso, com aproximadamente 4 m de espessura, N_{SPT} variando entre 10 e 15, medianamente compacto. Refere-se a uma camada de solo residual maduro;
- camadas inferiores contendo silte arenoso ou silte arenoso micáceo, com N_{SPT} variando entre 37 e 90, compacto a muito compacto. Trata-se de uma camada de solo residual jovem.

Nos perfis das sondagens realizados em 2010, observou-se uma camada de silte pouco argiloso, que não corresponde às camadas observadas nas sondagens atuais (principalmente no perfil SM-03). Tendo em vista que essa diferença nos perfis ocorre em maiores profundidades, e sabendo-se que a ruptura analisada é local e superficial, foram mantidos os parâmetros das sondagens realizadas em 2019. Além disso, priorizando-se as sondagens mais recentes, são mantidos parâmetros mais representativos da situação atual do talude.

Após as análises, foram admitidas 6 camadas de solo, divididas da seguinte forma:

- camada 1 - silte arenoso com restos vegetais, provável colúvio, com espessura entre 1,0 m e 5,0 m;
- camada 2 - solo residual maduro, com espessura variando de 3,5 m a 4,0 m;
- camada 3 - solo residual jovem, com espessura de 5,0 m a 8,5 m;
- camada 4 - solo residual jovem compacto, com espessura entre 0 a 14,0 m;
- camada 5 - solo residual jovem muito compacto, com espessura de 5,0 m a 7,5 m.
- camada 6 - rocha sã.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 03-23
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_1 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

A Figura 2 apresenta a seção transversal contendo as camadas estabelecidas. Esta figura apresenta ainda as sondagens realizadas, com os respectivos valores de N_{SPT}. A linha em laranja (tracejada) indica a possível superfície de ruptura, estimada a partir da análise das sondagens; e a linha azul representa o nível d'água, também obtido a partir das sondagens. Salienta-se que este estudo não tem como objetivo analisar a variação do nível d'água, tendo sido assumido o nível d'água médio da seção transversal recebida para análise.

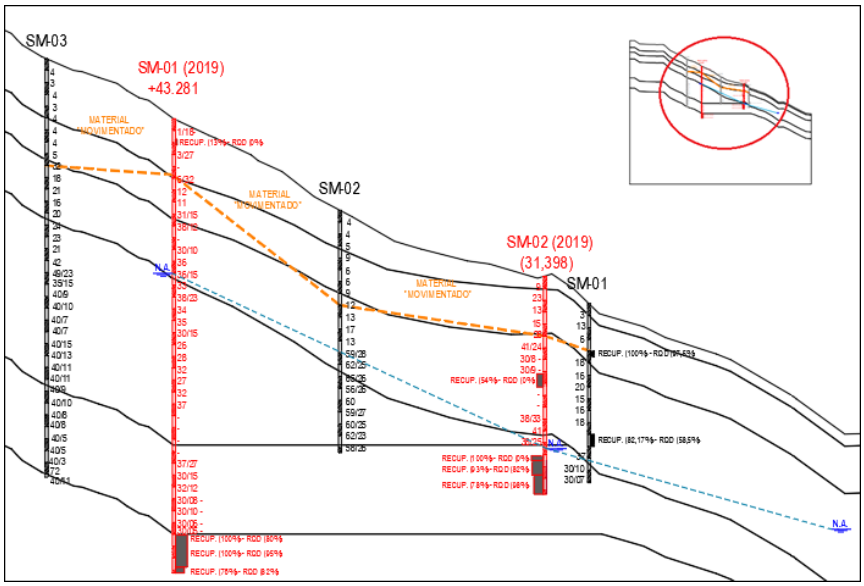


Fig. 2 – Seção transversal analisada. Fonte: Adaptado de Levantamento Planialtimétrico e Cadastral - Condomínio Cação, Mangaratiba – RJ (2019).

3.1.2. Correlações empíricas

Os parâmetros de resistência dos solos foram estimados por correlações empíricas, com os valores de N_{SPT}, com base nas sondagens realizadas em 2019.

Para a obtenção destes parâmetros, portanto, foi estimado primeiramente o ângulo de atrito, calculado pelo valor mínimo dentre diversos métodos de correlação entre ângulo de atrito para solos arenosos com o valor de N_{SPT}. A escolha do valor mínimo garante o resultado mais conservador.

As correlações utilizadas para estimativa de parâmetros de resistência em solos arenosos estão apresentadas no Quadro 1. Dentre as correlações adotadas, a proposta por Bowles (1996, apud Tonus, 2009) forneceu os menores valores de ângulo de atrito.

Os valores de peso específico dos solos foram obtidos a partir da proposta de Godoy (1972, apud Cintra et al., 2011), apresentada no Quadro 2. Os resultados obtidos para o ângulo de atrito e peso específico dos diferentes solos são apresentados no Quadro 3.

Finalmente, conforme proposto pela literatura, estimou-se o valor da coesão. Uma vez que o solo predominante é um silte arenoso, foram inicialmente estimados valores de coesão variando de 1 kPa até 5 kPa com as camadas de solo.

Com a realização das retroanálises, estes valores iniciais foram variados no decorrer das análises. Desta forma, conforme sugerido por Mello (1972), Gomes (2003) e Augusto Filho e Virgili (1998), foram fixados os valores do ângulo de atrito inicialmente estimados, e a coesão foi variada até a obtenção do resultado esperado, ou seja, até que fosse encontrada a geometria crítica mais próxima da ruptura real, com um fator de segurança igual ou próximo à unidade.

Quadro 1 - Correlações adotadas no presente estudo

Referência	Correlação
Teixeira (1996)	$\emptyset = \sqrt{23.N_{SPT}} + 15°$ $\emptyset = 15° + \sqrt{24.N_{SPT}}$
Bowles (1996, apud Tonus, 2009)	$\emptyset = 0{,}45.N_{70} + 20$ $N_{70} = \frac{(N_{SPT}.Energia\ aplicada)}{0{,}70}$
Hatanaka e Uchida (1996)	$\emptyset = 20° + \sqrt{15{,}4.N_{SPT}^{60}}$ $N_{60} = \frac{(N_{SPT}.Energia\ aplicada)}{0{,}60}$
Godoy (1983)	$\emptyset = 28° + 0{,}4N_{SPT}$

Quadro 2 – Peso específico de solos arenosos. Fonte: Godoy (1972, apud Cintra et al., 2011).

'N (golpes)	**Consistência**	**Peso específico Areia (kN/m³)**		
		Seca	**Úmida**	**Saturada**
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco Compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Quadro 3 – Valores de ângulo de atrito e peso específico estimados por correlações

Camada	**ϕ' (°)**	**γ (kN/m³)**
	Bowles (1996)	Godoy (1972)
Camada 1	21,0	16,0
Camada 2	25,0	17,0
Camada 3	41,0	20,0
Camada 4	36,0	21,0
Camada 5	41,0	21,0

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 03-23
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_1 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

A Figura 3 apresenta a configuração final da seção analisada, contendo os parâmetros estimados pelas correlações realizadas.

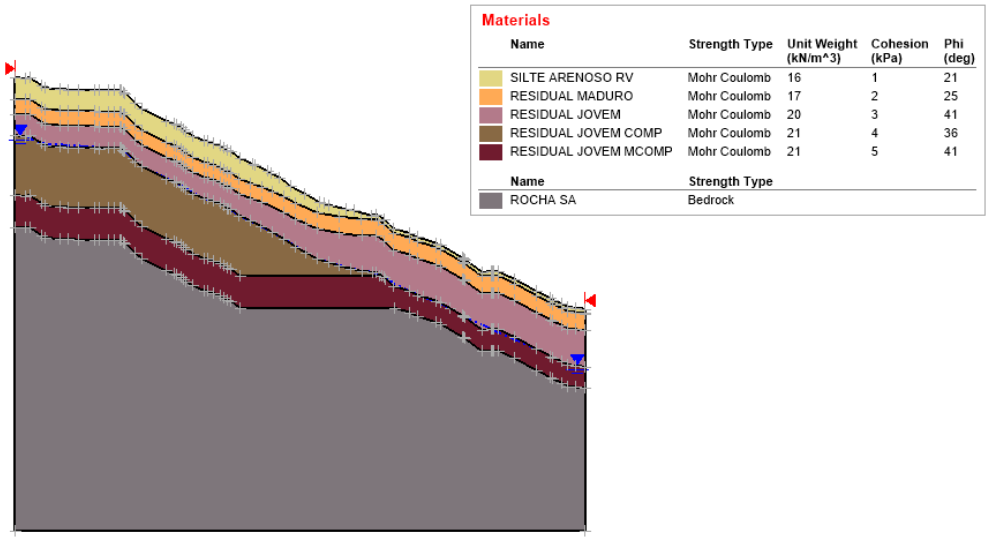


Fig. 3 – Seção transversal e tabela de parâmetros de resistência estimados pelas correlações.

3.1.3. Parâmetros da literatura

Para uma melhor avaliação dos parâmetros estimados a partir das correlações, foram realizadas pesquisas na literatura acerca dos parâmetros de resistência obtidos por ensaios executados na região.

Segundo estudo realizado por Salaverry (2013), e conforme apresentado no mapa Geológico do CPRM (2016), a região da encosta analisada está inserida no Complexo Rio Negro, cuja predominância é de rochas tipo biotita gnaisse com presença de migmatitos e granitos.

Amaral Jr. (2007) pesquisou sobre rochas e solos nos municípios de Mangaratiba e Itaguaí, e indicou também que a geologia desta região pertencente à unidade Rio Negro (DRM, 1983, apud Amaral Jr., 2007), sendo formada por migmatitos, granitos e biotita gnaisse, com depósitos de colúvios-aluvionares.

Quadro 4 – Parâmetros geotécnicos dos solos residuais obtidos por Amaral Jr. (2007).

Características dos Solos			Parâmetros Efetivos			Parâmetros Residuais		
Litologia	**Solo**	**Textura**	**γ (kN/m³)**	**c' (kPa)**	**ϕ' (°)**	**γ (kN/m³)**	**c' (kPa)**	**ϕ' (°)**
Biotita Gnaisse	Residual Maduro	Areno-silto-argiloso	13,3	14,5	37,0	15,6	8,0	32,0
	Residual Jovem	Areno-siltoso	14,9	17,5	41,0	17,0	4,5	42,0
	Saprolítico	Areno-siltoso	12,5	26,5	32,0	14,9	10,0	32,0
Migmatito	Residual Maduro	Areno-siltoso	12,7	6,5	42,0	13,3	5,5	39,0
	Residual Jovem	Areno-silto-argiloso	11,0	6,5	45,0	13,5	1,0	42,0
	Saprolítico	Areno-siltoso	12,4	12,0	34,0	13,3	9,0	32,0

Este mesmo autor obteve, a partir de ensaios de cisalhamento direto e análise dos índices físicos em laboratório, os parâmetros de resistência dos "materiais inconsolidados residuais" das rochas da região estudada. Os resultados estão consolidados no Quadro 4.

No presente trabalho, foram adotados, como base de comparação, os menores valores obtidos por Amaral Jr. (2007), conforme apresentado no Quadro 5.

Amaral Jr. (2007) realizou ainda ensaios nos solos transportados da região, que podem ser relacionados à camada de provável solo coluvionar superficial. Nos seus estudos, foram obtidos os valores mínimos: peso específico γ = 14 kN/m³; coesão c' = 9 kPa; ângulo de atrito ϕ' = 26°.

O Quadro 6 compara os solos do talude analisado neste estudo e os solos estudados por Amaral Jr. (2007).

Quadro 5 – Valores mínimos adotados a partir dos parâmetros obtidos por Amaral Jr. (2007).

Solo	Parâmetros Mínimos		
	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Residual Maduro	12,7	5,5	32,0
Residual Jovem	11,0	1,0	41,0
Saprolítico	12,4	9,0	32,0

Quadro 6 – Comparação entre os solos estudados por Amaral Jr. (2007) e as camadas adotadas no presente estudo.

Camada	Descrição obtida pelas sondagens	Descrição Amaral (2007)
Camada 1	Silte arenoso com restos vegetais	Solos transportados
Camada 2	Solo residual maduro	Solo residual maduro
Camada 3	Solo residual jovem	Solo residual jovem
Camada 4	Solo residual jovem compacto	Solo saprolítico
Camada 5	Solo residual jovem muito compacto	

3.1.4. Parâmetros de resistência adotados

Os parâmetros de resistência foram adotados a partir da comparação dos valores mínimos obtidos por Amaral Jr. (2007) com os parâmetros estimados pelas correlações, concluindo-se que:

- os valores de peso específico obtidos nas correlações foram consideravelmente superiores aos obtidos nos ensaios feitos por Amaral Jr. (2007), principalmente em solos residuais jovens mais profundos. Sendo assim, optou-se por reduzir esses valores, conforme os resultados obtidos nos ensaios;
- os valores de coesão dos solos também apresentam diferenças quando comparados aos resultados dos ensaios realizados por Amaral Jr. (2007). Apesar disso, os valores estimados inicialmente foram mantidos, buscando-se prosseguir com a retroanálise e avaliar a necessidade de alteração desses parâmetros;
- os valores de ângulo de atrito foram elevados tanto nos resultados obtidos por Amaral Jr. (2007), quanto nos valores adotados pelas correlações empíricas, principalmente para solos residuais jovens, os quais apresentaram valores de ângulo de atrito considerados elevados para o tipo de material (41°). Com isso, os valores inicialmente estimados foram mantidos.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 03-23
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_1 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

A Figura 4 apresenta os parâmetros de resistência adotados a partir das análises realizadas.

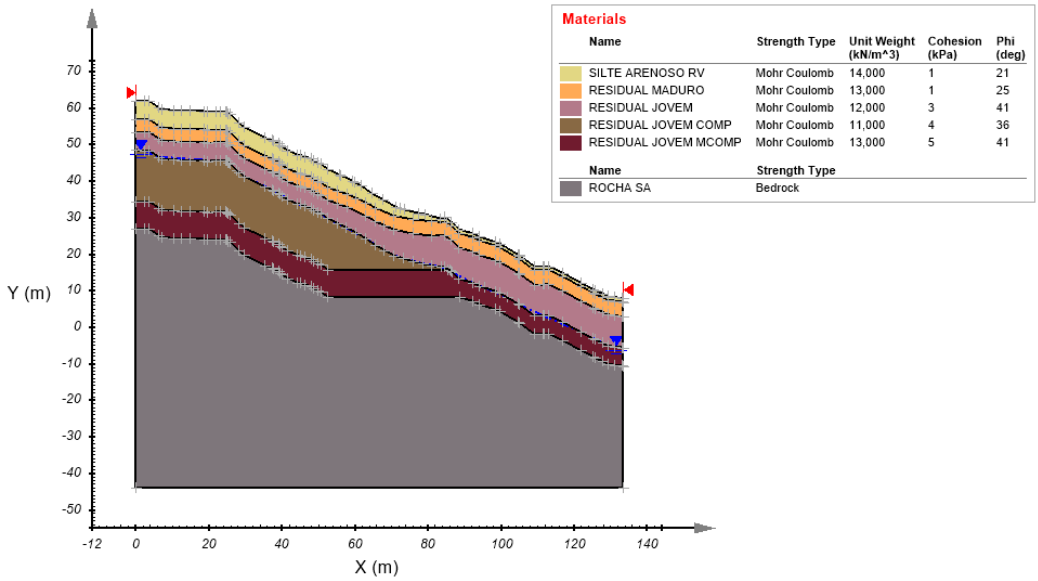


Fig. 4 – Seção transversal e parâmetros de resistência finais adotados para as análises.

3.2 - Estabilidade do maciço

Para a realização das análises, foram elaborados os modelos no programa SVSlope. O modelo 2D foi construído a partir da seção transversal do talude. O modelo tridimensional foi gerado no próprio software com base na topografia local, a partir da montagem de regiões (delimitação lateral do modelo) e superfícies (definição do volume do modelo).

3.2.1. Análises de estabilidade

Foram inicialmente realizadas análises de estabilidade nos modelos 2D e 3D, considerando os parâmetros de resistência apresentados na Figura 4.

(a) Análises 2D

Esta análise foi realizada no programa SVSlope pelo método de equilíbrio limite de Morgenstern e Price (1965) com procura da região de ruptura tipo *Slope Search* para rupturas compostas (*Composite Circular*), uma vez que se trata de um talude não homogêneo, com diferentes camadas de solo, onde a movimentação apresentou formato não circular. O método procura a superfície de ruptura crítica para a região adotada, ou seja, a superfície com o menor fator de segurança.

Nesta análise, não foram inseridos ângulos de entrada e saída da superfície de ruptura, nem estabelecidos profundidade e volume mínimos para a seção de ruptura. O nível d'água foi considerado conforme seção transversal recebida de projeto, adotado no programa como lençol freático (*water table*), aplicado às três camadas mais profundas de solo residual jovem.

As análises forneceram um fator de segurança mínimo (FS_{MIN}) de 0,829, conforme apresentado na Figura 5, que também mostra todas as superfícies de ruptura para fatores de segurança com valores até a unidade.

A análise com os parâmetros admitidos inicialmente possui rupturas superficiais na camada de silte arenoso, provável colúvio. Dentre as superfícies de ruptura com fatores de segurança entre o

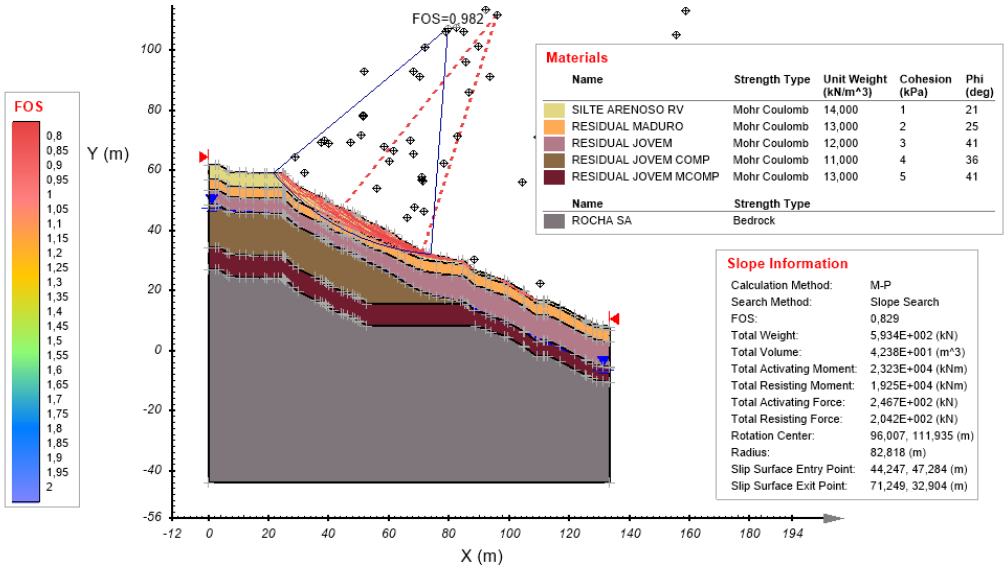


Fig. 5 – Resultado da análise de estabilidade 2D na seção transversal do maciço analisado.

mínimo, FS = 0,829, e a unidade, FS = 1,00, destaca-se uma superfície que atravessa a camada de solo residual maduro, a aproximadamente 8,0 m de profundidade, com FS = 0,982.

(b) Análises 3D

A análise de estabilidade 3D foi realizada pelo mesmo método adotado na análise 2D, com procura das rupturas por *Slope Search* para rupturas compostas (*Composite Circular*). Foram admitidas rupturas do tipo elipsoide híbrido, com proporção (*aspect ratio*) entre 0,8 e 0,9.

Da mesma forma, não foram admitidos ângulos de entrada e saída, nem profundidade e volume mínimos para a seção de ruptura. Definiu-se o nível d'água como lençol freático (*water table*), aplicado às três camadas mais profundas de solo residual jovem.

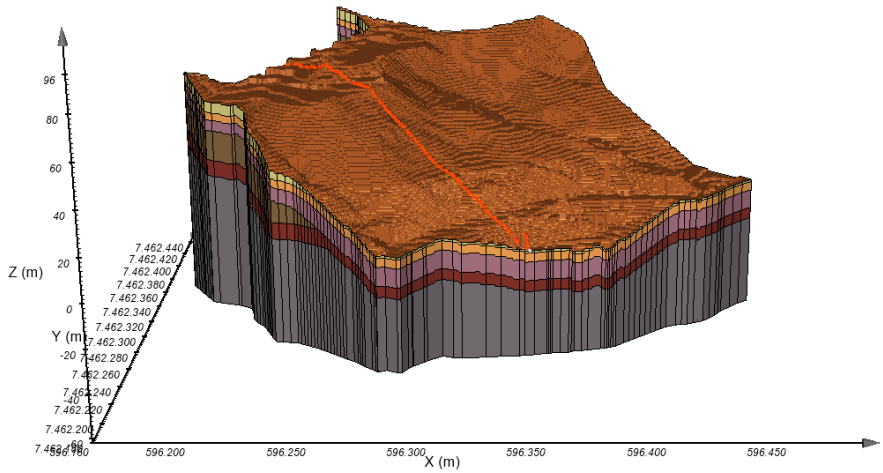


Fig. 6 – Região de procura para a análise do modelo tridimensional.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 03-23
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_1 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Foi considerada a resistência ao cisalhamento ao longo das laterais da superfície de ruptura 3D. A região de procura foi definida a partir da localização da seção transversal no modelo, a mesma analisada no modelo 2D. Esta seção está representada em vermelho na Figura 6. Esta análise forneceu uma superfície de ruptura provável, com fator de segurança FS = 1,001. A Figura 7 apresenta o resultado da análise 3D e do corte 2D referente a esta análise.

A análise de estabilidade 3D com os parâmetros inicialmente admitidos, apresentou uma condição de iminência de ruptura, com tendência a ocorrer também na camada superficial de solo coluvionar, a uma profundidade de aproximadamente 4,0 m.

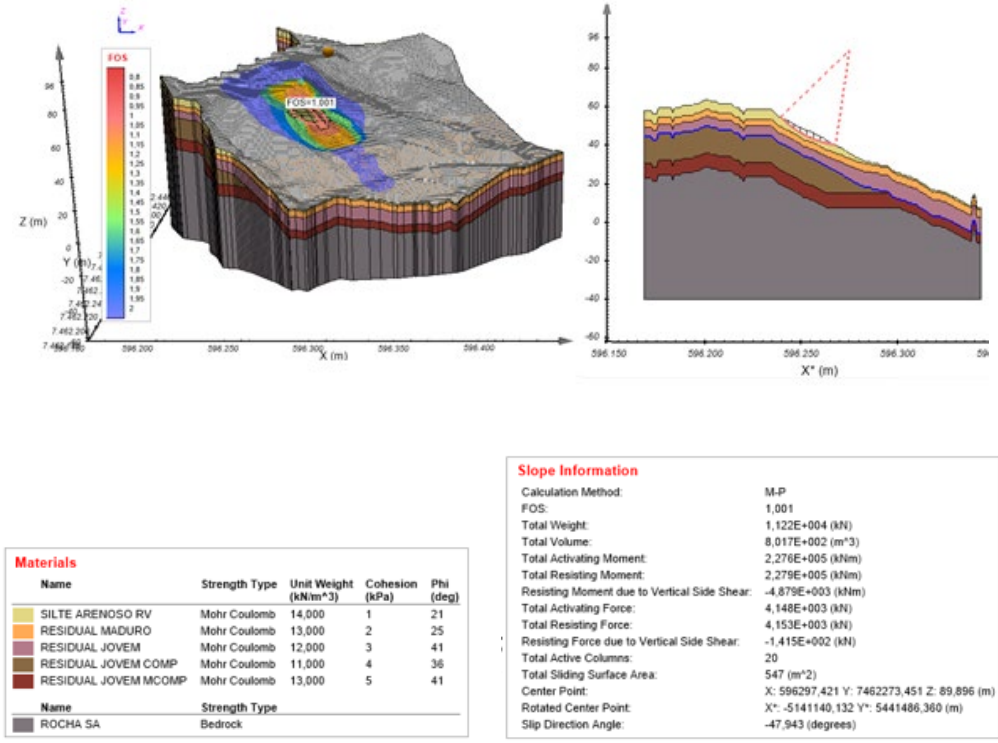


Fig. 7 – Resultado da análise de estabilidade 3D.

3.2.2. Retroanálises

As análises 2D e 3D utilizando os parâmetros estimados inicialmente não apresentaram geometria compatível com a ruptura real observada em campo. Sendo assim, foram realizadas retroanálises em ambos os modelos (2D e 3D), variando-se os parâmetros geotécnicos, com o objetivo de estimar a ruptura mais próxima da condição real para um fator de segurança unitário. A Figura 8 apresenta a geometria mais aproximada da ruptura real.

(a) Retroanálises 2D

A fim de reproduzir a ruptura ocorrida no local, foram realizadas retroanálises 2D, variando-se a coesão dos solos. As configurações inseridas no programa foram as mesmas da análise de estabilidade 2D, apresentadas anteriormente.

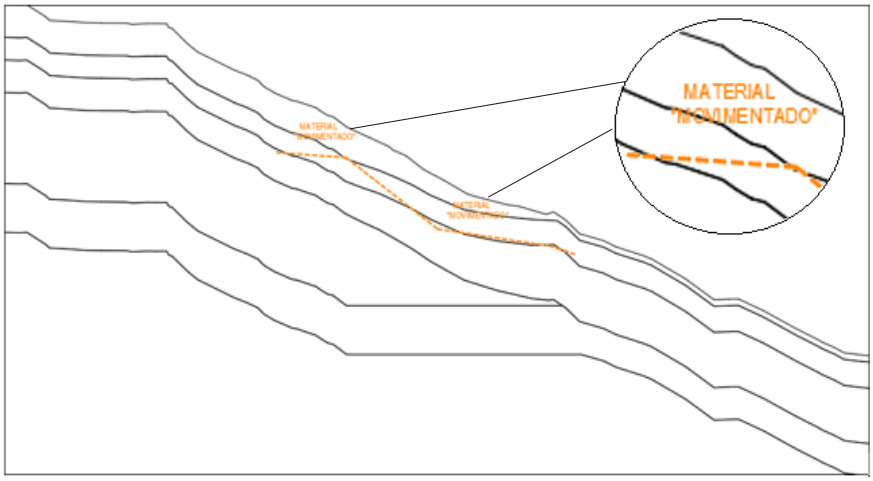


Fig. 8 – Seção transversal com representação da região de ruptura. Fonte: Adaptado de Levantamento Planialtimétrico e Cadastral - Condomínio Cação, Mangaratiba – RJ (2019).

Nesta análise, no entanto, considerou-se uma profundidade mínima de 7,0 m para a seção de ruptura, com o objetivo forçar a superfície de ruptura a passar pelo local indicado em planta.

Foram executadas algumas análises variando-se a coesão efetiva dos solos, até alcançar a combinação de parâmetros de resistência que apresentou uma condição de ruptura com fator de segurança e geometria próximos ao esperado. O fator de segurança mínimo encontrado para esta análise foi FS = 0,959, e a superfície de ruptura é apresentada na Figura 9.

A retroanálise 2D apresentou algumas superfícies de ruptura passando pela camada desejada (solo residual maduro). A superfície de ruptura que apresentou a geometria mais próxima da situação real foi destacada em azul marinho na Figura 9, com fator de segurança FS = 0,991, sendo considerada

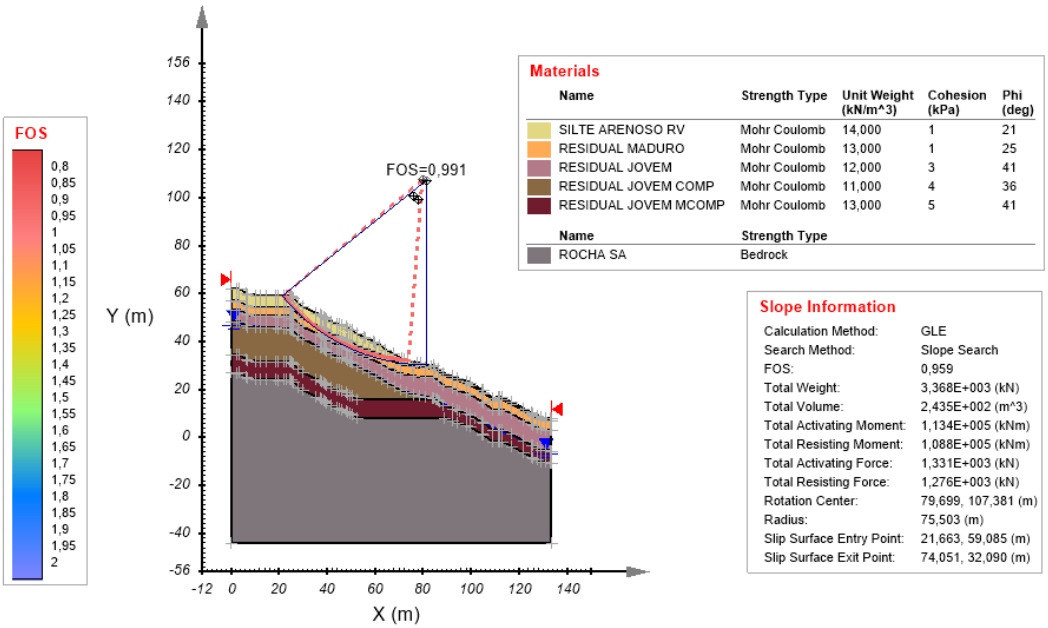


Fig. 9 – Resultado da retroanálise 2D na seção transversal do maciço analisado.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 03-23
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_1 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

a superfície crítica. Além de atravessar a camada de solo residual maduro, esta ruptura possui ponto de saída próximo ao sugerido na seção de projeto, com profundidade máxima de aproximadamente 8,0 m.

(b) Retroanálises 3D

A retroanálise 3D foi executada com as mesmas configurações da análise de estabilidade 3D. No entanto, estabeleceu-se a profundidade mínima de 7,0 m, conforme apresentado na retroanálise 2D, e o volume mínimo definido como o volume médio calculado a partir da superfície de ruptura da seção transversal. Para este cálculo, adotou-se uma superfície circular, com 45 m de diâmetro (comprimento da ruptura medido em planta) e 3,5 m de profundidade (metade da profundidade medida na seção, uma vez que a superfície é "circular"). Foi estimado um volume de 5.500 m³, sendo estabelecido como mínimo o volume de 4.000 m³.

A retroanálise foi realizada com a mesma região de procura da análise 3D, variando-se a coesão efetiva dos solos, até a obtenção da geometria esperada, com FS = 1,0. A Figura 10 apresenta o resultado obtido, com fator de segurança FS = 1,056, para uma situação de iminência de ruptura na camada de solo residual maduro, com uma geometria similar à de campo (indicada na seção transversal de projeto), e profundidade máxima de 7,0 m.

Diante do exposto, o estudo de caso apresentou resultados próximos da situação de equilíbrio limite de campo, representada na seção transversal do talude. As análises de estabilidade executadas com os parâmetros de resistência primeiramente estimados indicaram rupturas superficiais, que foram posteriormente ajustadas com a variação dos parâmetros durante as retroanálises, objetivando aproximar a geometria da análise à situação observada em campo.

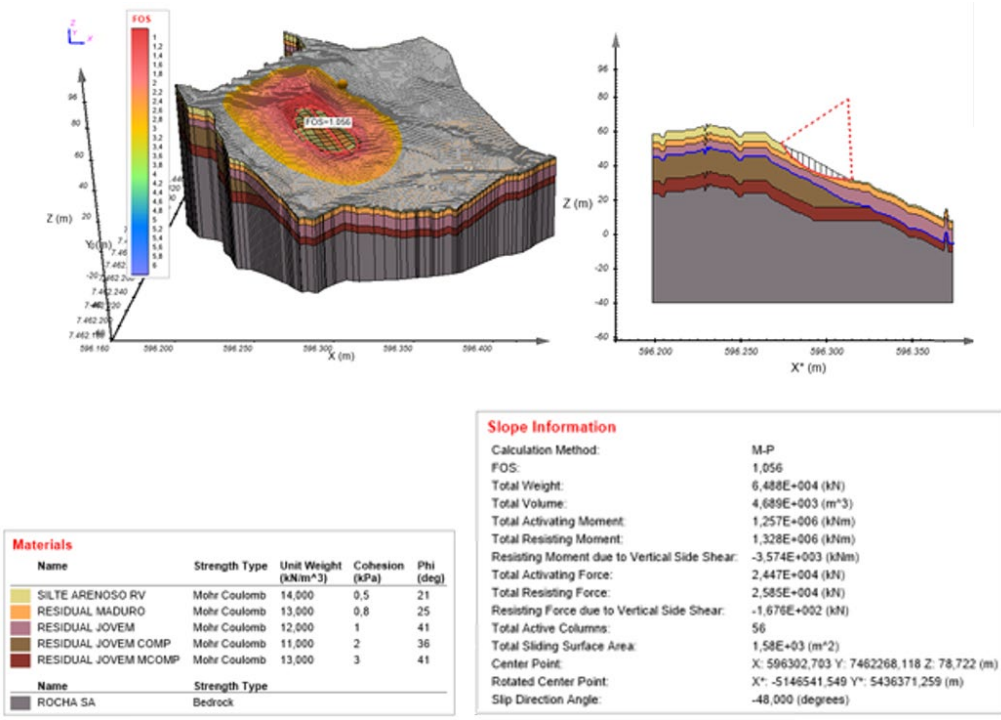


Fig. 10 – Resultado da retroanálise 3D.

A retroanálise 3D indicou valores de coesão inferiores aos adotados na retroanálise 2D (Quadro 7), o que resulta em uma tensão cisalhante de ruptura do solo inferior, conforme critério de Mohr-Coulomb. Com relação aos fatores de segurança, houve uma diferença de 6,5% entre FS_{2D} e FS_{3D}, sendo o FS_{3D} (1,056) superior ao 2D (0,991).

Quadro 7 – Variação da coesão durante as análises.

Parâmetros			**Análise 2D/3D**	**Retroanálise 2D**	**Retroanálise 3D**
Camada	**γ (kN/m³)**	**ϕ' (°)**	**c' (kPa)**	**c' (kPa)**	**c' (kPa)**
Camada 1	14	21	1	1	0.5
Camada 2	13	25	2	1	0.8
Camada 3	12	41	3	3	1
Camada 4	11	36	4	4	2
Camada 5	13	41	5	5	3

4 – CONCLUSÃO

O principal objetivo deste trabalho foi comparar fatores de segurança obtidos em análises e retroanálises 2D e 3D, buscando-se verificar tanto o comportamento do talude quanto a necessidade da utilização de uma análise 3D em determinados problemas de estabilidade.

Para este fim, o trabalho apresenta um estudo de caso de retroanálise de um talude rompido em modelos bi e tridimensionais. Como principais conclusões, destaca-se:

- foram obtidas superfícies de ruptura compatíveis com a situação de campo para ambas as análises (2D e 3D), com uma diferença pequena do plano de ruptura;
- para as superfícies de ruptura, consideradas eqwuivalentes, o fator de segurança 2D (0,991) foi inferior ao 3D (1,056);
- nas retroanálises foram estimados parâmetros de resistência distintos para as análises 2D e 3D, para se obter resultados análogos. A retroanálise 3D forneceu valores de coesão do solo inferiores aos da retroanálise 2D.

De maneira geral, portanto, conclui-se que as análises bidimensionais apresentam resultados condizentes com a situação real, para ambas as condições de talude. Comprova-se que este é um método conservador para obtenção de fatores de segurança em análises de estabilidade, uma vez que oferece valores próximos aos obtidos em análises 3D, sendo ainda mais conservadores.

Para estudos de retroanálise, entretanto, acredita-se ser mais indicada a utilização de análises 3D, de forma a obter os parâmetros de resistência do solo mais realistas.

Ressalta-se que os resultados aqui obtidos são válidos para o talude estudado no presente trabalho, levando-se em conta sua topografia e propriedades geotécnicas.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Akhtar. K. (2011). *Three-dimensional slope stability analyses for natural and manmade slopes.* Illinois: University of Illinois at Urbana-Champaign.

Amaral Jr., A. F. (2007). *Mapeamento geotécnico aplicado à análise de processos de movimentos de massa gravitacionais: Costa Verde-RJ – escala 1:13.003*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 03-23
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_1 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Arellano, D.; Stark, T. D. (2000). *Importance of three-dimensional slope stability analysis in practice*. In: Conference Geo-Denver 2000, Denver, Colorado, USA. pp. 18-32. https://doi.org/10.1061/40512(289)2

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009) NBR 11682 - *Estabilidade de Taludes*. Rio de Janeiro.

Augusto Filho, O.; Virgili, J. C. (1998). *Estabilidade de Taludes*. In: Oliveira, A. M. S.; Brito, S. N. A. (Eds.) Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.

Azzouz, A. S.; Baligh, M. M. (1978). *Discussion on Three-dimensional slope stability analysis method*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104 (9), 12061208. https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000691

Baligh, M. M.; Azzouz, A. S. (1975). *End effects on stability of cohesive slopes*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(11), pp. 1105–1117. https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000210

Borchardt, N. (2012) *Análise da estabilidade de taludes por retroanálise do rio Paute: Aplicação nos estudos construtivos da usina hidroelétrica Mazar – Equador*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Paraná.

Bowles, J.E. (1996). *Foundation analysis and design*. 5th ed. McGraw Hill Book Company, New York.

Carvalho, P. A. S. (Coord.) (1991). *Manual de Geotecnia – Taludes de Rodovias: Orientação para Diagnóstico e Soluções de Seus Problemas.* Publicação IPT 1843, São Paulo, 410p.

Cavounidis, S. (1987). *On the ratio of factors of safety in slope stability analyses*. Géotechnique, 37(2), pp. 207–210, jun. https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.2.207

Chen, R. H.; Chameau, J.-L. (1983). *Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes*. Géotechnique, 33(1), pp. 31–40. https://doi.org/10.1680/geot.1983.33.1.31

Cintra, J.; Aoki, N; Albiero, J. (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. São Paulo: Editora Oficina de textos.

Duncan, J. M. (1996). *State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes*. Journal of Geotechnical Engineering, 122 (7), pp. 577–596. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:7(577)

Fredlund, D. G.; Krahn, J. (1977). *Comparison of slope stability methods of analysis*. Canadian Geotechnical Journal, 14(3), pp 429–439. https://doi.org/10.1139/t77-045

Godoy, N. S. (1972). *Fundações: Notas de aula, Curso de Graduação, São Carlos (SP)*. Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

Godoy, N. S. (1983). *Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático*. (*Estimate of the load capacity of pilings from the results of a static penetrometer*). Lecture given at the Engineering School of São Carlos USP.

Gomes, C. L. R. (2003). *Retroanálise em Estabilidade de Taludes em Solo: Metodologia para Obtenção dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento*. Campinas, SP: Universidade Estadual de Campinas Faculdade de Engenharia Civil.

Hovland, H.J. (1977). *Three-dimensional slope stability analysis method*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103(GT9), pp. 971-986.

https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000493

Huang, C.-C.; Tsai, C.-C. (2000). *New Method for 3D and Asymmetrical Slope Stability Analysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(10), pp. 917–927. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:10(917)

Hungr, O. (1987). *An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions*. Géotechnique, 37(1), pp 113–117. https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.1.113

Kalatehjari, R. (2015). *Determination of three-dimensional shape of failure in soil slopes*. Canadian Geotechnical Journal, 52(9), pp. 1283–1301. https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0326

Lam, L.; Fredlund, D. G. (1993). *A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis*. Canadian Geotechnical Journal, 30(6), pp. 905–919. https://doi.org/10.1139/t93-089

Leshchinsky, D.; Baker, R. (1986). *Three-dimensional slope stability: End effects*. Soils and Foundations, Tokyo, 26(4), pp 98–110. https://doi.org/10.3208/sandf1972.26.4_98

Li, AJ, Merifield, RS, Lyamin, AV. (2010). *Three-dimensional stability charts for slopes based on limit analysis methods*. Canadian Geotechnical Journal, 47, pp 1316-1334. https://doi.org/10.1139/T10-030

Mello, V. F. B. (1972). *Thoughts on Soil Mechanics Applicable to Residual Soils*. Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 3, Hong-Kong, Proceedings, pp 5-34.

Morgenstern, N. R.; Price, V. E. (1965). *The Analysis of the Stability of General Slip surfaces*. Géotechnique, 15(1), pp 79-93. https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79

Moscateli, D. C. (2017). *Taludes Estabilizados por Retroanálise – Análise Crítica e Comparação com Métodos Tradicionais de Análise de Equilíbrio Limite*. Curitiba: Universidade Federal do Paraná.

Moura, N. R. (2018). *Contribution to the Study of the Effect of Three-Dimensional Stress States to Slope Stability Analysis*. Goiânia: Universidade Federal de Goiás.

Pacheco, P. G. M. (2005). *Análise Numérica do Fluxo e da Estabilidade de uma Pilha de Lixiviação de Minério de Cobre.* Dissertação Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Salaverry, R. N. (2013). *Mapeamento Geológico da Parte Noroeste da Folha Mangaratiba – Escala 1:53.000 – Sul do Estado do Rio de Janeiro*. Trabalho Final de Curso. Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Sherard, J.L.; Woodward, R.J.; Gizienski, S.F.; Clevenger, W.A. (1963). *Earth and earth-rock dams*. New York, NY: John Wiley and Sons.

Silva, A. F. da. (2009). *Estudo de previsão de escorregamento a partir do fator de segurança 3D*: Campos do Jordão-SP. São Carlos: Universidade de São Paulo.

Stark, T. D.; Eid, H. T. (1998). *Performance of Three-Dimensional Slope Stability Methods in Practice*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (11), pp. 1049–1060. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:11(1049)

Stark, T. D.; Ruffing, D. G. (2017). *Selecting minimum factors of safety for 3D slope stability analyses*. In: Geo-Risk 2017: Reliability-Based Design and Code Developments, Denver, Colorado, USA. pp 259-266. https://doi.org/10.1061/9780784480700.025

Tang, W. H.; Stark, T. D.; Angulo, M. (1999). *Reliability in Back Analysis of Slope Failures*. Japanese Geotechnical Society. Soils and Foundations, 39(5), pp 73-80. https://doi.org/10.3208/sandf.39.5_73

Teixeira, A. H. (1996) *Projeto e execução de fundações*. In: Anais do SEFE. São Paulo: [s.n.]. v. 1.

Terzaghi, K.; Peck. R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.

Tonus, B. P. A. (2009). *Estabilidade de taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

Wei, W.B.; Cheng, Y.M.; Li, L. (2009). *Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods*. Computers and Geotechnics, 36(1-2), pp 70-80. https://doi.org/10.1139/t2012-014

Xing, Z. (1987). *Three-dimensional stability analysis of concave slopes in plan view.* Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(6), pp 658–671. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:6(658)

Zhang, L.L.; Fredlund, M.D.; Fredlund, D.G.; Lu, H.; Wilson, G.W. (2015). *The influence of the unsaturated soil zone on 2-D and 3-D slope stability analyses*. Engineering Geology, 193, pp. 374–383. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.05.011

EFEITO DO TEMPO DE CURA NA RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE UM SOLO ARGILOSO LIGADO COM CIMENTO

Effect of the curing time on the strength and deformability of a cement bound clayey soil

Teresa Santana[a], João Dias[b], Pedro Lamas[c]

[a] UNIC, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Portugal
[b] EDP Valor-Gestão Integrada de Serviços, S.A, Lisboa, Portugal
[c] GeoBioTec, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Portugal

RESUMO – Este trabalho apresenta os resultados laboratoriais de um solo argiloso ligado com cimento, utilizando um cimento Portland, CEM IV/A 32,5 R, adicionado nas percentagens de 8 % e 12 % em relação à massa seca do solo. Foram realizados ensaios de compressão não confinada, em provetes compactados num molde Proctor com um teor em água ótimo (owc), para diferentes tempos de cura até 90 dias. Os resultados mostram que o uso de cimento permite um aumento na resistência à compressão de 30% até 7 dias de cura e apenas um aumento de 6% dos 7 aos 90 dias de cura, para os dois teores em cimento estudados. São propostas correlações entre a resistência à compressão não confinada, R_c e a percentagem de cimento e o tempo de cura, bem como para o módulo de deformabilidade secante, E_{30}, permitindo prever, a longo prazo, o comportamento dessas misturas, conhecendo as propriedades de compactação e resistência do solo utilizado.

ABSTRACT – This work presents the laboratory results of a cement bound clayey soil, using a Portland cement, CEM IV/A 32,5 R, added in the proportions of 8 % and 12 % relative to the dry mass of soil. Unconfined compression tests were conducted on specimens compacted in a Proctor mould, under the optimum water content (owc), for different curing times up to 90 days. The results show that the use of cement allows an increase in the unconfined compression strength of 30 % up to 7 days of curing time and only an increase in 6 % from 7 to 90 days of curing time, for the two cement contents studied. Correlations between unconfined compression strength, R_c and the percentage of cement and the curing time are proposed, as well as for the secant Young's modulus, E_{30}. The models enable the long-term prediction of the behaviour of those mixtures, knowing the compaction and strength properties of the soil used.

Palavras Chave - solo ligado com cimento, resistência à compressão, tempo de cura.

Keywords - cement bound soil, unconfined compression strength, curing time.

1 – INTRODUÇÃO

Solo tratado com cimento refere-se a um material onde o cimento é responsável pelas características de presa e endurecimento, através de reação pozolânica que lhe confere propriedades melhoradas.

E-mails: mtgs@fct.unl.pt (T. Santana), jjd19227@campus.fct.unl.pt (J. Dias), pcl@fct.unl.pt (P. Lamas)

ORCID: orcid.org/0000-0002-1691-8153 (T. Santana), orcid.org/0000-0002-1530-8126 (P. Lamas)

A utilização de solos tratados com cimento é uma prática corrente em muitos países para atender à indisponibilidade local de materiais de boa qualidade (Neves et al., 2023)

De acordo com a EN 14227-10 (2013), os solos tratados com cimento são divididos em dois grupos: solos estabilizados com cimento e solos ligados com cimento. Neste último caso, exige-se que a mistura atinja uma integridade estrutural, medida diretamente pela resistência à compressão não confinada, ou por ensaios de resistência à tração e módulo de deformabilidade. O presente estudo refere-se a este último caso, solo ligado com cimento, em que o solo e o cimento são misturados mecanicamente até obter uma mistura homogénea que obedeça às referidas propriedades. Além disso, o processo de colocação destas misturas inclui geralmente compactação, pelo que estas misturas precisam de estar com um teor em água próximo do ótimo para um determinado nível de energia de compactação. Neste sentido, o solo ligado com cimento tem sido utilizado para o melhoramento da capacidade de carga dos terrenos que suportam aterros, vias rodoviárias e ferroviárias e fundações de estruturas.

Muitos estudos de misturas de solo e cimento têm sido descritos na literatura, designadamente em obras geotécnicas. No entanto, muitos destes estudos referem-se a tratamento de solos com elevados teores em água naturais, próximos do limite de liquidez, como é o caso de "deep soil mixing" e "jet grouting", em que a relação água/cimento (A/C) desempenha um papel primordial, como na tecnologia do betão, o que não é o caso dos solos ligados com cimento. Nestes, um teor em água próximo do ótimo significa que estas misturas são curadas num estado não saturado em que o teor em água não reflete a quantidade de vazios.

Segundo Nusit et al. (2017), o desempenho estrutural do solo ligado com cimento é essencialmente influenciado pelo tipo e teor em cimento, pela porosidade da mistura, pelo tipo de solo, tempo de cura e grau de compactação Uma correta avaliação das características de resistência e de deformabilidade destas misturas deve ter em consideração as características de compactação a fim de obter uma dosagem mínima de cimento que possa garantir o desempenho mecânico requerido, requisito esse que tem sido correntemente usado para fins de investigação (Consoli et al., 2012; Jiang e Fan, 2013; Rios et al., 2016; Consoli et al., 2017; Pongsivasathit et al., 2019; Moreira et al., 2019; Solihu, 2020 e Santana et al., 2021).

Neste estudo, a aplicação do solo ligado com cimento é igualmente considerada em relação às suas características de compactação. Para o efeito, é utilizada uma areia argilosa natural, extraída no concelho de Almada, Portugal, misturada com 8 % e 12 % de cimento em relação à massa seca do solo. Para cada dosagem de cimento, são realizados ensaios de compactação, utilizando uma energia do Proctor modificado para avaliar a quantidade de água que conduz a um teor em água ótimo (owc) e a um peso volúmico seco máximo (mdd). Com base no teor em água ótimo são definidas as dosagens de água a adicionar a cada uma das misturas. São então preparados provetes cilíndricos, com a mesma energia de compactação, e ensaiados à compressão não confinada para tempos de cura de 0, 7, 28 e 90 dias, com medição de deslocamentos. As curvas tensão deformação obtidas permitem, após correcão, a determinação do módulo de deformabilidade secante, E_{30}. São assim estabelecidas relações entre a resistência à compressão não confinada, R_c e E_{30} para o solo e ambos os teores em cimento, bem como para os quatro tempos de cura, fornecendo as ferramentas necessárias ao estabelecimento de dosagens de misturas, tendo em consideração o comportamento a longo prazo.

2 – MATERIAIS

2.1 – Solo

Para este estudo, foi retirada uma amostra de solo argiloso de uma barreira em frente a uma estrada local no concelho de Almada, a sul de Lisboa. O local de recolha é indicado na Figura 1. A formação miocénica de onde foi retirada a amostra de solo pertence, em termos cronoestratigráficos, à parte inferior do estágio serravaliano e corresponde à unidade "argilas azuis de Xabregas" (Cotter,

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

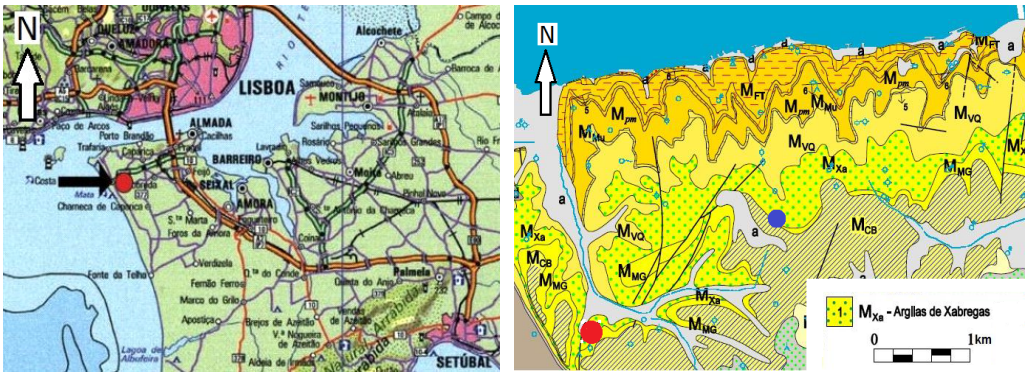


Fig. 1 – Localização, a vermelho, do ponto de recolha do solo em estudo e enquadramento geológico do mesmo (Pais e Legoinha, 2004)

1956). Ocupa uma área relativamente importante ao longo do cume aplanado e da suave encosta virada a sul da costeira de Almada, abrangendo uma área que, desde a década de 80 do século passado, sofreu uma progressiva ocupação urbana.

Segundo Jonet (1972) e Antunes et al. (1992), esta unidade tem cerca de 15 m de espessura na parte mais ocidental da serra de Almada. Em estudos mais recentes, entretanto, Pais e Legoinha (2004) baseados em observações em outro local, afirmam que a espessura máxima observada não ultrapassa os 10 m. Essa diferença de espessura pode ser decorrente de uma variação lateral na possança dos depósitos, já que os locais de observação distam cerca de 5 km um do outro. Esta unidade é composta essencialmente por camadas argilo-siltosas algo piritosas, de cor azul-acinzentada se não alteradas, em sucessão rítmica com finos leitos de arenito ricos em fósseis com conchas bem preservadas. Como se pode ver na Figura 1, a unidade "argilas azuis de Xabregas" está assinalada na carta geológica como Mxa, junto à foz do rio Tejo. A oeste, esta unidade de argilas azuis desempenha um papel proeminente na morfologia da arriba fóssil da Costa da Caparica (Lamas e Rodrigues Carvalho, 2005).

Duas sondagens geotécnicas, realizadas no campus da Universidade NOVA de Lisboa, marcadas com um ponto azul na Figura 1, atravessaram esta unidade e, com base em descrições visuais das amostras recolhidas, foram obtidos 63% a 67% de solos argilosos a siltosos. Os restantes 33 - 37% das amostras foram classificadas principalmente como areias de grão fino e mais raramente (não mais do que 1% da espessura total da unidade) arenitos carbonatados compactos. Descrições visuais de barreiras rodoviárias (Jonet, 1972) corroboram essas proporções entre solos finos, siltosos a argilosos e solos arenosos mais grosseiros atestando, aliás, a própria denominação de “argilas azuis de Xabregas”.

A amostra de solo foi recolhida no seu estado natural, por escavação com ferramenta manual, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. A amostra assim obtida foi armazenada e transportada com todo o cuidado para evitar qualquer tipo de contaminação. Apesar de não existirem solos homogéneos na Natureza, era importante obter uma certa homogeneidade das amostras ensaiadas, pelo que se utilizou a técnica de esquartelamento. Para a distribuição granulométrica seguiu-se a norma EN ISO 17892-4 e os resultados da análise granulométrica são mostrados na Figura 2 (Dias, 2012). A distribuição da dimensão das partículas mostra que 40% das mesmas são de granulometria fina (< # 200).

Para a obtenção dos valores dos limites de consistência do solo estudado seguiu-se o procedimento descrito na norma portuguesa NP 143 (1969), tendo-se obtido 32 % para o limite de liquidez, 21 % para o limite de plasticidade e 11 % para o índice de plasticidade.

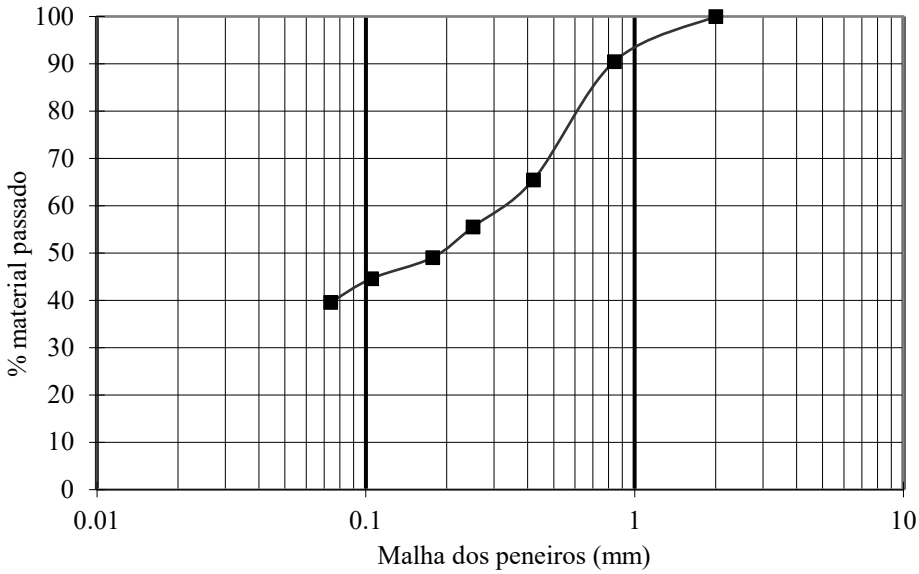


Fig. 2 – Curva granulométrica do solo

Os valores obtidos para o solo em estudo cumprem a especificação do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) que determina as características dos solos a estabilizar com cimento em termos de granulometria e de limites de consistência (LNEC E 243, 1971). A especificação refere que, para o peneiro de malha 4.74 mm, a percentagem de material passado deve ser igual ou superior a 80 % o valor do limite de liquidez deve ser inferior a 45%. Com base nesta caracterização, foi feita a classificação do solo usando duas classificações: a classificação Unificada e a classificação para fins rodoviários. As propriedades físicas do solo estão resumidas no Quadro 1.

Quadro 1 – Propriedades físicas do solo

Propriedade	Norma	Valor
Limite de liquidez (%)	NP 143	32
Limite de plasticidade (%)	NP 143	21
Índice de plasticidade (%)	NP 143	11
Areia média (0.42-2.0 mm) (%)	EN ISO 17892-4	34.5
Areia fina (0.074-0.42 mm) (%)	EN ISO 17892-4	25.9
Teor em finos (<0.074 mm) (%)	EN ISO 17892-4	39.6
Diâmetro efetivo (mm)	D_{50}	0.2
Teor matéria orgânica (%)	E LNEC 201	0.86
Densidade das partículas sólidas	G	2.64
Classificação unificada	ASTM D 2487	SC
Classificação AASHTO	AASHTO M145-42	A-6 (14)

Segundo a Classificação Unificada, proposta pela norma ASTM D 2487-06 (2006), o solo em estudo é designado por areia argilosa (classe - SC). Quanto à classificação para fins rodoviários, (AASHTO M145-42), o solo em estudo possui mais de 35% de material que passa no peneiro nº 200, inserindo-se assim no grupo A-6 – Solos Argilosos, onde o limite de liquidez pode atingir, no máximo, o valor de 40% e o índice de plasticidade mínimo é igual a 11%. Para este solo a classificação é designada por A-6 (14), em que o índice de grupo é menor que 16, o que significa que este solo possui um comportamento "regular a mau" para esse efeito, tendo, portanto que se

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

adicionar uma maior percentagem de cimento para a sua estabilização, quando comparado com outros solos que possuem melhor comportamento.

2.2 – Cimento

O cimento utilizado foi o cimento Portland IV, classificação obtida com base na norma do IPQ (Instituto Português da Qualidade), NP EN 197-1. É um cimento pozolânico de alta resistência química utilizado no fabrico de betões e argamassas sujeitos a ambientes agressivos e em todas as obras com exigências específicas de durabilidade. É especialmente indicado para pavimentos rodoviários, betonagens em meios agressivos, ambiente marítimo e misturas de solo-cimento. Este cimento pozolânico contém adição de pozolana que varia entre 15 e 50 %, em massa. Este alto teor de pozolana confere ao cimento uma baixa permeabilidade e consequentemente durabilidade, proporciona estabilidade em ambientes de ataque ácido, em especial de ataque por sulfatos. O uso deste cimento confere resistência mecânica à compressão superior ao cimento comum (tipo I) a longo prazo. Ao contrário dos solos, o cimento Portland é um produto industrial, manufaturado sob normas rígidas de qualidade, assegurando uniformidade de comportamento, o que o torna um material económico e de fácil utilização. As propriedades do cimento estão indicadas no Quadro 2. Além disso este cimento é muito fino, com 100% de partículas menores que o peneiro 200 (<0.074 mm) e tem uma densidade das partículas sólidas de 3.15.

O cimento utilizado foi armazenado em recipiente de plástico e adequadamente vedado para evitar a sua hidratação prematura em função da humidade do ar.

Quadro 2 – Propriedades do cimento Portland

Propriedade	Norma	Valor
Constituintes (%)	NP EN 197-1	>69 K >26 CV
Perda ao fogo (%)	NP EN 197-1	2.3
Resíduo insolúvel (%)	NP EN 197-1	26.3
Superfície específica (Blaine) (cm^2/g)	NP EN 196-6	4292
Resistência à compressão 28 d (MPa)	NP EN 196-1	44.3
Tempo de presa (min)	NP EN 196-3	>75

2.3 – Água

A água é um componente essencial deste tipo de misturas, dado que o cimento é um ligante hidráulico, ou seja, só ganha presa quando em presença da água. As características a que a água deve obedecer encontram-se fixadas na especificação do LNEC E 304 (1974). Segundo esta especificação, a água não deve conter óleos, ácidos ou qualquer outra substância prejudicial ao cimento, podendo ter até 36g/l de sais em solução, até 5g/l de matéria orgânica e substâncias em suspensão e até 0.2% de sulfatos (quando somada com a percentagem de sulfatos do solo). A água utilizada neste trabalho é da rede pública admitindo-se que todas as condições referidas se encontram garantidas.

3 – MISTURAS DE SOLO LIGADAS COM CIMENTO

3.1 – Ensaios de compactação

Segundo o ACI (1990), a percentagem de cimento recomendada para um solo do tipo A-6, varia entre os 9 e os 15%, sendo o valor típico usado igual a 12% de cimento em função da massa seca de solo. Com base nestes dados foram definidas as seguintes percentagens de cimento a utilizar neste trabalho: 12%, visto ser a percentagem típica para este tipo de solo, e 8%, um valor percentual abaixo

do recomendado. As percentagens de cimento foram determinadas em relação à massa de solo seco. Para cada tipo de mistura foi criada uma nomenclatura, tendo-se adotado a letra "C" para designar a inclusão do cimento e incluindo-se o valor da percentagem. Assim S8C refere-se a misturas de solo com 8% de cimento, S12C representa as misturas de solo com 12% cimento e a letra S corresponde a provetes constituídos só por solo.

Além da caracterização das propriedades físicas do solo, já mencionadas, o programa experimental incluiu a determinação dos pesos volúmicos secos máximos e dos teores em água ótimos do solo e das misturas solo-cimento a serem utilizadas neste trabalho. As misturas foram compactadas em molde Proctor, de aço inoxidável, com 102 mm de diâmetro e 117 mm de altura, utilizando uma energia de compactação do Proctor modificado de E=2800 N.m/m^3 com pilão pesado, em 5 camadas, com 25 pancadas por camada e uma altura de queda de 475 mm.

Esta energia de compactação é representativa do processo de compactação de aterros de estradas e é determinada a partir da expressão:

$$E = \frac{B \cdot n \cdot W \cdot h}{V} \tag{1}$$

em que:

- E é a energia de compactação (N.m/m^3);
- B é o número de pancadas por camada;
- n é o número de camadas;
- W é o peso do pilão (N);
- h é a altura de queda do pilão (m);
- V é o volume do molde (m^3).

As curvas de compactação obtidas para cada um dos materiais são apresentadas na Figura 3. Os teores em água foram medidos imediatamente após cada ensaio de compactação. O teor em água ótimo (owc) do solo natural (sem cimento) é de 13.1 % e o correspondente peso volúmico seco máximo (mdd), $\gamma_{d\ máx}$, é igual a 18.4 kN/m^3. Esses resultados para todas as misturas podem ser vistos no Quadro 3, onde S é o solo natural (sem cimento), S8C e S12C são as misturas de solo com 8% e 12% de cimento, respetivamente, como explicado anteriormente.

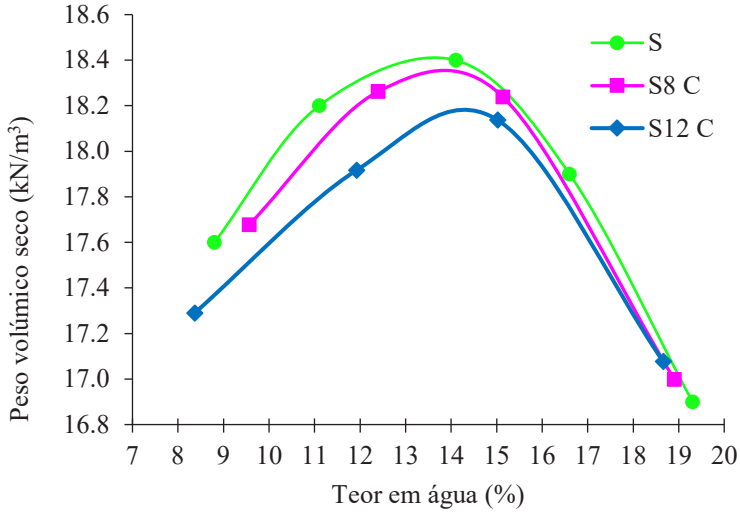


Fig. 3 – Curvas de compactação

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Quadro 3 – Resultados dos ensaios de compactação

Mistura	Cimento (%)	w_{opt} (%)	$\gamma_{d\ máx}$ (kN/m^3)
S	0	13.1	18.4
S8C	8	13.5	18.3
S12C	12	14.1	18.1

Para a energia de compactação utilizada, as misturas de solo ligado com cimento têm pesos volúmicos secos máximos inferiores ao solo e o teor em água ótimo aumenta com o aumento da quantidade de cimento, como se as misturas de solo ligado com cimento fossem compactadas com energias mais baixas ou como se um material mais fino fosse compactado. Uma explicação para a menor energia pode ser o fato de que, no solo ligado com cimento, o processo de hidratação ocorre imediatamente após o contato do cimento com a água. Este processo envolve o endurecimento da mistura de solo, o que significa que é necessário compactar a mistura de solo o mais rápido possível. Qualquer atraso na compactação pode resultar no endurecimento da massa da mistura e, portanto, pode ser necessário uma energia de compactação adicional para produzir o mesmo efeito. Por outro lado, as misturas de solo ligado com cimento são de facto materiais mais finos, devido ao aumento da quantidade de finos, induzido pela adição de cimento (Ikhlef et al., 2015).

Conforme mencionado anteriormente, o cimento utilizado neste estudo possui 100% de partículas menores que 0.074 mm, donde resultam as curvas granulométricas teóricas de cada mistura, apresentadas na Figura 4, sendo possível confirmar que se trata de materiais mais finos.

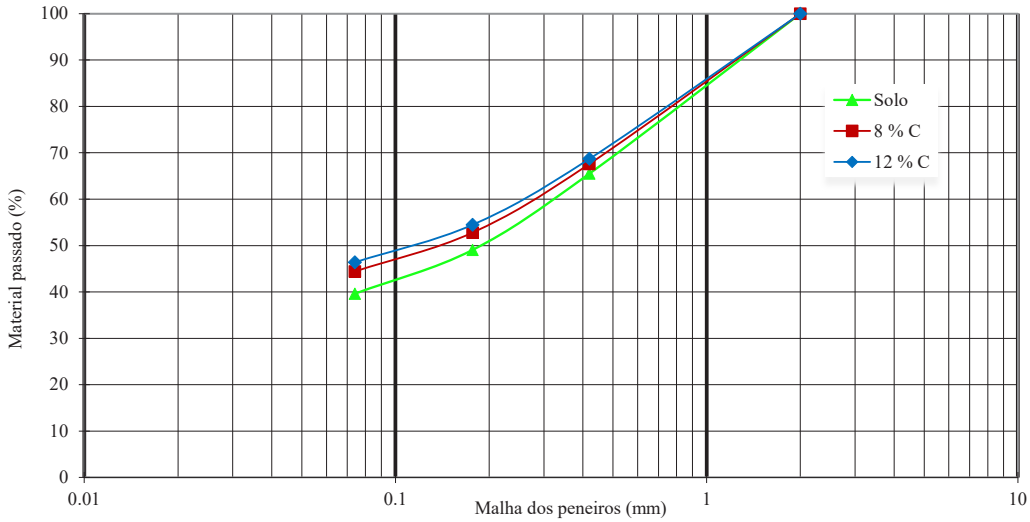


Fig. 4 – Curvas granulométricas das misturas de solo ligadas com cimento

3.2 – Moldagem e cura dos provetes

O programa experimental foi conduzido sobre amostras das misturas de solo ligado com cimento preparadas com o teor em água ótimo, determinado anteriormente pelo ensaio de compactação Proctor, expresso em percentagem da massa seca de solo e cimento. Fica assim estabelecida a dosagem de água a adicionar, tendo-se procedido à moldagem dos diferentes provetes para posteriormente se realizarem os ensaios de resistência à compressão não confinada com medição de deformações.

Para a moldagem, todas as amostras foram preparadas de forma semelhante. Como os tempos de cura ensaiados foram 0, 7, 28 e 90 dias, foi necessário preparar 27 provetes: 3 para o solo natural (sem tempo de cura) e 12 para cada uma das outras duas misturas (SC8 e SC12). Foi usado o mesmo molde Proctor para todos os ensaios de compactação.

O solo foi seco ao ar e peneirado no peneiro de 4 mm para eliminar o material mais grosseiro. Em seguida, foi determinado o teor em água natural do solo. Isso permitiu obter o peso seco do solo e calcular a percentagem desejada de cimento (por peso seco de solo) a ser adicionada. Em seguida, o solo e o cimento foram pesados e misturados até que a mistura adquirisse uma consistência uniforme.

A quantidade de água a ser adicionada a cada mistura (solo natural humedecido e cimento) foi estabelecida pela equação:

$$\Delta W_w = W_t \frac{w_{opt} - w_{nat}}{1 + w_{nat}} \tag{2}$$

em que:

ΔW_w é a água a adicionar (em peso);
W_t é o peso inicial da amostra de solo húmido+cimento;
w_{opt} é o teor em água requerido para a mistura;
w_{nat} é o teor em água natural do solo húmido.

Posteriormente, todos os componentes foram bem misturados, até formar uma pasta homogénea. Em seguida a mistura foi compactada, como nos ensaios de compactação, no molde Proctor.

O tempo de preparação (mistura e compactação) foi sempre inferior a uma hora, muito menor que o tempo de presa do cimento Portland utilizado. Após a compactação, o provete foi imediatamente extraído do molde e o seu peso, diâmetro e altura medidos.

Em seguida, os provetes foram acondicionados em sacos de plástico, adequadamente vedados para evitar variações significativas de humidade e, por último, foram armazenados e curados durante o período de cura definido, num ambiente com temperatura e humidade controladas (temperatura de 23º ± 2 ºC e humidade relativa do ar aproximadamente 85%).

No final, foram considerados aptos para os ensaios de resistência à compressão não confinada, os provetes que respeitavam as seguintes tolerâncias:

- peso volúmico seco (γ_d): grau de compactação no mínimo de 95% sendo o grau de compactação definido como o valor de γ_d efetivamente obtido na moldagem dividido pelo valor de γ_d definido como objetivo;
- teor em água (ω): valor especificado ± 2 pontos percentuais;
- dimensões: diâmetro 102 ± 1 mm e altura 117 ± 1 mm.

Devido à dispersão típica dos resultados de ensaios de compressão não confinada, foram preparados três provetes para cada ensaio.

3.3 – Ensaios de compressão não confinada

De acordo com a EN 14227-10 (2013), a resistência à compressão não confinada, R_c, é o parâmetro para quantificar a resistência dessas misturas.

A preparação e as dimensões dos provetes atenderam aos requisitos da EN 13286-50 (2004) e os ensaios de compressão não confinada foram conduzidos nas amostras de solo natural e nas amostras com cimento de acordo com a EN 13286-41 (2013). Todos os ensaios foram realizados em provetes não imersos.

Após o tempo de cura, os ensaios foram realizados a uma velocidade constante de 1mm/min usando uma prensa Zwick com capacidade máxima de carga de 50 kN e durante os ensaios foram

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

registados os valores do deslocamento axial. Como critério de aceitação dos provetes foi estipulado que as resistências individuais dos três provetes, moldados com as mesmas características, não deveriam ter um desvio padrão superior a 10 % (da resistência média).

A Figura 5 mostra a relação tensão-deformação dos ensaios de resistência à compressão não confinada dos três provetes de solo natural. Obviamente não foram ensaiados para outros tempos de cura.

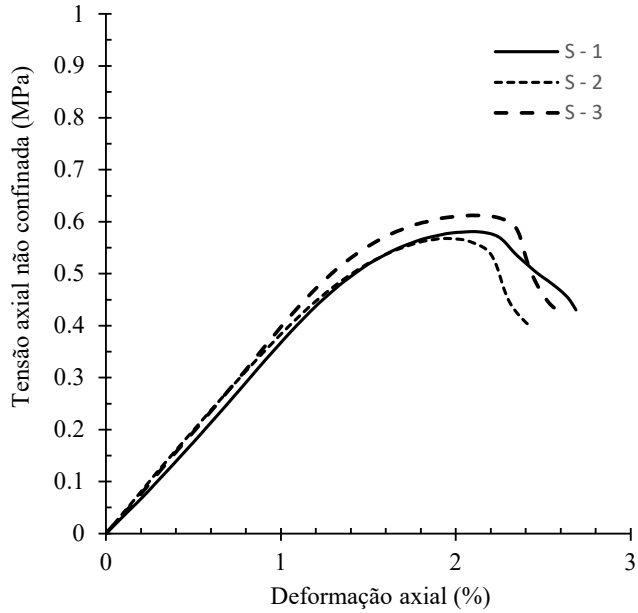


Fig. 5 – Comportamento tensão-deformação de provetes de solo

No Quadro 4 são apresentados os valores de resistência à compressão não confinada, R_c, desvio padrão, deformação axial e módulo de deformabilidade secante, E_{30}, de todas as amostras de solo natural. O módulo de deformabilidade E_{30} foi definido como a inclinação da curva tensão-deformação, para tensões até 30% da tensão de compressão não confinada máxima, média a que corresponde uma deformação, $\varepsilon_{0,3Rc}$ indicada no Quadro.

Quadro 4 – Resumo dos ensaios de compressão não confinada do solo natural

Provete	R_c (MPa)	Desvio padrão (%)	Deformação axial (%)	$\varepsilon_{0.3Rc}$ (%)	E_{30} (MPa)
S – 1	0.581	0.9	2.09	0.5	38
S – 2	0.567	3.4	1.94		
S – 3	0.612	4.1	2.13		

Na Figura 6 é apresentado o comportamento tensão-deformação, até à rotura, dos ensaios de resistência à compressão não confinada, para as misturas de solo ligado com cimento com 8% de cimento, S8C, para 0, 7, 28 e 90 dias.

Pode observar-se que, à medida que o tempo de cura aumenta, o pico de tensão aumenta significativamente. A parte linear das curvas permite prever um aumento da rigidez das misturas,

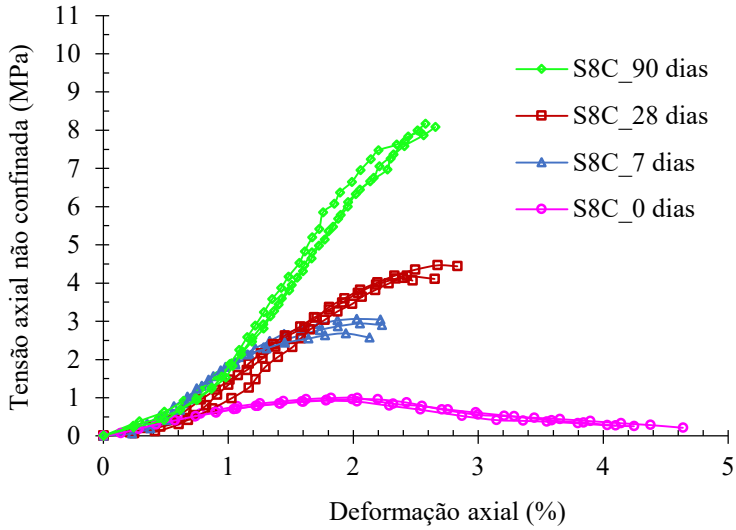


Fig. 6 – Comportamento tensão-deformação dos provetes S8C aos 0, 7, 28 e 90 dias

com o tempo de cura. Para 90 dias de cura, não foi possível prolongar o ensaio para além dos valores apresentados.

A Figura 7 mostra as roturas dos provetes aos 0, 7 e 28 dias de cura. As formas das superfícies de rotura aos 7 e 28 dias são consideradas insatisfatórias, de acordo com a EN 13286-41 (2013), apesar do cuidado que se teve no posicionamento da amostra entre as placas da prensa. Apenas a superfície de rotura ao fim 0 dias parece ser satisfatória. Aos 90 dias, as amostras simplesmente colapsaram quando a tensão axial máxima foi atingida.

Fig. 7 – Rotura dos provetes S8C aos a) 0 dias, b) 7 dias e c) 28 dias

No Quadro 5 são apresentados os valores de resistência à compressão não confinada (R_c), desvio padrão e deformação axial máxima de todas as amostras das misturas S8C. Como afirmado anteriormente, o módulo de deformabilidade foi definido como a inclinação da curva tensão-deformação para tensões até 30% da resistência máxima, neste caso com base na norma EN 13286-43. Para esta determinação, houve o cuidado de ter em linha de conta a perturbação da parte inicial das curvas, devido à adaptação dos provetes aos pratos da prensa quando é iniciado o ensaio. Sendo assim, a fase inicial de comportamento elástico considerada foi a fase após aquela perturbação. Esta parte linear é prolongada até à origem, obtendo-se assim a deformação axial correspondente a uma tensão axial nula. Com este procedimento, as curvas deslocam-se para a esquerda até à origem, e é possível obter um valor corrigido para a deformação, correspondente a tensões de 30% das resistências médias máximas, como explicado em Couto (2018). Esses valores estão igualmente

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

representados no quadro, $\varepsilon^*_{Rc0.3}$, permitindo obter E_{30}. A análise do Quadro mostra que o módulo de deformabilidade aumenta com o tempo de cura, aumentando a rigidez das misturas.

Quadro 5 – Resumo dos ensaios de compressão não confinada das misturas com 8 % de cimento

Tempo de cura (dias)	Provete	R_c (MPa)	Desvio padrão (%)	Deformação axial (%)	$\varepsilon^*_{Rc0.3}$ (%)	E_{30} (MPa)
0	S8C – 1 S8C – 2 S8C – 3	0,957 0,992 0,920	0,1 3,7 3,8	2,0 2,0 1,8	0.36	79
7	S8C – 4 S8C – 5 S8C – 6	2.683 3.062 2.941	7.3 5.8 1.6	1.9 2.0 2.0	0.36	241
28	S8C – 7 S8C – 8 S8C – 9	4.133 4.464 4.189	3.0 4.7 1.7	2.4 2.7 2.4	0.45	284
90	S8C – 10 S8C – 11 S8C – 12	8.083 8.170 7.958	0.2 1.2 1.4	2.7 2.6 2.6	0.50	480

Na Figura 8 é apresentado o comportamento tensão-deformação até à rotura, dos ensaios de resistência à compressão não confinada, para as misturas de solo ligado com cimento com 12 % de cimento, S12C, para 0, 7, 28 e 90 dias.

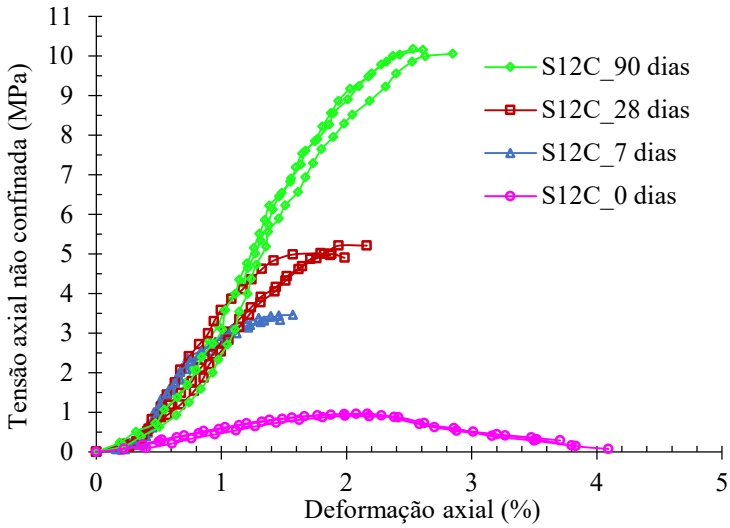


Fig. 8 – Comportamento tensão-deformação dos provetes S12C aos 0, 7, 28 e 90 dias

Pode observar-se que, à medida que o tempo de cura aumenta, o pico de tensão aumenta (mais significativamente do que nas misturas com 8% de cimento). Como anteriormente, a parte linear das curvas permite prever um aumento da rigidez das misturas, com o tempo de cura.

A Figura 9 mostra as roturas observadas nos provetes aos 0, 7 e 28 dias de cura. Aos 90 dias, as amostras simplesmente colapsaram quando a tensão axial máxima foi atingida. Como no caso

Fig. 9 – Rotura dos provetes S12C aos a) 0 dias, b) aos 7 dias e c) 28 dias

anterior, e com base na norma já referida, apenas a forma da superfície de rotura para o tempo de cura de 0 dias parece ser satisfatória.

No Quadro 6 são apresentados os valores de resistência à compressão não confinada, R_c, desvio padrão, deformação e axial para todas as amostras de misturas S12C. Como anteriormente, a fase inicial de comportamento elástico considerada foi a fase após a perturbação inicial, tendo sido corrigidos os valores da deformação correspondente à tensão de 30% da resistência média máxima, $\varepsilon^*_{Rc0.3}$, permitindo obter E_{30} de cada uma das misturas. A análise do Quadro mostra que o módulo de deformabilidade aumenta com o tempo de cura, aumentando a rigidez das misturas.

Quadro 6 – Resumo dos ensaios de compressão não confinada das misturas com 12 % de cimento

Tempo de cura (dias)	Provete	R_c (MPa)	Desvio padrão (%)	Deformação axial (%)	$\varepsilon^*_{Rc0.3}$ (%)	E_{30} (MPa)
0	S12C – 1	0,959	2,0	2,2	0.35	79
	S12C – 2	0,907	3,5	2,0		
	S12C – 3	0,954	1,5	2,1		
7	S12C – 4	3.426	0.6	1.4	0.032	321
	S12C – 5	3.326	2.3	1.5		
	S12C – 6	3.460	1.6	1.6		
28	S12C – 7	5.013	1.2	1.8	0.039	389
	S12C – 8	4.998	1.5	2.0		
	S12C – 9	5.210	2.7	2.2		
90	S12C – 10	10.577	3.1	2.7	0.045	684
	S12C – 11	10.058	2.0	2.9		
	S12C – 12	10.155	1.1	2.5		

4 – DISCUSSÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 – Efeito do teor em cimento

Diferentes autores têm abordado a evolução da resistência à compressão não confinada, R_c, de misturas de solos argilosos ligados com diferentes percentagens de cimento, para diferentes tempos de cura, mas apenas alguns destes trabalhos situam o solo no seu teor em água ótimo como no presente estudo (Kongsukprasert et al., 2007; Consoli et al., 2012 e Sheen et al., 2013). A Figura 10 mostra a comparação das curvas tensão-deformação entre misturas de 8% (S8C) e 12% (S12C) de cimento, para todos os tempos de cura (Dias, 2012). O autor refere que, para um determinado período de cura, a adição de cimento faz com que a resistência à compressão não confinada aumente

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

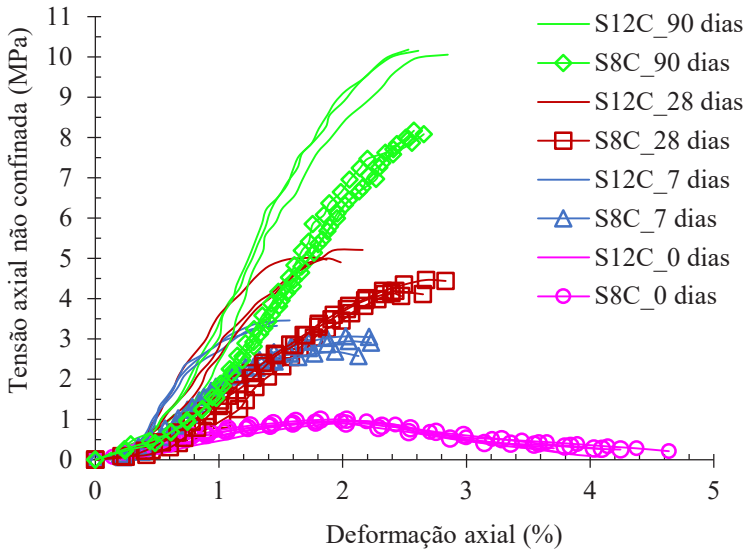


Fig. 10 – Comparação entre as duas misturas S8C e S12C para os 0, 7, 28 e 90 dias de cura

significativamente. Por exemplo, o pico de tensão axial aumenta mais significativamente para misturas de 12% do que para misturas de 8%, para tempos de cura a partir dos 7 dias.

De facto, um maior teor em cimento resultaria num menor volume de vazios e também como a água disponível é limitada (comparando com outros estudos de "jet grouting" ou "deep soil mixing" o aumento do teor em cimento induz uma maior redução da quantidade de água pela hidratação do cimento.

Também se observa que, quando o teor em cimento é mais elevado, resultam misturas mais rígidas. Para o mesmo teor em cimento, à medida que o tempo de cura aumenta, a rigidez aumenta a taxas maiores, devido ao desenvolvimento no tempo das reações pozolânicas, o que está de acordo com o referido por outros autores em estudos anteriores (Kongsukprasert et al., 2007 e Rios et al., 2019).

Na Figura 11 é apresentada a variação da resistência à compressão não confinada em função do teor em cimento, para cada tempo de cura. Ao contrário de uma relação linear entre a resistência à compressão e o teor em cimento, proposta por Consoli et al. (2012), neste trabalho foi ajustado um polinómio de 2ª ordem, para cada tempo de cura. Isso ocorre porque o autor estudou um teor máximo em cimento de 7%, enquanto neste estudo os teores em cimento são maiores.

Equações do tipo da seguinte, apresentadas na Figura 11, mostram boas correlações entre resistência à compressão e percentagens de cimento (R^2>0,9):

$$R_c = a_1(t) \cdot C^2 + a_2(t) \cdot C + R_{c-soil} \tag{3}$$

Nesta equação:

$a_1(t)$ e $a_2(t)$ são constantes que tomam diferentes valores para cada tempo de cura (ver Fig. 11).

C é o teor em cimento (%); para C=0 % (solo), R_c=$R_{c\text{-}soil}$=0.6 MPa (média dos valores do Quadro 4).

O aumento de R_c com o teor em cimento é apresentado na Figura 12, onde os resultados dos Quadros 5 e 6 são apresentados usando um índice de resistência para o cimento, independente do solo, definido como a relação entre as resistências à compressão, $R_{c_cimento}/R_{c_solo}$. Na figura, a tendência crescente do referido índice é maior para o maior teor em cimento de 12%. De facto, para

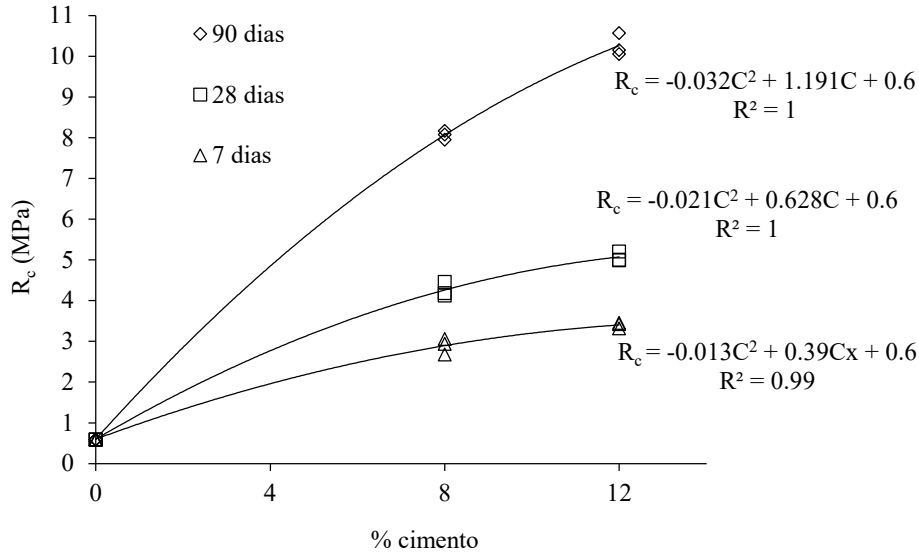


Fig. 11 – Resistência à compressão em função do teor em cimento para cada tempo de cura

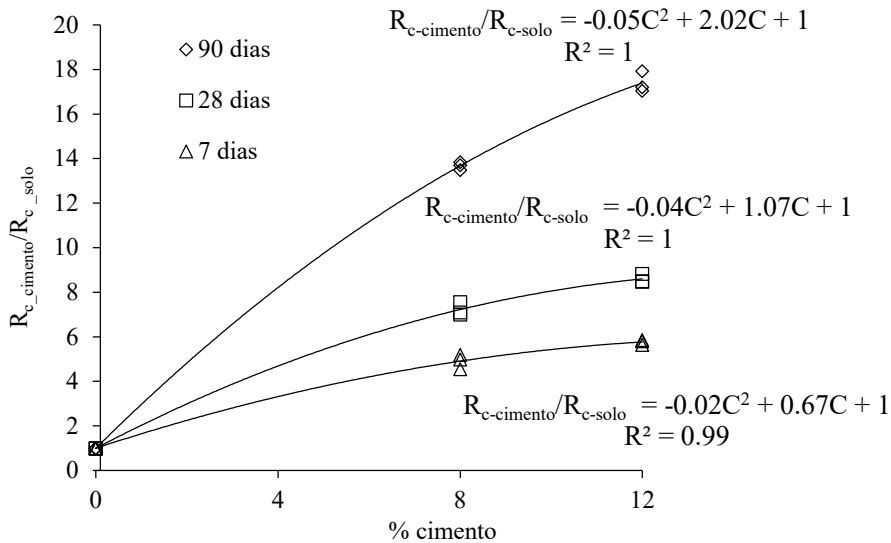


Fig. 12 – Variação do índice de resistências com o teor em cimento, para cada tempo de cura

cada tempo de cura, a variação de $R_{c_cimento}/R_{c_solo}$ pode ser razoavelmente ajustado com outro polinómio de 2ª ordem da forma:

$$R_{c-cimento}/R_{c-solo} = \alpha.C^2 + \beta.C + 1 \quad (4)$$

em que α e β são coeficientes experimentais que dependem do tempo de cura, apresentados no Quadro 7 para o solo ensaiado.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Quadro 7 – Valores dos coeficientes α e β para o índice $R_{c_cimento}/R_{c_solo}$

Tempo de cura (dias)	α	β
90	-0.05	2.02
28	-0.04	1.07
7	-0.02	0.67

Com os valores apresentados no Quadro 7, construiu-se a Figura 13 em que os valores de α e β foram ajustados com as equações seguintes:

$$a = -0.01t^{0.36} \tag{5}$$

$$\beta = 0.28t^{0.43} \tag{6}$$

em que t é o tempo de cura em dias e α e β são os parâmetros a introduzir na equação (4).

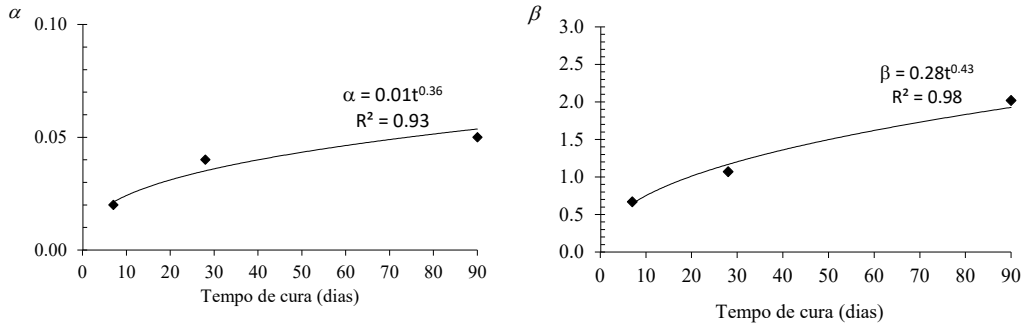


Fig. 13 – Valores de α e β do Quadro 7

As equações (4), (5) e (6) podem ser utilizadas para o pré-dimensionamento de misturas de solo ligadas com cimento, para o solo estudado neste trabalho, para teores em cimento e tempos de cura situados nos intervalos correspondentes. Conhecendo o owc de um ensaio de compactação do solo, a água e o cimento podem ser ajustados instantaneamente in situ para atingir o valor de resistência do projeto. Para teores em cimento inferiores a 10%, o owc da mistura é igual ao owc do material de origem (Nusit et al., 2017).

O efeito da percentagem de cimento no módulo de deformabilidade, E_{30}, para cada tempo de cura, pode ser visto na Figura 14. Os valores são os módulos secantes E_{30} dos Quadros 5 e 6, calculados para uma tensão de compressão igual a 30% da resistência à compressão não confinada máxima média das curvas tensão-deformação, conforme explicado anteriormente.

Pode observar-se que o módulo de deformabilidade aumenta com o teor em cimento para todos os tempos de cura, de forma mais significativa para o tempo de cura de 90 dias. De facto, para cada tempo de cura, a variação de E_{30} para as misturas ensaiadas pode ser razoavelmente ajustada com uma equação linear da forma:

$$E_{30}(t) = b(t).C + E_{30-solo} \tag{7}$$

em que:

E_{30} (t) é o modulo de deformabilidade secante E_{30} para um determinado tempo de cura, t

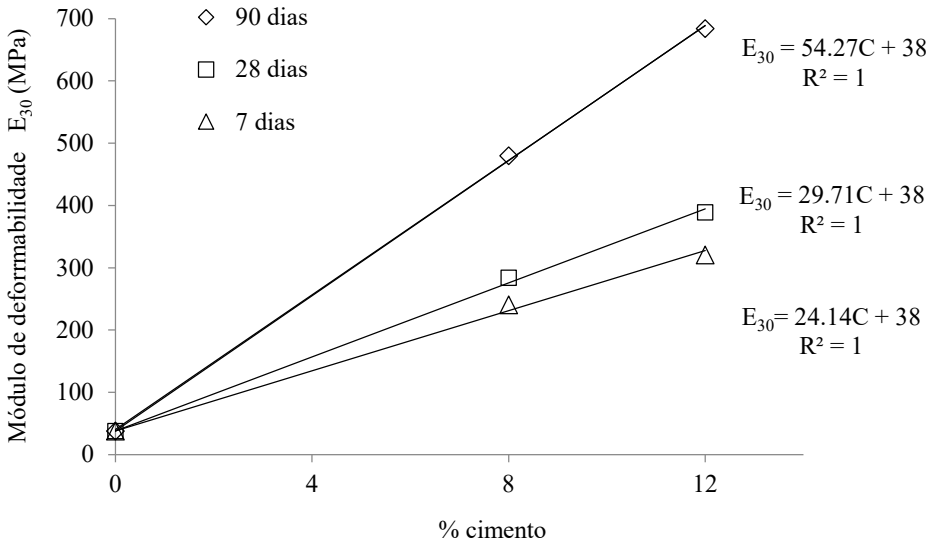


Fig. 14 – Módulo de deformabilidade E_{30} em função do teor em cimento para cada tempo de cura

$b(t)$ é um coeficiente experimental dependente do tempo de cura e apresentado no Quadro 8, para o solo ensaiado neste trabalho;
C é o teor em cimento (%);
$E_{30\text{-soil}}$ é o valor de E_{30} para o solo (2.0 MPa para o solo do presente trabalho).

Quadro 8 – Valores do coeficiente *b(t)* para o obter E_{30} (t)

Tempo de cura (dias)	***b(t)***
90	54.27
28	29.71
7	24.14

O aumento de E_{30} com o teor em cimento, para cada tempo de cura, é também apresentado na Figura 15, onde os resultados dos Quadros 5 e 6 são apresentados usando um índice independente do solo, para cada tempo de cura, ou seja, o índice $E_{30_cimento}/E_{30_solo}$, à semelhança do que foi feito para a resistência à compressão não confinada.

De facto, para cada tempo de cura, a variação do índice $E_{30_cimento}/E_{30_solo}$ pode ser razoavelmente ajustado com uma equação linear, da forma:

$$E_{30-cimento}/E_{30-solo} = \delta(t).C + 1 \tag{8}$$

em que:
C é o teor em cimento (%);
$\delta(t)$ é o parâmetro, dependente do tempo de cura a introduzir na equação (8), apresentados no Quadro 9.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

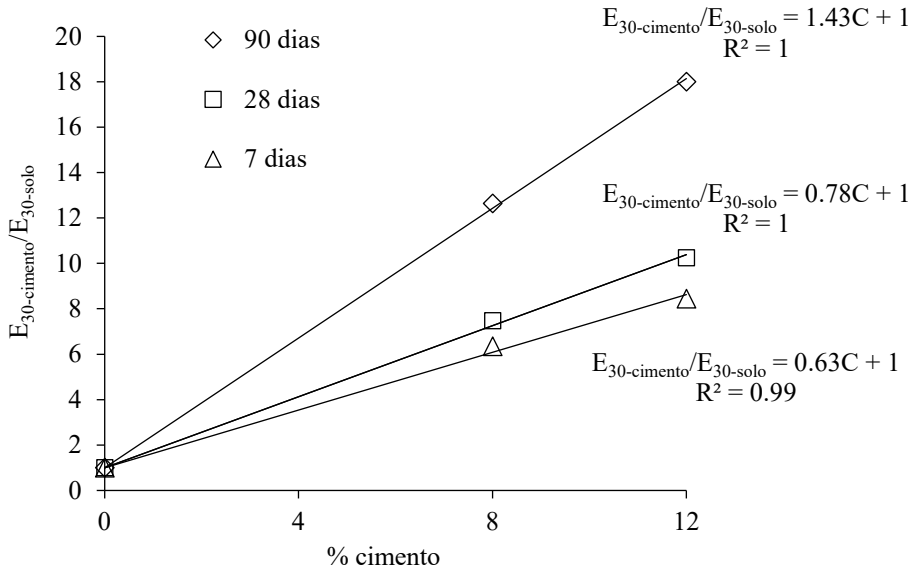


Fig. 15 - Variação do índice de deformabilidade com o teor em cimento, para cada tempo de cura

Quadro 9 – Valores do coeficiente $\delta(t)$ para o obter $E_{30_cimento}/E_{30_solo}$

Tempo de cura (dias)	$\delta(t)$
90	1.43
28	0.78
7	0.63

No tratamento de solos e na prática de engenharia de fundações, a relação entre E_{30} e R_c é um importante parâmetro de avaliação. Para o efeito, construiu-se o gráfico da Figura 16, em que todos os valores do módulo secante E_{30} e os valores correspondentes de R_c estão apresentados em escala bi-logarítmica. Embora, como pode ser visto, haja alguma dispersão em torno da reta que melhor se ajusta, pode considerar-se que existe uma equação única que assume a forma:

$$E_{30} = 69.2\, R_c^{1.02} \tag{9}$$

Esta equação reflete assim a capacidade de resistência à deformação elástica para os dois teores em cimento deste estudo, independentemente do tempo de cura e independente do teor em cimento.

Outros autores expressaram o mesmo tipo de correlação (Ikhlef et al., 2015). No entanto, nenhuma expressão matemática generalizada foi encontrada para todas as contribuições que descrevem uma relação entre E_{30} e R_c para solos ligados com cimento, principalmente devido aos diferentes componentes dos solos e cimentos utilizados nos diferentes estudos.

4.2 – Efeito do tempo de cura

A Figura 17 mostra a resistência à compressão com o tempo de cura para os teores em cimento de 0, 8% e 12%. R_c aumenta acentuadamente numa fase inicial, para em seguida esta tendência crescente diminuir claramente.

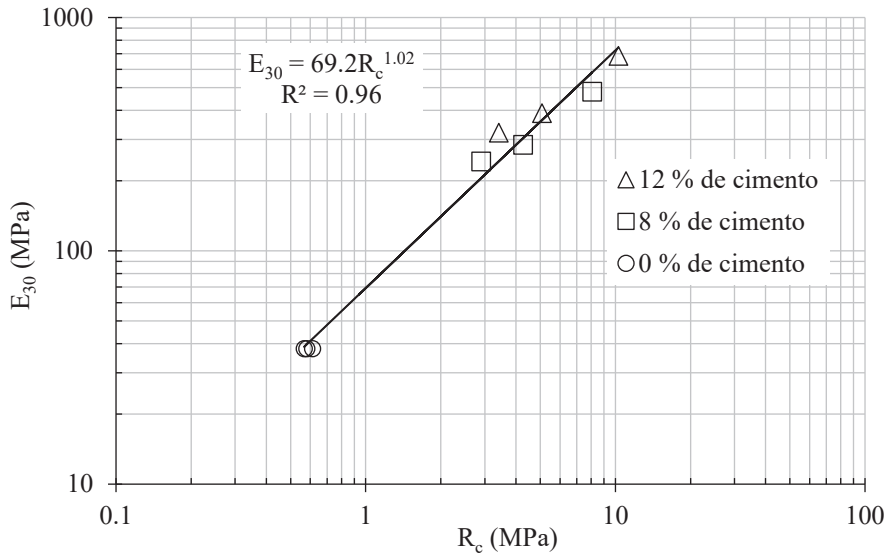


Fig. 16 – Relação entre o módulo secante e a resistência â compressão

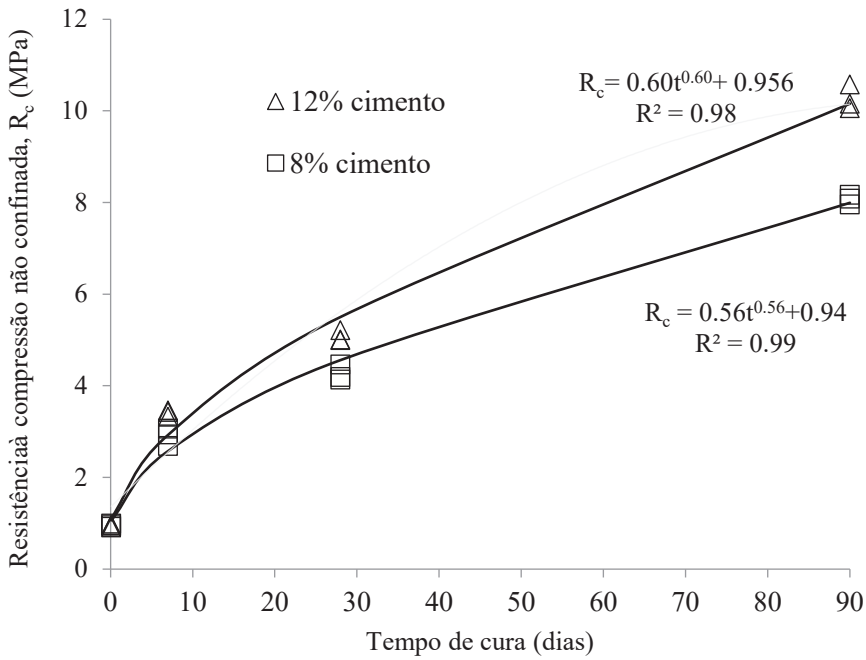


Fig. 17 – Variação da resistência à compressão com o tempo de cura

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Equações do tipo da equação (10), apresentadas na Figura 17, mostram boas correlações entre a resistência à compressão e o tempo de cura:

$$R_c = d \cdot t^d + R_{c-0dias} \tag{10}$$

em que:

d é uma constante que toma diferentes valores para cada teor em cimento:

d=0.6 para C=12 % e *d*=0.56 para C=8 %

$R_{c\text{-}0dias}$ é a resistência à compressão aos 0 dias de cura;

$R_{c\text{-}0dias}$ =0.94 MPa for C=12 % and $R_{c\text{-}0days}$ =0.956 MPa for C=8 %

Estes resultados mostram que R_c aumenta de forma rápida até aos 7 dias adquirindo uma resistência 2,5 vezes maior para 8% de cimento e 3,5 vezes maior para 12% de cimento. Isso pode ser explicado pela rápida diminuição do teor em água causada pela secagem na superfície. Após um período de 7 dias, a redução da água nos vazios torna-se mais lenta, levando a um aumento mais lento da resistência mecânica. Essa mesma tendência foi observada por Ikhlef et al (2015) que registaram uma variação muito pequena da resistência à compressão entre 28 e 180 dias, quando ensaiaram diferentes misturas com percentagens de cimento entre 2% e 6%.

Na Figura 18 é apresentado o módulo de deformabilidade, E_{30}, em função do tempo de cura para os teores em cimento de 8% e 12%. Para o solo ensaiado, e para cada teor em cimento, E_{30} pode ser razoavelmente ajustado com uma função da forma:

$$E_{30} = e_1 . t^{e_2} + E_{30-0dias} \tag{11}$$

em que:

e_1 e e_2 são constantes que tomam diferentes valores para cada teor em cimento (ver Fig. 18).

e_1=90.1 para C=12 % e e_1=60.5 para C=8 %

e_2=0.42 e parece ser constante para os teores em cimento estudados

$E_{30\text{-}0dias}$ é o módulo secante E_{30}, aos 0 dias de cura e manteve-se igual a 79 MPa para ambos os teores em cimento estudados.

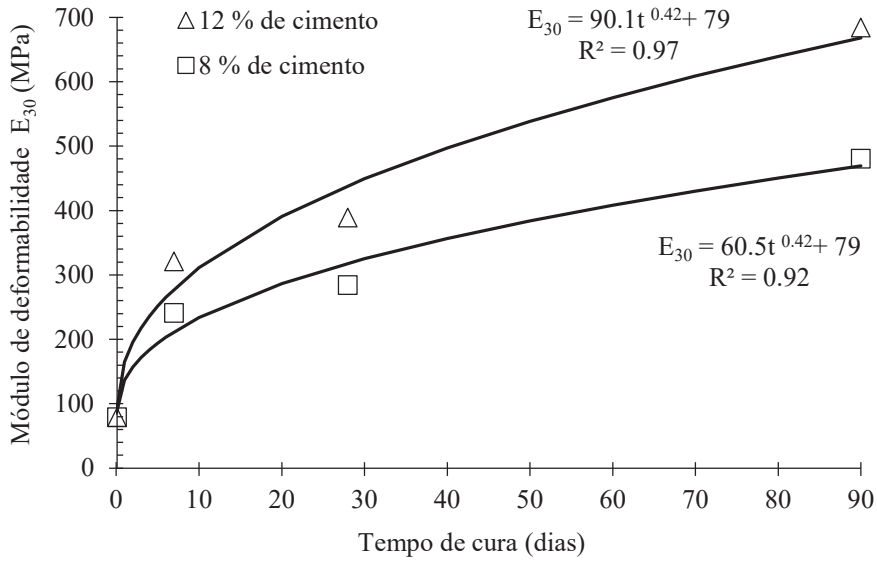


Fig. 18 – Variação de E_{30} com o tempo de cura

Para ambas as percentagens de cimento, E_{30} aumenta acentuadamente na fase inicial mas, subsequentemente, esta tendência crescente diminui. Outros autores (Rios et al., 2019 e Rong-rong e Dong-dong, 2020) apresentaram uma equação logarítmica para esta variação, mas apenas até aos 30 dias de cura, sugerindo que, após este tempo, o valor do módulo de deformabilidade tenderia a estabilizar. Pelo contrário, neste trabalho, os resultados experimentais, até aos 90 dias, parecem indicar uma tendência crescente de E_{30} para tempos superiores aos apresentados pelos autores referidos.

4.3 – Estabelecimento de dosagens

Com base neste estudo é possível propor um procedimento para estabelecer a quantidade de cimento a ser adicionada ao solo argiloso ensaiado neste trabalho, a fim de obter uma resistência necessária em obra. Neste sentido é necessário um estudo prévio dos materiais em causa, para confirmar se apresentam características semelhantes. Após esta confirmação, os passos a serem seguidos poderão ser os seguintes:

- determinar owc e mdd do solo a ser utilizado, a partir de um ensaio de compactação; se o teor em cimento for <10%, owc e mdd da mistura serão os mesmos;
- compactar provetes de solo no ótimo (owc) e ensaiar à resistência à compressão não confinada.
- com base nas equações (4), (5) e (6), estimar a quantidade (percentagem) de cimento para atingir a resistência necessária para o solo ligado com cimento para um determinado tempo de cura;
- ajustar as quantidades de água e cimento para se adequar ao teor em água das condições de campo.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo pretendeu investigar a capacidade de melhorar uma areia argilosa, recolhida no Município de Almada, de forma a obter um material de características adequadas para a construção.

Ao material original, solo, foram adicionadas quantidades de cimento de 8 % e 12 %, em relação ao peso seco do solo. A composição ótima para cada mistura de solo ligado com cimento foi obtida por meio de ensaios de compactação para a obtenção de owc e mdd. De acordo com os resultados dos ensaios de compactação, a adição de cimento aumentou o teor ótimo em água e diminuiu o peso volúmico seco máximo apenas para a mistura com 12% de cimento. Para a mistura de 8%, tanto owc quanto mdd permanecem mais ou menos os mesmos do material original (solo).

Com as dosagens de cimento e água definidas a partir de owc, foram preparados provetes cilíndricas e ensaiados à resistência à compressão não confinada, com tempos de cura de 0, 7, 28 e 90 dias, com medição de deslocamentos.

A partir das curvas tensão-deformação, pôde observar-se que há um aumento gradual na resistência à compressão com o teor em cimento e com o tempo de cura. Nota-se também um aumento sucessivo da rigidez. Durante o tempo inicial de cura, a sensibilidade à diferença de teores em cimento não é significativa. Apenas para tempos de cura superiores a sete dias, há um aumento da resistência à compressão com o teor em cimento.

Para o solo estudado, e para os teores em cimento adotados, a partir das curvas de variação da resistência à compressão, R_c com o teor em cimento, foi possível ajustar um polinómio de segunda ordem, para cada tempo de cura. A equação requer o conhecimento de dois parâmetros experimentais que são dependentes do tempo de cura. Além disso, quando se introduz uma relação $R_{c\text{-cimento}}/R_{c\text{-solo}}$, propõe-se uma nova equação que permite a simples previsão de R_c de uma mistura de solo ligado com cimento, com o solo argiloso, quando se conhece R_c do solo natural e a percentagem de cimento a ser utilizada.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 25-47
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_2 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Nos gráficos de variação do módulo de deformabilidade secante, E_{30}, com o teor em cimento, pode observar-se que E_{30} aumenta com o teor em cimento, de forma mais significativa para o tempo de cura de 90 dias. A variação ajustou bem com funções lineares, com um parâmetro que depende do tempo de cura. Ao introduzir a relação $E_{30_cimento}/E_{30_solo}$, a nova equação linear proposta tem também um parâmetro que depende do tempo de cura e permite prever o valor de E_{30} das misturas quando o E_{30} do solo é conhecido.

As curvas que representam a variação da resistência à compressão, R_c, com o tempo de cura, para cada teor em cimento, mostraram que R_c aumenta de forma rápida até 7 dias, mas posteriormente a tendência de aumento diminui. No entanto, R_c continua a aumentar após 28 dias de cura.

O módulo de deformabilidade secante das misturas aumenta significativamente com o tempo de cura, na fase inicial, continuando a aumentar posteriormente, mas a uma taxa menor. Isto é evidenciado nas funções de potência que correlacionam E_{30} com o tempo de cura, para cada percentagem de cimento.

A capacidade de resistência à deformação elástica refletiu-se num gráfico bi-logarítmico de E_{30} em função de R_c, para todos os resultados experimentais deste trabalho incluindo também o material solo natural. Obteve-se uma função única, de razoável ajuste, que mostra uma variação daquela capacidade independente do tempo de cura e do teor em cimento utilizados.

Este trabalho evidencia a adequação do tratamento do solo argiloso utilizado, obtendo-se uma mistura de solo ligado com cimento com boas características mecânicas. Fornece várias ferramentas e expressões para estimar o comportamento do solo ligado com cimento, com o tempo de cura, para teores em cimento entre 8 % e 12 % por peso seco do solo.

No entanto, é importante ter em mente que o dimensionamento e o estabelecimento de dosagens das misturas de solo ligadas com cimento dependem das características intrínsecas dos materiais utilizados. Recomenda-se assim uma utilização cautelosa das relações e modelos propostos, pois foram construídos com base em condições experimentais específicas. Estes devem assim ser calibrados com resultados de alguns ensaios base, se forem utilizados materiais de características diferentes.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI (1990). *State of the art report on soil cement*, 230.1R-90. ACI Mater. J.

Antunes, M.; Pais, J.; Legoinha, P. (1992). *Neogene deposits of Lisbon and Setúbal Peninsula, Excursion* A. Ciências da Terra, Univ. Nova de Lisboa, nº esp. II, pp. 29-35.

AASHTO M145-42 (1991). *Standard specification for classification of soils and soil - aggregate mistures for highway construction purposes.* American Association of State Highway and Transportation Officials.

ASTM D 2487-17 (2017). *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. https://doi.org/10.1520/D2487-17E01.

Consoli, N.C.; Fonseca, A.V. da, Silva, S.R.; Cruz, R.C.; Fonini, A. (2012). *Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils.* Géotechnique, 62, pp. 177–183. https://doi.org/10.1680/geot.8.P.084.

Consoli, N.C.; Quiñónez, R.A.; González, L.E.; López, R.A. (2017). *Influence of Molding Moisture Content and Porosity/Cement Index on Stiffness, Strength, and Failure Envelopes of Artificially Cemented Fine-Grained Soils.* Journal of Materials in Civil Engineering, 29, 04016277. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001819.

Couto, A. (2018). *Propriedades mecânicas de misturas de solo ligado com cimento com diferentes teores em água*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade Nova de Lisboa. http://hdl.handle.net/10362/47634.

Cotter, J. (1956). *O miocénico marinho de Lisboa (obra póstuma)*. Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal, supl. ao t. XXXVI, 170 p.

Dias, J. (2012). *Estabilização de solos com cimento para obter melhores características mecânicas*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade Nova de Lisboa. http://hdl.handle.net/10362/7837.

EN 13286-41 (2013). *Unbound and hydraulically bound mixtures. Part 41: Test method for the determination of the compressive strength of hydraulically bound mixtures*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.

EN 13286-43 (2013). *Unbound and Hydraulically Bound Mixtures. Part 43: Test Method for the determination of the modulus of elasticity of hydraulically bound mixtures*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.

EN 13286-50 (2004). *Unbound and hydraulically bound mixtures. Part 50: Method for the manufacture of test specimens of hydraulically bound mixtures using Proctor equipment or vibrating table compaction*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.

EN 14227-10 (2013). *Hydraulically bound mixtures specifications. Part 10: soil treated by cement*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.

EN ISO 17892-4 (2016). *Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 4: Determination of particle size distribution*. International Organization for Standardization: Genebra, Suíça.

Ikhlef, N.-S.; Ghembaza, M.S.; Dadouch, M. (2015). *Effect of Treatment with Cement on the Mechanical Characteristics of Silt from Telagh Region of Sidi Belabes, Algeria*. Geotechnical and Geological Engineering, 33, pp. 1067–1079. https://doi.org/10.1007/s10706-015-9888-2.

Jiang, Y.J.; Fan, L.F. (2013). *An investigation of mechanical behavior of cement-stabilized crushed rock material using different compaction methods*. Construction and Building Materials, 48, pp. 508–515. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.017.

Jonet, J. (1972). *Étude des otolithes des téléostéens (Pisces) du Miocêne des environs de Lisbonne*. Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal, LVI (1972-73) pp. 107-328.

Kongsukprasert, L.; Tatsuoka, F.; Takahashi, H. (2007). *Effects of Curing Period and Stress Conditions on the Strength and Deformation Characteristics of Cement-mixed Soil*. Soils and Foundations, 47, pp. 577–596. https://doi.org/10.3208/sandf.47.577.

Lamas, P.C.; Rodrigues Carvalho, J.A. (2005). *Failure mechanisms at the northern end of the Costa de Caparica Fossil Cliff*. Geotecnia, 104, pp. 3–15.

LNEC E 201 (1967). *Solos. Determinação do teor em matéria orgânica*. Portugal.

LNEC E 243 (1971). *Solo. Solo-cimento*. Portugal.

LNEC E 304 (1974). *Pavimentos rodoviários. Solo-cimento*. Portugal

Moreira, E.B.; Baldovino, J.A.; Rose, J.L.; Luis dos Santos Izzo, R. (2019). *Effects of porosity, dry unit weight, cement content and void/cement ratio on unconfined compressive strength of roof tile waste-silty soil mixtures*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11, pp. 369–378. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.04.015.

Neves, J.; Castro, L.; Monteiro, A. (2023). *Modelação numérica do comportamento de solos tratados com cimento em pavimentos rodoviários*. Geotecnia, 157, pp. 07–28. https://doi.org/10.14195/2184-8394_157_1.

NP 143 (1969). *Solos. Determinação dos limites de consistência.*

NP EN 196-1 (2017). *Métodos de ensaio de cimentos - parte 1: determinação das resistências mecânicas*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.

NP EN 196-3 (1990). *Métodos de ensaio de cimentos - parte 3. Determinação do tempo de presa e da expansibilidade.* Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.

NP EN 196-6 (2019). *Métodos de ensaio de cimentos - parte 6. Determinação da finura*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.

NP EN 197-1 (2012). *Cimento - parte 1: composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes.* Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.

Nusit, K.; Jitsangiam, P.; Kodikara, J.; Bui, H.H.; Leung, G.L.M. (2017). *Advanced Characteristics of Cement-Treated Materials with respect to Strength Performance and Damage Evolution*. Journal of Materials in Civil Engineering, 29, 04016255. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001772.

Pais, J.; Legoinha, P. (2004). *Notícia Explicativa da Carta Geológica do Concelho de Almada*. Almada.

Pongsivasathit, S.; Horpibulsuk, S.; Piyaphipat, S. (2019). *Assessment of mechanical properties of cement stabilized soils*. Case Studies in Construction Materials, 11, e00301. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2019.e00301.

Rios, S.; Ramos, C.; Viana da Fonseca, A.; Cruz, N.; Rodrigues, C. (2019). *Mechanical and durability properties of a soil stabilised with an alkali-activated cement*. European Journal of Environmental and Civil Engineering 23, pp. 245–267. https://doi.org/10.1080/19648189.2016.1275987.

Rong-rong, Z.; Dong-dong, M. (2020). *Effects of Curing Time on the Mechanical Property and Microstructure Characteristics of Metakaolin-Based Geopolymer Cement-Stabilized Silty Clay*. Advances in Materials Science and Engineering, 2020, pp. 1–9. https://doi.org/10.1155/2020/9605941.

Santana, T.; Gonçalves, J.; Pinho, F.; Micaelo, R. (2021). *Effects of the Ratio of Porosity to Volumetric Cement Content on the Unconfined Compressive Strength of Cement Bound Fine Grained Soils*. Infrastructures, 6, 96. https://doi.org/10.3390/infrastructures6070096.

Sheen, Y.-N.; Zhang, L.-H.; Le, D.-H. (2013). *Engineering properties of soil-based controlled low-strength materials as slag partially substitutes to Portland cement*. Construction and Building Materials, 48, pp. 822–829. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.046.

Solihu, H. (2020). *Cement Soil Stabilization as an Improvement Technique for Rail Track Subgrade, and Highway Subbase and Base Courses: A Review*. Journal of Civil and Environmental Engineering, 10. https://doi.org/10.37421/jcde.2020.10.344.

PARÂMETROS INTRÍNSECOS DA ARGILA DURA CINZA ESVERDEADA DA FORMAÇÃO RESENDE

Intrinsic parameters of the greenish-gray hard clay from the Resende Formation

Flávia Beatriz Demarchi[a], Fernando A. M. Marinho[a], José Maria de Camargo Barros[b]

[a] Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, Brasil.
[b] Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, Brasil

RESUMO – As argilas duras são materiais que possuem características muito particulares, que podem influenciar diretamente no desenvolvimento de projetos e segurança das obras. Na cidade de São Paulo, um dos principais solos de ocorrência são justamente argilas desse tipo, as chamadas argilas duras cinza-esverdeadas. A história geológica desse material pode induzir uma estrutura particular no solo e a influência dessa estrutura poderá ser compreendida a partir da comparação de seus parâmetros naturais com os parâmetros intrínsecos, que são aqueles obtidos em ensaios com amostras reconstituídas aqui apresentados. Atualmente, os poucos dados disponíveis sobre este solo na literatura são referentes apenas a ensaios realizados com amostras indeformadas, não havendo dados de amostras reconstituídas. Portanto, o objetivo deste trabalho é determinar os parâmetros intrínsecos desta argila, por meio de ensaios na condição reconstituída.

ABSTRACT – Hard clays are materials that have particular characteristics that influence in project developments and safety of the constructions. In Sao Paulo city, one of the main soils is of this kind, the so-called greenish-grey hard clay. The geological history of this material can induce a specific structure in the soil and the influence of this structure could be understood from the comparison of its natural parameters with the intrinsic parameters, which are those obtained in tests with reconstituted samples presented here. Currently, the few available data about this soil are only about tests made with undisturbed samples and there is no information about tests in reconstituted samples. Therefore, the aim of this research is to define the intrinsic parameters of this clay using reconstituted samples tests, through tests in the reconstituted state.

Palavras Chave – argilas duras, solos reconstituídos, parâmetros intrínsecos de solos.

Keywords – hard clay, reconstituted soils, intrinsic parameters.

1 – INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, com o desenvolvimento dos grandes centros urbanos, muitas obras foram realizadas em áreas de ocorrência de argilas rijas e duras. Geralmente esses materiais são ótimos para fundações, mas podem se tornar muito instáveis em taludes e escavações. A instabilidade deste material está associada aos processos de variações de tensões, efeitos climáticos e intimamente relacionada a sua história geológica e consequentes características geotécnicas.

Na cidade de São Paulo, o estudo sobre esse tipo de solo vem sendo aprofundado desde a década de 1970, em função do avanço das obras de construção das linhas do metrô. Importantes dados geológico-geotécnicos foram levantados por diversos autores a fim de melhor caracterizar

E-mails: flaviab.demarchi@gmail.com (F. Demarchi), fmarinho@usp.br (F. Marinho), jmbarros@ipt.br (M. Barros)

os solos que ocorrem na cidade de São Paulo, mas ainda hoje faltam estudos mais direcionados às argilas cinza-esverdeadas, popularmente conhecidas no meio geotécnico como "Taguá". Essa denominação, de origem Tupi, é descrita como sendo um solo de "barro amarelo", de acordo com o dicionário tupi.

Dos dados disponíveis na literatura atualmente, a maior parte diz respeito a parâmetros obtidos por meio de ensaios realizados em amostras indeformadas ou ensaios *in situ* (e.g. Massad, 1980; Pinto e Abramento, 1998). Não são encontrados dados referentes a ensaios realizados em amostras reconstituídas desse material.

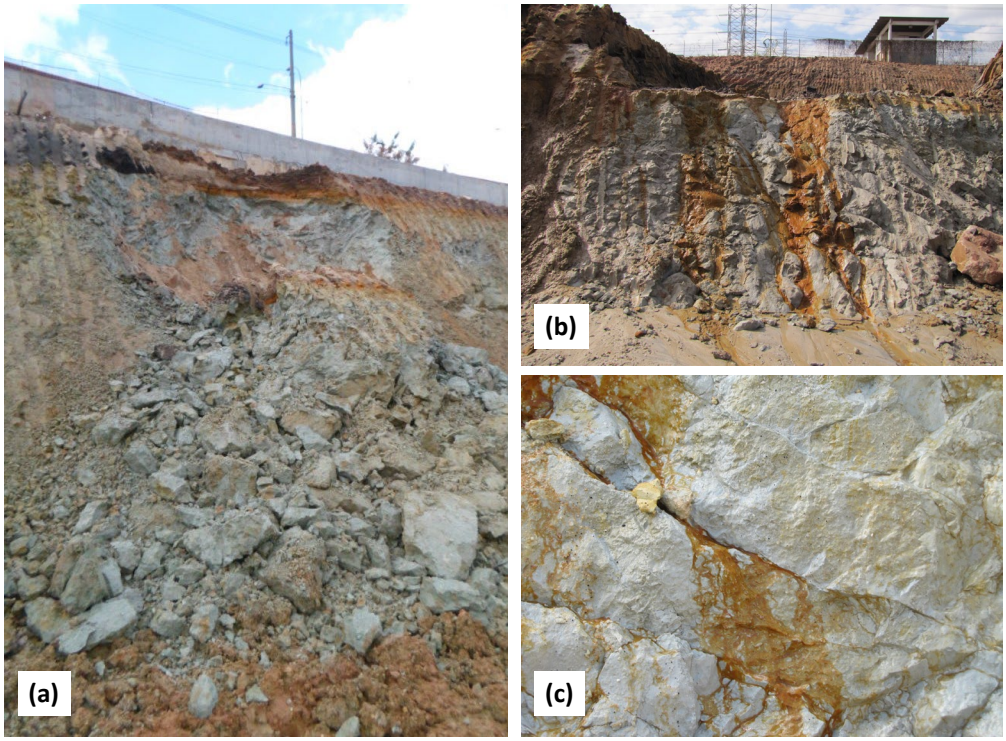


Fig. 1 – O Taguá (a) Processo de instabilização de talude (b) Fraturamento e oxidação do material (c) Detalhe de fraturas e oxidação.

A reconstituição de argilas em laboratório é feita a partir de solos que tiveram sua estrutura natural desfeita, misturando-os com um teor de umidade igual ou superior ao seu limite de liquidez. Burland (1990) definiu as condições ideais para preparação de um material reconstituído e apontou que a análise desse tipo de amostra permite a obtenção dos chamados *parâmetros intrínsecos*, que são aqueles totalmente independentes da estrutura do solo em seu estado natural.

A estrutura de um solo é resultante da combinação do arranjo e do "empacotamento" de suas partículas com a cimentação entre os grãos. A influência que essa estrutura exerce no comportamento geotécnico do solo poderá ser compreendida por meio da comparação entre seus parâmetros naturais, obtidos por meio de ensaios em amostras indeformadas ou *in situ*, com os parâmetros intrínsecos, aqui apresentados.

Considerando esses aspectos, este trabalho tem como finalidade apresentar os parâmetros intrínsecos das argilas duras cinza-esverdeadas, denominadas Taguá, obtidos por meio de ensaios realizados em amostras reconstituídas, a fim de contribuir para o conhecimento mais aprofundado sobre esse solo da cidade de São Paulo.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 49-64
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_3 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

2 – SOLOS RECONSTITUÍDOS

A definição dos parâmetros geotécnicos de um solo, de maneira geral, pode ser feita em laboratório a partir de amostras indeformadas ou deformadas, sendo que estas se diferenciam pela preservação ou não da estrutura natural do solo durante o processo de amostragem. A reconstituição de um solo envolve a completa desestruturação do material e aplicação de métodos de reconstituição em laboratório. Diversos autores têm estudado as argilas por meio do processo de reconstituição (e.g. Burland, 1990; Hong et al, 2012; Liu et al., 2013; Jia et al, 2020, entre outros).

Esse tipo de amostra é utilizado há bastante tempo nos estudos e ensaios em Mecânica dos Solos, porém foi com Burland (1990) que suas definições ficaram mais precisas. De acordo com esse autor, uma argila reconstituída é aquela que foi satisfatoriamente desestruturada, garantindo-se a eliminação das ligações e dos planos preferenciais de orientação, e posteriormente "misturada" em um teor de umidade igual ou maior do que o seu limite de liquidez (em geral entre 1 e 1,5 w_L). Após a mistura, a amostra é consolidada unidimensionalmente com o objetivo de permitir sua manipulação, de modo a ser possível moldar corpos de prova para a realização de diversos ensaios geotécnicos.

O processo de reconstituição e consolidação das argilas permite uma espécie de simulação parcial das condições iniciais e dos processos que deram origem ao solo. Esse tipo de amostra é utilizado para obter parâmetros relacionados às características intrínsecas do solo, ou seja, parâmetros que o solo, com a mesma composição mineralógica, possui independentemente da forma de sua estrutura geológico/geotécnica. Em casos em que o solo passa por uma completa desestruturação, seja para fins de análise em laboratório ou situações reais de escavações e rompimento de taludes, os parâmetros se degradam passando pela condição dos parâmetros intrínsecos até chegar a uma situação de estado crítico, ou residual onde os parâmetros serão ainda menores. As propriedades intrínsecas são identificadas por um asterisco, por exemplo, o parâmetro C_c^* representa o índice de compressão intrínseco de um dado material.

Burland (1990) aponta que a influência da estrutura no comportamento de uma argila pode ser compreendida por meio da comparação entre as chamadas Linhas de Compressão de Sedimentação (LCS) e Linha de Compressão Intrínseca (LCI). A LCS representa a curva de compressão de uma argila natural normalmente adensada e a LCI representa a curva de compressão de uma argila reconstituída. A comparação entre as duas linhas pode ser feita após a normalização dos dados pelo chamado índice I_V definido Burland (1990), cuja definição está expressa na equação seguinte. Para definir as linhas LCS e LCI, o índice I_V é plotado como função de σ'_{v0}:

$$I_V = \frac{e_o - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e_o - e_{100}^*}{C_c^*} \tag{1}$$

onde e_o é o índice de vazios atual e e_{100}^* e e_{1000}^* são os índices de vazios de uma amostra reconstituída e normalmente consolidada, sob tensão efetiva vertical de 100 kPa e 1000 kPa, respectivamente.

A comparação feita por Burland (1990) pode ser avaliada na Figura 2 onde observa-se que as duas linhas são aproximadamente paralelas, sendo que a linha LCS posiciona-se acima da linha LCI. O objetivo é permitir uma melhor avaliação dos efeitos estruturais dos solos plásticos. Também na Figura 2 estão indicadas curvas esquemáticas de amostras indeformadas.

Para um dado valor de I_{V0} (índice para uma argila natural normalmente adensada), a pressão efetiva da argila natural é cerca de cinco vezes maior do que para o mesmo valor de I_{V0} em relação às argilas reconstituídas. Essa observação sugere que a resistência maior das argilas naturais é função de sua estrutura natural de sedimentação, originada pelo arranjo e ligações químicas desenvolvidas entre as partículas ao longo do tempo, por conta de características ambientais do

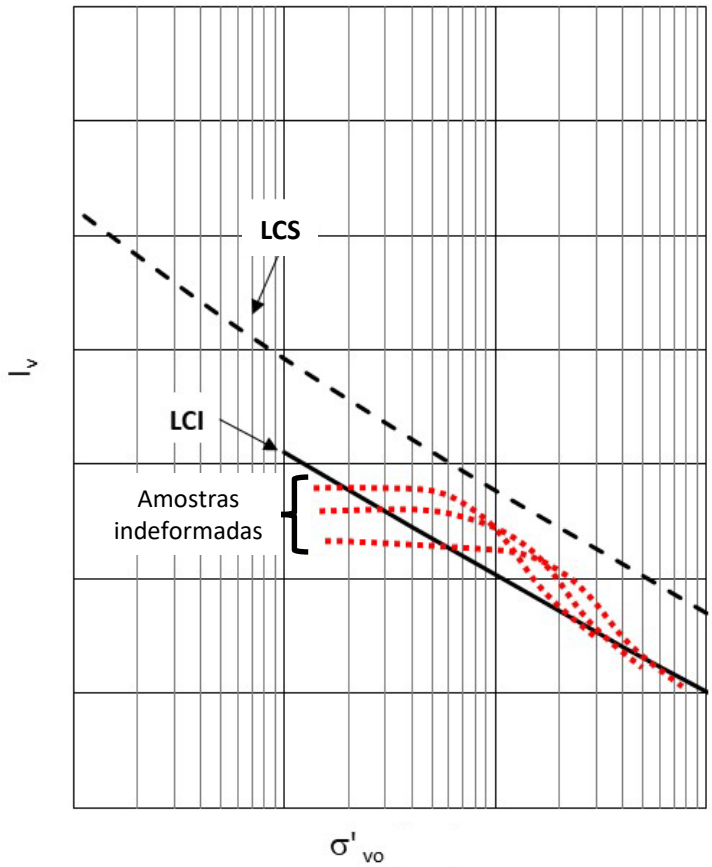


Fig. 2 – Linhas de Compressão de Sedimentação (LCS), Linha de Compressão Intrínseca (LCI) e dados esquemáticos de amostras indeformadas.

local de formação, além do adensamento secundário, e que são destruídas pelo processo de reconstituição.

A comparação não apenas dessas linhas de compressão, mas também dos parâmetros obtidos em ensaios realizados com amostras indeformadas e reconstituídas de um mesmo solo, permitem compreender a magnitude da influência da estrutura em seu comportamento.

3 – ARGILAS DURAS CINZA-ESVERDEADAS (TAGUÁ)

As argilas duras cinza-esverdeadas pertencem à Formação Resende, unidade geológica que em alguns locais pode representar até 80% de todo o preenchimento sedimentar da Bacia Sedimentar de São Paulo. Essas argilas são encontradas em amplas áreas, geralmente recobrindo os vales dos rios Tietê e Pinheiros, abaixo do atual nível de drenagem, próximo à cota 725 m (Cozzolino, 1972).

No meio geotécnico frequentemente são denominadas como "Taguá" e se caracterizam por apresentarem consistência rija a dura. Em superfícies frescas, apresentam coloração variando entre cinza-esverdeado a cinza-azulado, com pequenas manchas de alteração intempérica de cores variegadas; em locais expostos ao intemperismo, entretanto, é comum serem encontradas com aspecto marrom amarelado, em concordância com a definição tupi.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 49-64
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_3 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Apesar de sua elevada consistência, trata-se de um material relativamente friável, apresentando frequentemente grande número de fissuras (Penna, 1982). Geralmente essas fissuras são observadas nas porções mais rasas do perfil, níveis mais susceptíveis aos alívios de tensões ocasionados pelas remoções de carga durante os eventos erosivos ou escavações, ou ainda como resultado do intemperismo físico e químico.

Essas argilas são classificadas como *fortemente sobreadensadas*, com diferentes hipóteses para a origem deste sobreadensamento (Vargas, 1953 e 1980; Cozzolino, 1972, Massad, 1980, Penna, 1982). A hipótese que é mais aceita correlaciona o sobreadensamento à erosão dos vales dos rios Tietê e Pinheiros, dos quais teriam sido erodidos cerca de 100 metros de solo sobrejacente às camadas de argila cinza-esverdeada. Penna (1982) cita, além da carga de soterramento, fatores como efeitos de "envelhecimento" das argilas, pré-adensamento aparente causado por agentes químicos ou ainda efeito de pré-adensamento causado por ciclos de umedecimento/ secagem das argilas.

Na literatura, até o momento, os parâmetros geotécnicos disponíveis destas argilas se referem a dados obtidos a partir de ensaios realizados com amostras indeformadas. Uma breve síntese dessas caracterizações e parâmetros naturais é apresentada a seguir.

Ensaios granulométricos revelam uma elevada fração de finos, em geral superior a 60%, sendo a fração areia essencialmente fina. Os valores dos limites de Atterberg ficam na faixa de 40 a 75% para o limite de liquidez e de 15 a 30% para o limite de plasticidade, situando-se acima da linha A na carta de plasticidade de Casagrande. Mineralogicamente, são compostas essencialmente por caulinita, illita e montmorillonita (Penna, 1982; Massad et al., 1992; Massad, 2012).

Os valores das pressões de pré-adensamento são bastante discrepantes entre os autores, podendo variar de acordo com a localidade da amostra ensaiada, bem como em função do método de obtenção desta tensão (e.g. Método de Casagrande ou Pacheco Silva). Ensaios realizados por Pinto e Massad (1972) apontam pressões de pré-adensamento entre 700 a 850 kPa. Penna (1982), entretanto, apresenta um valor de tensão consideravelmente maior, até 2150 kPa, enquanto os ensaios *in situ*, de Pinto e Abramento (1998), chegam a valores de tensão de até 4800 kPa.

Resultados de ensaios de cisalhamento direto de Massad (1980) revelaram valores de coesão efetiva c' de cerca de 40 kPa. Negro et al. (2012) obtiveram uma correlação entre valores de c' e SPT, sendo que para SPT da ordem de 10 a 20 o valor de c' foi cerca de 50 kPa e para valores mais altos de SPT (> 40), o valor de c' chegou até 150 kPa. Dos ensaios de resistência, os valores para o ângulo de atrito efetivo φ' foram da ordem de 20 a 23°, consistentes com o intervalo de 25 a 35° encontrados nos ensaios de Galves e Massad (1982).

Um resumo com os principais parâmetros do Taguá definidos pelos autores supracitados é apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros do Taguá indeformado definidos por diversos autores

	Penna (1982)	Galves e Massad (1982)	Pinto e Abramento (1998)	Negro et al. (2012)
w_L (%)	40 – 75	50 – 90	40 – 70	22 – 80
w_p (%)	15 – 30	20 – 40	-	-
I_p (%)	15 – 45	30 – 60	-	7 – 35
% < 2μm	30 – 70	31 – 59	-	-
σ'_a (kPa)	220 – 2150	700 – 850	300 - 4800	300 – 4800
SPT	10 – 78	-	10 – 30	10 – 30
ϕ' (º)	-	25 - 35	-	-
c' (kPa)	-	40	-	-

https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_3 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

4 – MATERIAIS E MÉTODOS

O solo utilizado para realização dos ensaios do presente estudo foi coletado em uma obra na Avenida do Estado, na cidade de São Paulo, próximo à Estação Tamanduateí – Linha Verde do Metrô. O material foi coletado na forma de um bloco indeformado, de uma profundidade de cerca de 15 metros em relação a cota da avenida, aproximadamente na cota 715 m.

Para poder ser utilizado nos ensaios de caracterização e na preparação das amostras reconstituídas, foi necessário retirar porções de solo do bloco indeformado e destorroar o material utilizando um moinho de bola. Esse processo foi adotado devido à alta coesão e consistência que não permitiram um destorroamento manual. O material destorroado foi passado na peneira #40 (abertura 0,42 mm) e utilizado na preparação das amostras reconstituídas.

4.1 – Caracterização do solo

Os ensaios realizados foram os seguintes: análise granulométrica (sedimentação), densidade dos grãos e limites de consistência (limite de liquidez e plasticidade). Os procedimentos de cada ensaio foram feitos de acordo com as seguintes normas brasileiras:

- Ensaio de granulometria: NBR 7181 (ABNT, 1984d, revisada em 1988)
- Densidade dos grãos: NBR 6508 (ABNT, 1984b)
- Limites de consistência: NBR 6459 (ABNT, 1984a) e NBR 7180 (ABNT, 1984c, revisada em 1988).

Foi realizada também uma análise mineralógica semiquantitativa por difração de Raios X, de acordo com o procedimento IPT15742 (2015).

4.2 – Procedimento de reconstituição do solo

Na literatura não existe uma única metodologia consolidada e definida a ser seguida para a preparação de amostras reconstituídas. Neste trabalho o procedimento adotado se baseou nas recomendações de Fearon e Coop (2000) e de Burland (1990), com pequenas adaptações em função do tipo e quantidade de material e dos equipamentos disponíveis. Neste trabalho, o teor de umidade adotado para reconstituição das amostras foi de 1,0 w_L.

As quantidades adequadas de solo já destorroado e de água destilada foram colocadas num recipiente e foi feita uma mistura manual do material, garantindo-se assim o rompimento dos grumos de argila que se formaram, tornando a mistura uma lama homogênea. Após a homogeneização, a lama foi deixada em repouso por 24 horas, a fim de garantir que as partículas de argila absorvessem adequadamente a umidade. Decorrido esse tempo, o recipiente foi submetido a vácuo a fim de eliminar as bolhas de ar aprisionadas na massa. Após esse procedimento, o recipiente foi envolvido com papel filme e permaneceu em repouso por mais 72 horas. Ao fim do repouso, uma porção da lama foi separada e levada para secagem em estufa, para confirmação do teor de umidade final dentro do valor desejado.

A consolidação do material foi feita utilizando um oedômetro com uma célula de 18 cm de diâmetro e 24 cm de altura. A parte interna do anel era revestida de Teflon, de modo a minimizar o atrito. A célula de grande dimensão foi adotada a fim de possibilitar a preparação de um grande volume de material, garantindo-se assim a homogeneidade das características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de adensamento e resistência.

A consistência do material colocado na célula é de uma lama bem líquida e em função disso o processo de consolidação foi feito lentamente, a fim de garantir que o material não fosse expulso da célula de adensamento. Inicialmente foi aplicada uma carga baixa, de 2 kPa, e os incrementos seguintes foram realizados apenas após a completa estabilização da curva de adensamento (em

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 49-64
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_3 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

média de três a quatro dias), dobrando-se a carga do estágio anterior. A tensão máxima de adensamento a qual a solo foi submetido para a confecção da amostra de ensaio foi de 100 kPa.

Após a consolidação, a amostra foi extraída da célula de adensamento e a partir dela foram talhados os corpos de prova para realização dos ensaios de adensamento e resistência. A Figura 3 ilustra algumas das etapas do processo de confecção da amostra de ensaio.

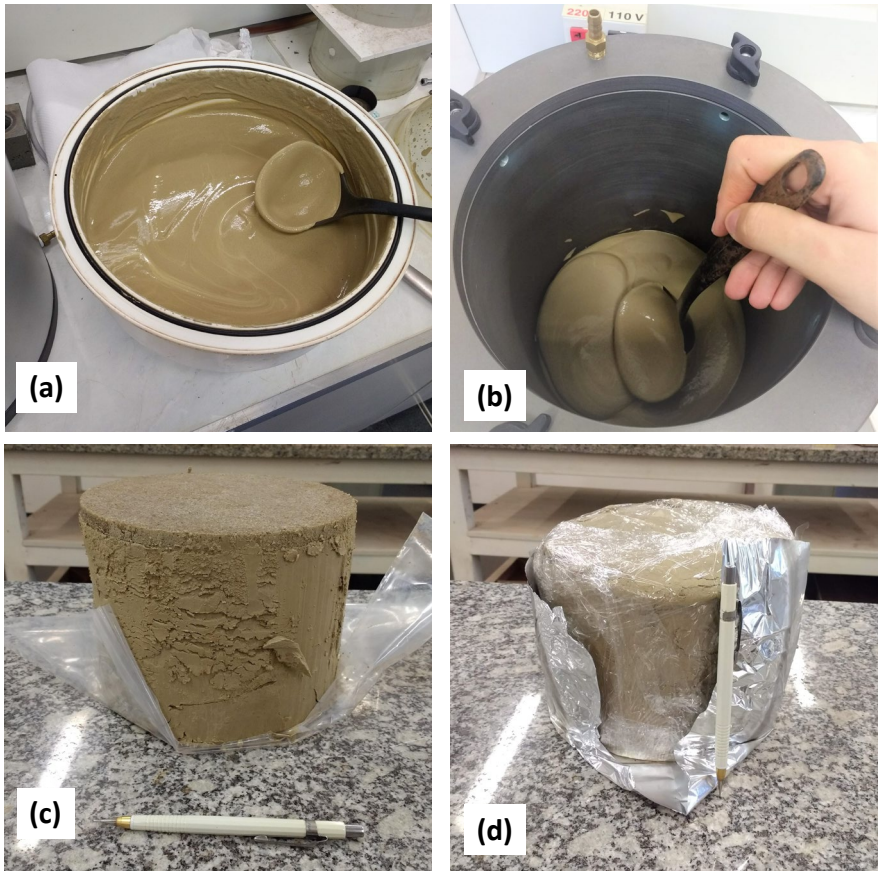


Fig. 3 - Preparação da amostra reconstituída (a) deaeração feita no desecador (b) Colocação do material na célula e adensamento (c) Amostra após processo de adensamento sob tensão vertical de 100 kPa. (d) Amostra sendo embalada para proteção.

4.3 – Ensaio de adensamento

Um corpo de prova com 75 mm de diâmetro e 20 mm de altura foi talhado diretamente da amostra de ensaio para realização do ensaio de adensamento em célula edométrica convencional. O ensaio foi realizado com estágios de carregamento e descarregamento, e tal qual no processo de consolidação, os incrementos de carga só foram aplicados após o final do adensamento primário em cada estágio, o que em média levava quatro dias após o carregamento. Os incrementos eram feitos dobrando-se a carga do estágio anterior, sendo a tensão máxima atingida no ensaio de 1280 kPa.

De maneira análoga, foram realizados os estágios de descarregamento, respeitando-se o tempo para estabilização da expansão da amostra.

4.4 – Ensaios triaxiais

A partir da amostra reconstituída foram talhados quatro corpos de prova cilíndricos com 38 mm de diâmetro e 80 mm de altura, utilizados nos ensaios de compressão triaxial. Os ensaios realizados foram triaxiais convencionais, adensados isotropicamente e não drenados (CIU), saturados por contrapressão, que permitiram a definição da envoltória de resistência em termos de tensões efetivas. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do IPT, segundo seus procedimentos.

As tensões confinantes adotadas para cada corpo de prova foram de 50, 100, 200 e 550 kPa. Também foram realizados ensaios em corpos de prova sobre-adensados, com OCR de 2 e 5. Em todos os ensaios a velocidade de cisalhamento foi de 0,03%/min.

5 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 – Caracterização Mineralógica e Geotécnica do Material

Na Figura 4 estão apresentados os resultados da análise por difração de raio X (DRX) da amostra do Taguá do presente estudo. Amostras depositadas nas lâminas foram analisadas na condição natural, saturada com etileno-glicol (glicolada) e aquecida a 550 °C durante duas horas (calcinada). O processo de aquecimento da amostra glicolada permite uma melhor identificação de minerais mais plásticos como a montmorilonita.

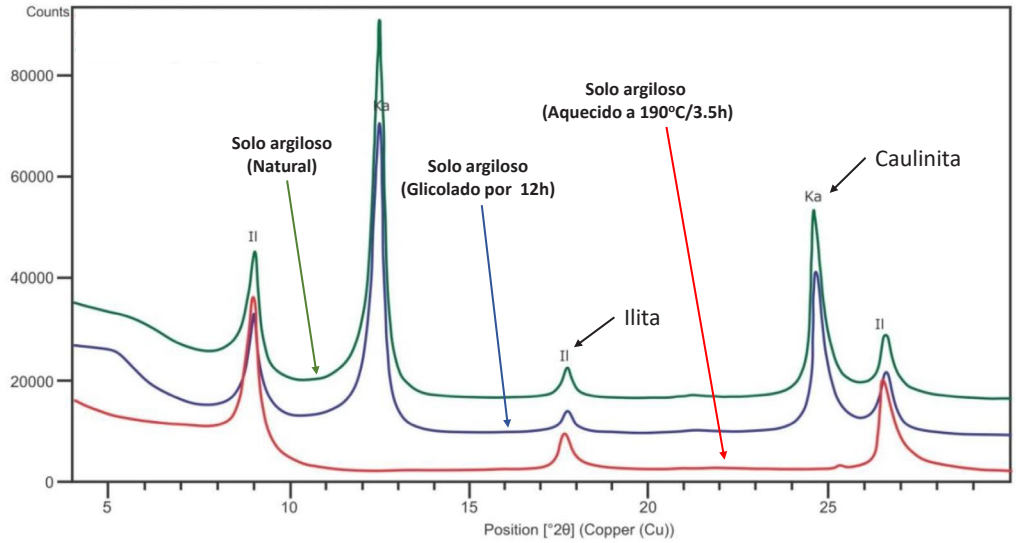


Fig. 4 – Difratogramas de raios-x do Taguá com determinações natural (linha verde), glicosada (linha azul) e aquecida (linha vermelha).

Os resultados dos ensaios de caracterização são apresentados na Tabela 2. A densidade dos grãos do solo estudado foi de 2,71 g/cm³. Para os limites de consistência, os ensaios resultaram em 95% para o Limite de Liquidez e 40% para o Limite de Plasticidade, levando assim a um Índice de Plasticidade de 55%. Na Carta de Plasticidade de Casagrande, o solo localiza-se acima da Linha A e à direita da Linha B. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), classifica-se como uma *argila inorgânica de alta plasticidade* (CH).

A curva granulométrica da amostra ensaiada é apresentada na Figura 5 e revela que o solo é constituído aproximadamente por 94% de argila, 5% de silte e 1% de areia fina. Dados de Mendoza (2016), que estudou o material do mesmo local, também são apresentados e indicam uma

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 49-64
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_3 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Tabela 2 – Dados de caracterização geotécnica do material estudado

Limite de liquidez	95%
Índice de plasticidade	55%
% < 2 μm	94%
G_s	2,71

redução no teor de argila. A percentagem da fração argila encontrada no presente estudo foi consideravelmente mais alta quando comparada com resultados anteriores apresentados por outros autores. Massad (1992) apresenta teores de 59% de argila, enquanto para Penna (1982) essa percentagem foi de 70%, conforme Tabela 1. Em comparação com os resultados de Massad (1992), mesmo com a significativa variação na percentagem da fração argila, os valores dos limites de liquidez e plasticidade foram coincidentes. Os resultados de Penna (1982), porém, apresentam os valores dos dois limites significativamente menores. A explicação para esse fato pode estar na variabilidade natural do material nos diferentes locais onde foram amostrados na cidade de São Paulo. Mesmo em um mesmo local observam-se variações que justificam as diferenças encontradas.

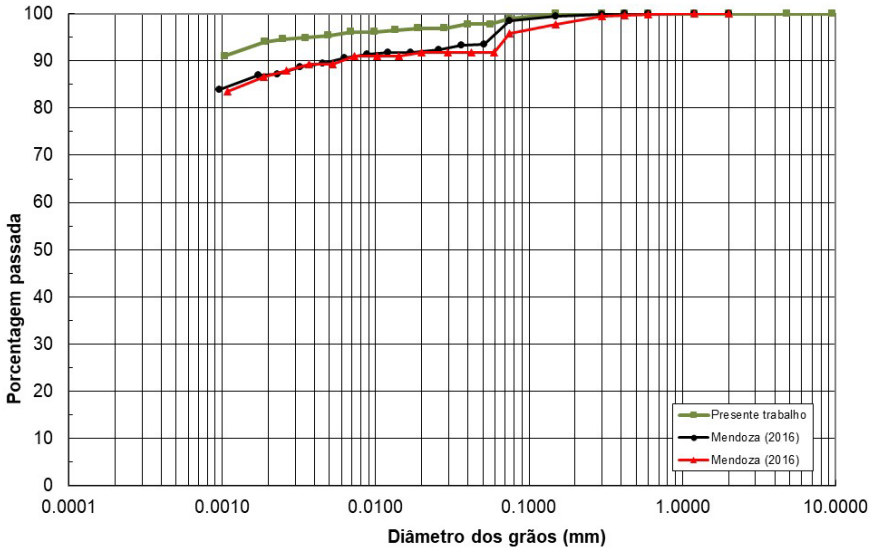


Fig. 5 - Curva granulométrica do solo ensaiado

Com o objetivo de confirmar os dados de mineralogia obtidos por meio de DRX, apresenta-se na Figura 6 a carta de atividade e plasticidade com dados de várias argilas duras encontrados na literatura, juntamente com o solo testado para o presente estudo. Observa-se que o Taguá estudado apresenta uma baixa atividade, menor do que por exemplo London Clay (Skempton, 1964).

Na Figura 7a está apresentada uma amostra na condição natural (indeformada) e na Figura 7b tem-se o material reconstituído. O material sofre um rápido processo de oxidação quando exposto ao ambiente externo, alterando a cor cinza esverdeada para marron.

A Figura 8 apresenta imagens de microscópio eletrónico de varredura (MEV) obtidas em amostra reconstituída e em amostra indeformada. Observa-se que a amostra reconstituída (Figuras 8a e 8c) apresenta maior uniformidade das partículas, enquanto a amostra indeformada, por ter sido submetida a fenômenos geológicos, que inclui carregamentos e esforços tectônicos, apresenta uma estrutura mais complexa e fissurada (Figuras 8b e 8d).

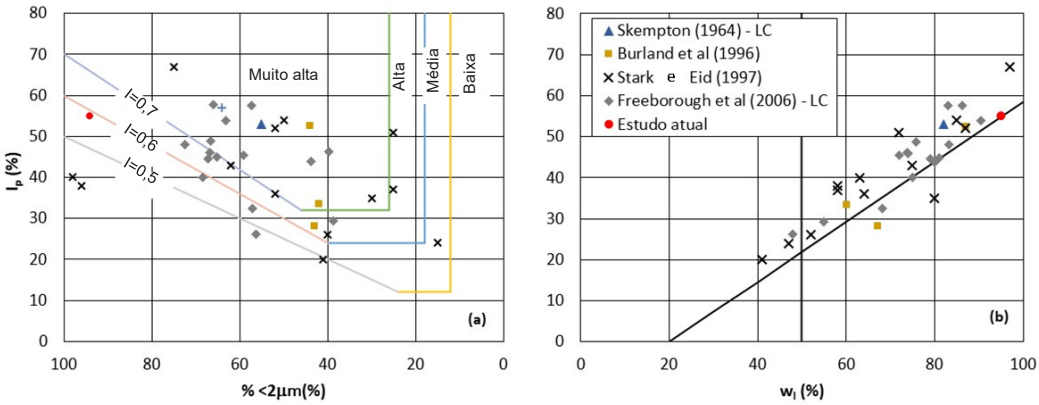


Fig. 6 – Carta de atividade e plasticidade com dados da literatura e o Taguá.

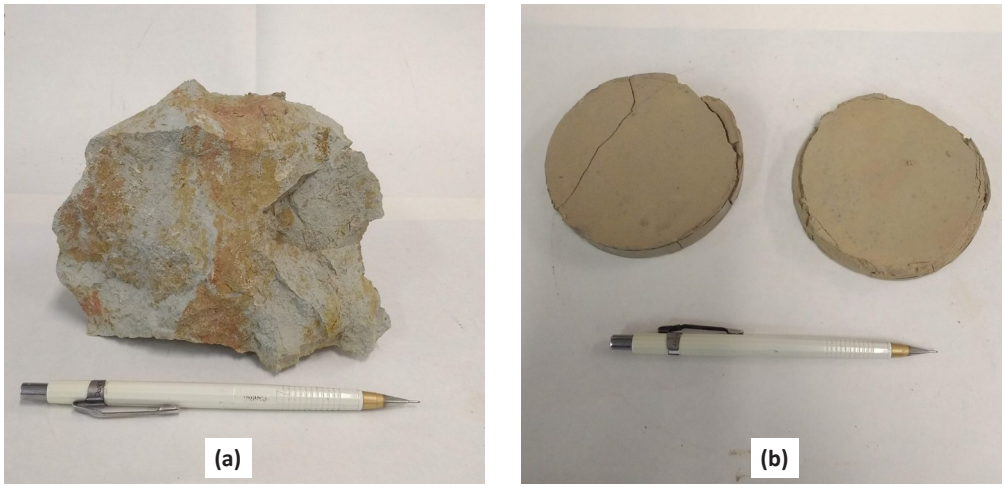


Fig. 7 – *Características* visuais do Taguá (a) Amostra do Taguá indeformado (b) Amostras do Taguá reconstituído.

5.2 – Adensamento

O resultado do ensaio de adensamento realizado na amostra reconstituída é apresentado na Figura 9. O corpo de prova foi obtido a partir da amostra de ensaio cuja preparação foi descrita anteriormente. Tendo em vista que durante o processo de consolidação da amostra reconstituída (confecção da amostra de ensaio), a mesma foi submetida a uma tensão efetiva máxima de 100 kPa, esse pré-adensamento é refletido na curva de adensamento definindo o trecho de recompressão do material. Para tensões maiores que 100 kPa, o solo entra no trecho de compressão virgem, se comportando então como um solo normalmente adensado.

Com base na curva de adensamento obtida, foi possível calcular o índice de compressão intrínseco (Cc*=0,39) e o índice de expansão intrínseco (Ce*=0,14) do solo. Além do teste realizado com o corpo de prova extraído da amostra de ensaio, foram feitos dois ensaios com

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 49-64
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_3 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

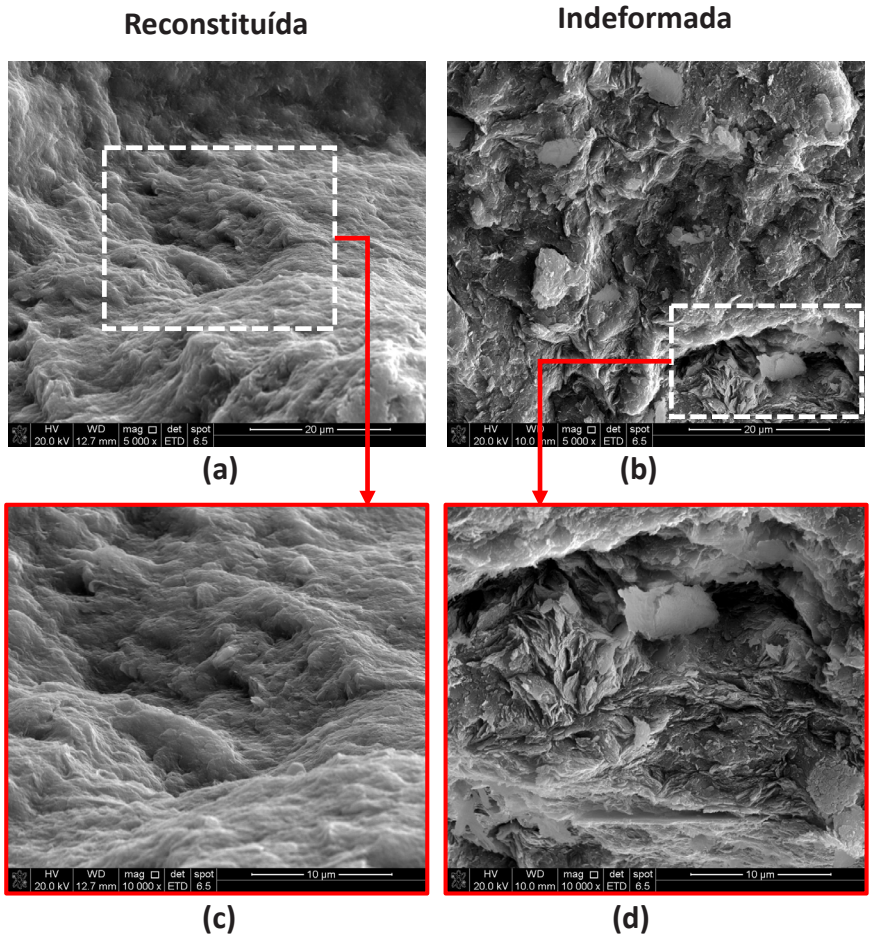


Fig. 8 – Imagens das amostras na condição (a e c) reconstituída e (b e d) indeformada do Taguá.

corpos de prova moldados diretamente no anel de adensamento. Esses corpos de prova foram moldados com teores de umidade equivalentes ao limite de liquidez e a 1,25 w_L.

Na Figura 10 estão apresentadas as curvas obtidas dos três corpos de prova ensaiados. A título de comparação estão também apresentadas na Figura 10 as linhas de linhas de compressão de sedimentação (SCL) e a linha de compressão intrínseca (ICL) de Burland (1990). Os dados sugerem que o material se comportou de acordo com esperado seguindo a ICL. Observa-se que os ensaios realizados com moldagem diretamente no anel, sem adensamento prévio, também seguiram razoavelmente a ICL.

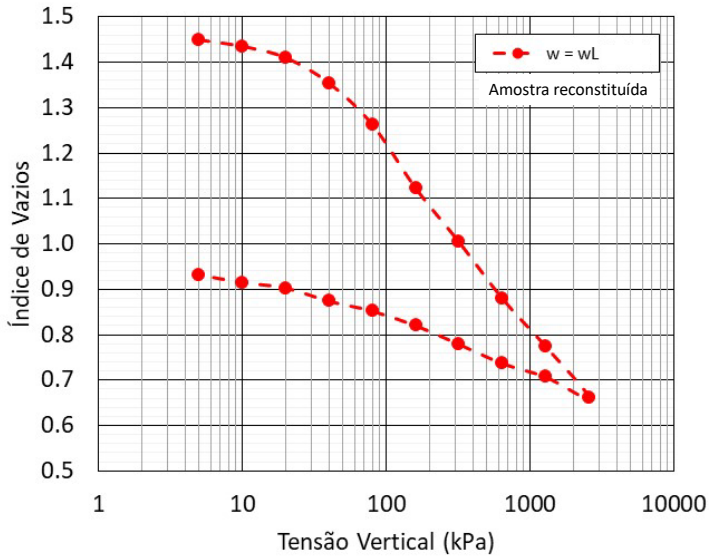


Fig. 9 - Curva de adensamento do Taguá reconstituído sob tensão vertical de 100 kPa e com teor de umidade no limite de liquidez.

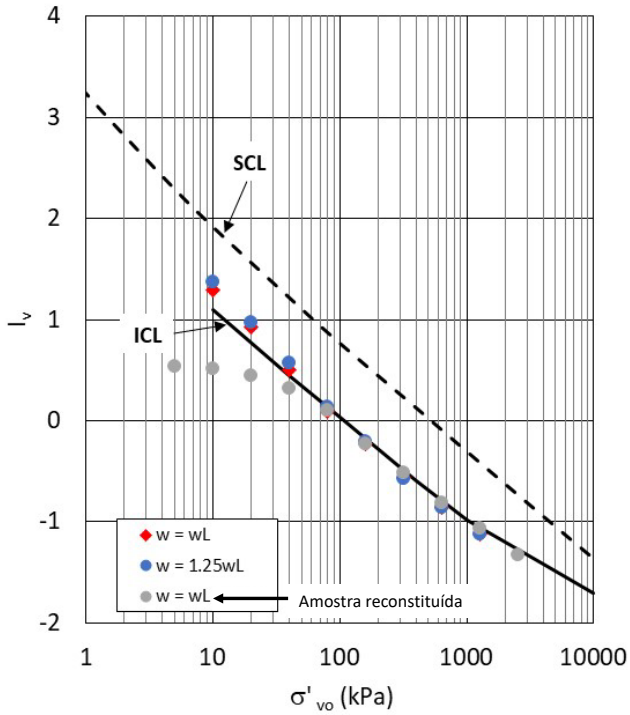


Fig. 10 – Parâmetros intrínsecos do Taguá sob diferentes condições de preparação e as linhas de compressão de sedimentação e a linha de compressão intrínseca de Burland (1990).

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 49-64
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_3 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

5.3 – Resistência ao Cisalhamento

Foram realizados ensaios triaxiais com corpos de prova talhados da amostra de ensaio anteriormente descrito. Como já mencionado, os ensaios realizados foram do tipo CIU com deformação controlada, utilizando-se uma velocidade de carregamento de 0,03%/min.

A Tabela 3 apresenta os dados iniciais dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 3 – Dados iniciais dos corpos de prova

	CIU-50	CIU-100	CIU-200	CIU-550	CIU-RSA2	CIU-RSA5
w (%)	44,8	45,7	44,4	44,3	46,50	44,43
ρ_d (g/cm^3)	1,18	1,21	1,21	1,20	1,14	1,23
e	1,297	1,240	1,240	1,258	1,377	1,203

Os parâmetros intrínsecos de resistência obtidos expressam a parcela de resistência que não é dependente de nenhuma estrutura criada por agentes geológicos ou algum tipo de cimentação do solo.

As trajetórias de tensões obtidas nos ensaios CIU são apresentadas na Figura 11. Observa-se uma tendência contráctil a partir da tensão confinante de 100 kPa. Os valores obtidos para o ângulo de atrito e coesão efetivos foram 21º e 0, respectivamente.

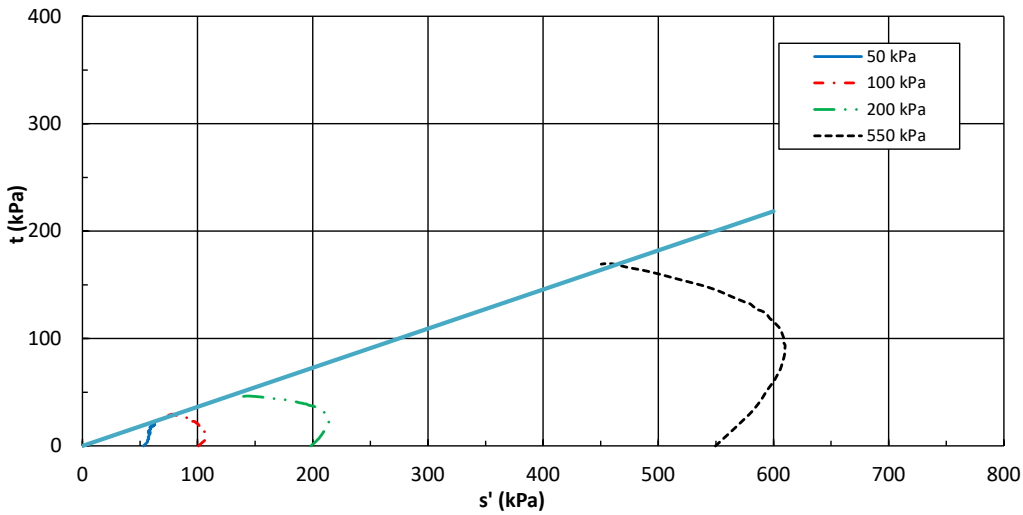


Fig. 11 – Trajetórias de tensões efetivas do Taguá reconstituído.

Na Figura 12 estão apresentadas as trajetórias de tensões de três corpos de prova ensaiados sob uma tensão confinante de 100 kPa, mas submetidos a diferentes OCR`s, quais sejam: 1, 2 e 5. Observa-se claramente o efeito do sobre adensamento na tendência de se ter um comportamento dilatante no material, como era de se esperar. Observa-se que para maiores deformações todos tendem para a mesma envoltória.

Nas imagens da Figura 13a, estão apresentadas as superfícies de ruptura natural (*slickensides*) e a superfície do plano de ruptura obtida no cisalhamento triaxial em amostra normalmente adensada (Figura 13b). A diferença de cor das amostras é fruto da oxidação que o material sofre a ser manipulado.

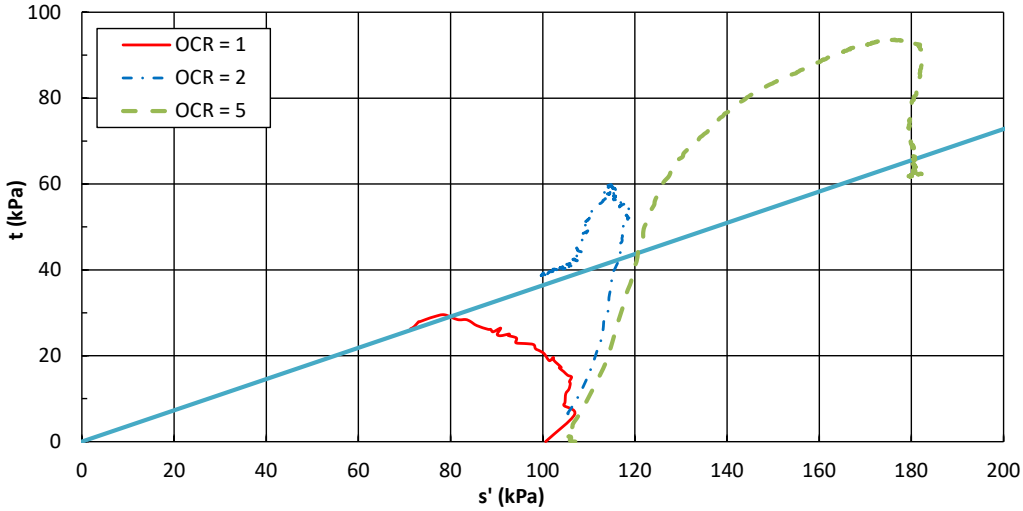


Fig. 12 – Trajetórias de tensões efetivas do Taguá reconstituído sobre-adensado.

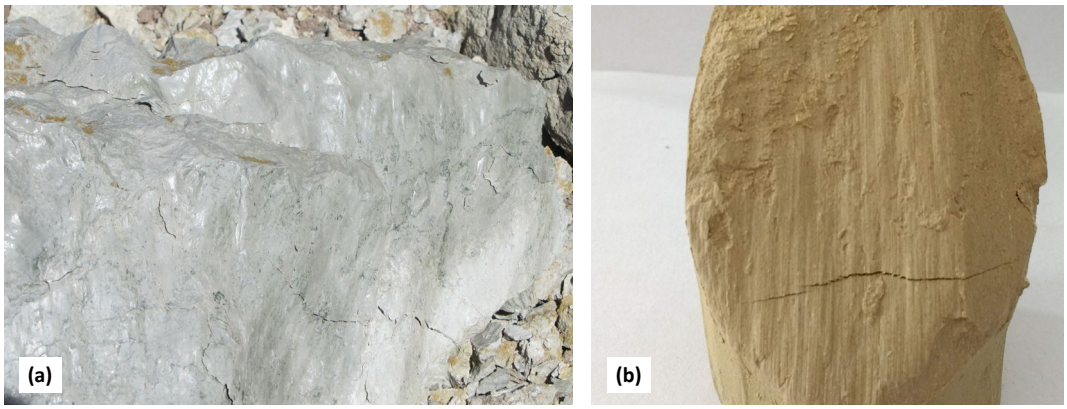


Fig. 13 – (a) Slickenside no Taguá indeformado (b) superfícies de ruptura de corpo de prova após ruptura no ensaio triaxial.

6 – CONCLUSÕES

O trabalho foi realizado a partir da preparação de amostras reconstituídas de uma argila cinza-esverdeada, de alta plasticidade (CH), e da sua utilização em ensaios de caracterização geotécnica, adensamento e resistência, a fim de determinar suas características intrínsecas. Ao apresentar os parâmetros intrínsecos deste solo, espera-se contribuir para o avanço nos estudos dos solos da cidade de São Paulo. As principais conclusões do estudo são:

- O processo de reconstituição feito com 1,0 w_L levou a uma relação entre I_v e a tensão efetiva vertical coincidente com a LCI apresentada por Burland (1990). Isso sugere que o comportamento do Taguá pode ser refletido pela curva LCS apresentada por Skempton (1970).
- Como indicam as imagens obtidas no MEV, a estrutura do material reconstituído difere daquela do material natural, como era de se esperar.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 49-64
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_3 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

- Para o material ensaiado, foram obtidos os seguintes parâmetros intrínsecos: índice de compressão de 0,39, índice de expansão de 0,14, coesão efetiva nula e ângulo de atrito de 21º.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao IPT, CAPES, CNPq e FAPESP (2016/22505-5) pelo apoio financeiro que viabilizou a pesquisa.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984a). NBR 6459 – *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 6 p.

ABNT (1984b). NBR 6508 – *Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 8 p.

ABNT (1984c). NBR 7180 – *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 3 p.

ABNT (1984d). NBR 7181 – *Solo – análise granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 13 p. Revisada em 1988.

Burland, J.B. (1990) *On the compressibility and shear strength of natural clays*. Géotechnique, 40 (3), pp. 329-378. https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329

Burland, J. B.; Rampello, S.; Georgiannou, V. N.; Calabresi, G. (1996). *A laboratory study of the strength of four stiff clays*. Géotechnique, 46 (3), pp. 491-514. https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.3.491.

Cozzolino, V. (1972). *Tipos de sedimentos que constituem a Bacia de São Paulo.* Tese de doutoramento. Escola Politécnica da USP. São Paulo.

Fearon, R.E.; Coop, M.R. (2000). *Reconstitution: what makes an appropriate reference material?* Géotechnique, 50 (4), pp. 471-477. https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.4.471.

Freeborough, K.; Kirkham, M.; Jones, L. D. (2006). *Determination of the shrinking and swelling properties of the London Clay Formation: laboratory report.*

Galves, G.; Massad, F. (1982). *Características de argilas duras cinza-esverdeadas da Bacia Sedimentar de São Paulo*. Congresso de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações 7, Recife, 5, pp. 96-99.

Hong, Z. S.; Zeng, L. L.; Cui, Y. J.; Cai, Y. Q.; Lin, C. (2012). *Compression behaviour of natural and reconstituted clays*. Géotechnique, 62 (4), pp. 291-301. https://doi.org/10.1680/geot.10.P.046.

IPT – Instituto de Pesquisa Tecnológicas. (2015). *Análise mineralógica por difratometria de raios X*. CT-Obras. Laboratório de Materiais de Construção Civil. Procedimento IPT15742 - CT-OBRAS-LMCC-Q-PE-092 - Revisão 0 de 24.02.2015 São Paulo: IPT/ CT-OBRAS/LMCC. 7 p.

Jia, R., Lei, H.; Li, K. (2020). *Compressibility and microstructure evolution of different reconstituted clays during 1D compression*. International Journal of Geomechanics, 20 (10), 04020181. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001830.

Liu, M. D.; Zhuang, Z.; Horpibulsuk, S. (2013). *Estimation of the compression behaviour of reconstituted clays*. Engineering Geology, 167, pp. 84-94. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.10.015.

Massad, F. (1980). *Características e propriedades geotécnicas de alguns solos da Bacia de São Paulo.* Mesa Redonda: Aspectos geológicos e geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo. ABGE, São Paulo.

Massad, F. (2012). *Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo.* Twin Cities – Solos das Cidades de São Paulo e Curitiba. ABMS, São Paulo. pp.107-133.

Massad, F.; Pinto, C. D. S.; Nader, J. J. (1992). *Resistência e deformabilidade. Solos da Cidade de São Paulo* – ABMS/ABEF. pp. 141-180.

Mendoza, R. (2016). *Análise e avaliação do módulo de deformabilidade sobre diversas trajetórias de tensões*. Relatório de Iniciação Científica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Universidade de São Paulo. 40 p.

Negro, A.; Hatori, A.C.A.; Yassuda, A.J.; Rocha, H.C. (2012). *Investigações para o projeto e previsão de desempenho da estação Sacomã da Cia do Metropolitano de São Paulo*. CD SEFE 7, São Paulo.

Penna, A.S.D. (1982). *Estudo das propriedades das argilas da cidade de São Paulo aplicado à Engenharia de Fundações*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP. São Paulo.

Pinto, C.S.; Abramento, M. (1998). *Características das argilas rijas e duras, cinza-esverdeadas de São Paulo determinadas por pressiômetro de autofuração Camkometer.* Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11 (2), pp. 871-878.

Pinto, C.S.; Massad, F. (1972). *Características dos solos variegados da Cidade de São Paulo.* Instituto de Pesquisas Tecnológicas, IPT. Publicação 984, 30p. São Paulo.

Skempton, A. W. (1964). *Long-term stability of clay slopes*. Géotechnique, 14(2), pp. 77-102. https://doi.org/10.1680/geot.1964.14.2.77.

Skempton, A.W. (1970) *First-time slides in overconsolidated clays.* Géotechnique, 20 (3), pp. 320-324. https://doi.org/10.1680/geot.1970.20.3.320.

Stark, T. D.; Eid, H. T. (1997). *Slope stability analyses in stiff fissured clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(4), 335-343. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:4(33.

Vargas, M. (1953). *Problemas de fundação de edifícios em São Paulo e sua relação com a formação geológica local* – Anais ABMS – Vol. III. São Paulo-SP.

Vargas, M. (1980). *Geotecnia do Terciário de São Paulo – Histórico*. Mesa Redonda: Aspectos geológicos e geotécnicos da bacia sedimentar de São Paulo. ABGE, São Paulo.

NOTA TÉCNICA
TECHNICAL NOTE

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO ATRAVÉS DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ENSAIOS *SIMPLE SHEAR*

Mine tailings behavior through numerical modelling of simple shear tests

Helena Portela Farenzena[a], João Vítor de Azambuja Carvalho[a], Guilherme Schmitt Medina[a], Cesar Alberto Ruver[b]

[a] Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Departamento de Engenharia Civil, Brasil.
[b] Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

RESUMO – No contexto da engenharia de barragens mundial, o estudo do comportamento dos rejeitos de mineração vem sendo muito fomentado. No Brasil, um país com alta produção mineradora, a preocupação com o comportamento dos rejeitos ganhou ênfase após os desastres recentes. Uma das maneiras de analisar o comportamento destes materiais é por meio de ensaios de laboratório, sendo o equipamento de *Simple Shear*, uma ferramenta robusta para análises com o princípio das deformações planas. Este trabalho objetivou a reprodução de comportamento de um rejeito de mineração de bauxita a partir de modelagem numérica utilizando a versão estudantil do software ABAQUS®. Utilizou-se o modelo constitutivo CamClay Modificado para o material e comparou-se os resultados obtidos com os resultados experimentais apresentados por Gonçalves (2021) para as tensões confinantes efetivas de 50 e 100 *kPa*. O modelo apresentou boa adequação, convergindo para a tensão de confinamento efetiva média.

ABSTRACT – In the context of dam engineering, one topic of great interest is the behavior of mine tailings. In Brazil, a high productivity mining country, the concern about mine tailings behavior increased after recent dam failures. One way to study the strength of these materials is through laboratory tests, specially the Simple Shear tests, which allow to perform analysis by the hypothesis of plane strain. This paper aims to reproduce the behavior of mine tailings when subjected to Simple Shear tests through numerical simulation using the student version of Abaqus®. The analysis performed considered a modified CamClay material and the results were compared to those obtained by Gonçalves (2021), for effective confining stresses of 50 and 100 *kPa*. The numerical model could reproduce fundamental soil behavior, showing good agreement and converging to the mean confining effective stress.

Palavras Chave – modelagem numérica, rejeitos de bauxita, ensaio *simple shear*.

Keywords – numerical modelling, bauxita tailings, simple shear test.

1 – INTRODUÇÃO

A mineração é um dos principais setores industriais do Brasil. De acordo com o IBRAM (2022), um volume de 409 milhões de toneladas de bens minerais foi exportado em 2018, valor

E-mails: helenapfarenzena@gmail.com (H. Farenzena), carvalho.jv@ufrgs.br (J. Carvalho), guilhermemedina.sm@gmail.com (G. Medina), cesar@ufrgs.br (C. Ruver)

ORCID: orcid.org/0000-0002-7555-5022 (J. Carvalho), orcid.org/0000-0003-1520-1422 (C. Ruver)

este que representa 12,5% das exportações totais do país (ANM, 2020). Entretanto, seu processo produtivo possui como subproduto os rejeitos, que são armazenados em barragens ou empilhados a seco em pilhas compactadas. É sabido que os rejeitos são essencialmente compostos de partículas de resíduos de rocha esmagadas derivadas do processo de mineração (Wijewickreme et al., 2005). Estes apresentam características altamente variáveis, dependendo da composição dos minérios de origem e dos processos de extração utilizados. Em geral, os rejeitos podem variar de coloidal a areia em tamanho, com o grau de plasticidade dependendo da atividade superficial do teor de finos (Li e Coop, 2019).

Os principais produtos exportados no primeiro trimestre de 2022, segundo o IBRAM (2022), foram: minério de ferro, ouro, cobre, ferronióbio, bauxita e manganês. A bauxita é a matéria-prima mais utilizada para a produção do alumínio, sendo o terceiro elemento em maior quantidade na crosta terrestre. É encontrada em sua grande maioria em regiões com climas Mediterrâneo, Tropical e Subtropical, por ação do intemperismo dos aluminosilicatos. O clima favorável faz do Brasil uma das maiores reservas de bauxita do mundo (ABAL, 2017).

Com o aumento considerável da produção mineral no mundo, a disposição de tais rejeitos vem se tornando o problema principal, em especial pela redução da perspectiva de utilização de barragens. No Brasil, devido aos desastres recentes que ocorreram com barragens de rejeito de mineração, houveram mudanças na legislação que impactam as estruturas existentes e as que possivelmente viessem a ser construídas (Schaper et al., 2020). Carmo et al. (2017) citam que a ruptura da barragem de Feijão em 2015 liberou cerca de 43 milhões de metros cúbicos de resíduos na bacia do rio Doce; resíduos que chegaram à costa do oceano atlântico, mais de 660 km de distância. Outro caso foi a barragem de Fundão, que chamou a atenção da comunidade geotécnica devido à violência e velocidade da ruptura (Fourie et al., 2022). Ambas as rupturas geraram fatalidades em números alarmantes, totalizando mais de 270 mortes. Santamarina et al. (2019) destacam como lacunas de conhecimento e gestões deficientes contribuem para as falhas catastróficas que reivindicam milhares de vidas ao redor do mundo. Visando suprir estas lacunas de conhecimento, trabalhos vêm sendo feitos com diferentes rejeitos, por exemplo: ouro (James et al., 2011; Schnaid et al., 2013), minério de cobre (Velten et al., 2022; Verdugo e Viertel, 2004), bauxita (Fourie et al., 2021).

Aliada à investigação geotécnica em laboratório, a simulação numérica é um recurso que permite, através de modelos matemáticos condizentes com o problema, prever e observar fenômenos e situações com acurácia e precisão. No entanto, muitas vezes as análises numéricas realizadas restringem-se a suposições do plano de tensões e modelos simples de solo (Budhu e Britto, 1987; Dounias e Potts, 1993). Reyno et al. (2005) apresentam resultados da série Fourier auxiliando a análise de elementos finitos do *Direct Simple Shear*, enquanto Doherty e Fahey (2011) estudaram as diferentes trajetórias de tensão em ensaios *Simple Shear* com anéis rígidos e com membranas não reforçadas, além de explorar a inabilidade do dispositivo *Direct Simple Shear* para impor condições verdadeiras de cisalhamento simples, devido a incapacidade de gerar o cisalhamento complementar necessário nos limites verticais. Um estudo recente (Wai et al., 2022) comparou os resultados dos testes de DSS em um dispositivo do Swedish Geotechnical Institute (SGI) a uma simulação de modelagem numérica de elementos finitos (EF) usando um modelo constitutivo de mecânica de solos do estado crítico (CSSM). Sugeriu-se que o *Direct Simple Shear* do SGI eventualmente subestima a resistência de materiais densos ou ligeiramente contrativos, mas pode superestimar a força de materiais quebradiços soltos predominantemente devido a uma falta de condições reais de volume constante, indo de acordo com suposições de Airey e Muir Wood (1987), DeGroot et al. (1994) e Doherty e Fahey (2011) em argilas.

Desta forma, atrelando a importância da modelagem numérica e caracterização dos rejeitos de mineração, o presente trabalho tem como objetivo aproximar modelos de comportamento de materiais e rejeitos de mineração, por meio de ensaios de laboratório, por fim, apresentando uma modelagem numérica de ensaios *Simple Shear* realizados com rejeitos de mineração de Bauxita.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 67-80
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_4 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

2 – MATERIAIS EMPREGADOS

O material utilizado no trabalho de Gonçalves (2021) foi um rejeito de mineração de bauxita, advindo de uma jazida localizada na região do estado de Minas Gerais, Brasil. Foram obtidas amostras indeformadas provenientes do processo de beneficiamento da alumina (também conhecido como lama vermelha). O mesmo material foi estudado por Nierwinski (2019). O rejeito estudado é classificado como silte argiloso com traços de areia (peso específico real dos grãos de 30,1 kN/m^3; índice de vazios mínimo (e_{min}) 0,75; e índice de vazios máximo (e_{max}) 2,14). A densidade das partículas sólidas, (G_s) do material é de 3,047, o limite de liquidez (LL) é de 23% e o limite de plasticidade (LP) é de 32%. Na Figura 1 é apresentado o resultado para a análise do rejeito de bauxita pela difratometria de raios-X, onde observa-se uma quantidade predominante de Hematita (Fe2O3), Gibsita (Al(OH)3) e Goethita (FeO(OH)).

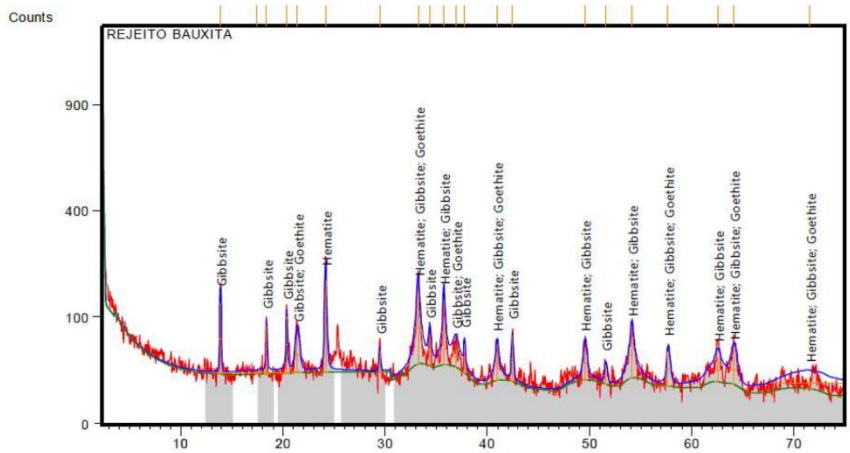


Fig. 1 – Resultado de ensaio de difração de Raio-X para o material estudado (Gonçalves, 2021).

3 – ENSAIOS SIMPLE SHEAR

O ensaio *Simple Shear* é comumente utilizado para medir a resistência e rigidez do solo. Esse ensaio é conhecido por examinar amostras em condições de deformação plana com rotação das tensões principais ao longo do cisalhamento (Doherty e Fahey, 2011). Tais condições são frequentemente representativas de diversas situações em campo como, por exemplo, o modo de cisalhamento adjacente ao fuste de uma estaca (Randolph e Wroth, 1981) ou sob plataformas *offshore* com base gravitacional (Andresen et al., 1979), mais recentemente, diversos autores tem usado equipamentos de *Simple Shear* para estudar rejeitos de mineração (Fanni et al., 2022; Festugato et al., 2013, 2015). Segundo Fourie et al. (2022), o *Simple Shear* tem um papel fundamental na caracterização do comportamento mecânico de rejeitos de mineração. O autor ainda ressalta que o equipamento de *Simple Shear* gera resultados excelentes para ensaios não-drenados.

Gonçalves (2021) realizou os ensaios *Simple Shear* monotônicos no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) (Fig. 2). O objeto de estudo deste trabalho serão os resultados obtidos para os ensaios, cujo equipamento de *Simple Shear* utilizado foi desenvolvido no próprio laboratório e é descrito em Corte (2016).

O ensaio *Simple Shear* consiste no cisalhamento, pela aplicação de um deslocamento horizontal controlado, da amostra na condição de deformações planas, com a variação volumétrica impedida. Os ensaios modelados foram realizados em amostras remoldadas de rejeito de bauxita, utilizando o equipamento *Simple Shear* desenvolvido por (Corte, 2016). Este dispositivo foi inspirado nos equipamentos presentes na University of Western Australia e University of California em Berkeley, onde uma amostra cilíndrica de solo é colocada entre tampas rígidas (superior e inferior), equipada com uma fina membrana de borracha látex não reforçada e colocada dentro de uma câmara de pressão. A consolidação é feita radialmente através do aumento da pressão do fluido confinante (no caso do presente equipamento ar) no interior da câmara e verticalmente através das tampas rígidas. Isso permite o controle independente das tensões de limite verticais e horizontais (Doherty e Fahey, 2011). As amostras foram moldadas pelo método de *Moist Tamping* (Corrêa e Oliveira Filho, 2019; Suits et al., 2003) nas dimensões cilíndricas de 5 cm de altura e 10 cm de diâmetro, com variações de mais ou menos 1% no grau de compactação.

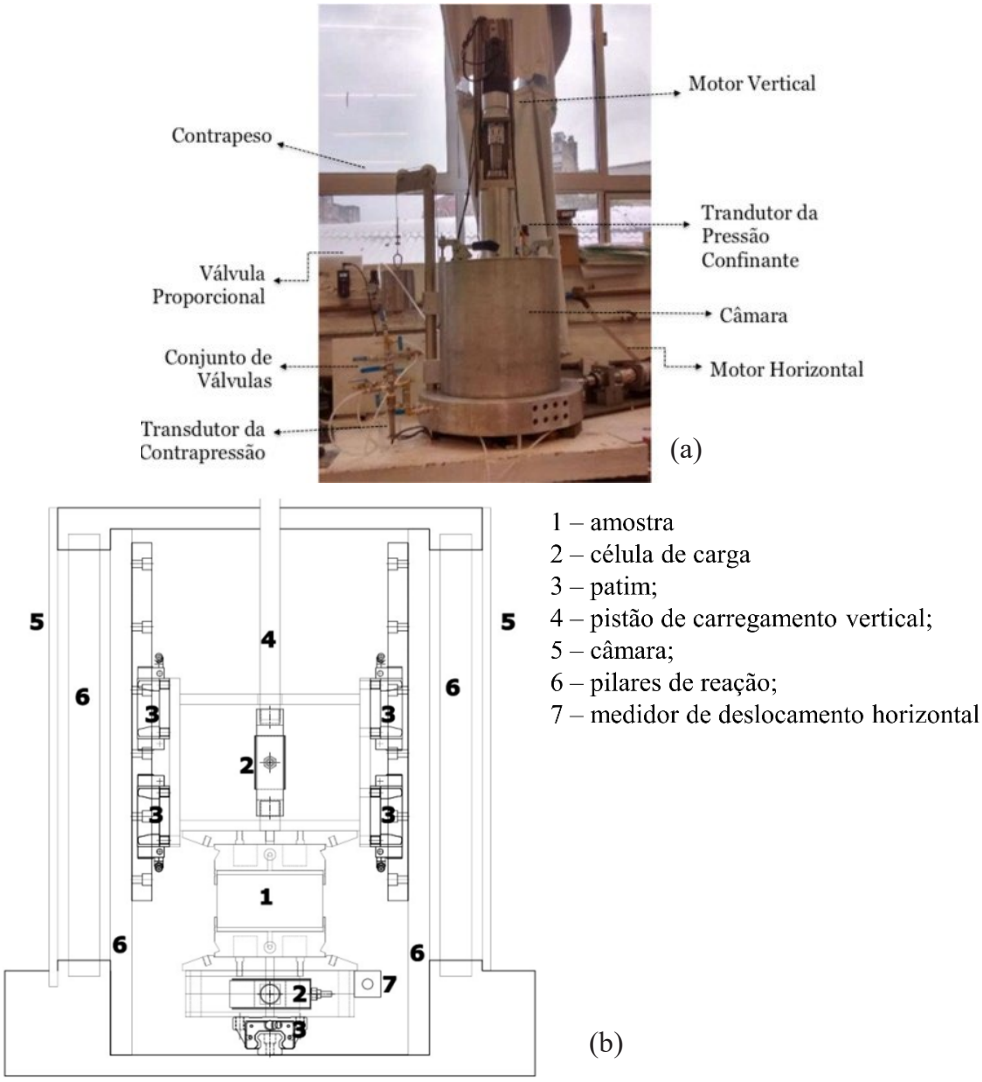


Fig. 2 – Equipamento *Simple Shear* (a) em vista e (b) em corte. Adaptado de Corte (2016).

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 67-80
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_4 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

As tensões confinantes selecionadas para serem reproduzidas através de modelagem numérica foram de 50 e 100 kPa.

As tensões efetivas, parâmetros de resistência e rigidez para os ensaios *Simple Shear* foram calculados com base nos equacionamentos apresentados abaixo. A deformação cisalhante (γ) é calculada conforme a equação seguinte:

$$\gamma = \frac{\Delta d}{h} \tag{1}$$

onde, Δd é o deslocamento horizontal aplicado e h é a altura útil do corpo de prova. A tensão vertical efetiva, por sua vez, foi determinada a partir da equação seguinte, sendo a soma da tensão confinante efetiva (σ_c') com a tensão desviadora (σ_d), razão entre a carga vertical e a área final de consolidação de amostra:

$$\sigma_v' = \sigma_c' + \sigma_d \tag{2}$$

As tensões principais foram determinadas a partir da equação seguinte, sendo as três tensões principais (σ_1', σ_2' e σ_3') diferentes, com τ como a resistência ao cisalhamento, calculada através da carga horizontal medida no ensaio, divida pela área final de consolidação:

$$\begin{cases} \sigma_{1,3}' = \left(\dfrac{\sigma_v' + \sigma_h'}{2}\right) \pm \sqrt{\left(\dfrac{\sigma_v' + \sigma_h'}{2}\right)^2 + \tau^2} \\ \sigma_2' = \sigma_h' \end{cases} \tag{3}$$

As seguintes equações permitem a determinação dos invariantes de tensão p' e q:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \tag{4}$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_1' - \sigma_3')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2} \tag{5}$$

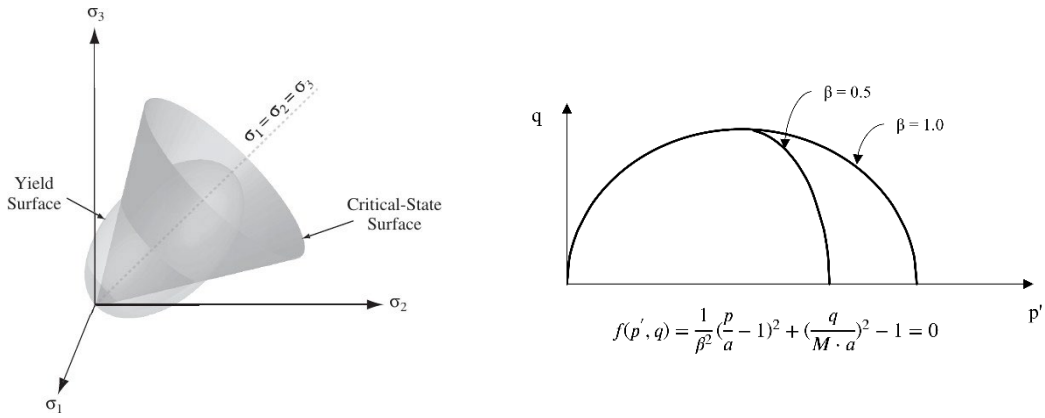
e o módulo cisalhante é determinado através de:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \tag{6}$$

4 – MODELO CAM-CLAY MODIFICADO

O Modelo Cam-Clay Modificado, desenvolvido na Universidade de Cambridge, é um modelo de comportamento tensão-deformação de solos baseado na teoria de estado crítico (Roscoe e Burland, 1968; Schofield e Wroth, 1968). O software Abaqus® conta com uma implementação do modelo disponível para aplicação na modelagem por elementos finitos que é capaz de descrever o comportamento inelástico do material através de uma função de plastificação que depende de três invariantes de tensão, uma lei de fluxo associada que define uma taxa de deformação plástica e uma lei de endurecimento que modifica o tamanho da superfície de plastificação conforme a ocorrência de deformações volumétricas plásticas (Dassault Systemes, 2015).

Neste modelo, a superfície crítica é assumida com formato cônico no espaço das tensões efetivas principais, cujo vértice é coincidente com a origem do sistema (Helwany, 2007). As Figuras 3a e 3b apresentam, respectivamente, a representação tridimensional e a projeção da superfície de plastificação, definida na formulação do modelo.



(a) (Helwany, 2007) **(b)** Adaptado de Dassault Systemes (2015)

Fig. 3 – Superfícies de plastificação e de estado crítico do Modelo Cam-Clay modificado, à esquerda (a) a representação no espaço de tensões efetivas principais e à direita (b) a projeção no plano p'-q.

Além disso, nesse modelo é considerado uma lei de enrijecimento volumétrica. Ou seja, a superfície de plastificação do material é ampliada de acordo com as deformações volumétricas sofridas pelo material, não sendo afetada pelas deformações cisalhantes (Yu, 2006).

Portanto, foi considerado uma modelagem levando em conta o comportamento elasto-plástico do material pela consideração de constantes elásticas e do uso do modelo Cam-Clay modificado. Os parâmetros necessários para definição do modelo elástico são: a inclinação κ da linha de recompressão; o coeficiente de poisson (v) ou o módulo cisalhante inicial (G_0). Enquanto para o modelo Cam-Clay modificado são: a inclinação λ da linha de compressão isotrópica; o índice de vazios inicial da amostra (e_0); e o início da superfície de plastificação, dado por $p'_0/2$, onde p'_0 é a coordenada no eixo p' em que a superfície de plastificação intercepta o eixo das abcissas. Tais parâmetros foram obtidos através de resultados de ensaios triaxiais e de adensamento oedométrico e ajustados por retroanálise através da modelagem numérica dos ensaios. A Tabela 1 apresenta os valores adotados.

Tabela 1 – Parâmetros adotados na definição do modelo Cam-Clay para as tensões de confinamento avaliadas.

Tensão (kPa)	λ	κ	M	**Índice de vazios (e_0)**	G_0 (kPa)
50	0.135	0.096	1.139	1.29	7.00E+03
100	0.135	0.096	1.139	1.207	1.00E+04

O valor de M adotado corresponde ao obtido para um ângulo de Lode (θ) de 30° que corresponde à trajetória seguida por um ensaio *simple shear*. Esse valor foi obtido a partir do ângulo de atrito no estado crítico obtido por Gonçalves (2021) e utilizando a seguinte (Doherty e Fahey, 2011).

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 67-80
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_4 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

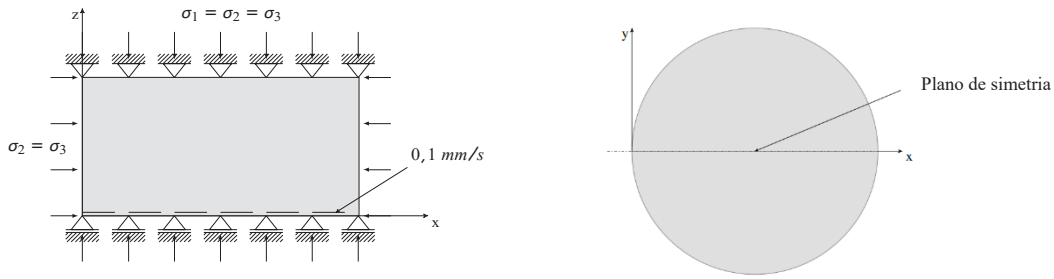
$$M(\theta) = \left(\frac{\sin \phi'}{\frac{\cos \theta}{\sqrt{3}} - \frac{\sin \theta \sin \phi'}{3}} \right) \tag{7}$$

Essa equação é representativa do estado de tensões existente durante o ensaio. É importante ressaltar que esse parâmetro é diretamente relacionado à natureza do ensaio. Comumente, o valor de *M* é obtido a partir de ensaios triaxiais, que apresentam um outro estado de tensões, com a tensão intermediária (σ'_2) igual a tensão principal menor (ensaio de compressão triaxial) ou à tensão principal maior (ensaio de extensão triaxial). No modelo implementado no software, o parâmetro de entrada é o valor de *M*, dependente da tensão intermediária, e não os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb. Portanto, a utilização de um valor de *M* relacionado a um estado de tensões diferente corresponderia à parâmetros de resistência diferentes e, portanto, uma envoltória no plano *p'-q* que não é representativa do estado de tensões do cisalhamento puro.

Esse modelo foi escolhido por se tratar de um modelo constitutivo clássico, muito utilizado na prática de engenharia. Muitas vezes, esse e outros modelos são considerados sendo que haja pleno conhecimento de suas limitações e hipóteses assumidas quando do seu desenvolvimento o que pode levar a falhas e projetos que não atendem aos requisitos mínimos de segurança (Muir Wood, 2004). A apresentação de resultados que discutam as limitações do modelo e a sua capacidade de reproduzir diferentes comportamentos visa contribuir para o processo de tomada de decisão durante o projeto de estruturas de contenção de rejeitos.

5 – MODELO COMPUTACIONAL

O modelo computacional adotado aproveitou a simetria existente no problema, a fim de reduzir o esforço computacional e otimizar os resultados, dadas as limitações de tempo de processamento e da restrição imposta pela versão estudantil do software de 1000 nós. A Figura 4 (a, b) apresenta a idealização do modelo mecânico a ser reproduzido na modelagem computacional e as condições de contorno adotadas, sendo elas: restrição do deslocamento no eixo *z*; aplicação de uma condição de carregamento hidrostática no início do ensaio; deslocamento a uma velocidade constante de 0.1 mm/s na direção horizontal.



(a) Vista frontal (b) Vista superior

Fig. 4 – Modelo computacional adotado

Foi adotada uma malha uniforme de 732 nós de dimensões 7 mm, composta de elementos do tipo C3D8P, cuja formulação é a de um elemento hexaédrico com 8 nós, deslocamento trilinear e poropressão trilinear (Dassault Systemes, 2015). Dada a natureza do ensaio, corpo de prova cilíndrico com carregamento uniforme na face inferior, portanto com o plano de simetria apenas no centro do cilindro, foi necessária a realização da modelagem tridimensional para a correta

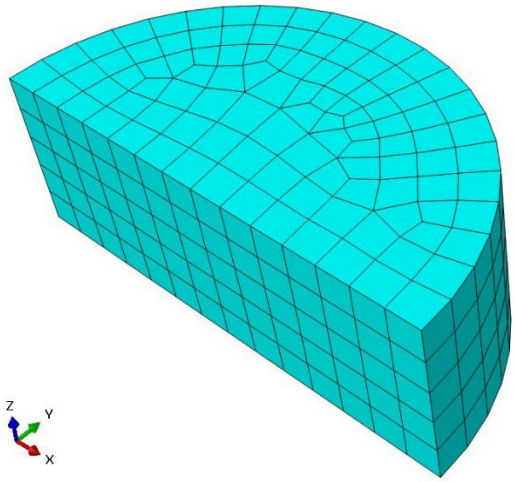


Fig. 5 – Discretização do modelo computacional através da malha de elementos finitos.

avaliação da resposta do material. A Figura 5 apresenta o modelo utilizado e a malha de elementos finitos empregada na análise.

Os corpos de prova para os ensaios são cilíndricos, possuindo 50*mm* de altura e 100*mm* de diâmetro. Os ensaios *Simple Shear* foram consolidados à tensão efetiva desejada antes do início do cisalhamento. O cisalhamento, foi realizado na condição não drenada, com uma velocidade constante de aproximadamente 0*,* 1*mm/s*, sendo conduzido até uma deformação cisalhante de 40%, aproximadamente. Na altura considerada na modelagem, foram descontados da altura inicial os valores das ranhuras, existentes no equipamento, da deformação axial ocorrida durante a consolidação. A deformação cisalhante aplicada na modelagem foi de 40%, já o índice de vazios utilizado foi o obtido após a consolidação da amostra, disponibilizado por Gonçalves (2021) e com valores de 1,290 e 1,207 para tensão confinante de 50 *kPa* e 100 *kPa*, respectivamente.

6 – RESULTADOS

Os resultados do diagrama tensão deformação obtidos, para tensões confinantes de 50 e 100 kPa, a partir da modelagem, comparativamente com os encontrados nos ensaios *Simple Shear* realizados em laboratório, podem ser observados na Figura 6. É possível observar que o resultado das curvas de tensão deformação reais foram pouco dispersos quando comparados com os modelados, isto é, a modelagem mostrou resultados representativos do comportamento dos materiais estudados. A curva para tensão confinante de 100 *kPa* foi melhor representada pela modelagem, já a curva para tensão confinante de 50 *kPa* apresentou uma pequena diferença em relação ao sutil pico da curva do ensaio, aproximadamente de 4 *kPa*. Os resultados numéricos foram obtidos pela consideração de um vínculo do tipo *Multi-point constraint*. Dessa forma é possível vincular o deslocamento de toda a superfície a um único ponto (como ocorre no ensaio) e obter a força de reação nesse ponto (simulação da célula de carga) (Dassault Systemes, 2015). A partir dessa força de reação e da área da amostra, obtém-se a tensão cisalhante atuante na face.

A Figura 7 apresenta os resultados de variação de poropressão e tensão vertical efetiva em função da deformação cisalhante. Para o ensaio com 100 kPa de tensão confinante efetiva, os resultados da modelagem se mostraram muito próximos, no entanto, o ensaio com 50 kPa não apresentou bom comportamento. Na Figura 7a o ensaio com a menor tensão confinante efetiva demonstrou variação de poropressão positiva muito acentuada, fato que pode ser devido a técnica de moldagem, perda das condições de contorno durante o ensaio ou tempo de consolidação inferior ao necessário para que se estabilizassem todas as deformações volumétricas.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 67-80
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_4 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

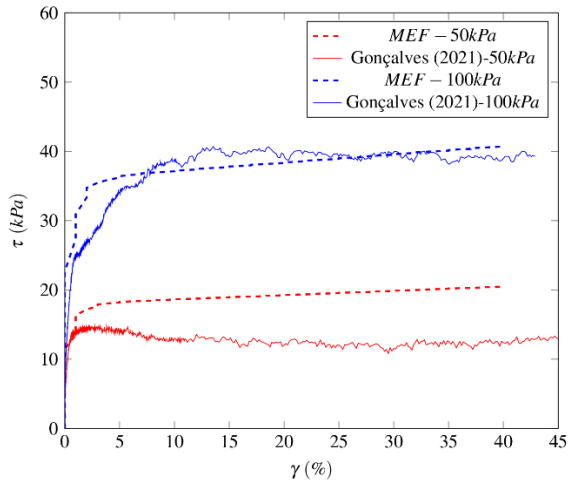
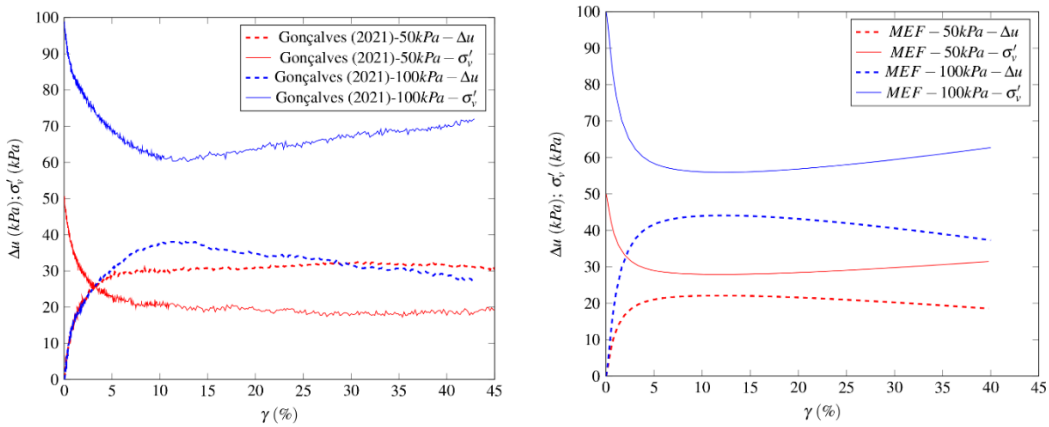


Fig. 6 – Diagrama Tensão Cisalhante *vs* Deformação Cisalhante para amostras ensaiadas a 50 e 100 *kPa* de tensão confinante.

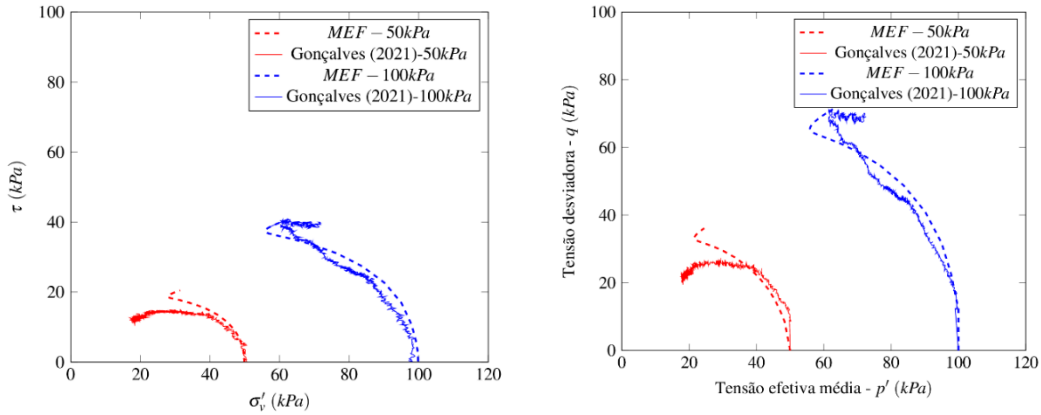


(a) (b)

Fig. 7 – Diagramas Excesso de poropressão *vs* Deformação Cisalhante para amostras ensaiadas a 50 e 100 kPa (a) e para simulações numéricas (b).

Além disso, amplia-se a análise para o diagrama tensão cisalhante *vs* tensão efetiva vertical efetiva (Fig. 8) ratificando a convergência do modelo. A Figura 7 elucida a geração de poropressão positiva sofrida pela amostra quando cisalhada e também a capacidade do modelo numérico para a representação do comportamento do material ao longo do cisalhamento. É importante observar que não foi possível reproduzir através da modelagem numérica a variação na tensão vertical efetiva gerada pelo excesso de poropressão no ensaio de 50 kPa de tensão confinante efetiva, o que se reflete na diferença obtida nas trajetórias de tensões.

Isolou-se o comportamento tensão cisalhante *vs* tensão efetiva vertical efetiva para a modelagem aplicada e obteve-se os parâmetros geotécnicos (Fig. 9). Os parâmetros geotécnicos estimados por Gonçalves (2021) foram de ângulo de atrito (ϕ') 30,86°, e coesão efetiva (c') nula conforme esperado para rejeitos de mineração, como solos finos não coesivos (Fanni et al., 2022; Festugato et al., 2015).



(a) (b)

Fig. 8 – Trajetórias de tensão no plano (a) Diagrama Tensão Cisalhante *vs* Tensão Vertical Efetiva e (b) Tensão efetiva média *vs* tensão desviadora para amostras modeladas a 50 e 100 kPa de tensão confinante e para amostras ensaiadas a 50 e 100 kPa de tensão confinante.

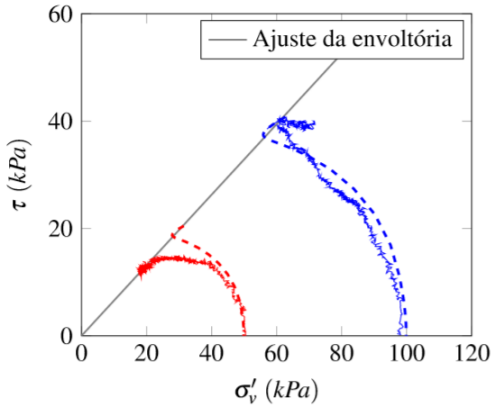
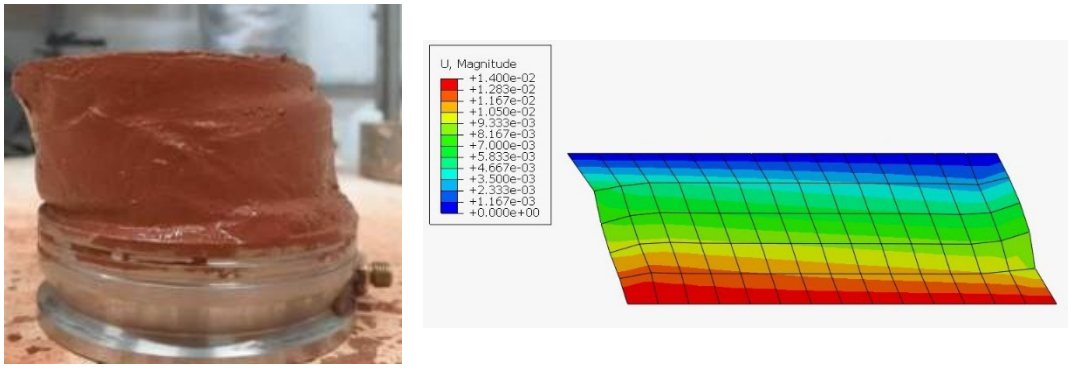


Fig. 9 – Ajuste da envoltória de ruptura para os resultados obtidos através de modelagem numérica.



(a) Adaptado de Gonçalves (2021). (b)

Fig. 10 – Modo de ruptura obtido no corpo de prova nos ensaios de laboratório (a) e na modelagem numérica (b).

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 67-80
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_4 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Além disso, é possível fazer uma análise comparativa entre o modo de ruptura observado no ensaio e obtido na modelagem numérica. A Figura 10(a, b) demonstra visualmente que os deslocamentos encontrados no ensaio e na modelagem apresentam comportamento semelhantes, principalmente no formato de ruptura gerado.

Outro aspecto possibilitado pela modelagem numérica é a visualização da distribuição de tensões na amostra durante o ensaio. A Figura 11 apresenta os resultados numéricos obtidos.

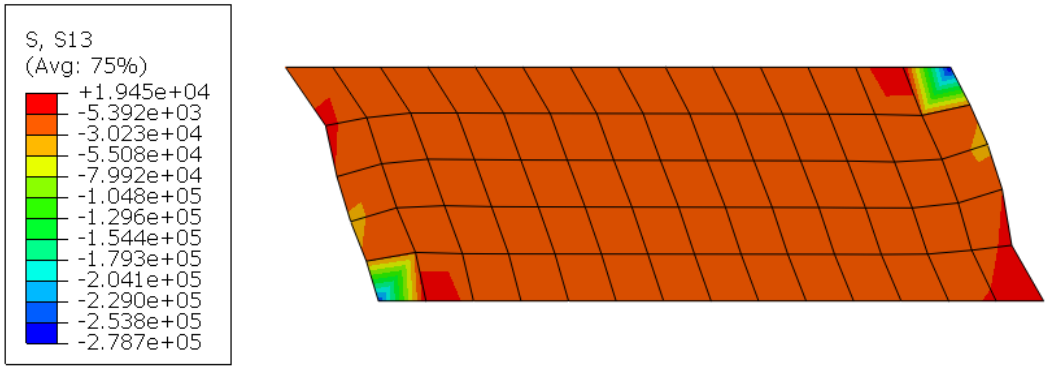


Fig. 11 – Distribuição de tensões cisalhantes na amostra.

7 – CONCLUSÃO

Por fim, foi possível observar que a modelagem numérica utilizada no desenvolvimento deste trabalho apresentou resultados representativos do comportamento experimental verificado para o rejeito de Bauxita analisado. A curva com tensão confinante de 100 *kPa* modelada apresentou maior convergência com a observada no ensaio, em contrapartida a curva para tensão confinante de 50 *kPa* apresentou uma diferença em relação ao sutil pico da curva do ensaio de cerca de 4 *kPa,* que pode ter ocorrido devido a um excesso de poropressão gerado na consolidação e não dissipado antes do início do cisalhamento.

A modelagem conseguiu representar a geração de poropressão positiva ao longo do cisalhamento, entretanto o modelo numérico não conseguiu modelar perfeitamente o comportamento de perda de resistência observado no diagrama tensão cisalhante *vs* tensão efetiva vertical efetiva. Os parâmetros geotécnicos encontrados na modelagem apresentaram-se dentro do padrão para rejeitos de mineração com partículas finas não coesivas. Por fim, uma análise visual comparativa entre o modo de ruptura observado na amostra após o ensaio e o obtido na modelagem numérica foi realizada e apresentou resultados coerentes, demonstrando a capacidade da modelagem numérica escolhida de representar os fenômenos envolvidos e a compatibilidade de deslocamentos entre o modelo experimental e numérico.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES pela disponibilização de bolsas de Mestrado e à Msc. Rosanne Gonçalves pela disponibilização dos dados experimentais utilizados neste trabalho.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAL (2017). *Bauxita no Brasil: Mineração responsável e competitividade*. Associação Brasileira do Alumínio. 66 p.

Airey, D. W.; Muir Wood, D. (1987). *An evaluation of direct simple shear tests on clay.* Géotechnique, 37(1), 25–35. https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.1.25

Andresen, A.; Berre, T.; Kleven, A.; Lunne, T. (1979). *Procedures used to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea*. Marine Technology, 3(3), 201–266.

ANM (2020). *Anuário Mineral Brasileiro: Principais Substâncias Metálicas—Ano Base 2108.* Agência Nacional de Mineração. 42 p.

Budhu, M.; Britto, A. M. (1987). *Numerical analysis of soils in simple shear devices*. Soils Foundations, 27(2), 31–41.

Carmo, F. F. do; Kamino, L. H. Y.; Junior, R. T.; Campos, I. C. de; Carmo, F. F. do; Silvino, G.; Castro, K. J. da S. X. de; Mauro, M. L.; Rodrigues, N. U. A.; Miranda, M. P. de S.; Pinto, C. E. F. (2017). *Fundão tailings dam failures: The environment tragedy of the largest technological disaster of Brazilian mining in global context*. Perspectives in Ecology and Conservation, 15(3), 145–151. https://doi.org/10.1016/j.pecon.2017.06.002

Corrêa, M. M.; Oliveira Filho, W. L. (2019). *Impact of methods used to reconstitute tailings specimens on the liquefaction potential assessment of tailings dams.* REM - International Engineering Journal, 72(3), 507–513. https://doi.org/10.1590/0370-44672018720164

Corte, M. B. (2016). *Desenvolvimento de Equipamento para Ensaios Simple Shear.* Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Dassault Systemes. (2015). *Abaqus 2016 Online Documentation.* http://abaqus.software.polimi.it/v2016/books/usb/default.htm

DeGroot, D. J.; Germaine, J. T.; Ladd, C. C. (1994). *Effect of Nonuniform Stresses on Measured DSS Stress-Strain Behavior*. Journal of Geotechnical Engineering, 120(5), 892–912. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:5(892)

Doherty, J.; Fahey, M. (2011). *Three-dimensional finite element analysis of the direct simple shear test.* Computers and Geotechnics, 38, 917–924. https://doi.org/doi:10.1016/j.compgeo.2011.05.005

Dounias, G. T.; Potts, D. M. (1993). *Numerical analysis of drained direct and simple shear tests.* Journal of Geotechnical Engineering, 119(12), 1870–1891.

Fanni, R.; Reid, D.; Fourie, A. (2022). *On reliability of inferring liquefied shear strengths from simple shear testing.* Soils and Foundations, 62(3), 101151. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101151

Festugato, L.; Consoli, N. C.; Fourie, A. (2015). *Cyclic shear behaviour of fibre-reinforced mine tailings*. Geosynthetics International, 22(2), 196–206. https://doi.org/10.1680/gein.15.00005

Festugato, L.; Fourie, A.; Consoli, N. C. (2013). *Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill.* Géotechnique Letters, 3(1), 5–12. https://doi.org/10.1680/geolett.12.00042

Fourie, A. B.; Reid, D.; Ayala, J. L.; Russell, A. R.; Vo, T.; Rahman, M.; Vinod, J. (2021). *Improvements in estimating strengths of loose tailings: Results from the TAILLIQ research project*. Proc. Mine Waste and Tailings, 207–217.

Fourie, A. B.; Verdugo, R.; Bjelkevik, A.; Torres-Cruz, L. A.; Znidarcic, D. (2022). *Geotechnics of mine tailings: A 2022 State of the Art.* Proceedings of the 20th ICSMGE. 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney, Australia.

Gonçalves, R. R. S. (2021). *Comportamento Geomecânico de Rejeito de Bauxita sob Diferentes Condições de Confinamento e Carregamento.* Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Helwany, S. (2007). *Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications*. John Wiley & Sons.

IBRAM. (2022). *Relatório Anual de Atividades—Ano Base 2018.* Instituto Brasileiro de Mineração.

James, M.; Aubertin, M.; Wijewickreme, D.; Wilson, G. W. (2011). *A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings.* Canadian Geotechnical Journal, 48(11), 1587–1600. https://doi.org/10.1139/t11-060

Li, W.; Coop, M. R. (2019). *The Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings*. Canadian Geotechnical Journal, 56(3), 420–435. https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0032

Muir Wood, D. (2004). *Geotechnical modelling*. Spon Press.

Nierwinski, H. P. (2019). *Caracterização e comportamento Geomecânico de Rejeitos de Mineração.* Tese de Doutoramento. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Randolph, M.; Wroth, C. P. (1981). Application of the failure state in undrained simple shear shaft capacity of driven piles. Géotechnique, 31(1), 143–157.

Reyno, A. J., Airey, D. W.; Taiebat, H. A. (2005). *Influence of height and boundary conditions in simple shear tests.* Frontiers in offshore geotechnics.

Roscoe, K. H.; Burland, J. B. (1968). *On the generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clays.* Engineering Plasticity, 535–608.

Santamarina, J. C.; Torres-Cruz, L. A.; Bachus, R. C. (2019). *Why coal ash and tailings dam disasters occur.* Science, 364(6440), 526–528. https://doi.org/10.1126/science.aax1927

Schaper, D.; Lessa, R.; Freitas, A.; Weeks, B. (2020). *De-characterization and closure of TSF: concepts of the Brazilian legislation and international criteria. Planning for Closure 2020*, 3rd International Congress on Planning for Closure of Mining Operations (Chapter 6), 12 p.

Schnaid, F.; Bedin, J.; Viana da Fonseca, A. J. P.; de Moura Costa Filho, L. (2013). *Stiffness and Strength Governing the Static Liquefaction of Tailings.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(12), 2136–2144. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000924

Schofield, A.; Wroth, C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill.

Suits, L. D.; Sheahan, T.; Frost, J.; Park, J.-Y. (2003). *A Critical Assessment of the Moist Tamping Technique*. Geotechnical Testing Journal, 26(1), 9850. https://doi.org/10.1520/GTJ11108J

Velten, R. Z.; Consoli, N. C.; Filho, H. C. S.; Wagner, A. C.; Schnaid, F.; Da Costa, J. P. R. (2022). *Influence of grading and fabric arising from the initial compaction on the geomechanical characterisation of compacted copper tailings.* Géotechnique, 1–12. https://doi.org/10.1680/jgeot.22.00087

Verdugo, R.; Viertel, P. (2004). *Effect of density and fines content on the cyclic strength of copper tailings.* V Congreso Chileno de Geotecnia.

Wai, D.; Manmatharajan, M. V.; Ghafghazi, M. (2022). *Effects of Imperfect Simple Shear Test Boundary Conditions on Monotonic and Cyclic Measurements in Sand.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 148(1), 04021164. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002682

Wijewickreme, D.; Sanin, M. V.; Greenaway, G. R. (2005). *Cyclic shear response of fine-grained mine tailings.* Canadian Geotechnical Journal, 42, 1408–1421. https://doi.org/10.1139/t05-058

Yu, H.-S. (2006). *Plasticity and geotechnics.* Springer-Verlag.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 158 – julho/julio/july 2023 – pp. 67-80
https://doi.org/10.14195/2184-8394_158_4 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Building a better world.
teixeiraduarteconstruction.com

GEOBRUGG®
BRUGG
Safety is our nature

Líder mundial em pesquisa, desenvolvimento, fabricação e comercialização de soluções em aço de alta resistência contra desastres naturais.

Leading research, development, manufacturing and supplying high tensile steel solutions against natural hazards.

Petrópolis/RJ-Brasil

SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

Estabilização de taludes
Slope stabilization

Queda de rochas
Rockfall

Escorregamento Superficial
Shallow landslides

Corridas detríticas
Debris flow

Escavações subterrâneas
Underground support

Para mais informações, acesse www.geobrugg.com

HUESKER
Ideen. Ingenieure. Innovationen.
HUB DE CONTEÚDO HUESKER BRASIL
Confira conteúdo exclusivo sobre aplicações com Geossintéticos em obras pelo mundo!
Ebook de Casos de Obras
Relatórios exclusivos de Obras
Ebook de Pesquisas/Artigos
Coletâneas de Vídeos
Escaneie o código ou acesse o link abaixo para ter acesso ao HUB de conteúdo:
HUESKER REPORT
CASOS DE OBRAS
HUESKER
LEIA-ME!
Encontre a HUESKER Brasil nas Mídias Sociais:
www.HUESKER.com.br
www.linktr.ee/hueskerbrasil

The Best Solution!

Tecnilab Portugal, S.A. *will provide you with answers to your Geotechnical engineering needs.*

Tecnilab Portugal, S.A. is a professional Geotechnical engineering company and has a lot of experience as a professional group that mainly engages in measurement engineering in dam, subway(Metro), harbor, power plant, soft ground and structure construction.

WE ARE THE DISTRIBUTOR OF PORTUGAL OF ACE INSTRUMENT CO., LTD. IN KOREA.

ACE INSTRUMENT CO., LTD. is a company that obtains worldwide reputation for supplying high precision, high reliability products in all Geotechnical instruments, data logger and in-situ test equipments. Independently developed automatic monitoring system can be used anywhere in the world, including buildings, bridges, ground and any constructions.

Data Acquisition System & Web Monitoring Program

Geotechnical Instruments

Digital Inclinometer Set

Dataloggers, Indicators

Portable Digital Tiltmeter

Hydraulic Cells

Inclinometer Casings

In-Situ Test Equipments

Pendulum System

Sales company

Tecnilab Portugal, S.A.
A: Rua Gregorio Lopes, Lote 1512B 1449-041 Lisboa Portugal
T: +351 217 220 870 F: +351 217 264 550
www.tecnilab.pt

Manufacturer

ACE INSTRUMENT CO., LTD.
The first value in Geotechnical & Structural Instrumentation
A: 9, Dangjung-ro 27 beon-gil, Gunpo-si, Gyeonggi-do, Korea
T: +82 31 459 8753-7 F: +82 31 459 8758 E: acens@naver.com
www.aceinstrument.com

GABIÃO BELGO. UMA ESCOLHA PARA ELEVAR A QUALIDADE DA SUA OBRA.

A linha **Belgo GeoTech** traz ao mercado soluções em aço para aplicações geotécnicas. Entre os nossos produtos, disponibilizamos **gabiões**, **malhas talude**, **fibras de aço Dramix®**, **telas de fortificação**, **cordoalhas** e **barras helicoidais**. Mas também oferecemos suporte técnico qualificado para atender a todas as necessidades do seu projeto. **Aqui se faz geotecnia com a força do aço.**

Saiba mais em: belgogeotech.com.br

BELGO GeoTech

Belgo Bekaert Arames

ArcelorMittal | BEKAERT better together

DF+
TRANSFORMATIVE ENGINEERING, MANAGEMENT, AND INNOVATION DELIVERING RESULTS
DF+ IS AN INTEGRATED ENGINEERING CONSULTING FIRM WITH OVER 25 YEARS OF EXPERIENCE IN THE SECTORS OF MINING, INFRASTRUCTURE, AGRIBUSINESS, AND INDUSTRIAL.
WE DEVELOP PROJECTS BASED ON CONSOLIDATED TECHNICAL SOLUTIONS THAT ENCOMPASS THE STATE OF THE ART IN DIGITAL ENGINEERING.
AV. BARÃO HOMEM DE MELO, 4554 - 5th floor
ESTORIL, BELO HORIZONTE/MG
+55 31 2519-1001
dfmais.eng.br
comercial@dfmais.eng.br
DF+ ENGENHARIA

JET SJ

The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

- Escavações e Contenções Periféricas
- Fundações Especiais
- Tratamento de Terrenos
- Reforço e Recalçamento de Fundações
- Contenção de Fachadas
- Túneis e Obras Subterrâneas
- Estabilidade de Taludes
- Estudos Geológicos e Geotécnicos
- Demolições

www.jetsj.com

Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil

Poço de minério
Kamsar, Guiné

Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal

Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede
Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501
1600-131 LISBOA, Portugal
Tel.: [+351] 210 505 150 / 51
Email: info@jetsj.com
www.linkedin.com/company/jetsj-geotecnia-lda/

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE

COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica

Planeamento de Recursos Hídricos
Aproveitamentos Hidráulicos
Produção e Transporte de Energia Eléctrica
Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
Agricultura e Desenvolvimento Rural
Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
Ambiente
Estruturas Geotécnicas
Cartografia e Cadastro
Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
Gestão e Fiscalização de Empreendimentos

EMPRESA CERTIFICADA apcer ISO 9001 — CERTIFIED IQNet MANAGEMENT SYSTEM

PORTUGAL
REGIÃO CENTRO E SUL
Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6°.
1050-152 LISBOA
Tel.:(351) 217 925 000
Fax:(351) 213 537 492

REGIÃO NORTE
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1°.
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229 380 421
Fax:(351) 229 373 648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA
Praceta Farinha Leitão, edificio nº 27, 27-A - 2º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

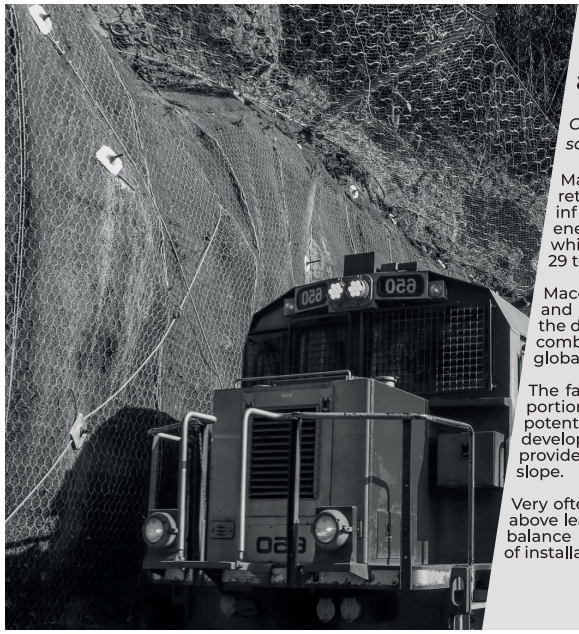
MOÇAMBIQUE
Centro de Escritórios. Pestana Rovuma Hotel.
Rua da Sé nº114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA
09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL
Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 25°
Centro. Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel. (55 21) 3553 67 30
Tel. (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

Fortaleza
Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS
LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium
PO Box 38360, Abu Dhabi – U.A.E.
Tel: (971) 2 495 0675
Fax: (971) 2 4454672



Maccaferri Rockfall barrier installed alongside mesh systems

Combining different systems to provide the most effective solution for rock faces and soil slopes.

Maccaferri RB Series of rockfall barriers is specifically designed to retain impacts of falling boulders, protecting people and infrastructure. Maccaferri rockfall barriers are available with energy absorption capacity starting from 35 kJ and up to 9,000 kJ, which is equivalent to the kinetic energy generated by a block of 29 tons falling at 90 km/h.

Maccaferri additionally developed numerous rockfall mitigation and erosion protection system to be implemented directly within the detachment zone. Among those, soil nailing is a technique that combines the use of steel anchors and facing systems to provide global and surficial stability to soil and weathered rocks.

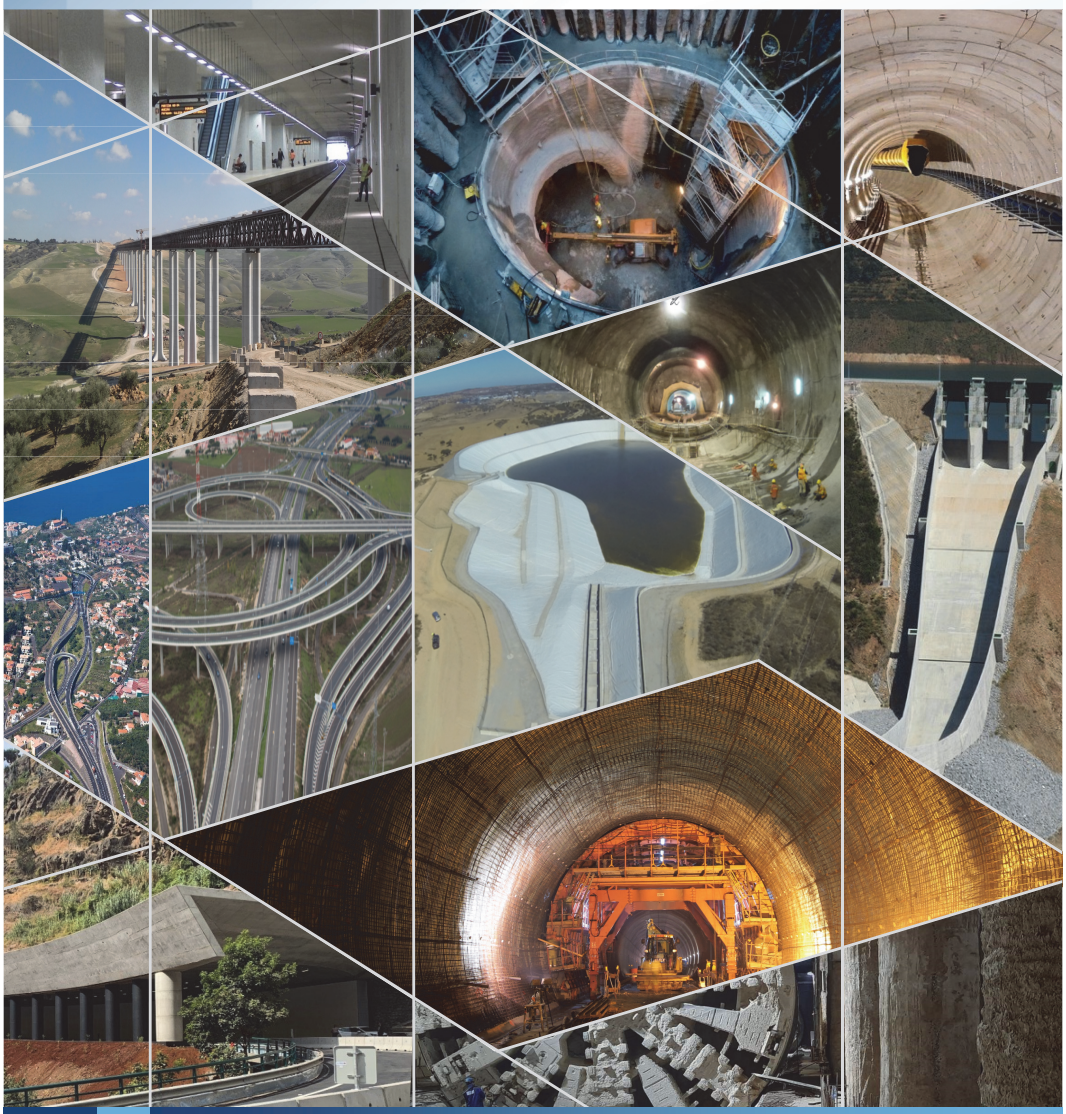
The facing system plays a key role since it restrains the superficial portion of the slope which can mobilise between the anchors, potentially destabilizing the overall slope. Therefore, Maccaferri developed MacMat®, an innovative reinforced 3D geomat that provide surficial stabilization while promoting the revegetation of the slope.

Very often the use of combined solutions such as the two mentioned above leads to the best results. It also provides the most cost-effective balance between technical performance, risk, client value, ease/safety of installation and environmental benefits.

/maccaferri /maccaferrimatriz @Maccaferri_BR /MaccaferriWorld /maccaferriworld

MACCAFERRI

BUILDING THE WORLD, BETTER

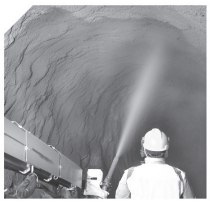


Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas
Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte
Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais

MEMBER OF

TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A.
www.tpf.pt



> Prospecção Geotécnica
Site Investigation
> Consultoria Geotécnica
Geotechnical Consultancy
> Obras Geotécnicas
Ground Treatment-Construction Services
> Controlo e Observação
Field Instrumentation Services and Monitoring Services
> Laboratório de Mecânica de Solos
Soil and Rock Mechanics Laboratory

Certificada ISO 9001 por BVQI

Geocontrole

Parque Oriente, Bloco 4, EN10
2699-501 Bobadela LRS
Tel. 21 995 80 00
Fax. 21 995 80 01
e.mail: mail@geocontrole.pt
www.geocontrole.pt

Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista Geotecnia são classificados como "Artigos", "Notas Técnicas" e "Discussões" de artigos anteriormente publicados na revista. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respetiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de um mês.

As Instruções para os Autores e o "Template" para formatação de originais podem ser obtidos de https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia é efetuada através da página eletrónica com o endereço http://www.revistageotecnia.com/. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direção da revista, corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos. Outras informações e esclarecimentos adicionais podem ser pedidos a:

Direção da Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los trabajos para publicar en la revista Geotecnia se clasifican en "Artículos", "Notas Técnicas" y "Discusiones" de artículos anteriormente publicados en la revista. Se recomiendan especialmente artículos que describan el estudio de casos de obra que incorporen trabajos originales relevantes en la práctica de la ingeniería civil.

La decisión de publicar un trabajo en la revista compete a la Comisión Editorial, correspondiéndole también la respectiva clasificación. Cada trabajo será analizado por al menos tres revisores. Los revisores presentarán sus pareceres sobre los artículos en el plazo de un mes.

Las Instrucciones para los Autores y el "Template" para formatear originales pueden ser obtenidos en https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia.

La remisión de los trabajos a la revista Geotecnia se efectúa a través de la página electrónica con la dirección http://www.revistageotecnia.com/. A través de esta plataforma se realizará la comunicación entre la dirección de la revista, el cuerpo editorial y los autores para la revisión de los trabajos. Informaciones y esclarecimientos adicionales pueden solicitarse a:

Dirección de la Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

3 **Análises de estabilidade por equilíbrio limite em modelos bi e tridimensionais**
Limit equilibrium analysis on two- and three-dimensional models
Paula Tavares Pedrosa, Raquel Quadros Velloso, Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

25 **Efeito do tempo de cura na resistência e deformabilidade de um solo argiloso ligado com cimento**
Effect of the curing time on the strength and deformability of a cement bound clayey soil
Teresa Santana, João Dias, Pedro Lamas

49 **Parâmetros intrínsecos da argila dura cinza esverdeada da Formação Resende**
Intrinsic parameters of the greenish-gray hard clay from the Resende Formation
Flávia Beatriz Demarchi, Fernando A. M. Marinho, José Maria de Camargo Barros

NOTA TÉCNICA
TECHNICAL NOTE

67 **Avaliação do comportamento de rejeitos de mineração através de modelagem numérica de ensaios simple shear**
Mine tailings behavior through numerical modelling of simple shear tests
Helena Portela Farenzena, João Vítor de Azambuja Carvalho, Guilherme Schmitt Medina, Cesar Alberto Ruver