



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Parâmetros Cam-Clay do caulim usado em modelos centrífugos na COPPE-UFRJ

Gabriel Mosqueira Camões da Silva

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador(es):

Márcio de Souza Soares de Almeida

Marcos Barreto de Mendonça

Rio de Janeiro

Agosto de 2015

PARÂMETROS CAM-CLAY DO CAULIM USADO EM MODELOS CENTRÍFUGOS NA
COPPE-UFRJ

Gabriel Mosqueira Camões da Silva

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D. Sc.

Prof^a. Alessandra Conde de Freitas, D. Sc.

Prof. Diego de Freitas Fagundes, M.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

Silva, Gabriel Mosqueira Camões da

Parâmetros Cam-Clay do caulim usado em modelos centrífugos na COPPE-UFRJ/Gabriel Mosqueira Camões da Silva – Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2015.

VI,105p.: il.; 29,7cm.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida, Marcos Barreto de Mendonça

Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2015.

Referências Bibliográficas: p. 78-79.

1. Introdução. 2. Revisão bibliográfica. 3. Material utilizado e metodologia. 4. Resultados. 5. Conclusão.

I. Almeida, Márcio de Souza Soares de; Mendonça, Marcos Barreto de. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Parâmetros Cam-Clay do caulim usado em modelos centrífugos na COPPE-UFRJ.

AGRADECIMENTOS

À minha família, que sempre me apoiou e ajudou na minha formação, sempre oferecendo uma palavra sábia. Aos meus amigos de faculdade e aos amigos de longa data que sempre me motivaram durante o curso de engenharia.

Aos meus professores orientadores e demais professores que tive o prazer de conhecer e aprender o necessário para ser um excelente profissional e cidadão. À equipe do Laboratório de Geotecnia, em especial à equipe da centrífuga, que sempre esteve disposta a me auxiliar com o desenvolvimento do trabalho.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Engenheiro Civil

Parâmetros Cam-Clay do caulim usado em modelos centrífugos na COPPE-UFRJ

Gabriel Mosqueira Camões da Silva

Agosto/2015

Orientadores:

Márcio de Souza Soares de Almeida

Marcos Barreto de Mendonça

Curso: Engenharia Civil

O material caulim é utilizado em estudos de interação solo-estrutura no laboratório de geotecnia da COPPE. A obtenção de parâmetros que caracterizem este material é de grande valor. Este trabalho se dedicou a obter os parâmetros do modelo Cam-Clay, que modela o comportamento das argilas a partir da teoria dos estados críticos. A obtenção destes parâmetros permite analisar numericamente os problemas de interação solo-estrutura, permite o desenvolvimento de projetos, além de servir como comparativo com as demais pesquisas desenvolvidas com argilas.

Para que os parâmetros do modelo Cam-Clay pudessem ser obtidos, foi necessária uma campanha de ensaios de adensamento oedométrico e isotrópico, além de ensaios de compressão triaxial do tipo CIU e CAU. Este trabalho apresenta a rotina, a metodologia e um resumo dos resultados destes ensaios, a fim de facilitar futuras pesquisas que envolvam os mesmos.

Observou-se que os parâmetros do modelo Cam-Clay obtidos para o caulim apresentam uma boa correlação com resultados de ensaios centrífugos, no entanto foi observado um comportamento atípico nos ensaios CIU e CAU.

Palavras-Chave: Cam-Clay / caulim / modelos centrífugos / parâmetros

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

Cam-Clay parameters of the kaolin for centrifuge modeling at COPPE-UFRJ

Gabriel Mosqueira Camões da Silva

August/2015

Advisors:

Márcio de Souza Soares de Almeida

Marcos Barreto de Mendonça

Course: Civil Engineering

The kaolin material is used in soil-structure interaction studies in geotechnical laboratory of COPPE. The acquisition of parameters that characterize this material is of great value. This work was dedicated to get the parameters of the Cam-Clay model, which models the behavior of clays using the theory of critical states. Obtaining these parameters allows numerical analysis of the soil-structure interaction problems, allows the development of designs in addition to serving as a comparison with other research developed with clays.

To obtain the parameters of the Cam-Clay model, a campaign of oedometric and isotropic consolidation tests, and triaxial compression tests of the type CIU and CAU was necessary. This paper presents the routine, the methodology and a summary of the results of these tests in order to facilitate future research involving them.

It was observed that the parameters of the Cam-Clay model of the Kaolin presented a good correlation with results from centrifuge tests, however atypical behavior was observed in the CIU and CAU assays.

Keywords: Cam-Clay / kaolin / centrifuge modeling / parameters

SUMÁRIO

1. Introdução.....	1
1.1. Objetivo	1
1.2. Organização do trabalho	2
2. Revisão bibliográfica	3
2.1. Comportamento tensão-deformação dos solos	3
2.2. O comportamento plástico das argilas	4
2.3. Modelo elasto-plástico.....	6
2.4. Modelo Cam-Clay.....	7
2.5. Obtenção dos parâmetros de estado crítico através de ensaios de laboratório.....	14
2.6. Ensaio de adensamento oedométrico.....	15
2.7. Ensaios de compressão triaxial.....	19
3. Material utilizado e metodologia.....	26
3.1. Material utilizado.....	26
3.2. Preparo das amostras	27
3.3. Preparo dos corpos de prova para ensaios de laboratório	32
3.4. Ensaios de adensamento oedométrico	36
3.5. Ensaio de adensamento isotrópico	37
3.6. Ensaio de compressão triaxial CIU	41
3.7. Ensaio de compressão triaxial CAU normalmente adensado.....	42
3.8. Ensaio de compressão triaxial CAU sobreadensado.....	42
3.9. Modelagem física em centrífuga	43
4. Resultados.....	47
4.1. Ensaios de adensamento.....	47
4.2. Ensaios Triaxiais	54
4.3. Ensaio T-bar	67
5. Conclusão.....	73
Referências Bibliográficas	78
ANEXO 1	80
ANEXO 2	88
ANEXO 3	90

1. Introdução

Toda boa obra de engenharia precisa de um profundo conhecimento do material de sua fundação para que possa ser erguida com segurança e eficiência. A Mecânica dos Solos busca a compreensão do comportamento deste material, com a finalidade de fornecer uma base sólida para a elaboração e execução de projetos de engenharia, que são indispensáveis à vida moderna.

É através de modelos físicos, numéricos, entre outros, que o comportamento de um solo pode ser compreendido e mensurado, para isto, fez-se necessária a criação de ensaios padronizados para fornecer dados de entrada que pudessem representar as características do material. Foram criados ensaios como SPT, CPT, Vane Test, etc., que pudessem ser executados em campo, e ensaios como adensamento oedométrico, compressão triaxial, cisalhamento simples, e outros, que são executados em ambientes controlados.

Este trabalho se dedicou a obter parâmetros geotécnicos e os parâmetros do modelo Cam-Clay através de ensaios de adensamento oedométrico e isotrópico e ensaios triaxiais (CIU, CAU normalmente adensado e CAU sobreadensado), a fim de caracterizar o caulim (material fabricado) que é utilizado na modelagem física em centrífuga geotécnica da COPPE, onde se estudam diversos problemas de interação solo-estrutura, ou ser utilizadas em demais pesquisas seja em outros ensaios ou em modelagem com elementos finitos.

1.1. Objetivo

Este trabalho tem por objetivo:

- Obter parâmetros geotécnicos da argila como: ângulo de atrito interno efetivo no estado crítico (φ'_{cs}), parâmetros de compressibilidade (C_r , C_c e C_s) e coeficiente de permeabilidade (c_v);
- Obter parâmetros do modelo Cam-Clay e Cam-Clay modificado, a serem usados em análises numéricas posteriores;
- Obter a relação da resistência não-drenada com o histórico de tensões da argila, a ser usada na previsão do perfil de resistência não-frenada de ensaios centrífugos futuros.

1.2. Organização do trabalho

O trabalho foi dividido em cinco capítulos, são eles:

- Capítulo 1: introdução do trabalho e apresentação de seus objetivos;
- Capítulo 2: revisão bibliográfica do trabalho, abordando os modelos elásticos, plásticos e elasto-plásticos, modelo Cam-Clay e Cam-Clay modificado, a teoria dos Estados Críticos, descrição dos ensaios realizados neste trabalho e como a obter os parâmetros geotécnicos e do modelo Cam-Clay a partir de seus resultados;
- Capítulo 3: apresentação do material, seus ensaios de caracterização, da metodologia para o preparo dos corpos de prova, dos ensaios empregados para obtenção dos parâmetros geotécnicos e do modelo Cam-Clay, apresentados na revisão bibliográfica, e apresentação do ensaio T-bar em centrífuga geotécnica;
- Capítulo 4: apresentação dos resultados encontrados nos ensaios de adensamento e triaxiais, os resultados dos cálculos necessários, a comparação com o ensaio T-bar e o que se pôde concluir dos resultados obtidos;
- Capítulo 5: apresentação dos resultados de forma resumida para facilitar consulta de trabalhos futuros, considerações finais sobre os resultados apresentados no trabalho e propostas para ensaios futuros.

2. Revisão bibliográfica

2.1. Comportamento tensão-deformação dos solos

O comportamento elástico dos materiais pode ser descrito pela Lei de Hooke, que relaciona a tensão com a deformação do material de forma direta. Esta relação é linear e tem como característica fundamental a conservação da energia durante a aplicação da tensão, ou seja, após liberada a tensão sobre o material não ocorrem deformações permanentes.

Alguns materiais não seguem essa relação e quando atingem determinados valores de tensão, após o alívio das mesmas, apresentam uma deformação permanente sob tensão nula. Estes materiais são chamados de elasto-plásticos, a Figura 1 apresenta um exemplo deste tipo de material. A tensão que dá origem a essa mudança de comportamento é chamada de tensão de escoamento (σ_y), e caracteriza a mudança do estado de tensões onde o material deixa de apresentar um comportamento elástico (trecho AB da Figura 1) e passa a ter um comportamento plástico (trecho da curva à direita do ponto B), com grandes deformações para pequenos acréscimos de tensões.

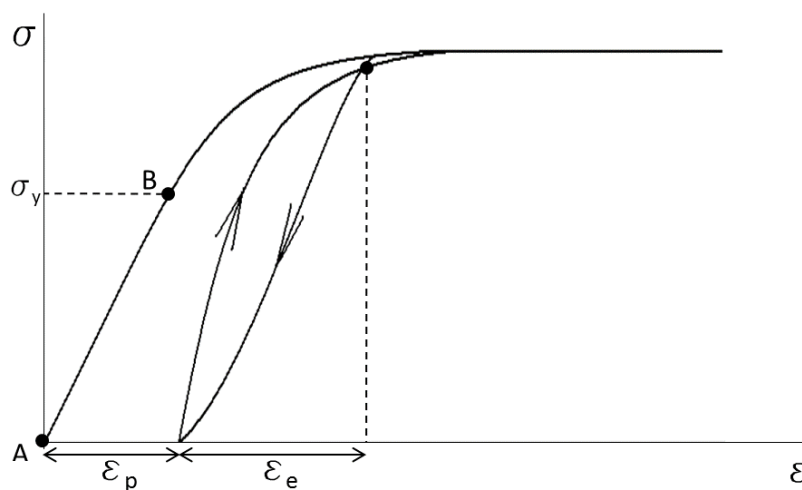


Figura 1 - Gráfico tensão x deformação típico de material elasto-plástico. ϵ_p é a deformação permanente e ϵ_e a deformação elástica.

Este trabalho apresenta um enfoque no comportamento elasto-plástico dos materiais, tendo em vista que representa o comportamento mecânico das argilas. A princípio um modelo elástico não-linear seria suficiente para descrever o

comportamento deste tipo de solo quando submetido a diferentes estados de tensões, no entanto, tendo em vista que a relação tensão-deformação varia no descarregamento e no recarregamento, conforme a Figura 1, a utilização de modelos elásticos lineares ou não-lineares demonstram ser limitados para descrever tal comportamento.

Em suma, o modelo escolhido é o elasto-plástico, pois considera que ocorrerá uma deformação permanente ao final de um carregamento de maior intensidade que a tensão de escoamento. Esta deformação permanente deverá ser computada para a obtenção da deformação final, caso seja exercido um novo carregamento (como acontece em solos argilosos quando submetidos à tensões superiores à tensão de sobreadensamento).

2.2. O comportamento plástico das argilas

O comportamento das argilas é observado através de ensaios de laboratório e por parâmetros através deles obtidos, que quantificam as características de uma determinada amostra de solo.

O ensaio mais comumente utilizado é o de adensamento oedométrico, visto que ele permite a obtenção dos parâmetros de compressibilidade para adensamento unidimensional. Através da aplicação de uma série de cargas verticais em um corpo de prova, mede-se as variações da altura, que neste caso representa a variação do índice de vazios do solo, em intervalos de tempo predefinidos. Cada estágio de carregamento permanece por 24h ou até quando não houver variação das deformações, sendo que cada estágio possui o dobro do carregamento anterior e a tensão máxima aplicada é escolhida a critério do projeto (geralmente entre 200kPa e 800kPa, sujeito a limitações do equipamento). Por convenção, os resultados são plotados com as deformações no eixo das ordenadas e as tensões na abscissa em escala logarítmica (Figura 2). Entretanto, se os eixos forem trocados, o gráfico obtido é semelhante ao gráfico tensão-deformação apresentado na Figura 3.

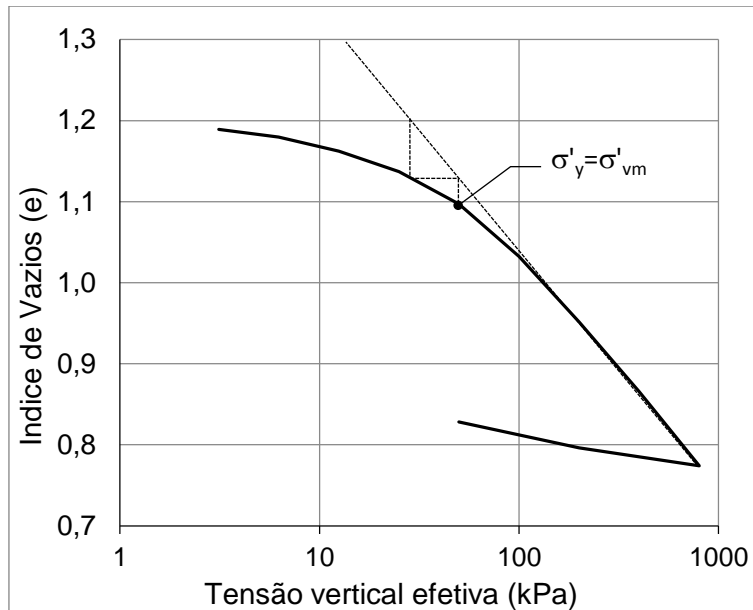


Figura 2 - Gráfico típico de ensaio de adensamento oedométrico

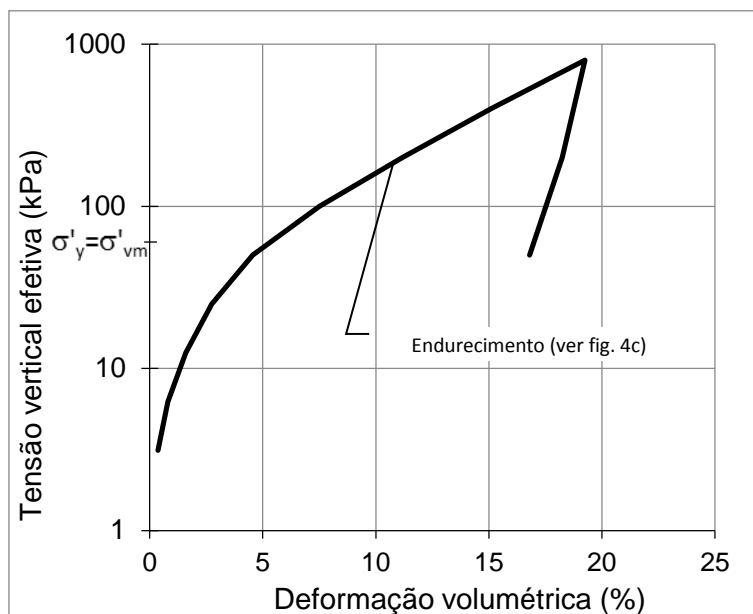


Figura 3 - Gráfico do adensamento tensão x deformação volumétrica

Pelo gráfico da Figura 2, pode-se observar que ocorre uma mudança brusca na inclinação da reta, neste ponto pode ser obtida da tensão de sobreadensamento ou pré-adensamento (σ'_{vm}), ou seja, a maior tensão vertical a qual o solo foi submetido na sua história de tensões. Observando este mesmo gráfico, podemos concluir que a tensão de sobreadensamento equivale à tensão de escoamento do solo (σ'_y), pois para tensões menores o solo apresenta um comportamento elástico e, uma vez que se ultrapassa a tensão de sobreadensamento e em seguida reduz-se a tensão, uma

resposta elástica do solo pode ser novamente observada assim como um deslocamento permanente. O resultado do ensaio de adensamento oedométrico pode ser considerado um exemplo evidente de escoamento nos solos e do seu comportamento elasto-plástico.

O comportamento de escoamento não é exclusivo das argilas, outros tipos de solo também apresentam estas características, no entanto, é nas argilas que a deformação é mais significativa e apresenta uma queda de rigidez mais evidente, quando a tensão aplicada ultrapassa a tensão de sobreadensamento.

Pode-se destacar, do fenômeno de escoamento, a existência de uma curva que delimita os domínios elástico e plástico. Entende-se que abaixo dessa curva o solo trabalha em regime puramente elástico, acima em regime plástico e a curva é o limite entre esses dois domínios, e a teoria dos estados críticos (Atkinson, 2007; Atkinson e Bransby, 1978) se desenvolve ao redor deste fenômeno.

2.3. Modelo elasto-plástico

O modelo elasto-plástico engloba as deformações dos domínios elástico e plástico, no entanto, três casos distintos de comportamento de tensão-deformação podem ocorrer após o início do escoamento (Ortigão 1993), e estão representados a seguir Figura 4.

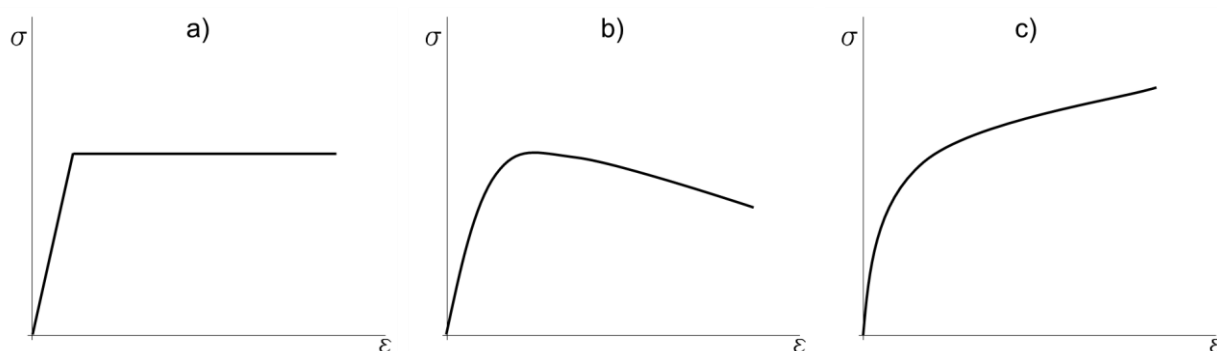


Figura 4 - Gráficos tensão x deformação típicos: a) Modelo elasto-plástico perfeito, b) modelo elasto-plástico com amolecimento e c) modelo elasto-plástico com endurecimento (adaptado de Ortigão, 1993)

No primeiro caso (Figura 4a) é apresentado um material elasto-plástico perfeito que, após atingir a tensão de escoamento, apresenta um aumento das deformações indefinidamente sem o incremento da tensão atuante. No segundo caso (Figura 4b) o

material apresenta uma perda na resistência com o aumento das deformações, fenômeno conhecido por amolecimento do material. Já no terceiro caso (Figura 4c), ocorre o aumento da resistência do material conforme as deformações aumentam, esse fenômeno é denominado enrijecimento do material.

Para que o ponto de início do escoamento de um modelo elasto-plástico seja determinado, são realizados ensaios de adensamento oedométrico, para que seja possível obter a curva escoamento apresentada na Figura 3. O modelo Cam-Clay (utilizado neste trabalho) é um dos principais modelos elasto-plásticos existentes, pois descreve bem o comportamento das argilas tanto normalmente adensadas como as sobreadensadas.

2.4. Modelo Cam-Clay

O modelo Cam-Clay (Roscoe e Schofield, 1963) se destaca porque descreve três aspectos importantes do comportamento das argilas: a resistência do solo, a sua compressibilidade e o estado crítico, situação em que o solo experimenta grandes deformações sem variação de tensão ou volume. Também pode ser destacado o modelo Cam-Clay modificado (Roscoe e Burland, 1968), que, de um modo geral, apresenta suas teorias similares à do Cam-Clay, as principais diferenças estão nas fórmulas para descrever as curvas de escoamento. Enquanto no modelo Cam-Clay as curvas de escoamento são espirais logarítmicas, no modelo Cam-Clay modificado elas são elípticas.

Para um nível de tensões no estado crítico, este modelo supõe que a amostra de solo é caracterizada por três parâmetros: tensão efetiva média (p'), tensão desviadora (q) e volume específico (v). No caso da condição triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$), estes parâmetros podem ser obtidos a partir das seguintes equações:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (1)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2)$$

$$v = 1 + e \quad (3)$$

onde σ'_1 , σ'_2 e σ'_3 são as tensões efetivas principais e “e” corresponde ao índice de vazios do solo.

No modelo Cam-Clay, quando se aplica um esforço de compressão sobre uma amostra de argila, de forma lenta sob condições isotrópicas de tensões e sob condições de drenagem perfeita, a relação entre o volume específico e o logaritmo natural da tensão efetiva média consiste em uma reta principal conhecida por reta virgem ou linha de compressão normal. Quando se alivia esta tensão, esta mesma relação gera um conjunto de retas conhecidas por linhas de descompressão.

Abaixo encontra-se a Figura 5 que representa o comportamento descrito acima e pode-se observar a redução do volume específico do ponto a ao b, com o aumento da tensão isotrópica p'_a para p'_b , destacando que a relação $v:p'$ se desloca pela reta virgem. Também é demonstrado na figura o reestabelecimento de parte do volume específico do ponto b ao c, quando a amostra volta a ser submetida à tensão p'_a , e a relação $v:p'$ se desloca pela linha de descompressão.

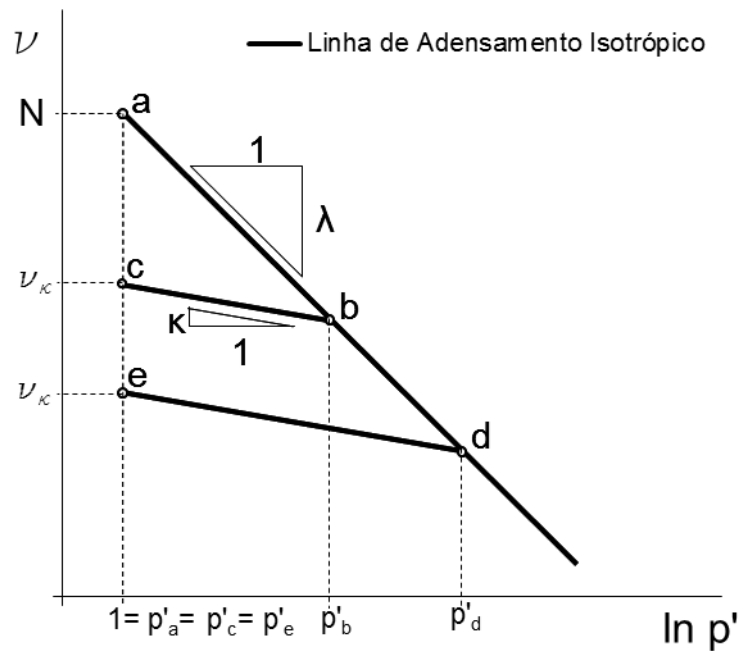


Figura 5 - Gráfico de volume específico x logaritmo natural da tensão efetiva média

Caso a amostra volte a ser carregada à uma tensão p'_d , haverá um deslocamento através da linha de descarregamento para carregamentos abaixo de p'_b e, uma vez alcançado este valor, a relação $v:p'$ retornará à reta virgem. Se a amostra é então descarregada até a tensão p'_a , desta vez haverá uma tendência de se mover pela linha de descarregamento do ponto d ao e.

O modelo CAM-CLAY define a reta virgem através da seguinte equação:

$$v = N - \lambda \cdot \ln(p') \quad (4)$$

onde N é o volume específico sob pressão unitária e λ é o coeficiente angular do trecho de compressão virgem da linha de adensamento isotrópico.

Já a linha de descompressão-recompressão é definida pela equação:

$$v = v_k - \kappa \cdot \ln(p') \quad (5)$$

onde κ é o coeficiente angular da linha de descompressão-recompressão e v_k é o volume específico ao final da descompressão (ver Figura 5).

Os parâmetros N , λ e κ variam de acordo com a amostra e tipo de solo. Também pode ser observado que o valor de v_k depende do histórico de tensões do solo, como pôde ser observado nas linhas de descompressão “bc” e “de” da Figura 5.

Conclui-se que se o presente estado de tensões do solo está sobre a reta virgem este solo é considerado normalmente adensado, no caso em que o estado de tensões se encontrar sobre uma linha de descompressão, o solo será chamado de sobreadensado.

Existe também o parâmetro N_{1D} que equivale ao volume específico à tensão unitária da linha de adensamento oedométrico, plotada no espaço $v:p'$. A Figura 6 apresenta sua configuração quando comparada com a linha de adensamento oedométrico.

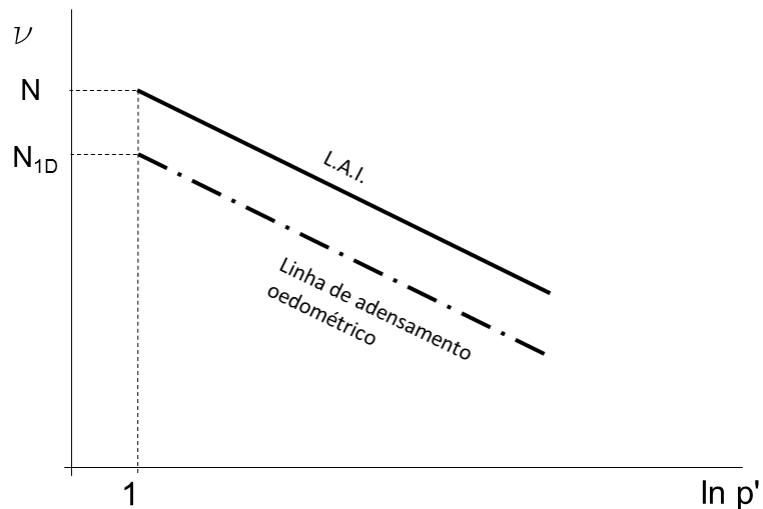


Figura 6 - Comparação entre a reta virgem do adensamento isotrópico e oedométrico

2.4.1. Estados críticos em solos

As situações encontradas pela engenharia geotécnica podem ser abordadas com base na análise da resistência do solo e sua deformabilidade. Entretanto, essas análises são comumente avaliadas de formas distintas: a resistência é avaliada pelo critério de Mohr-Coulomb e as deformações através da teoria da Elasticidade. No entanto, através da Teoria dos Estados Críticos, é possível unificar estes conceitos para determinar o comportamento do solo.

Uma determinada amostra de solo quando cisalhada e levada a grandes deformações tendem a alcançar um estado estável em que a resistência, o índice de vazios e a poropressão não variam mais. Nesta situação, os valores de p' e q também são constantes, este fenômeno foi chamado de estado crítico (Atkinson e Bransby, 1978). Esta situação pode ser representada pela Figura 7 e também pela equação:

$$\frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_s} = \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_s} = \frac{\delta u}{\delta \varepsilon_s} = 0 \quad (6)$$

onde u é a poropressão e ε_s é a deformação cisalhante da amostra de solo.

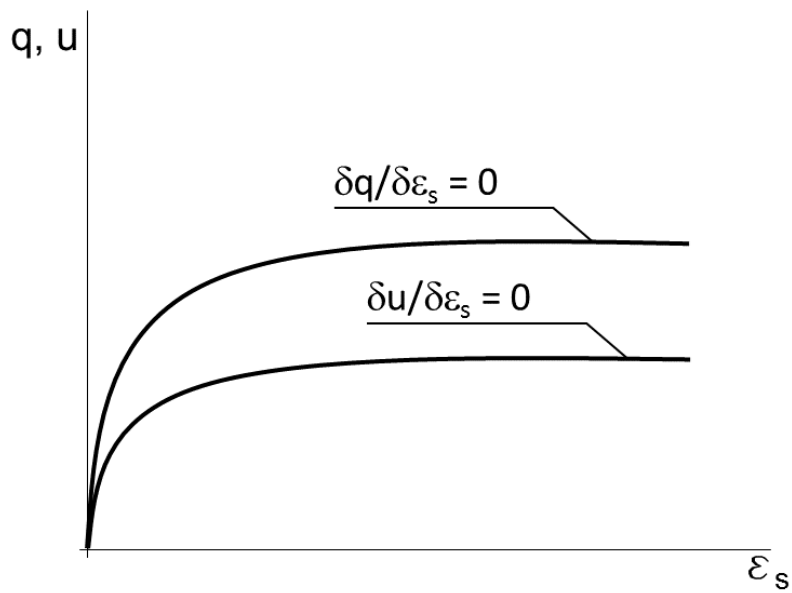


Figura 7 - Representação do estado crítico

Como pode ser visto na Figura 8, a linha de estado crítico é paralela à linha de compressão normal, ou reta virgem, quando plotadas no gráfico $v:\ln(p')$. Neste caso o parâmetro Γ corresponde ao volume específico à pressão unitária, assim como N , também variando de acordo com a unidade de medida utilizada.

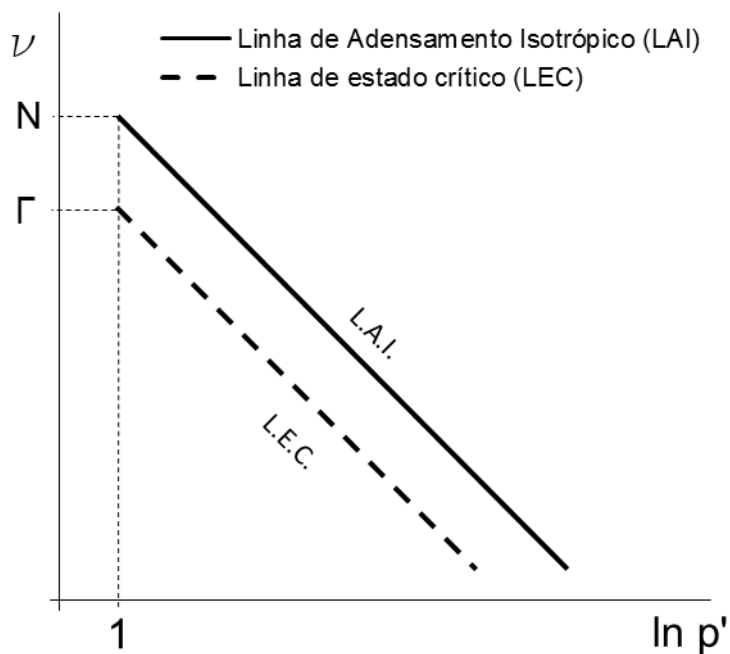


Figura 8 - Comparação entre a reta virgem e a linha de estado crítico

O modelo Cam-Clay relaciona os parâmetros N e Γ através da seguinte equação:

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \quad (7)$$

Vale notar que a reta virgem e a linha de estado crítico são aproximadamente paralelas entre si.

2.4.2. Funções de escoamento no modelo Cam-Clay

Com a aplicação de uma tensão desviadora (q), os solos se comportam de forma elástica até que a tensão de escoamento seja alcançada. No modelo CAM-CLAY, o valor da tensão de escoamento pode ser determinado a partir da seguinte equação:

$$q + M \cdot p' \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) = 0 \quad (8)$$

sendo M o coeficiente angular da linha de estado crítico e p'_0 a tensão de escoamento ou tensão de pré-adensamento na condição isotrópica.

A superfície de escoamento no modelo Cam-Clay é uma curva logarítmica, quando representado no espaço $p':q$. O parâmetro p'_0 controla o tamanho da superfície de escoamento e é diferente para cada linha de descarregamento e a característica chave da linha de estado crítico é que ela intercepta a curva de escoamento no ponto em que o valor máximo de q é atingido.

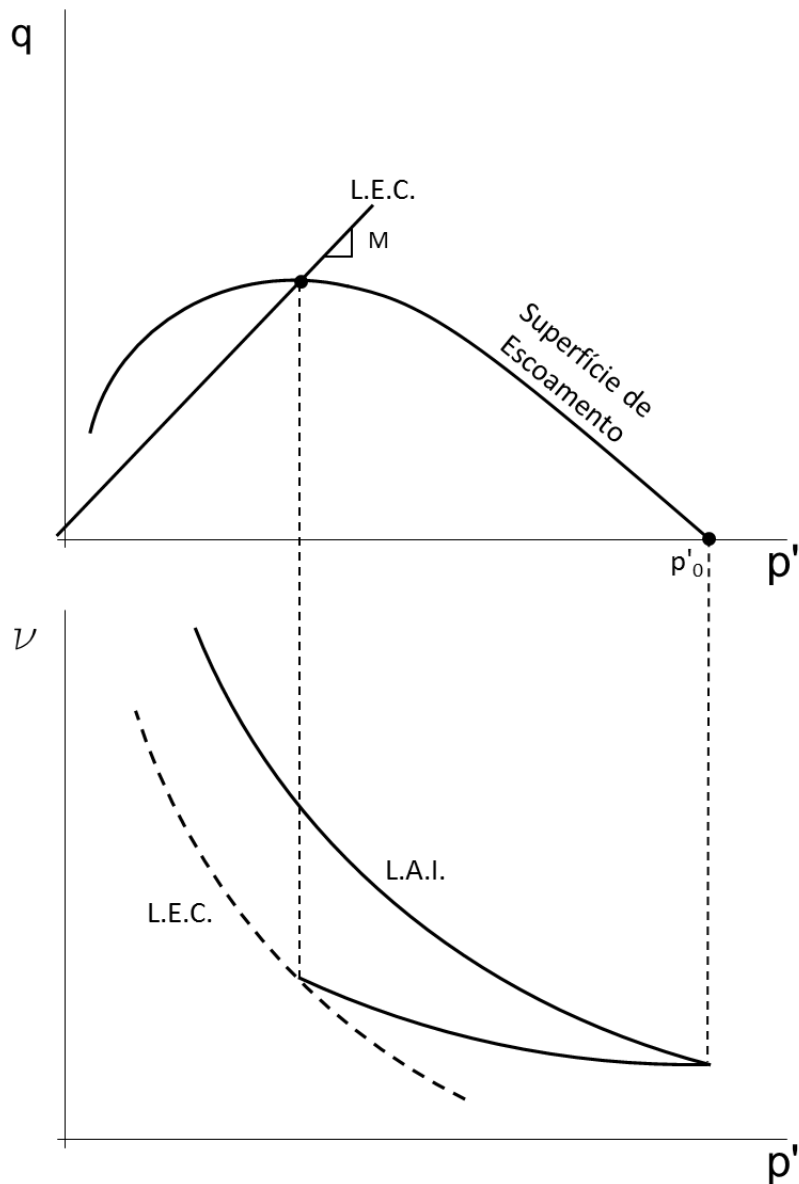


Figura 9 - Curva do escoamento do modelo Cam-Clay (adaptado de Atkinsos e Bransby, 1978)

2.4.3. Constantes elásticas do modelo Cam-Clay

Na mecânica dos solos, os parâmetros elásticos mais comumente utilizados são o módulo de Young (E), o módulo de cisalhamento (G), o coeficiente de Poisson (μ) e o módulo volumétrico (K'). Na teoria da elasticidade, somente dois desses parâmetros são suficientes. Os demais parâmetros podem ser obtidos através de correlações.

Se o módulo de Young e o coeficiente de Poisson forem conhecidos, o módulo de cisalhamento pode ser obtido através das seguintes equações:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (9)$$

$$G' = \frac{E'}{2(1+\mu')} \quad (10)$$

$$G_u = \frac{E_u}{2(1+\mu_u)} \quad (11)$$

$$G = G' = G_u \quad (12)$$

onde G' é o módulo de cisalhamento efetivo e G_u o módulo de cisalhamento não-drenado.

Caso contrário, o modelo permite a obtenção do módulo de cisalhamento e coeficiente de Poisson. No entanto, quando o módulo de cisalhamento é fixo, o coeficiente de Poisson é variável. Seus valores podem ser obtidos através das seguintes equações:

$$\mu' = \frac{3K' - 2G}{2G + 6K'} \quad (13)$$

$$G = \frac{K'(3-\mu)}{2(1+\mu)} \quad (14)$$

No modelo CAM-CLAY, o módulo volumétrico não é constante, variando de acordo com a tensão efetiva média, o volume específico e a inclinação da linha de descompressão. O valor de K' pode ser obtido através da equação de descarregamento-recarregamento (equação 5), que modela o comportamento elástico volumétrico do solo. Conforme pode ser observado no ANEXO 2, o módulo volumétrico é dado pela seguinte equação:

$$K' = \frac{v \cdot p'}{\kappa} \quad (15)$$

2.5. Obtenção dos parâmetros de estado crítico através de ensaios de laboratório

Os parâmetros do modelo são obtidos de forma experimental, através de ensaios triaxiais não-drenados e de ensaios de adensamento. O valor de M

(coeficiente angular da linha de estado crítico – LEC) pode ser obtido através do ângulo de atrito para a condição de estado crítico ($\varphi'_{cs} = \varphi'_{cv} = \varphi'_{ult}$, sendo eles o ângulo de atrito efetivo para estado crítico, volume constante e condição última, respectivamente), com o auxílio da seguinte equação:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'_{cs}}{3 - \operatorname{sen} \varphi'_{cs}} \quad (16)$$

Já os parâmetros λ e κ , coeficiente angular da reta virgem e da linha de descompressão respectivamente, são obtidos através da linha de adensamento isotrópico ou dos coeficientes de compressão (C_c) e descompressão (C_s) obtidos a partir do ensaio de adensamento oedométrico. Os valores destes parâmetros são obtidos a partir das seguintes equações:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (17)$$

$$\kappa \cong \frac{C_s}{\ln 10} \quad (18)$$

$$\Lambda = (\lambda - \kappa) / \lambda = 1 - \kappa / \lambda = 1 - C_s / C_c \quad (19)$$

O modelo CAM-CLAY, a partir do parâmetro M , permite relacionar a resistência não-drenada do material com o seu estado de tensões. No caso de solo normalmente adensado na condição isotrópica as expressões a serem usadas são (Almeida, 1982)

$$Su/p' = (M/2) \cdot e^{-\Lambda} \quad (20)$$

válida para o modelo Cam-clay e

$$Su/p' = (M/2) \cdot 2^{-\Lambda} \quad (21)$$

válida para o modelo Cam-clay modificado.

2.6. Ensaio de adensamento oedométrico

O fenômeno do adensamento pode ser explicado com o modelo mecânico de Terzaghi apresentado na Figura 10, onde o solo é representado pela mola, a válvula representa os vazios do solo e a água é a própria água presente nos vazios. Neste caso, a mola é considerada um material elástico e a água um fluido incompressível.

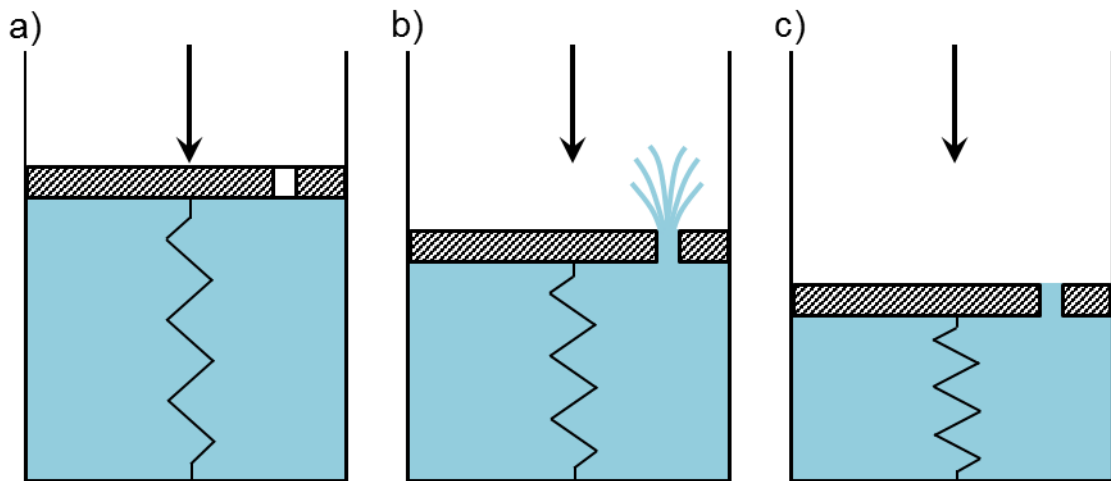


Figura 10 - Modelo mecânico de Terzaghi: a) instante $t = 0s$, b) instante $t > 0s$ e c) final do adensamento (adaptado de Sousa Pinto, 2002)

Quando um solo saturado é submetido a uma tensão vertical, no instante $t = 0s$ (Figura 10a) a tensão é transmitida por completo para a água, o equivalente a válvula fechada, esta pressão na água é denominada excesso de poropressão. Logo em seguida, ocorre o equivalente à abertura da válvula (Figura 10b), estabelecendo o fluxo da água para fora do solo e a dissipação da poropressão. Com este fluxo, a pressão que antes era transferida somente para o fluido começa a ser transferida para a mola, que representa o comportamento do solo, que começa a se deformar, dissipando a pressão da água nos poros e transmitindo esta pressão para os grãos (tensão efetiva). Neste momento, parte da carga aplicada está na mola (solo) e parte está na água como excesso de poropressão. Ao final do fenômeno (Figura 10c), a tensão passa a ser suportada apenas pelo solo, que apresenta sua deformação máxima para este carregamento, e ocorre a dissipação de todo o excesso de poropressão.

O fenômeno do adensamento está correlacionado com a permeabilidade do solo, facilidade com que a água flui pelos poros, e a compressibilidade do solo, deformação com a aplicação de uma sobrecarga no solo. Segundo Lambe (1979) o ensaio de adensamento oedométrico é popular por ser relativamente simples de se executar e a condição de deformação ser parecida com a maioria dos problemas encontrados, permitindo a obtenção de parâmetros que quantificam essas características do solo e permitem um melhor entendimento do processo com resultados representativos.

2.6.1. Descrição do ensaio

O ensaio consiste em aplicar uma força ao longo do eixo vertical da amostra confinada lateralmente, de forma que a deformação radial seja impedida, sendo assim, a deformação e a drenagem se dão em uma única direção, a vertical. As cargas aplicadas através da prensa (Figura 11) são pré-definidas e são divididas em estágios. Em cada estágio a carga escolhida permanece por 24 (vinte e quatro) horas, onde são lidas as deformações em intervalos de tempo pré-definidos. Também são feitos estágios de descarregamento para a obtenção de parâmetros de descompressão, sendo que a tomada de valores de deformação é feita em intervalos diferentes. O resultado é uma curva de deformação vertical em função do tempo, para cada estágio, e uma curva da deformação em função da tensão aplicada.



Figura 11 - Prensas do ensaio de adensamento oedométrico

As tensões usuais para cada estágio deste ensaio são: 1,34kPa, 3,125kPa, 6,25kPa, 12,5kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa e 800kPa, seguido de descarregamento para 200kPa, 100kPa e 50kPa, no entanto estes podem variar devido à limitações do equipamento ou às características do projeto. Para a leitura das deformações foram adotados os seguintes intervalos de tempo em minutos: 0; 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120 e 1440. Seguindo o descrito na norma NBR 12007 – 1990 que regula a metodologia do ensaio de adensamento unidimensional.

O coeficiente de permeabilidade (c_v) do solo pode ser obtido pelo gráfico da deslocamento vertical pela raiz do tempo em minutos para cada estágio de carga (Figura 12), este parâmetro quantifica a rapidez em que o adensamento ocorre para uma determinada carga aplicada. Seu cálculo é feito através do método de Taylor (NBR 12007-1990).

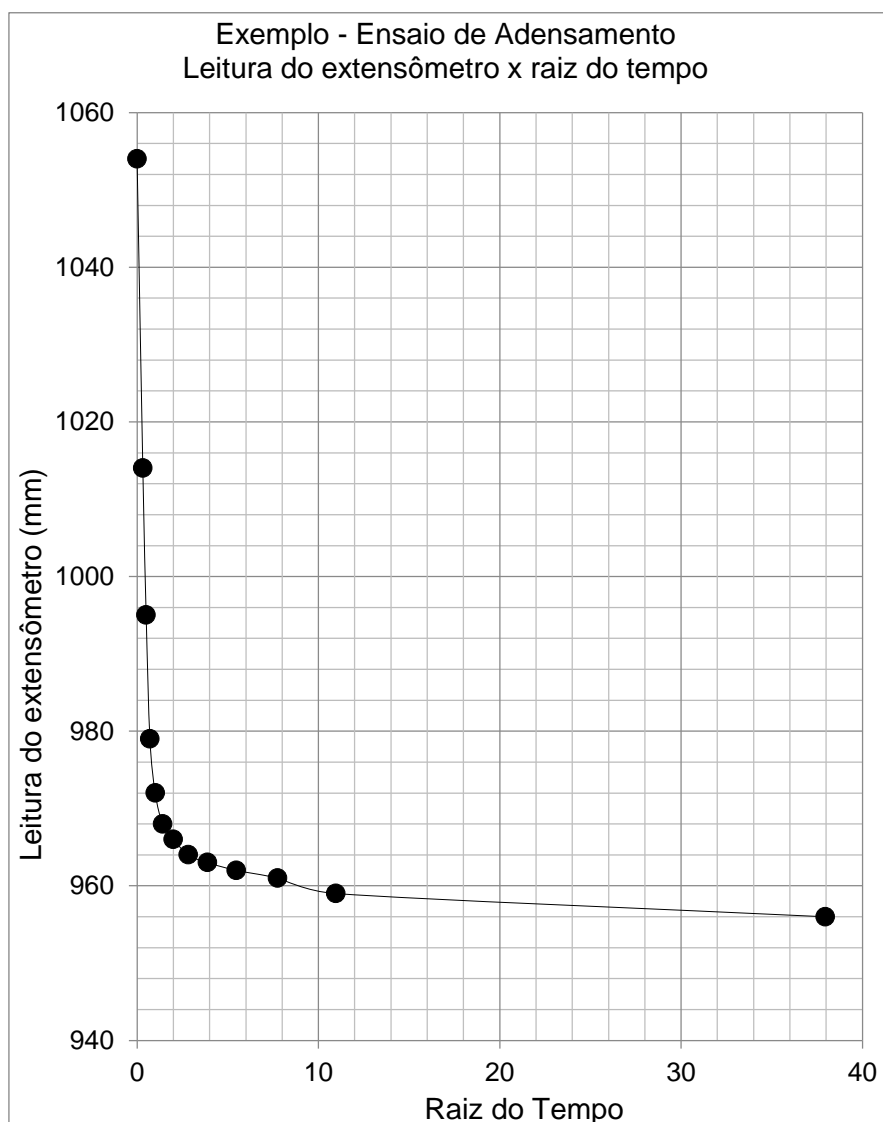


Figura 12 – Exemplo de gráfico deslocamento vertical x raiz do tempo

Através da curva que relaciona a deformação vertical e a tensão vertical aplicada, podem ser determinados os índices de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c) e índice de descompressão (C_s), estes parâmetros equivalem o coeficiente angular das retas de recompressão, compressão virgem e descompressão, respectivamente, conforme apresentado na Figura 13. Para este trabalho serão

utilizados os parâmetros C_c e C_s , tendo em vista que serão utilizados na obtenção de parâmetros do modelo Cam-Clay.

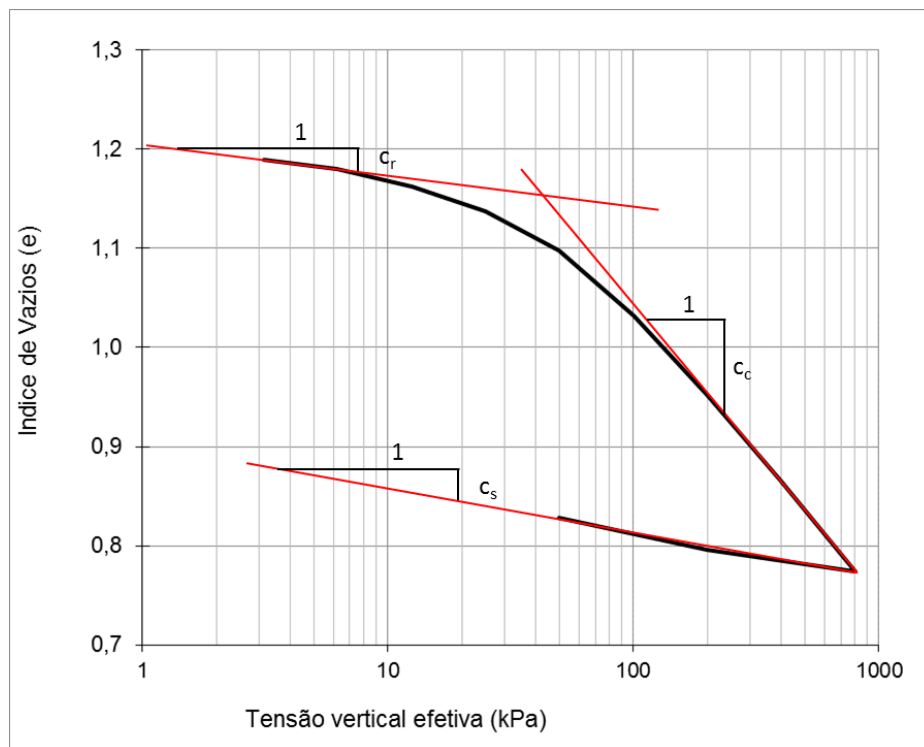


Figura 13 - Gráfico típico de ensaio de adensamento oedométrico com os parâmetros de compressibilidade obtidos do ensaio

Para obter o valor da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}), é necessário empregar o método de Pacheco-Silva (NBR 12007-1990), conforme apresentado na Figura 2.

2.7. Ensaio de compressão triaxial

2.7.1. Objetivos e descrição geral do ensaio

O ensaio de compressão triaxial permite a obtenção dos parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ') reproduzindo os estados de tensão que podem ser encontrados em campo e, caso o ensaio tiver a fase de adensamento, também é possível obter parâmetros de compressibilidade. Para a execução do ensaio, uma amostra de solo é moldada em formato cilíndrico com 10cm de altura e 5cm de diâmetro e é colocada dentro de uma câmara acrílica hermeticamente fechada preenchida com água, onde se aplica uma pressão hidrostática de confinamento (σ_c).

As tensões verticais são aplicadas através de um pistão presente na parte superior. A Figura 14 apresenta uma amostra de solo nesta situação.



Figura 14 - Corpo de prova posicionado na prensa do ensaio de compressão triaxial

Estando posicionada, a amostra pode ser saturada, de forma a retirar todo o ar existente em seu interior, através do incremento da poropressão. A saturação é controlada através do parâmetro B, que consiste na razão entre o acréscimo de poropressão da amostra e o aumento da poropressão imposto pelo equipamento. O corpo de prova é considerado saturado quando esta razão atinge o valor 1 (um), ou seja, 100% da pressão acrescida é transformada em excesso de poropressão. Na prática, valores entre 0,97 e 1,00 são aceitos para dar continuidade ao ensaio.

Terminada a saturação, pode ser iniciada a fase de adensamento, que consiste no aumento da tensão confinante (σ_c) e tensão vertical até os valores necessários para a pesquisa em andamento (lembrando que para este ensaio $\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3$). O equipamento mede a deformação volumétrica do corpo de prova, que é igual ao volume de água expulsa de seus vazios, e a deformação vertical. O resultado é apresentado no monitor, podendo ser observado quando as deformações se estabilizam e a poropressão é dissipada.

Ao final desta fase, a amostra é levada à ruptura com a aplicação de tensões verticais (ruptura por compressão) através da aplicação de deslocamentos contínuos do pistão e mantendo estável a tensão confinante, com velocidade dependendo do tipo de ensaio desejado. Caso seja um ensaio drenado, a velocidade com que se aplica a deformação deve ser lenta o suficiente para a dissipação da poropressão durante o incremento de tensão aplicado, já no caso do ensaio não-drenado, a velocidade pode ser maior, tendo em vista que influencia diretamente na duração do ensaio. Durante sua execução, são tomadas leituras referentes à tensão desviadora que serão utilizadas para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, através da envoltória de resistência gerada.

O equipamento do ensaio triaxial é capaz de realizar uma grande variedade de ensaios e eles podem ser do tipo adensado (C) ou não adensado (U), isotrópico (I) ou anisotrópico (A), drenado (D) ou não drenado (U) e normalmente adensados ou sobreadensados. Cada uma dessas características citadas influencia no estado de tensões do corpo de prova e representam situações diferentes. Neste trabalho foram realizados quatro ensaios CIU, quatro ensaios CAU normalmente adensados e quatro ensaios CAU sobreadensados.

2.7.2. Triaxial CIU

O ensaio de compressão triaxial, permite elaborar uma variedade de situações de campo. O ensaio CIU (do inglês consolidated, isotropic and undrained) apresenta uma etapa de adensamento isotrópico antes da ruptura (CI) e a ruptura será do tipo não-drenada (U), ou seja, o excesso de poropressão não é dissipado nesta etapa. Neste caso, a válvula do aparelho triaxial responsável pela drenagem do corpo de prova deve ser fechada após o adensamento da amostra. No adensamento isotrópico, as tensões nos três eixos são iguais, ou seja, $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_c$.

A linha de estado crítico, junto com a linha de compressão isotrópica e superfícies de escoamento definidas pela mecânica dos solos dos estados críticos, formam superfícies que limitam os estados possíveis de serem atingidos pelo solo. Ela pode ser determinada com os resultados do ensaio de adensamento e ensaios de compressão triaxial CIU.

Primeiramente, é necessário encontrar o valor dos parâmetros Γ (equação 7) e λ (equação 17), a partir do ensaio de adensamento, e M (equação 16), calculado com o ângulo de atrito interno efetivo da amostra (encontrado através do ensaio triaxial

CIU). Por definição, a linha de estado crítico é obtida através do gráfico $v_0 \times \ln(p'_f)$, sendo que p'_f é encontrado a partir da seguinte equação:

$$p'_f = e^{\left(\frac{\Gamma - v_0}{\lambda}\right)} \quad (22)$$

2.7.3. Adensamento isotrópico

Na fase de adensamento do corpo de prova utilizado no ensaio triaxial, são feitas leituras de variação de volume e tensões de confinamento, no entanto a deformação ocorre de forma diferente do ensaio de adensamento oedométrico. A deformação sofrida pela amostra ocorre nas três dimensões visto que a película de borracha que a envolve permite que se deforme livremente, enquanto no oedométrico só ocorre no eixo axial devido ao confinamento com anel metálico.

Para o adensamento isotrópico são feitos estágios de carga com tensões pré-definidas e é medida a variação do volume ao longo do ensaio. Para a obtenção dos parâmetros λ , κ e Γ do modelo Cam-Clay é utilizado o valor da variação volumétrica ao final de cada estágio.

2.7.4. Triaxial CAU ou CK_0U normalmente adensado

A diferença entre os ensaios CIU e CAU (do inglês consolidated, anisotropic and undrained), também chamado de CK_0U , é que este apresenta uma etapa de adensamento anisotrópico antes da ruptura (CA), mantendo a anisotropia até o início da fase de ruptura, e a ruptura será do tipo não-drenada (U). A razão que quantifica o quão maior é a diferença entre a tensão vertical e de confinamento é dada pelo parâmetro K_0 , que pode ser calculado através da equação:

$$K_0 = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \quad (23)$$

O índice K_0 é conhecido como coeficiente de empuxo no repouso, por isto o ensaio também é chamado CK_0U .

O ensaio CAU é comumente realizado porque, na maioria das situações de campo, o solo encontra-se em estados de tensões anisotrópicas devido à sua formação ou histórico de carregamento, logo este ensaio permite obter os parâmetros de resistência do solo nestas situações. Deve-se enfatizar que no caso de adensamento anisotrópico (caso real de campo), o OCR é dado por:

$$OCR = \sigma'_{vm} / \sigma'_v \quad (24)$$

onde σ'_{vm} é a tensão vertical efetiva máxima histórica do material e σ'_v é a tensão vertical efetiva atuante no material.

No caso das argilas normalmente adensadas, o valor de K_0 varia em torno de 0,5 a 0,7 (“resultados de laboratório indicam que ele é tanto maior quanto maior for o índice de plasticidade do solo” - Sousa Pinto, 2002) e pode ser obtido através da formulação de Jaky (1944). Esta equação é baseada em formulações teóricas e dados experimentais, e trata-se de uma função do ângulo de atrito interno efetivo do solo (φ'), obtido do ensaio CIU. Esta equação é apresentada abaixo:

$$K_{0,na} = 1 - \text{sen}(\varphi') \quad (25)$$

válida para as argilas normalmente adensadas.

No caso das argilas sobreadensadas, o coeficiente de empuxo no repouso é maior do que nas argilas normalmente adensadas, e são tão maiores quanto maior o OCR. Isto ocorre porque ao aliviar a carga vertical no solo, o atrito entre as partículas de solo impede que a tensão horizontal seja também aliviada, sendo assim, Mayne & Kulhawy (1982) reformularam a formulação de Jaky de forma a incluir este comportamento, apresentado abaixo:

$$K_{0,sa} = [1 - \text{sen}(\varphi')] \cdot OCR^{\text{sen}(\varphi')} \quad (26)$$

onde o OCR é encontrado pela equação 24.

O valor do ângulo de atrito interno efetivo a ser utilizado nestas equações é o obtido pelo ensaio triaxial CIU, em seguida, o valor de K_0 pode ser encontrado para o cálculo das tensões a serem utilizadas no ensaio CAU, tanto para os corpos de prova sobreadensados e normalmente adensados.

Outra diferença que pode ser observada é que no ensaio CIU o caminho de tensões parte do eixo das abscissas, isto porque não apresenta tensão de desvio (Figura 15a). No caso do ensaio CAU, o caminho de tensões parte de um lugar geométrico do gráfico conhecido como reta K_0 (Figura 15b), isto porque as tensões vertical e horizontal no início do caminho de tensões são correlacionados pelo parâmetro K_0 . A figura abaixo apresenta a diferença entre os dois ensaios.

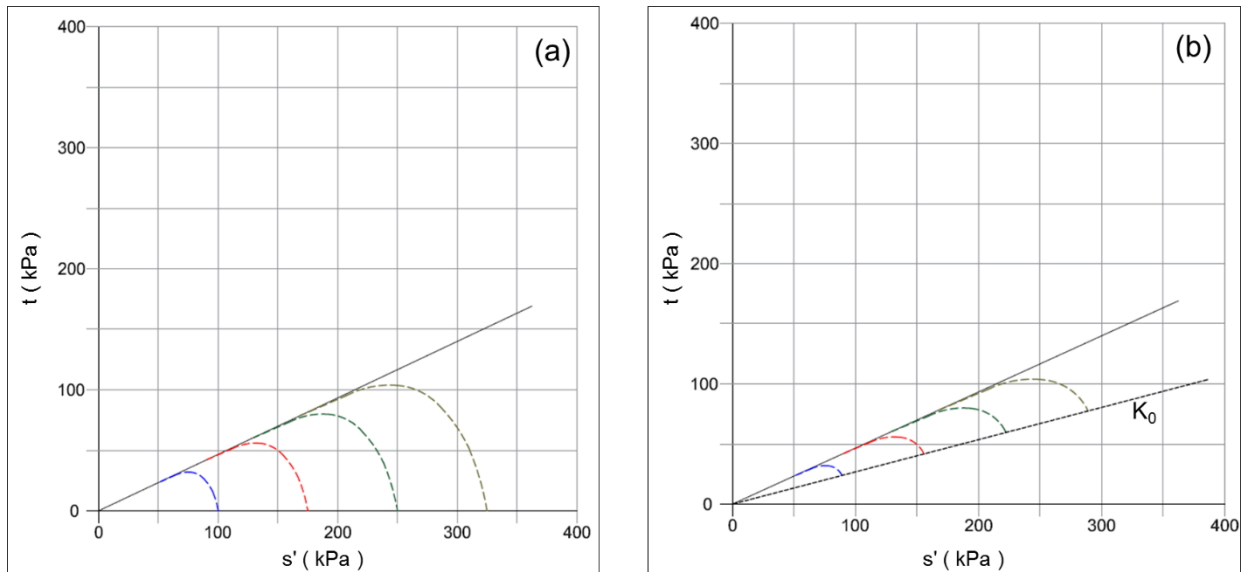


Figura 15 – a) Caminho de tensões do ensaio CIU; b) Caminho de tensões do ensaio CAU

Os valores de s' e t são dados pelas seguintes equações:

$$s' = \sigma'_{1} + \sigma'_{3}/2 \quad (27)$$

$$t = \sigma'_{1} - \sigma'_{3}/2 \quad (28)$$

2.7.5. Ensaio CAU sobreadensado

Para esta pesquisa foram realizados quatro ensaios de compressão triaxial do tipo CAU para diferentes razões de sobreadensamento (OCR igual a 1,0; 1,5; 2,7 e 4,0). Este ensaio consiste em duas fases de adensamento do corpo de prova, sendo a primeira fase com uma tensão vertical definida (neste caso 400kPa) e tensão horizontal determinada pelas seguintes equações:

$$\sigma'_{h1} = K_0 \cdot \sigma'_{v1} \quad (29)$$

sendo σ'_{h1} a tensão horizontal utilizada na primeira fase do adensamento, σ'_{v1} a tensão vertical utilizada na primeira fase do adensamento (nesta pesquisa foi utilizado 400kPa) e o parâmetro $K_{0,na}$ encontrado a partir da equação 25.

A segunda fase consistem em aliviar o carregamento de tal forma que o corpo de prova fique sobreadensado. Para isto, ao final desta fase, as tensões efetiva vertical e horizontal devem ser iguais a:

$$\sigma'_{v2} = \frac{\sigma'_{v1}}{\text{OCR}} \quad (30)$$

$$\sigma'_{h2} = K_0 \cdot \sigma'_{v2} \quad (31)$$

sendo σ'_{h2} a tensão horizontal utilizada na segunda fase do adensamento, σ'_{v2} a tensão vertical utilizada na segunda fase do adensamento e o parâmetro $K_{0,sa}$ encontrado a partir da equação 26.

O modelo CAM-CLAY, a partir dos resultados dos ensaios CAU sobreadensados, permite relacionar a resistência não-drenada do material a ser utilizado nos ensaios com a tensão vertical efetiva, para uma determinada razão de sobreadensamento do solo (OCR). No caso de solo sobreadensado na condição anisotrópica a resistência não-drenada e o OCR são correlacionados pelo método de Shansep através da seguinte equação:

$$S_u/\sigma'_v = K \cdot (\text{OCR})^m \quad (32)$$

onde S_u é a resistência não-drenada do solo, K é por definição o coeficiente angular da reta obtida no gráfico $S_u \times \sigma'_{v0}$, do ensaio CAU normalmente adensado, e o parâmetro m corresponde ao coeficiente angular da reta encontrada no gráfico $\log(S_u/\sigma'_v) \times \log(\text{OCR})$, utilizando os dados obtidos nos ensaios triaxiais CAU sobreadensados.

3. Material utilizado e metodologia

3.1. Material utilizado

3.1.1. Origem do material

Para esta pesquisa foi escolhido o caulim por representar o comportamento das argilas encontradas no leito marítimo. O material pertence ao lote que foi adquirido para o projeto de modelagem física de interação solo-estrutura do Laboratório de Geotecnia da COPPE. O material se apresenta seco e é ilustrado na Figura 16.

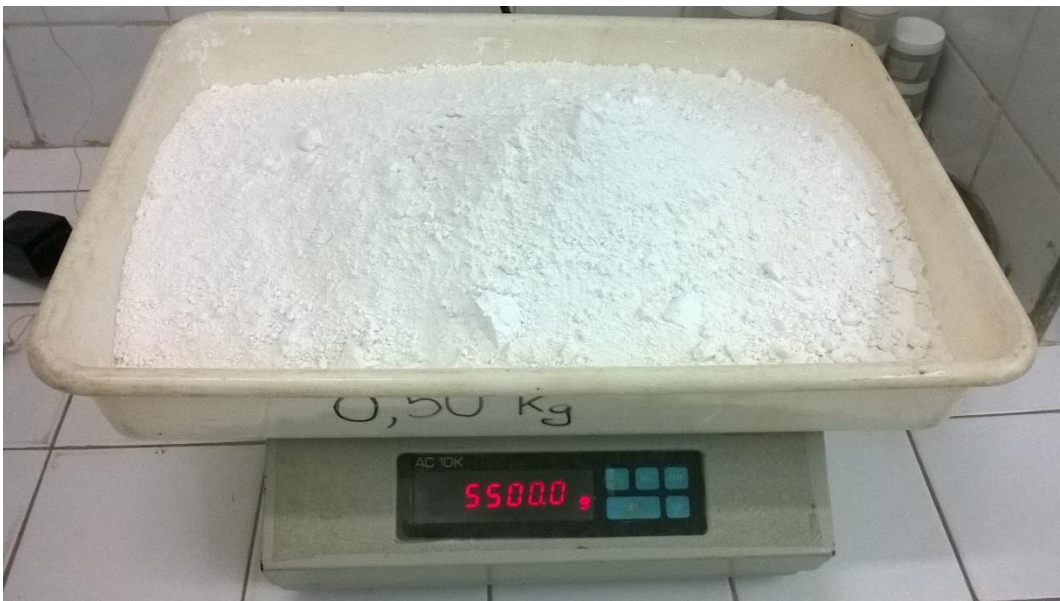


Figura 16 - Amostra de caulim antes da mistura

3.1.2. Caracterização

O solo utilizado foi submetido aos seguintes ensaios de caracterização no Laboratório de Caracterização da COPPE, são eles: o ensaio de granulometria (Figura 17 e Tabela 1), limites de Atterberg (Tabela 2) e densidade real dos grãos. Os resultados são apresentados a seguir:

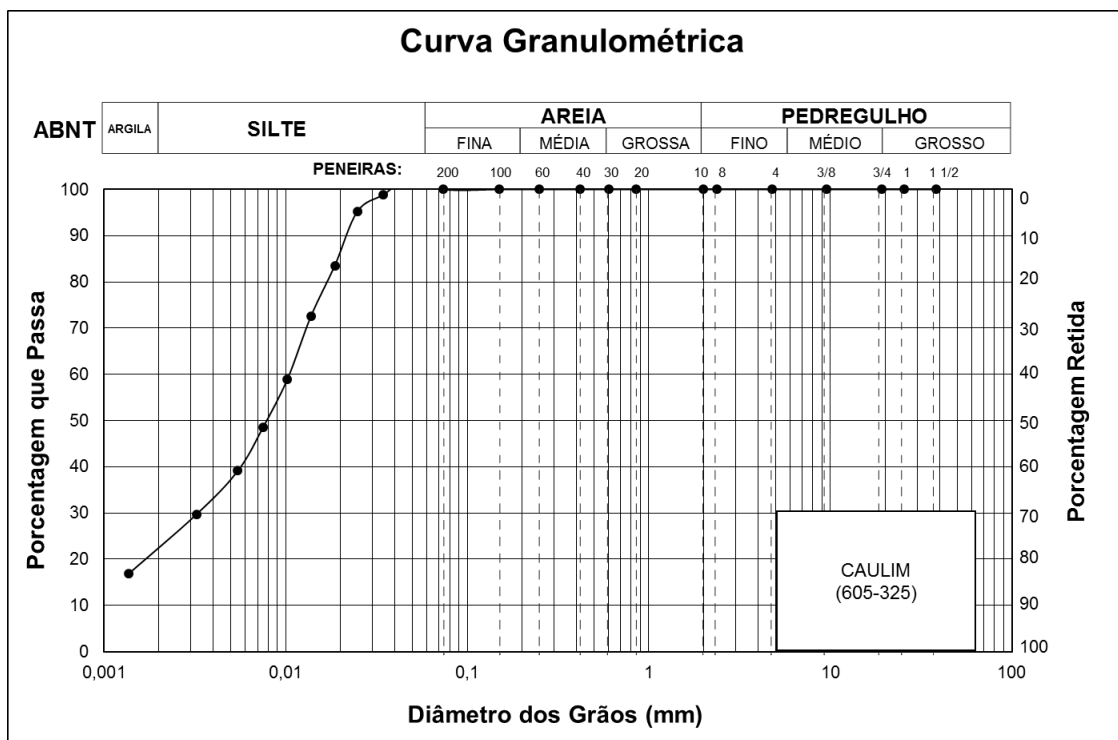


Figura 17 - Curva granulométrica da amostra de caulim

Tabela 1 - Composição granulométrica da amostra

Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
23	77	0	0	0	0

Segundo a NBR7181 (1984), este solo é classificado como uma argila siltosa.

Tabela 2 - Resultado dos ensaios de Limites de Atterberg

Amostra	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de plasticidade (%)
CAULIM (605-325)	54,0%	20,0%	34,0%

A densidade real dos grãos (Gs) obtida para o caulim foi de 2,567.

3.2. Preparo das amostras

Como a amostra é um material industrializado, esta vem seca e por isso teve que ser misturada com água deaerada no misturador da COPPE, ilustrado na Figura 18. Todos os ensaios foram realizados com o caulim preparado com uma umidade

igual a uma vez e meia o Limite de Liquidez, que para esta amostra de caulim é igual a 81%, para que o material tenha uma boa trabalhabilidade, conforme é utilizado no projeto de interação solo-estrutura do Laboratório de Geotecnia da COPPE. Após cada mistura, são realizados ensaios de umidade para comprovar a umidade do material.



Figura 18 - Misturador de solo do Laboratório de Geotecnia da COPPE

A Tabela 3 apresenta as quantidades típicas utilizadas no preparo de amostras deste trabalho.

Tabela 3 - Quantidades típicas utilizadas para preparação de amostras

Mistura típica utilizada	
Caulim (kg)	Água deaerada (kg)
5,500	4,455

O material ao ser misturado apresenta uma consistência fluida, impossibilitando a moldagem de corpos de prova para os ensaios de adensamento oedométrico e triaxiais. Como solução, após o preparo da amostra, esta é preparada no equipamento chamado consolidômetro, ilustrado na Figura 19.



Figura 19 - Consolidômetro da COPPE

A caixa é preparada com uma placa drenante e uma folha de papel filtro no fundo, para permitir a drenagem na face inferior, e aplica-se fluido lubrificante nas faces laterais da caixa para diminuir o atrito lateral. Após o preparo, a caixa é preenchida com o solo em grumos até uma altura de aproximadamente 19cm, altura estimada para que ao final do processo de adensamento a amostra tenha altura suficiente que permita moldar os corpos de prova para o ensaio triaxial. Em seguida, é colocada mais uma folha de papel filtro na face superior e posicionada a placa de aço que irá transmitir a carga do pistão para o solo, conforme ilustrado na Figura 20.

A técnica de grumos consiste em compor a amostra de solo a partir de pequenos pedaços (grumos) que são cuidadosamente dispostos no interior da caixa, com uma colher, até que se forme uma camada. Busca-se criar camadas com grumos de mesmas dimensões para dar maior uniformidade à amostra e a execução por apenas uma pessoa, para que haja uma repetibilidade nas características do material.

A colocação dos grumos insere macro-vazios entre eles, além dos vazios existentes na estrutura do solo, fazendo com que o adensamento tenha uma fase inicial associada com rápidos recalques devidos à rápida redução dos macro-vazios existentes entre os grumos, seguida de adensamento convencional da camada de argila.

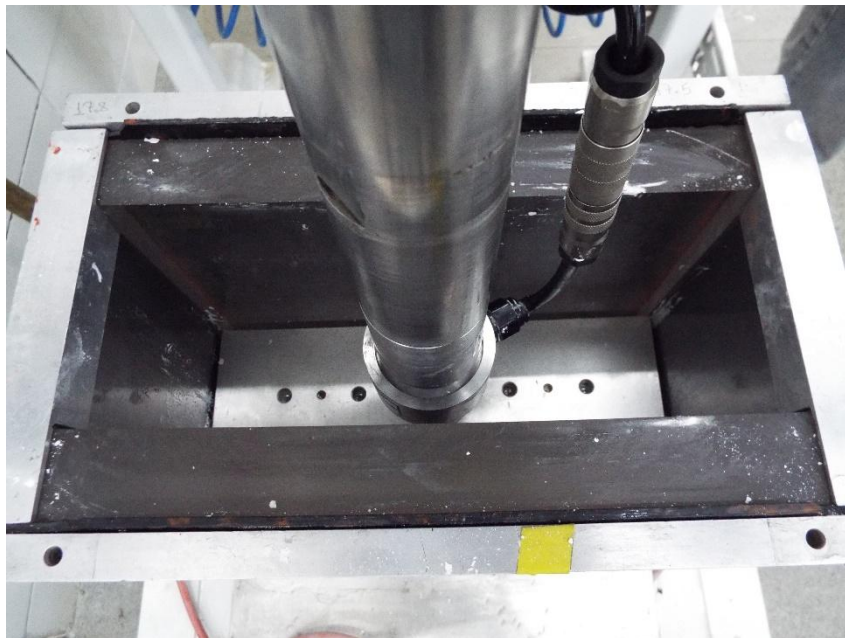


Figura 20 - Caixa com o pistão posicionado

Ao término do preparo, a caixa é levada ao consolidômetro para que sejam aplicadas as cargas. O carregamento é aplicado através de um pistão que possui uma célula de carga que mede a força transferida para a placa de aço, esta etapa é dividida em cinco estágios: 6,25kPa, 12,5kPa, 25kPa, 50kPa e 80kPa. Assim, a amostra deve apresentar uma tensão de pré-adensamento de aproximadamente 80kPa, isto porque parte da força é transferida para as laterais da caixa por atrito.

Cada etapa de carregamento dura 15 (quinze) horas e são programados no consolidômetro no modo semiautomático, isto é, são programados no início do ensaio, conforme apresentado na Figura 23. O período de 15 (quinze) horas foi determinado através de ensaios testes, neles foi observado que houve a estabilização dos recalques após este período. As leituras de carregamento e deformação vertical são tomadas de forma contínua eletronicamente pelo equipamento. A seguir são apresentados na Figura 21 e Figura 22 os gráficos de pressão x tempo e recalque x tempo típico das amostras de caulim adensadas no consolidômetro, respectivamente, e na Figura 23 a configuração do consolidômetro.

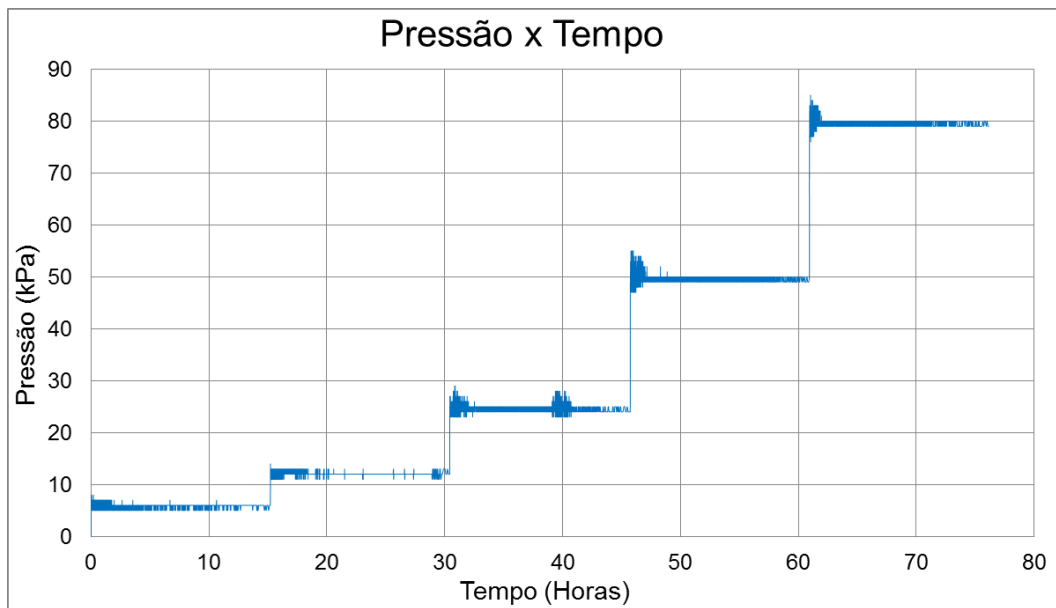


Figura 21 - Gráfico de Pressão x Tempo aplicado no consolidômetro

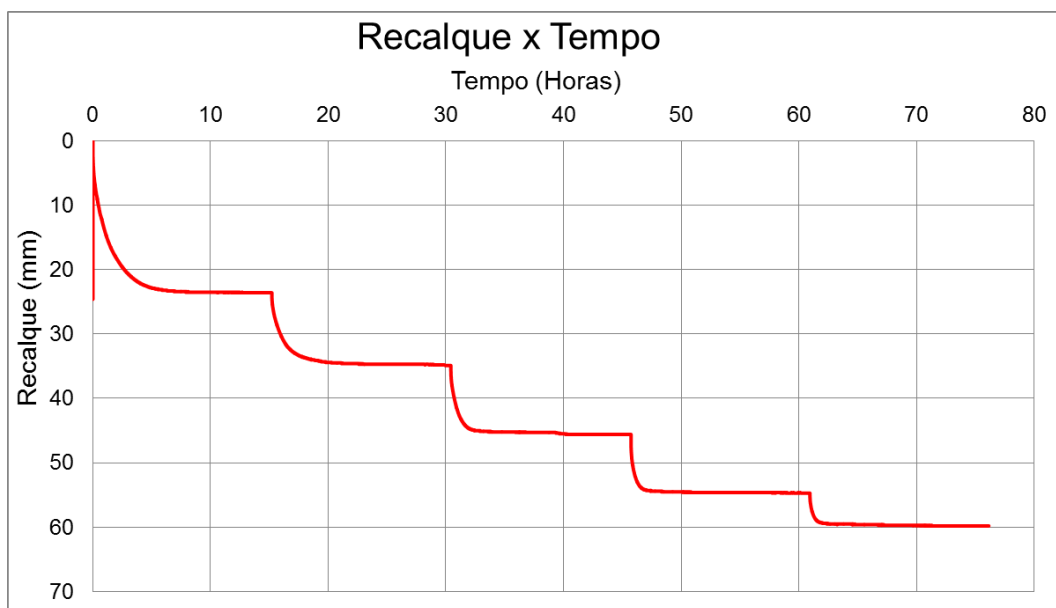


Figura 22 - Gráfico de Recalque x Tempo da amostra no consolidômetro

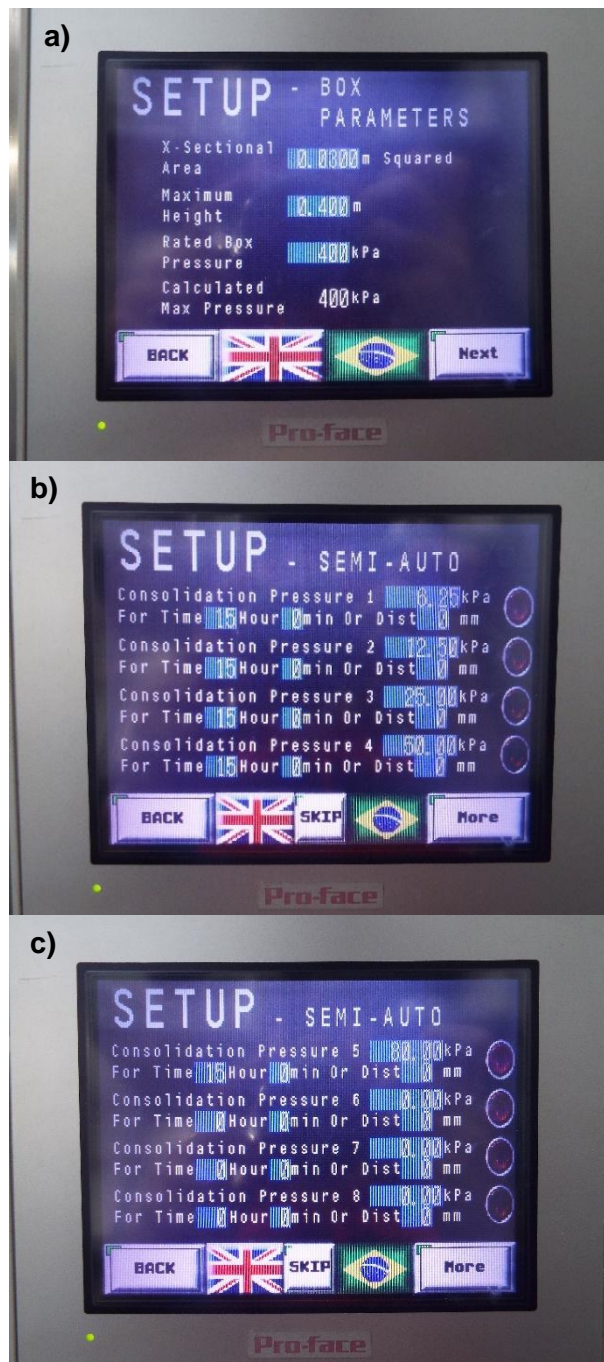


Figura 23 - Monitor do consolidômetro: a) dados da caixa; b) e c) estágios de carga

3.3. Preparo dos corpos de prova para ensaios de laboratório

Terminado a fase de preparação das amostras, a caixa é retirada do consolidômetro para proceder à remoção da amostra de seu interior. As laterais da caixa são removidas para a extração do bloco de solo com boa consistência para a retirada de corpos de prova do ensaio de adensamento oedométrico e moldar os corpos de prova do ensaio triaxial. Cada caixa preparada permite a remoção de quatro

corpos de prova para os ensaios triaxiais e até três para o ensaio de adensamento oedométrico.

Para ensaios de adensamento, é cravado um anel metálico de 3cm de altura e aproximadamente 7cm de diâmetro, para em seguida remover o material no entorno e o excesso da face superior e inferior (ilustrado na Figura 24). Resultando em um corpo de prova igual ao mostrado na Figura 25.



Figura 24 – Moldagem do corpo de prova para o adensamento oedométrico



Figura 25 - Corpo de prova de adensamento oedométrico ao final da moldagem

Para a moldagem de corpos de prova do ensaio de adensamento isotrópico e de compressão triaxiais, o bloco de solo é dividido em quatro partes iguais (Figura 26) e é colocado no moldador, ilustrado na Figura 27, para ser moldado em formato cilíndrico de altura igual a 10cm e diâmetro igual a 5cm.



Figura 26 - Bloco de solo extraído e partido



Figura 27 - Moldagem de corpos de prova de adensamento isotrópico e triaxial

Após a moldagem, todos os corpos de prova são pesados, embalados em saco plástico e armazenados na câmara úmida para evitar a perda de água; também são feitos ensaios de umidade com o material que sobra para utilizar no tratamento dos dados dos ensaios.

Foram elaboradas 5 amostras no consolidômetro, sendo o destino de cada uma apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 - Quadro de amostras preparadas durante a pesquisa

Amostras	Corpos de prova	Ensaio realizado
Amostra 1	Am1-CP1, Am1-CP2, Am1-CP3 e Am1-CP4	Triaxial CIU
	Am1-CP5 e Am1-CP6	Adensamento oedométrico
Amostra 2	Am2-CP1, Am2-CP2, Am2-CP3 e Am2-CP4	Triaxial CAU normalmente adensado
Amostra 3	Am3-CP1, Am3-CP2, Am3-CP3 e Am3-CP4	Triaxial CAU sobreadensado (Série 1)
Amostra 4	Am4-CP1, Am4-CP2, Am4-CP3 e Am4-CP4	Triaxial CAU sobreadensado (Série 2)
Amostra 5	Am5-CP1	Adensamento isotrópico

3.4. Ensaio de adensamento oedométrico

Após extraídos os corpos de prova conforme mencionado no item anterior, estes são posicionados na base de acrílico conforme mostrado na Figura 28.



Figura 28 - Amostra na base de acrílico

Em seguida é colocado o top cap (peça que transfere a carga da prensa para a amostra) para em seguida deixar a amostra imersa, conforme Figura 29.

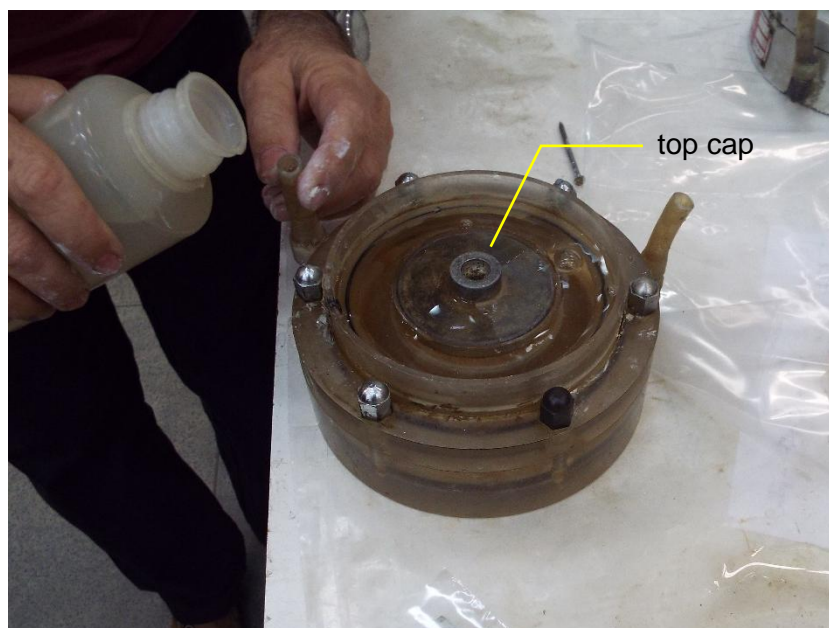


Figura 29 - Colocação do top cap e inundação da amostra

Após seu preparo, a amostra é levada à prensa onde serão aplicadas as pressões do ensaio. Para este trabalho, foram feitos dois corpos de prova utilizando os seguintes estágios de carga: 1,34kPa, 3,125kPa, 6,25kPa, 12,5kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa e 800kPa, seguido de descarregamento para 200kPa e 50kPa, sendo que os dois primeiros estágios de carga são chamados de assentamento, pois a aplicação de cargas maiores nos primeiros estágios pode provocar a perda de material.

Esta pressão é imposta através da colocação de pesos na extremidade da prensa oposta à da amostra (indicado na Figura 30), que são calculados de acordo com a área da amostra e o braço de alavanca da prensa, variando para cada equipamento. As leituras das deformações verticais são feitas no extensômetro (indicado na Figura 30) acoplado na prensa e são tomadas nos seguintes intervalos de tempo em minutos: 0; 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120 e 1440. Seguindo o descrito na norma NBR 12007 – 1990 que regula a metodologia do ensaio de adensamento unidimensional

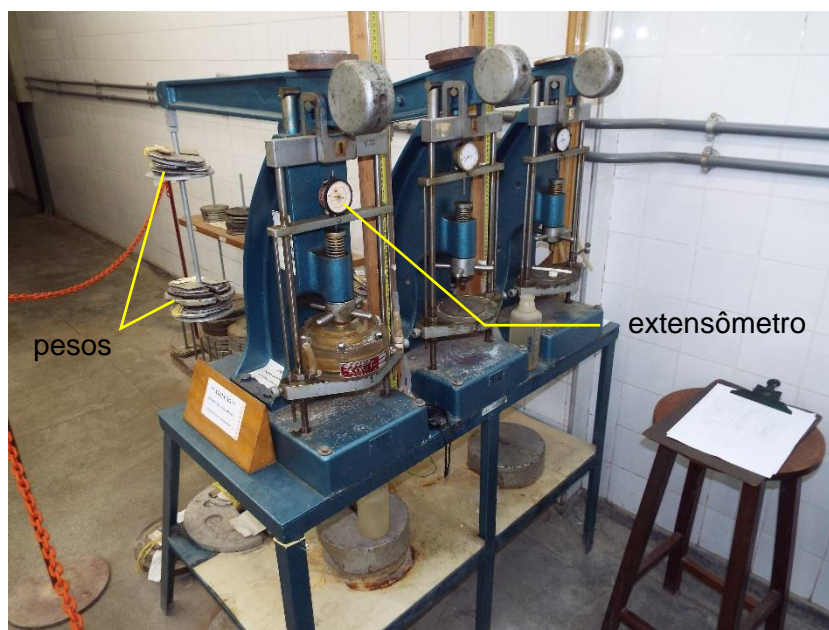


Figura 30 - Prensa com local para os pesos e o extensômetro indicados

3.5. Ensaio de adensamento isotrópico

Após a moldagem do corpo de prova, este é posicionado na base da câmara com uma pedra porosa e papel filtro (Figura 31). Em seguida, com o corpo de prova

posicionado, é colocada uma folha circular de papel filtro e outra pedra porosa no topo do corpo de prova e tiras de papel filtro em seu entorno (Figura 32).

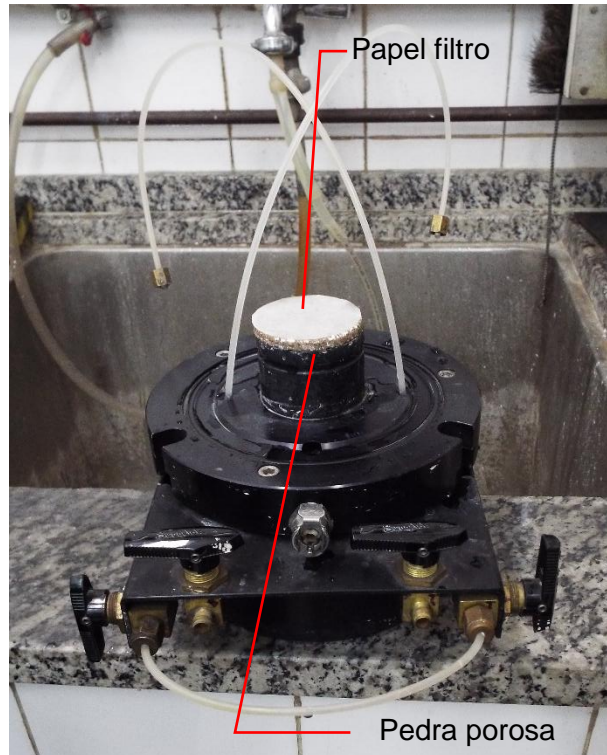


Figura 31 – Base preparada para receber o corpo de prova



Figura 32 – Colocação do papel filtro

Colocado o papel filtro, é posicionado o top cap e colocada a membrana de látex envolta do corpo de prova (Figura 33), para enfim fechar a câmara acrílica, posicionar o pistão e encher a câmara com água (Figura 34).



Figura 33 – Corpo de prova com top cap e membrana de látex



Figura 34 – Corpo de prova confinado na câmara de acrílico

A seguir, a câmara é posicionada no equipamento para dar início ao ensaio. Este ensaio consiste em adensar o corpo de prova sob tensões isotrópicas (tensões

vertical e confinante iguais) em estágios. Neste trabalho foram feitos estágios de carregamento e descarregamento conforme Tabela 5, sendo que cada estágio teve uma duração de três horas e o descarregamento foi feito para a obtenção do parâmetro κ .

Tabela 5 – Estágios de carga do adensamento isotrópico

Estágio de carga	Tipo	σ'_v (kPa)	σ_c (kPa)
1	Carregamento	50,0	50,0
2	Carregamento	100,0	100,0
3	Carregamento	200,0	200,0
4	Descarregamento	100,0	100,0
5	Carregamento	200,0	200,0
6	Carregamento	400,0	400,0

A metodologia de preparo do corpo de prova para colocação no equipamento deste ensaio é o mesmo que o realizado para os ensaios CIU, CAU normalmente adensado e CAU sobreadensado, variando apenas a aplicação das cargas após o preparo.

3.6. Ensaio de compressão triaxial CIU

O ensaio CIU é composto por três fases: saturação, adensamento isotrópico e ruptura. O processo de saturação foi previamente descrito no item 2.7.1. O adensamento é feito de forma similar ao ensaio de adensamento isotrópico, no entanto não são feitos estágios de carga, apenas aplicada a tensão efetiva vertical e confinante do ensaio. Este trabalho apresenta quatro ensaios CIU, com tensões de adensamento apresentados na Tabela 6. Estas tensões são mantidas até o começo da fase de ruptura.

Tabela 6 – Tensões de adensamento para cada corpo de prova do ensaio CIU

Ensaio	Corpo de prova	σ_v (kPa)	σ_c (kPa)
CIU	Am1-CP1	100	100
	Am1-CP2	200	200
	Am1-CP3	300	300
	Am1-CP4	400	400

A fase de ruptura foi previamente descrita no item 2.7.1.

3.7. Ensaio de compressão triaxial CAU normalmente adensado

O ensaio CAU normalmente adensado é composto por três fases: saturação, adensamento anisotrópico e ruptura. O processo de saturação foi previamente descrito no item 2.7.1. A fase de adensamento anisotrópico é feito através da aplicação de tensões verticais efetivas maiores do que a tensão confinante efetiva e, neste trabalho, a tensão confinante efetiva foi calculada de acordo com o $K_{0,na}$, dado pela equação 25, e seus valores são apresentados na Tabela 7. Estas tensões são mantidas até o começo da fase de ruptura.

Tabela 7 - Tensões de adensamento para cada corpo de prova do ensaio CAU normalmente adensado

Ensaio	Corpo de prova	$K_{0,na}$	σ'_v (kPa)	$\sigma_c = K_{0,na} \cdot \sigma'_v$ (kPa)	σ_d (kPa)
CAU na	Am2-CP1	0,485	100,0	48,5	51,5
	Am2-CP2	0,485	200,0	97,0	103,0
	Am2-CP3	0,485	300,0	145,5	154,5
	Am2-CP4	0,485	400,0	194,0	206,0

A fase de ruptura foi previamente descrita no item 2.7.1.

3.8. Ensaio de compressão triaxial CAU sobreadensado

O ensaio CAU normalmente adensado é composto por três fases: saturação, adensamento anisotrópico e ruptura. O processo de saturação foi previamente descrito no item 2.7.1. A fase de adensamento anisotrópico é feito em duas partes: adensamento anisotrópico normalmente adensado e adensamento anisotrópico sobreadensado. Na primeira parte todos os corpos de prova são preparados com as tensões apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Tensões da primeira parte do adensamento anisotrópico

Parte 1 do adensamento anisotrópico				
Ensaio	Corpo de prova	$K_{0,na}$	σ'_{v0} (kPa)	σ_{c0} (kPa)
CAU sa	Am2-CP1	0,485	400,0	194,0
	Am2-CP2	0,485	400,0	194,0
	Am2-CP3	0,485	400,0	194,0
	Am2-CP4	0,485	400,0	194,0

Quando houver a total dissipação do excesso de poropressão e estabilização das deformações do corpo de prova, dá-se início ao adensamento anisotrópico sobreadensado. Nesta parte, as tensões verticais são aliviadas para se obter o OCR do corpo de prova e as tensões confinantes calculadas com o $K_{0,sa}$, dado pela equação 26. A Tabela 9 apresenta um resumo das tensões da segunda parte do adensamento.

Tabela 9 – Tensões da segunda parte do adensamento anisotrópico

Parte 2 do adensamento anisotrópico						
Ensaio	Corpo de prova	OCR	$K_{0,sa}$	$\sigma'_v = \sigma'_{v0}/OCR$ (kPa)	$\sigma'_c = K_{0,sa} \cdot \sigma'_v$ (kPa)	σ_d (kPa)
CAU sa	Am2-CP1	1,0	0,485	400,0	194,0	206,0
	Am2-CP2	1,5	0,598	266,7	159,4	107,3
	Am2-CP3	2,7	0,809	148,1	119,8	28,3
	Am2-CP4	4,0	0,990	100,0	99,0	1,0

Após a dissipação do excesso de poropressão e estabilização das deformações, dá-se início à fase de ruptura que foi previamente descrita no item 2.7.1.

3.9. Modelagem física em centrífuga

A modelagem centrífuga possibilita a análise de problemas reais através de modelos reduzidos que utilizam o solo do local a ser estudado. Estes modelos podem ser acelerados na centrífuga geotécnica de modo a serem submetidos à uma aceleração radial que simula a aceleração da gravidade, no entanto com um fator de escala N (N vezes maior que a aceleração da gravidade terrestre). Algumas das principais vantagens de sua utilização são a redução do tempo de adensamento e das dimensões dos modelos. A Tabela 10 apresenta os parâmetros e a relação de escala da centrífuga.

Tabela 10 – Relação de escala de ensaios centrífugos

Parâmetro	Relação de escala
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Tensão	1
Deformação	1
Força	1/N ²
Momento fletor	1/N ³
Tempo (difusão)	1/N ²
Tempo (relaxação)	1

3.9.1. Ensaio T-bar

Stewart e Randolph (1991) desenvolveram uma ferramenta denominada de Penetrômetro barra T (T-bar), que fornece um perfil contínuo de resistência do solo. A Figura 35 apresenta uma foto do mini-T-bar que é utilizado em ensaios na centrifuga geotécnica.

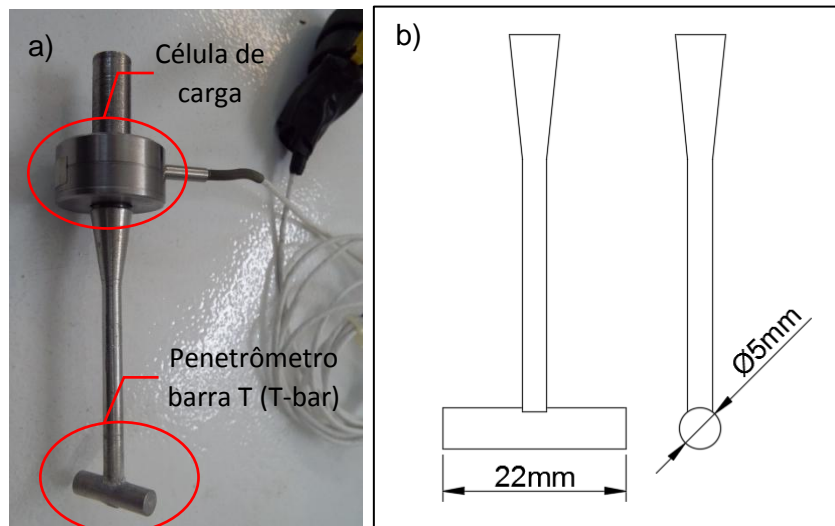


Figura 35 – a) T-bar com célula de carga; b) dimensões do T-bar

O ensaio T-bar é realizado para avaliar o perfil de resistência do solo da amostra onde serão realizados outros ensaios. Os ensaios T-bar são conduzidos através de duas fases distintas: adensamento e penetração da barra.

Na primeira fase, a amostra da é preparada de forma semelhante à dos outros ensaios. Sua mistura é feita com o misturador apresentado na Figura 18, com a mesma umidade de preparo (81%). No entanto, não há o preparo no consolidômetro, o resultado da mistura é posto na caixa da centrífuga, também pela técnica de grumos, e adensado na centrífuga geotécnica com uma placa metálica de 18mm de espessura exercendo uma sobrecarga. Esta caixa é levada ao interior da centrífuga e gira com uma rotação que gera uma aceleração radial de 100G (cem vezes a gravidade terrestre). A seguir encontra-se a Figura 36 com um “raio-x” da centrífuga.

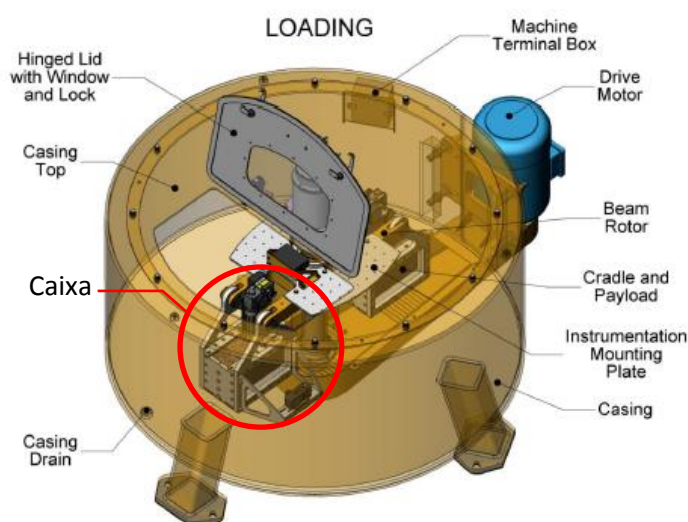


Figura 36 – Esquema da caixa no interior da centrífuga

Na fase de adensamento é realizado o monitoramento dos valores de poropressão e leituras de variação de altura da amostra. Este controle permite estimar o tempo para o término do adensamento e a dimensão do recalque total ocorrido no solo ao final do adensamento.

Na segunda fase é realizada a penetração da barra no solo, com a amostra submetida a valores de 33G. A barra cilíndrica é empurrada contra o solo e a força necessária à penetração é medida através de uma célula de carga, posicionada acima da barra horizontal. A obtenção de S_u a partir da barra T é feita por meio da equação de Stewart e Randalf (*apud* Fagundes *et al.*, 2012):

$$S_u = F_v / (N_b \cdot d_{T-bar} \cdot L) \quad (33)$$

onde F_v é a força vertical medida na célula de carga durante a cravação do T-bar; d_{T-bar} e L são o diâmetro (5mm) e o comprimento (22mm) do T-bar e N_b é o fator do T-bar (igual a 10,5).

A seguir, é apresentada a Figura 37 que representa as tensões no solo quando a amostra é submetida à 33G e 100G, com e sem sobrecarga, para facilitar o entendimento da diferença das tensões no adensamento e penetração da barra T.

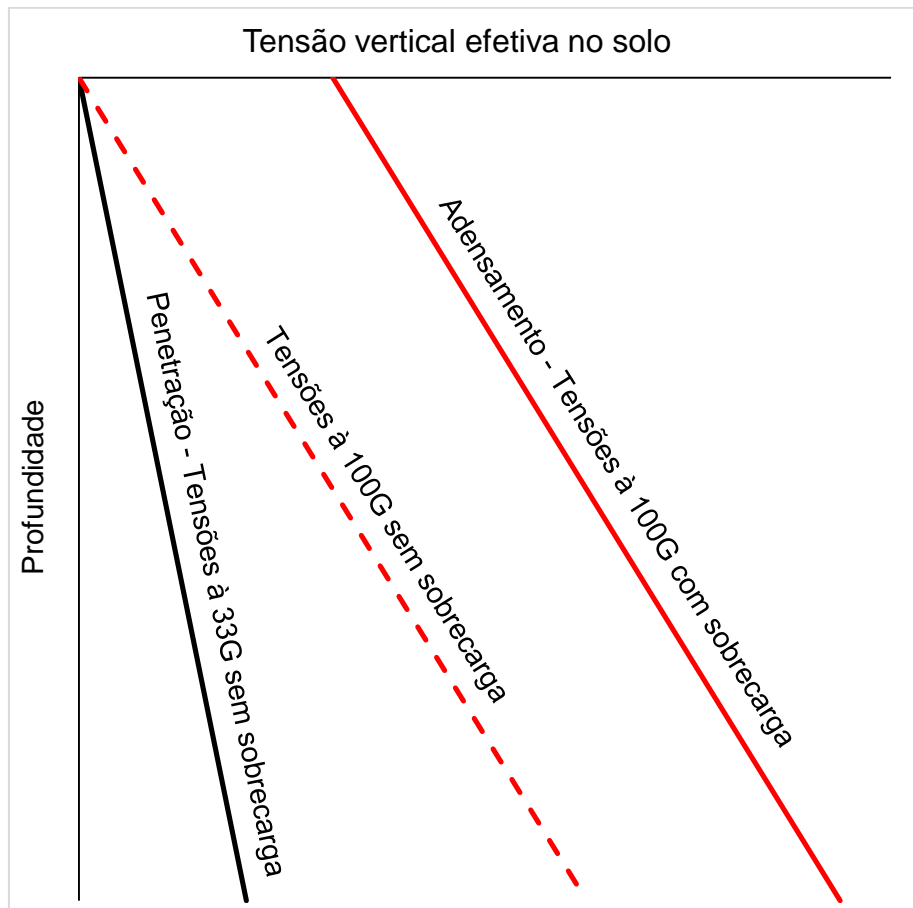


Figura 37 – Gráfico de profundidade x tensão vertical típico do ensaio T-bar

Esta diferença entre as declividades da reta à 33G e 100G se dá pelas diferentes acelerações que são impostas na centrífuga, já as retas à 100G são paralelas devido à mesma aceleração.

4. Resultados

Este capítulo dedica-se a apresentar os dados dos ensaios realizados e os parâmetros do modelo Cam-Clay do solo fabricado obtidos a partir deles.

4.1. Ensaio de adensamento

Nesta pesquisa foram preparados dois corpos de prova para a execução de ensaios de adensamento oedométrico e um para o ensaio de adensamento isotrópico, a fim de obter os parâmetros de compressibilidade e parâmetros do Cam-Clay (λ e κ) a partir das curvas de adensamento.

4.1.1. Ensaio de adensamento oedométrico

Os valores de λ e κ podem ser obtidos a partir dos valores de C_c e C_s , tirados da curva de adensamento oedométrico plotado no gráfico e $\times \sigma'_v$ em escala logarítmica, através das equações 17 e 18. As curvas encontradas para os corpos de prova são apresentados abaixo na Figura 38.

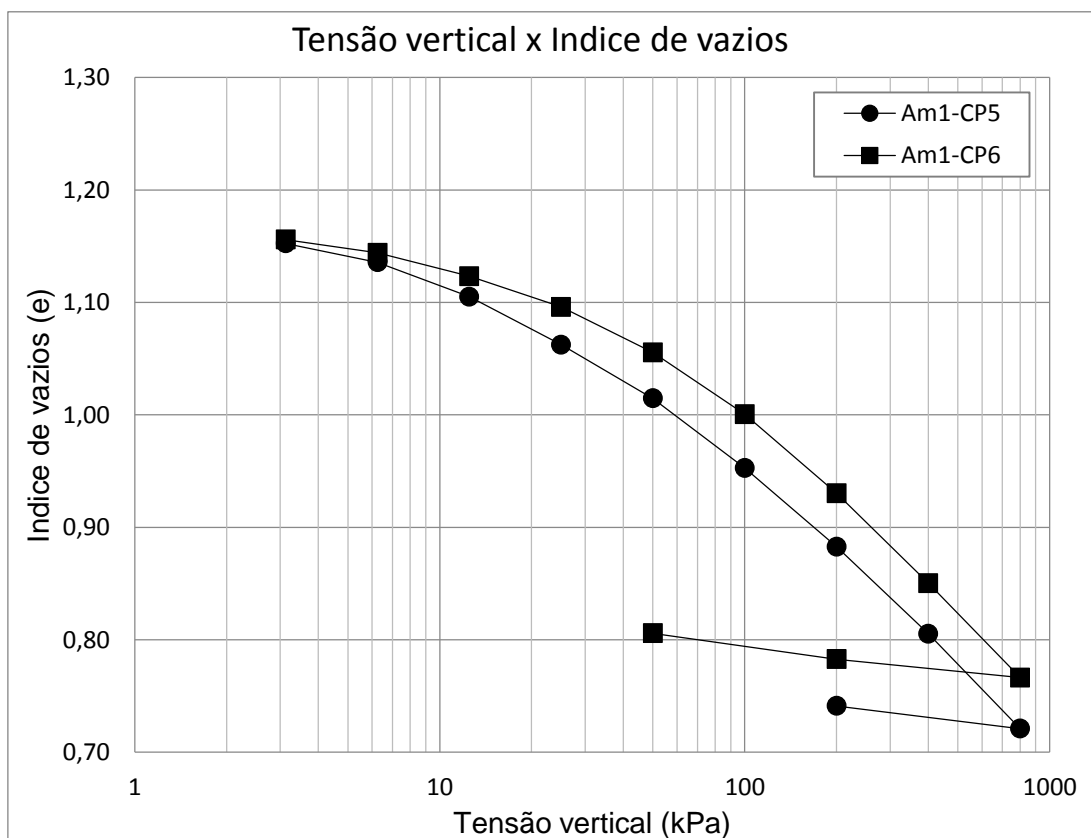


Figura 38 - Gráfico de adensamento oedométrico

Foi calculada a tensão de pré-adensamento para estas amostras utilizando o método de Pacheco Silva (Sousa Pinto, 2002), resultando em 51,0kPa para o corpo de prova AM1-CP5 e 52,2kPa para AM1-CP6. A amostra apresentou uma tensão de pré-adensamento média de 51,6kPa; este valor é menor do que a tensão aplicada pelo consolidômetro, entretanto este comportamento era esperado devido ao atrito nas paredes internas da caixa utilizada.

A partir das curvas da Figura 38, foram calculados os valores de C_c através de regressão linear dos trechos da reta virgem. Para o cálculo, foram considerados os resultados para as tensões superiores à de pré-adensamento e próximos das tensões que foram utilizados no ensaio de adensamento isotrópico.

O parâmetro C_c , equivale ao coeficiente angular da reta de compressão virgem, foi encontrado para ambos os corpos de prova, resultando nos valores 0,245 e 0,250 para os corpos de prova 5 e 6, respectivamente, apresentados na Figura 39. Ambos apresentaram o coeficiente de correlação (R^2) de 0,999.

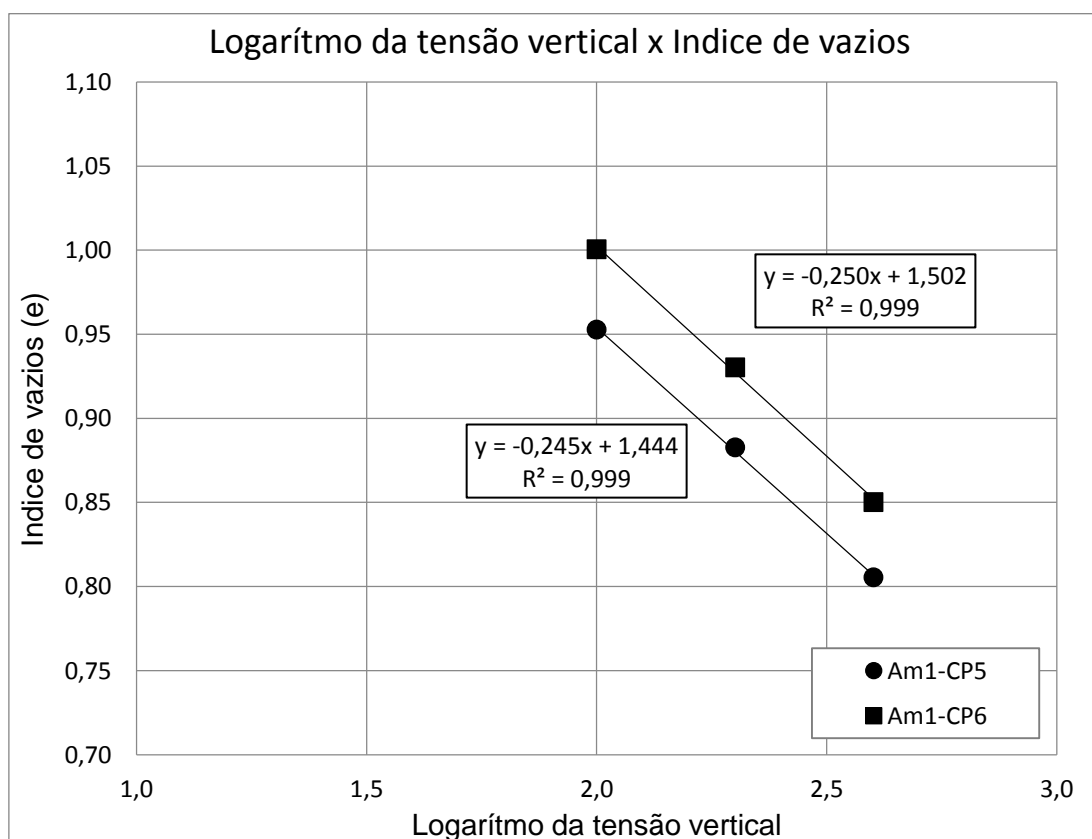


Figura 39 – Regressão linear para determinação do parâmetro C_c

Os valores de C_s foram obtidos através de regressão linear da reta de descompressão dos ensaios apresentados na Figura 38. O parâmetro C_s equivale ao coeficiente angular da reta de descompressão, foram encontrados o valor 0,033 para os corpos de prova 5 e 6, apresentados na Figura 40. A regressão linear apresentou o coeficiente de correlação de 0,99 para ambos corpos de prova.

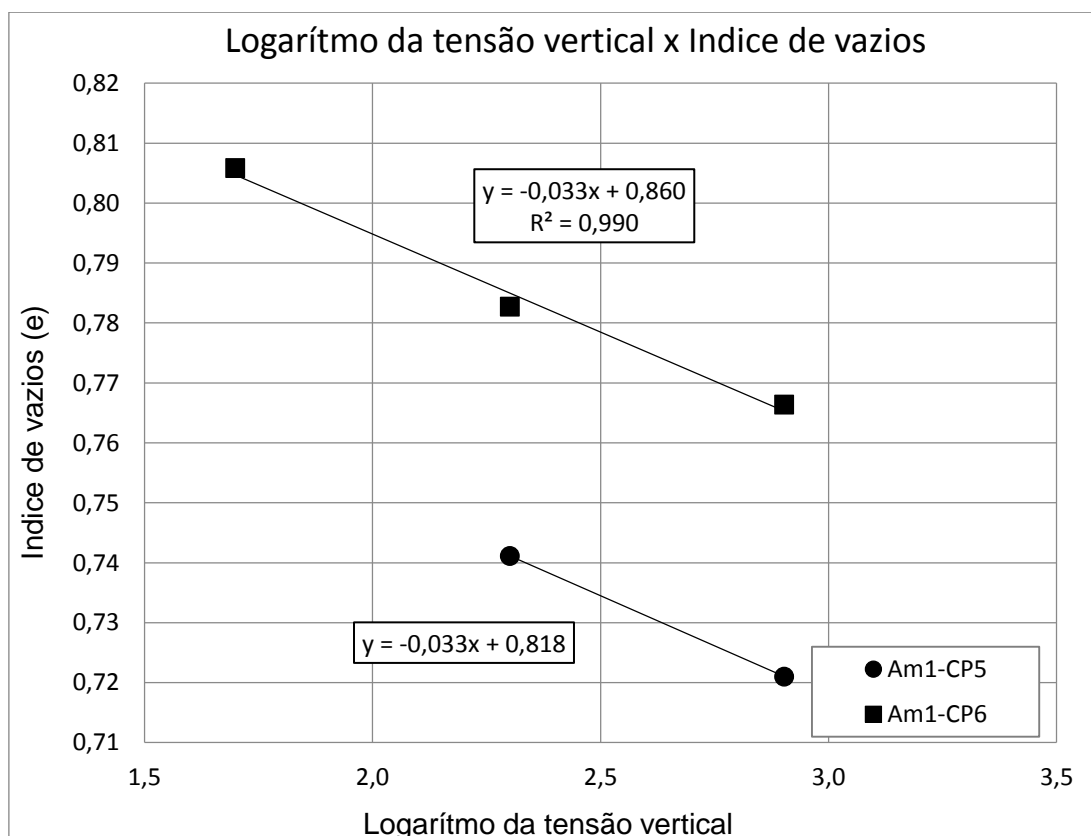


Figura 40 – Regressão linear para determinação do parâmetro C_s

Abaixo se encontra a Tabela 11, nela são apresentados os resultados incluindo os parâmetros λ e κ calculados utilizando as equações 17 e 18.

Tabela 11 - Resultados dos ensaios de adensamento oedométrico

Amostra	σ'_{vm} (kPa)	C_c	C_s	C_s/C_c	λ	κ	Λ
Am1-CP5	51,0	0,245	0,033	0,137	0,106	0,015	0,86
Am1-CP6	52,2	0,250	0,033	0,131	0,108	0,014	0,87

Foi possível obter o valor do parâmetro N_{1D} (volume específico à tensão unitária do adensamento oedométrico) através da função da regressão linear dos

resultados dos ensaios plotados no espaço $v \times \ln(p')$, igualando x à zero ($\ln 1 = 0$). A regressão linear encontra-se na Figura 41 e os resultados estão apresentados na Tabela 12.

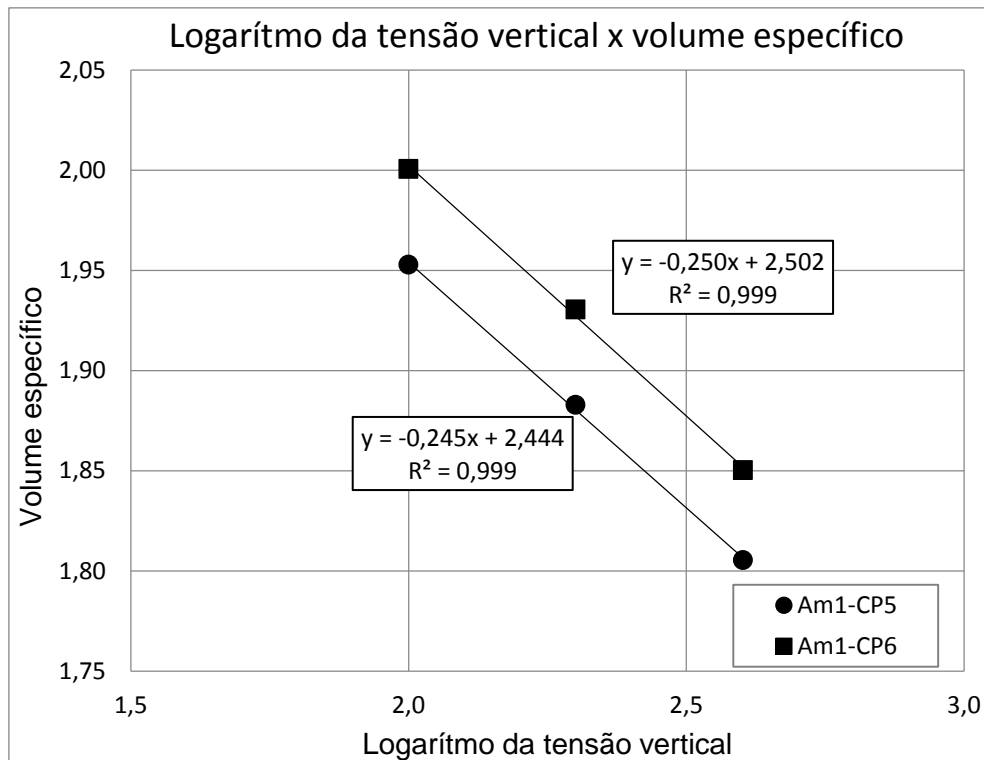


Figura 41 – Regressão linear dos resultados do adensamento oedométrico no espaço $v \times \ln(p')$

Tabela 12- Resultados de N_{1D} para os ensaios de adensamento isotrópico e oedométrico

Amostra	N_{1D}
Am1-CP5	2,444
Am1-CP6	2,502

Foram calculados os valores do coeficiente de adensamento c_v para cada estágio de carregamento, pelo método de Taylor. Seu valores estão apresentados abaixo na Tabela 13.

Tabela 13 – Valores de c_v para o ensaio de adensamento oedométrico

Corpo de prova	σ'_v (kPa)	c_v (m ² /s)
Am1-CP5	6,25	9,90E-07
	12,5	2,23E-06
	25,0	1,71E-06
	50,0	2,22E-06
	100,0	1,95E-06
	200,0	2,60E-06
	400,0	2,90E-06
	800,0	3,57E-06
Am1-CP6	6,25	8,63E-07
	12,5	1,40E-06
	25,0	3,97E-06
	50,0	5,58E-06
	100,0	2,76E-06
	200,0	2,39E-06
	400,0	2,89E-06
	800,0	4,05E-06

Os resultados do CP5 e CP6 apresentam-se próximos entre si, com exceção dos carregamentos de 12,5kPa, 25kPa e 50kPa. Os gráficos de deslocamento vertical x raiz do tempo são apresentados no ANEXO 3 da Figura 72 à Figura 87.

4.1.2. Ensaio de adensamento isotrópico

Neste ensaio foi moldado um corpo de prova para a obtenção dos parâmetros λ e κ , obtido a partir da curva $v \times \ln p'$. O parâmetro λ corresponde à inclinação da reta de compressão virgem da amostra, ou seja, seu coeficiente angular. A Figura 42 apresenta os resultados obtidos.

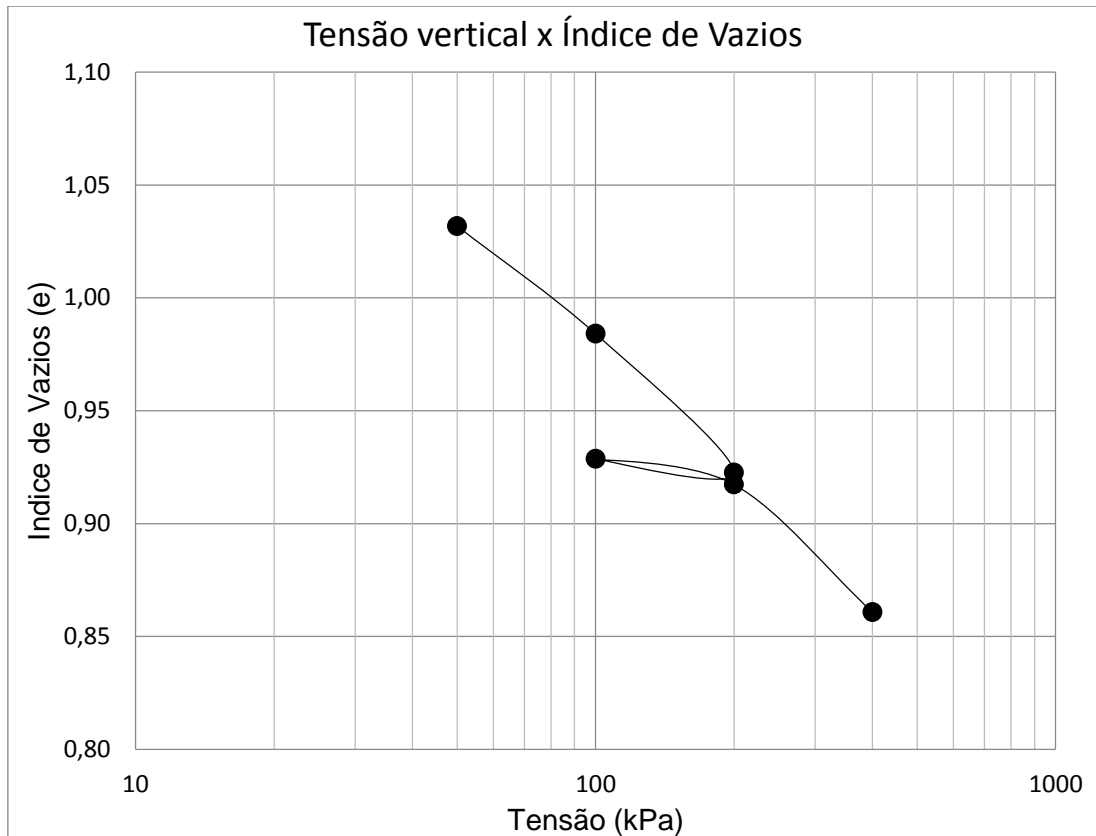


Figura 42 – Gráfico de adensamento isotrópico

Para o trecho de compressão, foi feita a regressão linear dos pontos obtidos para determinar o valor de λ . Contudo foi necessário executar o tratamento dos dados, obtendo os valores de v a partir do índice de vazios utilizando a equação 3, além do cálculo do logaritmo natural de p' . O parâmetro λ encontrado neste ensaio foi de 0,089 com um coeficiente de correlação 0,997, a regressão linear é apresentada a seguir na Figura 43.

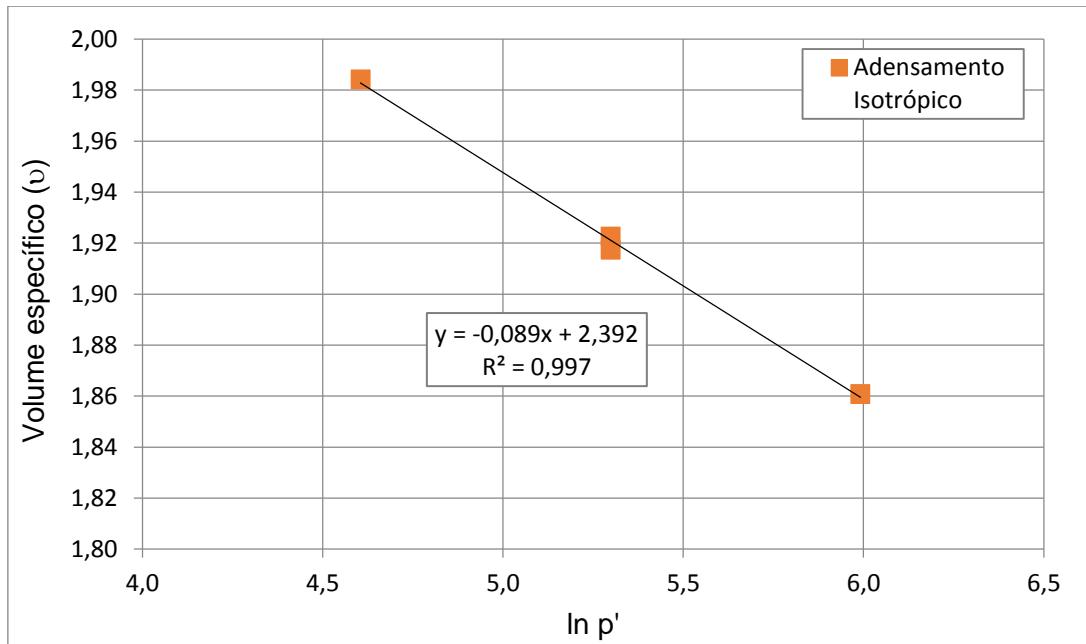


Figura 43 - Trecho da reta de compressão no ensaio de adensamento isotrópico

Foi possível obter o valor do parâmetro N (volume específico à tensão unitária do adensamento isotrópico) através da função da regressão linear dos resultados dos ensaios plotados na Figura 43, igualando x a zero ($\ln 1 = 0$), resultando num valor igual a 2,392.

Em seguida, foi realizada a regressão linear do trecho de descompressão com os pontos obtidos a fim de obter o valor de κ . O mesmo tratamento dos dados utilizado na determinação do índice λ foi utilizado. O parâmetro κ encontrado neste ensaio foi de 0,016, a regressão linear é apresentada abaixo na Figura 44.

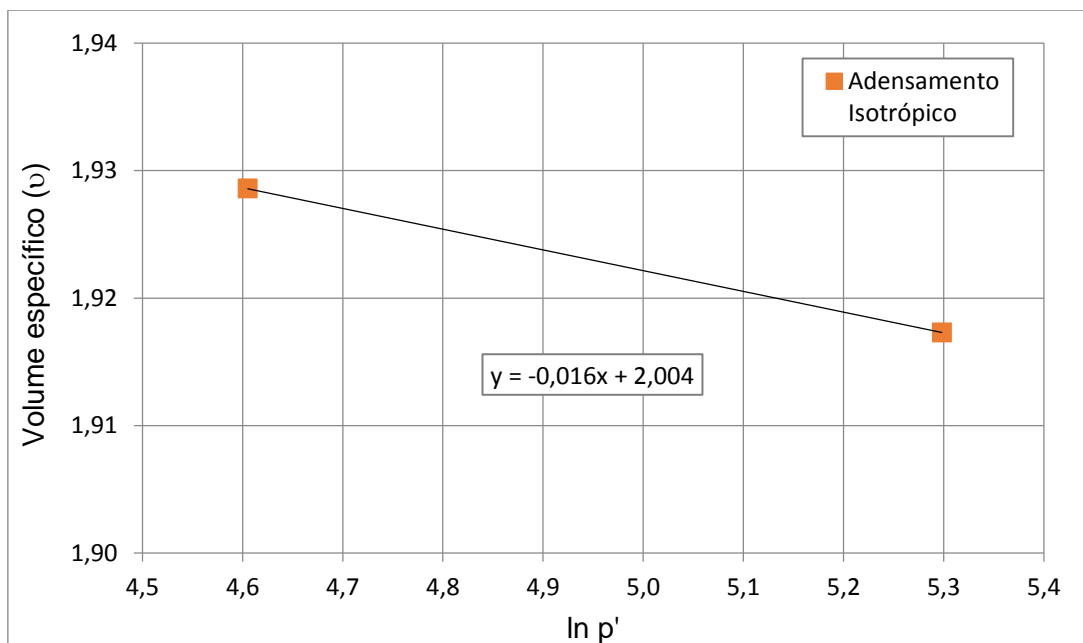


Figura 44 - Reta de descompressão do ensaio de adensamento isotrópico

Abaixo se encontra a Tabela 14 com os resultados do ensaio de adensamento isotrópico e o parâmetro Λ calculado a partir da equação 19.

Tabela 14 - Resultados dos ensaios de adensamento isotrópico

Amostra	e_0	N	λ	κ	Λ
Am4-CP1	1,173	2,392	0,089	0,016	0,82

Também foi obtido o valor do parâmetro Γ a partir da equação 7, utilizando o valor de N encontrado no ensaio de adensamento isotrópico. Neste caso, Γ é igual a 2,320.

4.2. Ensaios Triaxiais

4.2.1. Ensaios triaxiais CIU

Nesta pesquisa foram realizados quatro ensaios CIU, cada um com uma tensão diferente, a fim de obter a envoltória de resistência no estado crítico, a Tabela 15 apresenta os corpos de prova e tensões utilizadas.

Tabela 15 – Tensões confinantes usadas nos ensaios de compressão triaxial CIU

Tipo	Corpo de prova	σ_v (kPa)	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)
CIU	Am1-CP1	100,0	100,0	0,0
	Am1-CP2	200,0	200,0	0,0
	Am1-CP3	300,0	300,0	0,0
	Am1-CP4	400,0	400,0	0,0

Nestes ensaios, por serem isotrópicos, a tensão vertical aplicada é igual à tensão confinante ($K_0=1$) e, pelo fato dos corpos de prova serem normalmente adensados, o OCR é igual à 1,0.

Os ensaios CIU resultaram nos caminhos de tensão apresentados na Figura 45.

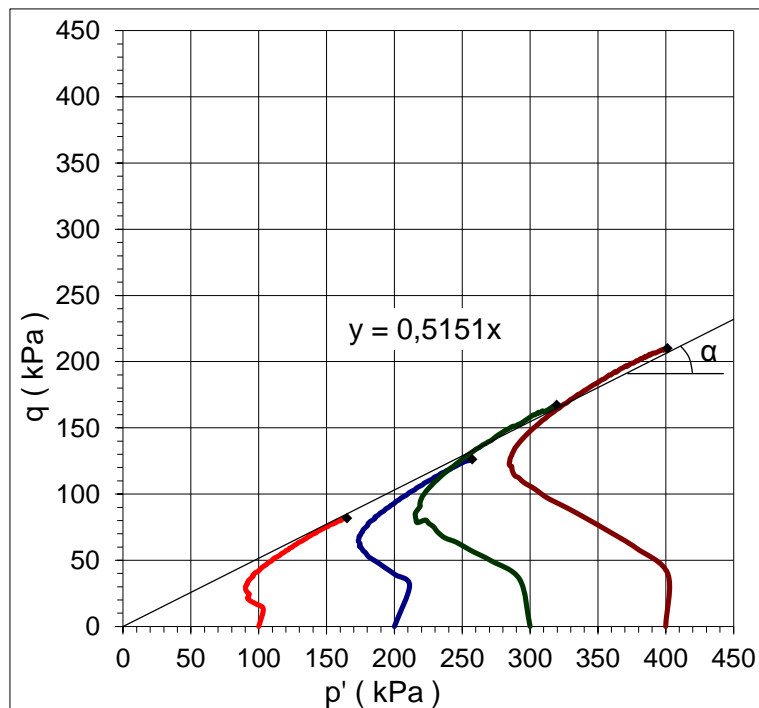


Figura 45 – Caminhos de tensão dos ensaios CIU

Os valores de S_u são apresentados na Tabela 16 e as curvas de tensão x deformação, poropressão x deformação, σ_1/σ_3 x deformação e parâmetro A x deformação são apresentados da Figura 57 à Figura 60, respectivamente, presentes no ANEXO 1.

Tabela 16 - Valores de S_u encontrados nos ensaios CIU

Corpo de prova	S_u (kPa)	S_u/σ'_c
Am1-CP1	81,8	0,818
Am1-CP2	126,2	0,631
Am1-CP3	167,3	0,558
Am1-CP4	210,2	0,526

Neste caso, como a linha de tendência dos pontos que compõe a envoltória de resistência no estado crítico geravam uma coesão efetiva (c') negativa, esta foi forçada a passar pela origem resultando em um ângulo de atrito interno efetivo (φ'_{cs}) de $31,0^\circ$, que foi encontrado a partir do coeficiente angular (α) da envoltória de resistência no estado crítico da Figura 45. Sendo 0,5151 o coeficiente angular, foi obtido o valor de $31,0^\circ$ a partir da seguinte equação:

$$\varphi'_{cs} = \arcsen[\text{tg}(\alpha)] \quad (34)$$

Conforme descrito no item 2.5, o parâmetro M é uma função do ângulo de atrito interno efetivo do solo, e é definido pela equação 16. Nesta equação foi utilizado o valor de φ'_{cs} encontrado nos ensaios CIU ($31,0^\circ$) e o valor encontrado foi 1,244.

Comparando os resultados experimentais com a equação 20, tem-se para o modelo Cam-Clay os valores de S_u/p' conforme apresentado na Tabela 17.

Tabela 17 – Valores de S_u/p' para o modelo Cam-Clay

Ensaio	Corpo de prova	λ	κ	Λ	M	S_u/p'
Oedométrico	Am1-CP5	0,106	0,015	0,86	1,244	0,262
	Am1-CP6	0,108	0,014	0,87		0,261
Isotrópico	Am5-CP1	0,089	0,016	0,82		0,274

Comparando os resultados experimentais com a equação 21, tem-se para o modelo Cam-Clay modificado os valores de S_u/p' conforme apresentado na

Tabela 18.

Tabela 18 – Valores de S_u/p' para o modelo Cam-Clay modificado

Ensaio	Corpo de prova	λ	κ	Λ	M	S_u/p'
Oedométrico	Am1-CP5	0,106	0,015	0,86	1,244	0,342
	Am1-CP6	0,108	0,014	0,87		0,341
Isotrópico	Am5-CP1	0,089	0,016	0,82		0,352

Os valores de S_u/σ'_c encontrados ($0,8 < S_u/\sigma'_c < 0,6$) são considerados altos, tendo em vista que os valores deveriam variar entre 0,261 e 0,352, que foram os valores encontrados nas equações 20 e 21. Estes resultados indicam um comportamento atípico para este material.

A partir dos dados dos ensaios triaxiais CIU, foi possível determinar o módulo de elasticidade de Young e o módulo cisalhante. Visto que os ensaios CIU são do tipo não-drenado, o módulo de elasticidade é, por definição, o módulo de elasticidade não-drenado (E_u). Este é encontrado através da razão entre tensão desviadora e deformação específica, que são obtidos através da prensa automática. Para esta pesquisa foi determinado o módulo de elasticidade secante correspondente a 50% da tensão desviadora máxima (E_{u50}).

Calculado o valor de E_u , pode-se definir o valor de G_u através da equação 11, considerando o coeficiente de Poisson do material igual a 0,50. Este valor de μ pode ser obtido a partir da Teoria da Elasticidade, visto que no ensaio CIU não há variação de volume por ser do tipo não-drenado. A Tabela 19 apresenta os resultados encontrados para estes ensaios.

Tabela 19 - Valores de E_u e G em MPa

Corpo de prova	E_u (MPa)	G_u (MPa)
Am1-CP1	0,877	0,293
Am1-CP2	2,839	0,946
Am1-CP3	3,544	1,181
Am1-CP4	6,476	2,159

Este conjunto de ensaios foi necessário para a determinação do coeficiente de empuxo no repouso no estado normalmente adensado ($K_{0,na}$), através da formulação de Jaky (1944), apresentada no item 2.7.4 (equação 25). Neste caso foi encontrado um $K_{0,na}$ igual a 0,485; que foi utilizado nos ensaios apresentados a seguir.

4.2.2. Ensaios triaxiais CAU normalmente adensados (série 1 – $K_{0,na} = 0,485$)

Com o valor de $K_{0,na}$ encontrado no item anterior, foi possível determinar as tensões a serem utilizadas para os ensaios CAU normalmente adensado. As tensões verticais utilizadas foram iguais às do ensaio CIU, no entanto as tensões de confinamento foram determinadas pela multiplicação da tensão vertical efetiva pelo parâmetro $K_{0,na}$. As tensões utilizadas são apresentadas na Tabela 20.

Tabela 20 - Características dos ensaios CAU normalmente adensados

Tipo	Corpo de prova	K_0	σ'_v (kPa)	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)
CAU n.a.	Am2-CP1	0,485	100,0	48,5	51,5
	Am2-CP2	0,485	200,0	97,0	103,0
	Am2-CP3	0,485	300,0	145,5	154,5
	Am2-CP4	0,485	400,0	194,0	206,0

Os ensaios resultaram nos caminhos de tensão apresentados na Figura 46.

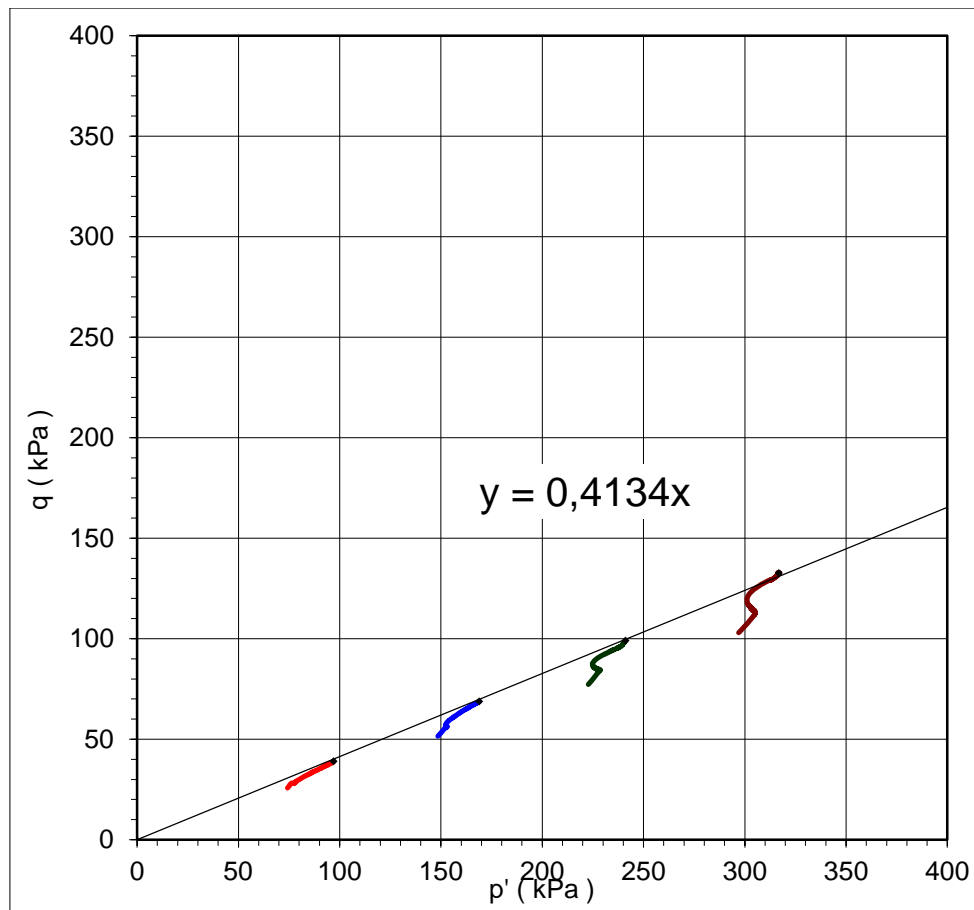


Figura 46 - Envoltória de ruptura do ensaio CAU normalmente adensado

Neste caso, como a linha de tendência dos pontos que compõe a envoltória de resistência no estado crítico geravam uma coesão efetiva (c') negativa, esta foi forçada a passar pela origem resultando em um ângulo de atrito interno efetivo no estado crítico (ϕ'_{cs}) para a condição anisotrópica encontrado da mesma forma que a do ensaio CIU. Sendo 0,4134 o coeficiente angular, foi obtido o valor de $24,4^\circ$ para ϕ'_{cs} a partir da equação 34, apresentada no item anterior. Como os ângulos de atrito encontrados no CIU e CAU foram discrepantes, foram realizadas duas séries do ensaio CAU sobreadensado, a fim de poder analisar a diferença entre os resultados.

A Tabela 21 apresenta os dados obtidos dos ensaios CAU normalmente adensados e as curvas de tensão x deformação, poropressão x deformação, σ_1/σ_3 x deformação e parâmetro A x deformação são apresentados da Figura 61 à Figura 64 no ANEXO 1.

Tabela 21 - Resultados do ensaio CAU normalmente adensado

Corpo de prova	Su (kPa)	σ'_v (kPa)	Su/ σ'_v
Am2-CP 1	38,98	100	0,390*
Am2-CP 2	68,81	200	0,344
Am2-CP 3	99,04	300	0,330
Am2-CP 4	132,84	400	0,332
Média			0,335

* valor fora do padrão, não entrou no cálculo da média.

Os resultados apresentados na Tabela 21 permitem a obtenção do valor de K utilizando a equação 32. Como nos ensaios CAU normalmente adensados o OCR é igual a um, esta equação pode ser reduzida para

$$Su/\sigma'_v = K \cdot 1^m = K$$

Logo, o valor médio de K para os ensaios foi de 0,335.

4.2.3. Triaxiais CAU Sobreadensados (série 1 – $K_{0,na} = 0,485$)

Devido à discrepância encontrada entre os ângulos de atrito encontrados no CIU e CAU normalmente adensado, optou-se por fazer duas séries de ensaios, uma com os parâmetros $K_{0,na}$ e $K_{0,sa}$ calculados com φ'_{cs} igual a 31,0° e outra igual a 24,4°. A execução de suas séries de ensaios permite observar se esta diferença entre valores de φ'_{cs} irá influenciar no resultado dos ensaios CAU sobreadensados.

Ao final dos ensaios CAU normalmente adensados, deu-se início aos sobreadensados da primeira série, utilizando o ângulo de atrito interno efetivo obtido no ensaio CIU (31,0°) para o cálculo dos coeficientes de empuxo $k_{0,na}$ e $k_{0,sa}$. Nestes casos foram escolhidos quatro razões de sobreadensamento a serem aplicadas nas amostras variando entre 1,0 e 4,0. Todos os corpos de prova foram submetidos à tensão vertical máxima no adensamento igual a 400kPa e tensão de confinamento máxima igual a 194,0kPa na primeira parte do adensamento anisotrópico, para em seguida serem reduzidas para alcançar os valores de OCR determinados (com exceção do corpo de prova 1 onde o valor é 1,0) na segunda parte, conforme descrito no item 3.8. As tensões utilizadas nos ensaios estão apresentadas na Tabela 22 e Tabela 23.

Tabela 22 - Característica dos corpos de prova na primeira parte do adensamento anisotrópico – série 1, $K_{0,na} = 0,485$

Ensaio	Corpo de prova	1ª parte do adensamento		
		$K_{0,na}$	σ'_{v0} (kPa)	$\sigma'_{c0} = K_{0,na} \cdot \sigma'_{v0}$ (kPa)
CAU sa – série 1	Am3-CP1	0,485	400,0	194,0
	Am3-CP2	0,485	400,0	194,0
	Am3-CP3	0,485	400,0	194,0
	Am3-CP4	0,485	400,0	194,0

Tabela 23 - Característica dos corpos de prova na segunda parte do adensamento anisotrópico – série 1, $K_{0,na} = 0,485$

Ensaio	Corpo de prova	2ª parte do adensamento				
		OCR	$K_{0,sa}$	$\sigma'_v = \sigma'_{v0}/OCR$ (kPa)	$\sigma'_c = K_{0,sa} \cdot \sigma'_v$ (kPa)	σ_d (kPa)
CAU sa – série 1	Am3-CP1	1,0	0,485	400,0	194,0	206,0
	Am3-CP2	1,5	0,598	266,7	159,4	107,3
	Am3-CP3	2,7	0,809	148,1	119,8	28,3
	Am3-CP4	4,0	0,990	100,0	99,0	1,0

Os caminhos de tensões são apresentados na Figura 47 e as curvas de tensão x deformação, poropressão x deformação, σ_1/σ_3 x deformação e parâmetro A x deformação são apresentados da Figura 65 à Figura 68, respectivamente, presentes no ANEXO 1.

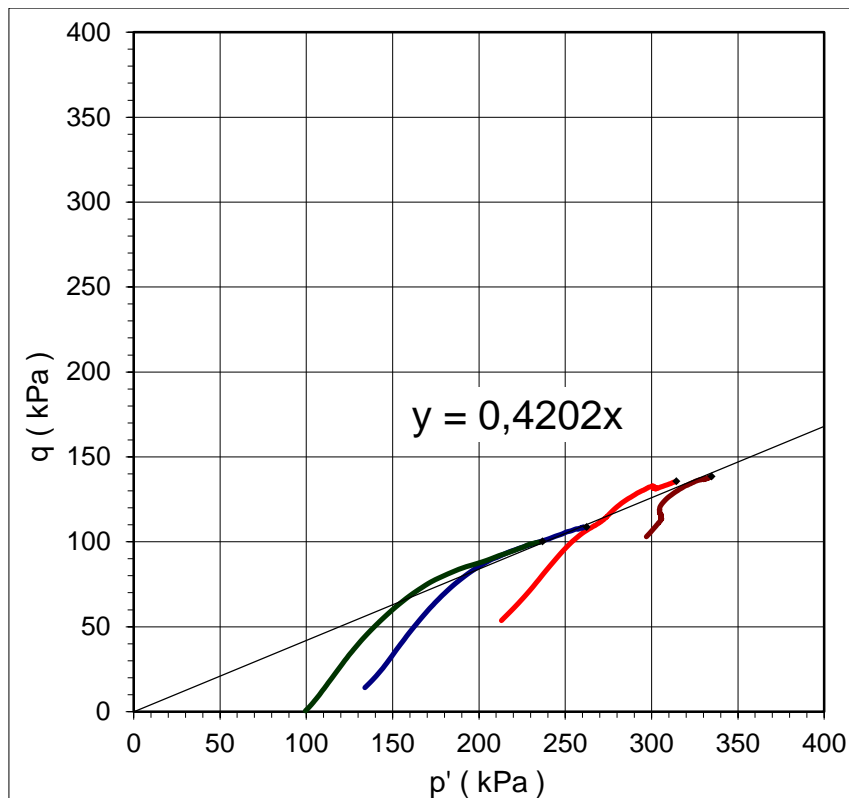


Figura 47 - Caminhos de tensão dos ensaios CAU sobreadensados – série 1

Neste caso, como a linha de tendência dos pontos que compõe a envoltória de resistência no estado crítico geravam uma coesão efetiva (c') negativa, esta foi forçada a passar pela origem resultando em um ângulo de atrito interno efetivo no estado crítico (φ'_{cs}) para a condição anisotrópica encontrado da mesma forma que a dos ensaios anteriores. Sendo 0,4202 o coeficiente angular, foi obtido o valor de $24,8^\circ$ para φ'_{cs} a partir da equação 34.

Abaixo se encontra a Tabela 24 com os resultados obtidos, pode-se observar que o valor de S_u/σ'_v do corpo de prova Am3-CP1 ($OCR = 1,0$) é próximo do valor médio encontrado para o CAU normalmente adensado (0,335).

Tabela 24 – Quadro resumos dos resultados dos ensaios CAU sobreadensados – série 1

Corpo de prova	S_u (kPa)	σ'_v (kPa)	S_u/σ'_v
Am3-CP1	138,4	400,0	0,346
Am3-CP2	135,5	266,7	0,508
Am3-CP3	108,6	148,1	0,733
Am3-CP4	100,2	100,0	1,002

Para que seja determinada a equação que permite relacionar a resistência não-drenada da amostra com o estado de tensões da amostra, é preciso encontrar m do ensaio CAU sobreadensado – série 1. O parâmetro m foi determinado a partir do coeficiente angular da reta encontrada no gráfico $\log(Su/\sigma'_v) \times \log(OCR)$, utilizando os dados obtidos nos ensaios triaxiais CAU sobreadensados. Abaixo se encontra a Figura 48 com os resultados.

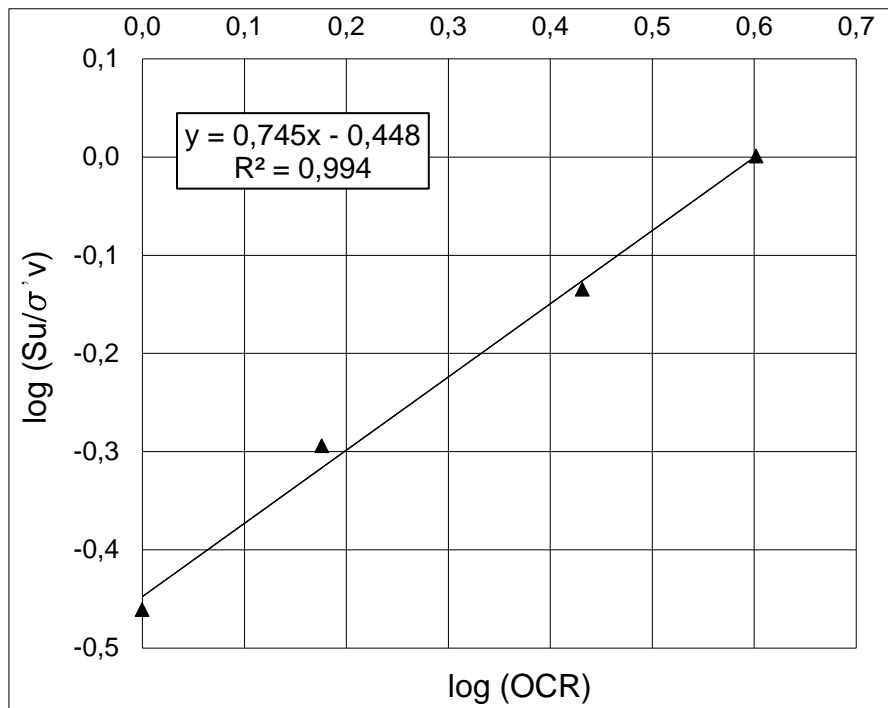


Figura 48 - Gráfico $\log(Su/\sigma'_v) \times \log(OCR)$

O parâmetro m encontrado para os ensaios foi 0,745 com coeficiente R^2 igual a 0,994. Concluindo, a equação da resistência não-drenada, para a série 1, é dada por:

$$Su/\sigma'_v = 0,335 \times (OCR)^{0,745} \quad (35)$$

A partir da equação acima, é possível prever a resistência não drenada do solo analisado desde que se possua informação sobre o coeficiente de sobreadensamento, ou seja, o histórico de tensões do solo. Esta equação representa a série 1, onde foi utilizado o ângulo de atrito interno efetivo encontrado no ensaio CIU.

4.2.4. Triaxiais CAU Sobreadensados (série 2 – $K_{0,na} = 0,587$)

Ao final dos ensaios CAU sobreadensados da série 1, deu-se início aos sobreadensados da segunda série, utilizando o ângulo de atrito interno efetivo obtido

no ensaio CAU normalmente adensado (24,4°) para o cálculo dos coeficientes de empuxo $k_{0,na}$ e $k_{0,sa}$. Nestes casos foram escolhidos quatro razões de sobreadensamento a serem aplicadas nas amostras variando entre 1,0 e 3,0. Todos os corpos de prova foram submetidos à tensão vertical máxima no adensamento igual a 400kPa e tensão de confinamento máxima igual a 234,8kPa na primeira parte do adensamento anisotrópico, para em seguida serem reduzidas para alcançar os valores de OCR determinados (com exceção do corpo de prova 1 onde o valor é 1,0) na segunda parte, conforme descrito no item 3.8. As tensões utilizadas nos ensaios estão apresentadas na Tabela 25 e Tabela 26.

Tabela 25 - Característica dos corpos de prova na primeira parte do adensamento anisotrópico – série 2, $K_{0,na} = 0,587$

Ensaio	Corpo de prova	1ª parte do adensamento		
		$K_{0,na}$	σ'_{v0} (kPa)	$\sigma'_{h0} = K_{0,na} \cdot \sigma'_{v0}$ (kPa)
CAU sa – série 2	Am4-CP1	0,587	400,0	234,8
	Am4-CP2	0,587	400,0	234,8
	Am4-CP3	0,587	400,0	234,8
	Am4-CP4	0,587	400,0	234,8

Tabela 26 - Característica dos corpos de prova na segunda parte do adensamento anisotrópico – série 2, $K_{0,na} = 0,587$

Ensaio	Corpo de prova	2ª parte do adensamento				
		OCR	$K_{0,sa}$	$\sigma'_v = \sigma'_{v0}/OCR$ (kPa)	$\sigma'_h = K_{0,sa} \cdot \sigma'_v$ (kPa)	σ_d (kPa)
CAU sa – série 2	Am4-CP1	1,0	0,587	400,0	234,8	165,2
	Am4-CP2	1,5	0,694	266,7	185,1	81,6
	Am4-CP3	2,0	0,781	200,0	156,2	43,8
	Am4-CP4	3,0	0,924	133,3	123,2	10,1

Os caminhos de tensão são apresentados na Figura 49 e as curvas de tensão x deformação, poropressão x deformação, σ_1/σ_3 x deformação e parâmetro A x deformação são apresentados da Figura 68 à Figura 71, respectivamente, presentes no ANEXO 1.

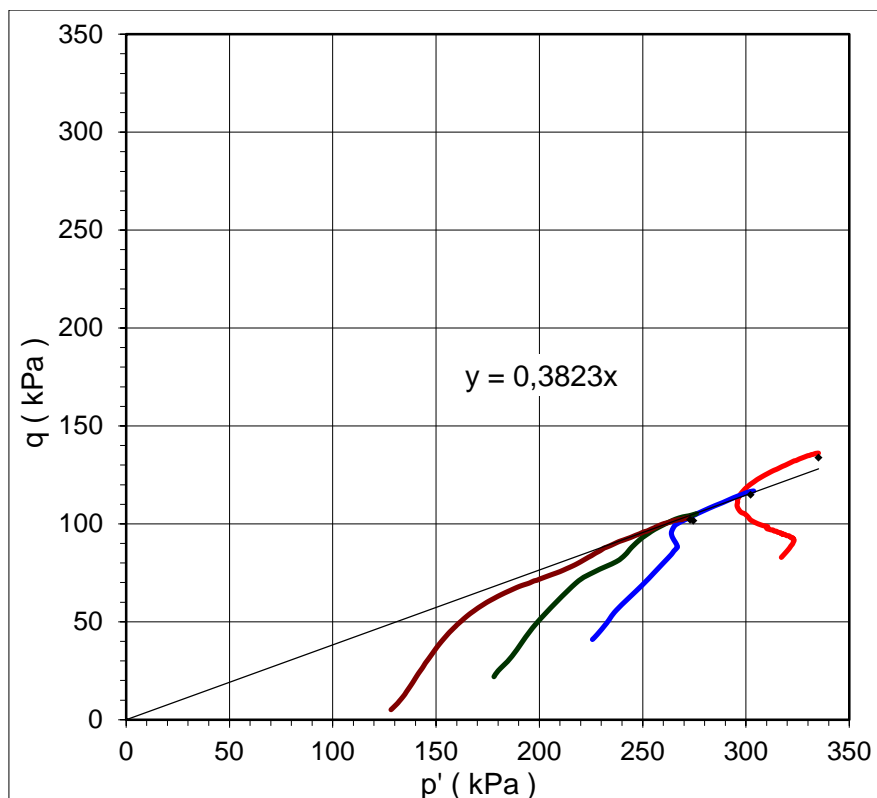


Figura 49 - Caminhos de tensão dos ensaios CAU sobreadensados – série 2

Neste caso, como a linha de tendência dos pontos que compõe a envoltória de resistência no estado crítico geravam uma coesão efetiva (c') negativa, esta foi forçada a passar pela origem resultando em um ângulo de atrito interno efetivo no estado crítico (φ'_{cs}) para a condição anisotrópica encontrado da mesma forma que a dos ensaios anteriores. Sendo 0,3823 o coeficiente angular, foi obtido o valor de $22,5^\circ$ para φ'_{cs} a partir da equação 34.

Abaixo se encontra a Tabela 27 com os resultados obtidos, pode-se observar que o valor de S_u/σ'_v do corpo de prova Am4-CP1 ($OCR = 1,0$) é muito próximo do valor médio encontrado para o CAU normalmente adensado (0,335).

Tabela 27 – Quadro resumos dos resultados dos ensaios CAU sobreadensados – série 2

Corpo de prova	S_u (kPa)	σ'_v (kPa)	S_u/σ'_v
Am4-CP1	133,7	400,0	0,334
Am4-CP2	114,7	266,7	0,430
Am4-CP3	101,6	200,0	0,508
Am4-CP4	102,0	133,3	0,765

Para que seja determinada a equação que permite relacionar a resistência não-drenada da amostra com o estado de tensões da amostra, é preciso encontrar m do ensaio CAU sobreadensado – série 2. O parâmetro m foi determinado a partir do coeficiente angular da reta encontrada no gráfico $\log(Su/\sigma'_v) \times \log(OCR)$, utilizando os dados obtidos nos ensaios triaxiais CAU sobreadensados. Abaixo se encontra a Figura 50 com os resultados.

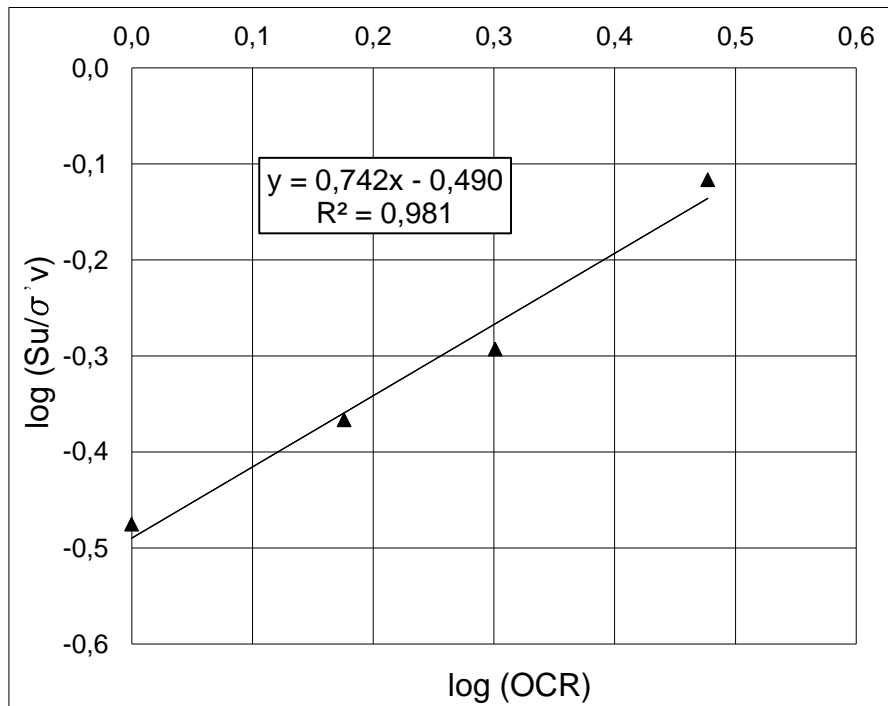


Figura 50 - Gráfico $\log(Su/\sigma'_v) \times \log(OCR)$ – série 2

O parâmetro m encontrado para os ensaios foi 0,742 com coeficiente R^2 igual a 0,981. Concluindo, a equação da resistência não-drenada, para a série 1, é dada por:

$$Su/\sigma'_v = 0,335 \times (OCR)^{0,742} \quad (36)$$

A partir da equação acima, é possível prever a resistência não drenada do solo analisado desde que se possua informação sobre o coeficiente de sobreadensamento, ou seja, o histórico de tensões do solo. Esta equação representa a série 2, onde foi utilizado o ângulo de atrito interno efetivo encontrado no ensaio CAU normalmente adensado.

4.3. Ensaio T-bar

O adensamento da amostra do ensaio T-bar é feito na centrífuga com a amostra submetida à 100G e com uma sobrecarga de uma placa de aço de 18mm, conforme descrito no item 3.9. O perfil de tensões verticais alcançados na fase de adensamento estão indicadas na Tabela 28, sendo z a profundidade do protótipo e σ'_{vm} a tensão de adensamento.

Tabela 28 – Perfil de tensões verticais na amostra na fase de adensamento do ensaio T-bar

$Z_{\text{protótipo}}$ (m)	σ'_{vm} (kPa)
0,00	118,4
0,07	119,8
0,13	121,1
0,20	122,4
0,26	123,8
0,33	125,1
0,40	126,4
0,46	127,7
0,50	128,5
0,53	129,1
0,59	130,4
0,66	131,7
0,73	133,1
0,79	134,4
0,86	135,7
0,92	137,0
0,99	138,4
1,00	138,6
1,06	139,7

Após a fase de adensamento, a placa de aço é removida e o atuador com o T-bar é colocado sobre a caixa para a execução da penetração. A penetração da barra T é feita com o conjunto caixa + atuador + T-bar posicionado dentro da centrífuga e submetido à 33G. Neste caso a amostra é submetida à tensões verticais muito menores, gerando um novo perfil de tensões verticais, apresentado na Tabela 29.

Tabela 29 – Perfil de tensões verticais na amostra na fase de penetração do ensaio T-bar

$Z_{\text{protótipo}}$ (m)	σ'_{v} (kPa)
0,00	0,0
0,07	0,4
0,13	0,9
0,20	1,3
0,26	1,8
0,33	2,2
0,40	2,6
0,46	3,1
0,50	3,3
0,53	3,5
0,59	3,9
0,66	4,4
0,73	4,8
0,79	5,3
0,86	5,7
0,92	6,1
0,99	6,6
1,00	6,6
1,06	7,0

Esta diminuição das tensões verticais efetivas gera um sobreadensamento na amostra, que neste caso, varia com a profundidade. A Tabela 30 apresenta o perfil de OCR do material durante a fase de penetração e seus valores foram plotados na Figura 51.

Tabela 30 – Perfil de OCR da amostra na fase de penetração

$Z_{\text{protótipo}}$ (m)	σ'_{vm} (kPa)	σ'_v (kPa)	OCR
0,00	118,4	0,0	-
0,07	119,8	0,4	273,1
0,13	121,1	0,9	138,1
0,20	122,4	1,3	93,1
0,26	123,8	1,8	70,5
0,33	125,1	2,2	57,0
0,40	126,4	2,6	48,0
0,46	127,7	3,1	41,6
0,50	128,5	3,3	38,6
0,53	129,1	3,5	36,8
0,59	130,4	3,9	33,0
0,66	131,7	4,4	30,0
0,73	133,1	4,8	27,6
0,79	134,4	5,3	25,5
0,86	135,7	5,7	23,8
0,92	137,0	6,1	22,3
0,99	138,4	6,6	21,0
1,00	138,6	6,6	20,9
1,06	139,7	7,0	19,9

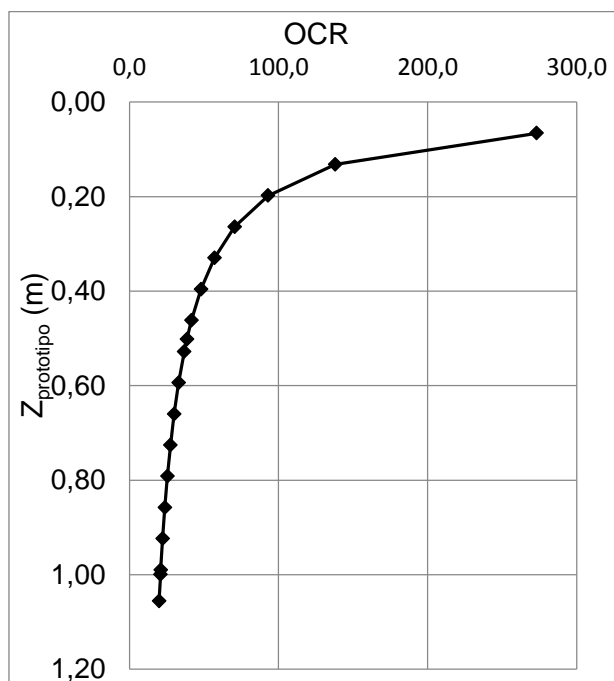


Figura 51 - Profundidade x OCR

O modelo preparado conforme as características anteriormente citadas foram submetidos a três penetrações da barra T em três pontos diferentes da amostra, sendo obtidos os resultados apresentados na Figura 52.

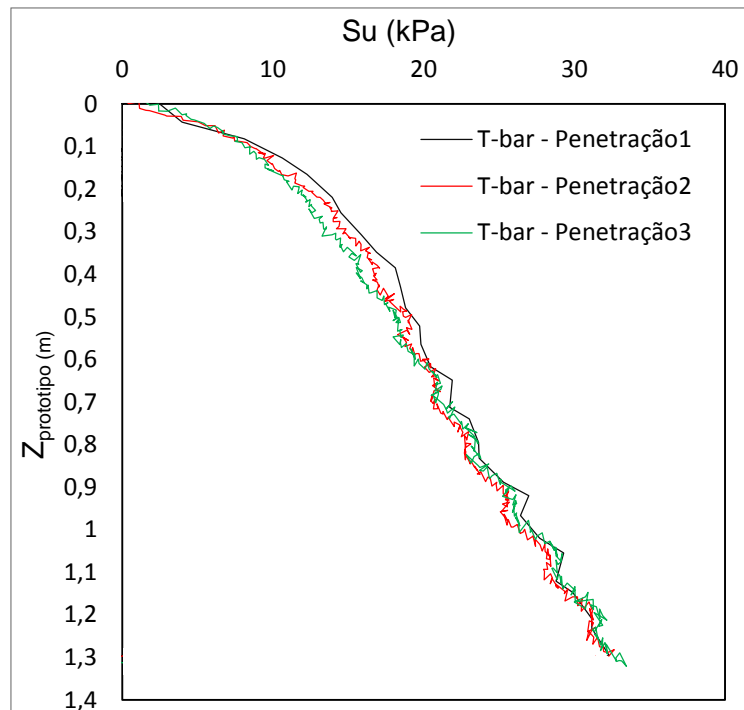


Figura 52 - Resistência não-drenada x profundidade do protótipo obtidos no ensaio T-bar

Utilizando os valores de OCR e σ'_v (apresentados na Tabela 30) nas equações 35 e 36, foi feita a comparação entre os valores teóricos de S_u , encontrado pelas equações, e os resultados do T-bar. Como resultado, obtemos os gráficos apresentados na Figura 53 e Figura 54.

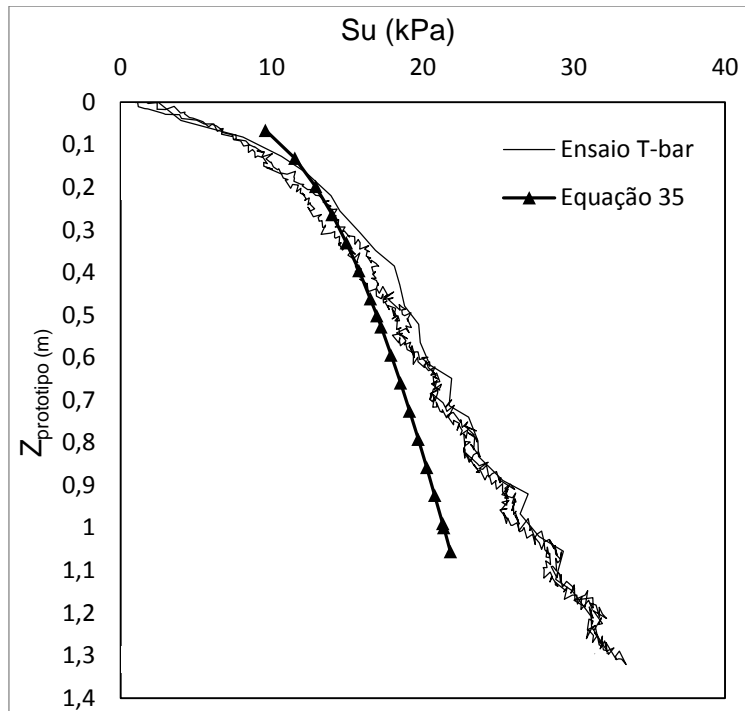


Figura 53 - Gráfico Z x S_u para o ensaio T-bar e equação 35

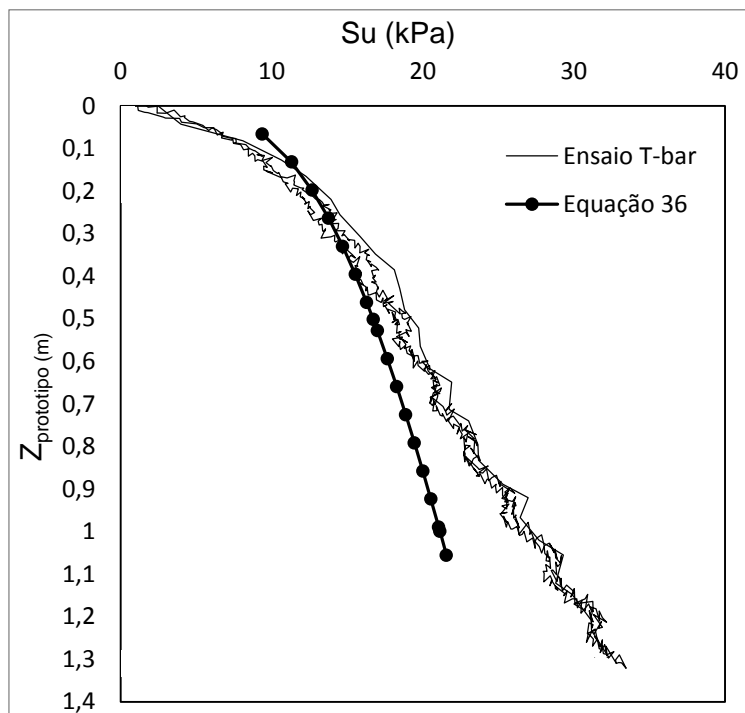


Figura 54 - Gráfico Z x S_u para o ensaio T-bar e equação 36

Observando a Figura 53 e a Figura 54, foi possível concluir que as equações apresentam uma boa correlação com o ensaio T-bar, no entanto para pequenas

profundidades. Para maiores profundidades a tendência das equações 35 e 36 é de dar resultados inferiores aos do T-bar.

Quando comparadas, as equações 35 e 36 apresentam um desvio pequeno para pequenas profundidades, sendo considerado pouco significativo. A comparação entre estas equações pode ser observada na Figura 55.

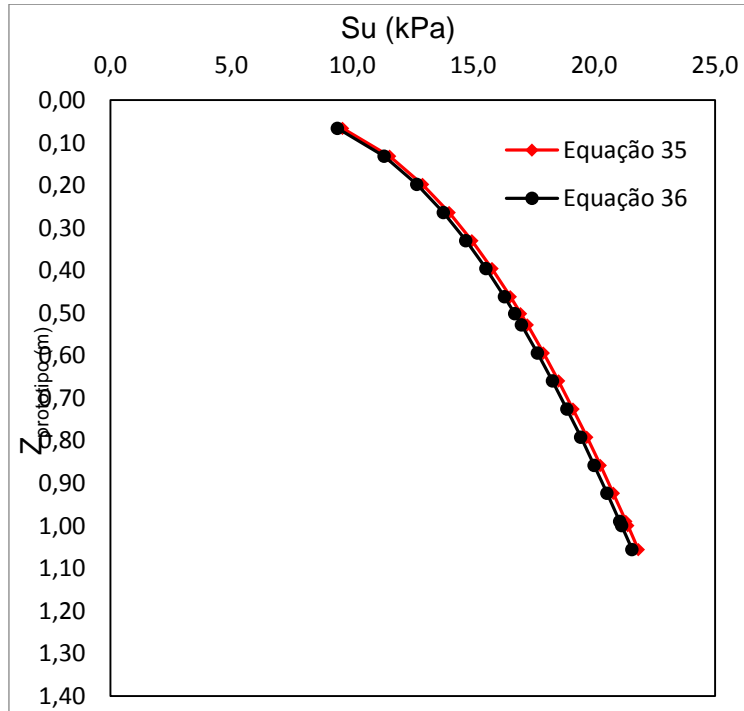


Figura 55 – Comparação entre as equações 35 e 36

5. Conclusão

Este capítulo se dedica a apresentar os dados obtidos de forma resumida, a fim de facilitar a futura utilização para demais pesquisas com o mesmo material, além de comparar com resultados dos ensaios apresentados neste trabalho.

Os resultados dos ensaios de adensamento são apresentados na Tabela 31, Tabela 32, Tabela 33 e Tabela 34.

Tabela 31 – Quadro resumo dos valores do coeficiente de adensamento (c_v)

Corpo de prova	σ'_v (kPa)	c_v (m ² /s)
Am1-CP5	6,25	9,90E-07
	12,5	2,23E-06
	25,0	1,71E-06
	50,0	2,22E-06
	100,0	1,95E-06
	200,0	2,60E-06
	400,0	2,90E-06
	800,0	3,57E-06
Am1-CP6	6,25	8,63E-07
	12,5	1,40E-06
	25,0	3,97E-06
	50,0	5,58E-06
	100,0	2,76E-06
	200,0	2,39E-06
	400,0	2,89E-06
	800,0	4,05E-06

Tabela 32 – Quadro resumo dos parâmetros de compressibilidade do adensamento oedométrico

Ensaio de adensamento oedométrico				
Corpo de prova	σ'_{vm} (kPa)	Cc	Cs	Cs/Cc
Am1-CP5	51,0	0,245	0,033	0,137
Am1-CP6	52,2	0,250	0,033	0,131

Tabela 33– Quadro resumo dos parâmetros Cam-Clay do adensamento oedométrico

Ensaio de adensamento oedométrico			
λ	κ	Λ	N_{1D}
0,106	0,015	0,86	2,502
0,108	0,014	0,87	2,444

Tabela 34 – Quadro resumo dos parâmetros Cam-Clay do adensamento isotrópico

Ensaio de adensamento isotrópico				
λ	κ	Λ	N	Γ
0,089	0,016	0,82	2,392	2,320

Os parâmetros dos ensaios oedométricos apresentaram pouca variação, no entanto, quando comparados com o ensaio isotrópico surgiram discrepâncias. Os valores de λ foram maiores no ensaio oedométrico, visto que, na teoria, deveriam ser iguais. O parâmetro κ apresentou valores compatíveis entre os ensaios, dentro do esperado e Λ variou em função dos parâmetros λ e κ de cada ensaio. No entanto a diferença entre N e N_{1D} é discrepante, dado que o valor de N deveria ser maior do que N_{1D} , conforme apresentado na Figura 6. Estas discrepâncias encontradas nos ensaios de adensamento merecem ser estudadas em trabalhos futuros para melhor entendimento do comportamento do caulim.

Os resultados dos ensaios CIU, bem como suas características estão apresentados abaixo na Tabela 35 e Tabela 36.

Tabela 35 – Quadro resumo do ensaio CIU

Ensaio de compressão triaxial CIU					
Corpo de prova	$\sigma_v = \sigma_c$ (kPa)	E_u (MPa)	G_u (MPa)	S_u (kPa)	S_u/σ'_c
Am1-CP1	100	0,877	0,292	81,8	0,818
Am1-CP2	200	1,68	0,56	126,2	0,631
Am1-CP3	300	3,544	1,181	167,3	0,558
Am1-CP4	400	6,476	2,159	210,2	0,526

Tabela 36 – Quadro resumo dos parâmetros Cam-Clay do CIU

Ensaio de compressão triaxial CIU			
ϕ'_{cs}	M	Su/p'	
		Cam-Clay	Cam-Clay modificado
31,0°	1,244	0,274	0,352

A partir dos resultados acima, pôde ser observado que os valores de S_u/σ'_c encontrados na Tabela 35 são maiores do que o esperado (entre 0,2 e 0,3), sendo considerado atípico.

Os resultados dos ensaios CAU normalmente adensados (série 1 – $K_{0,na}=0,485$), bem como suas características estão apresentados abaixo na Tabela 37.

Tabela 37 – Quadro resumo dos resultados ensaio

Ensaio de compressão triaxial CAU na (série 1 – $K_{0,na} = 0,485$)							
Corpo de prova	K_0	σ'_v (kPa)	σ_c (kPa)	Su (kPa)	S_u/σ'_v	ϕ'_{cs}	K
Am2-CP1	0,485	100,0	48,5	38,98	0,390*	24,4°	0,335
Am2-CP2	0,485	200,0	97,0	68,81	0,344		
Am2-CP3	0,485	300,0	145,5	99,04	0,330		
Am2-CP4	0,485	400,0	194,0	132,84	0,332		

Os valores de S_u/σ'_v foram utilizados no cálculo do parâmetro K, conforme indicado o item 4.2.1. O resultado de ϕ'_{cs} deste ensaio apresentou uma discrepância com o ϕ'_{cs} do ensaio CIU, sendo que estes dois valores deveriam dar iguais ou próximos. Com isto em mente, foram elaboradas duas séries de ensaios CAU sobreadensados, uma considerando um ϕ'_{cs} igual a 31,0° e outra 24,4°, a fim de verificar a influência no resultado. Foi chamada de série 1 a que considera ϕ'_{cs} igual a 31,0° e série 2 com ϕ'_{cs} igual a 24,4°.

A Tabela 38 e Tabela 39 apresentam as características das duas séries de ensaios CAU sobreadensados e a Tabela 40 e Tabela 41 apresentam os resultados.

Tabela 38 – Quadro resumo das características do ensaio CAU sobreadensado – série

1

CAU sobreadensado série 1 - $K_{0,na} = 0,485$					
Corpo de prova	σ'_{v0} (kPa)	OCR	σ'_v (kPa)	$K_{0,sa}$	σ'_h (kPa)
Am3-CP1	400,0	1,0	400,0	0,485	194,0
Am3-CP2	400,0	1,5	266,7	0,598	159,4
Am3-CP3	400,0	2,7	148,1	0,809	119,8
Am3-CP4	400,0	4,0	100,0	0,990	99,0

Tabela 39 – Quadro resumo das características do ensaio CAU sobreadensado – série

2

CAU sobreadensado série 2 - $K_{0,na} = 0,587$					
Corpo de prova	σ'_{v0} (kPa)	OCR	σ'_v (kPa)	$K_{0,sa}$	σ'_h (kPa)
Am4-CP1	400,0	1,0	400,0	0,587	234,8
Am4-CP2	400,0	1,5	266,7	0,694	185,1
Am4-CP3	400,0	2,0	200,0	0,781	156,2
Am4-CP4	400,0	3,0	133,3	0,924	123,2

Tabela 40 – Quadro resumo dos resultados do ensaio CAU sobreadensado – série 1

CAU sobreadensado série 1 - $K_{0,na} = 0,485$						
Corpo de prova	OCR	σ'_v (kPa)	Su (kPa)	Su/σ'_v	m	φ'_{cs}
Am3-CP1	1,0	400,0	138,4	0,346	0,745	24,8°
Am3-CP2	1,5	266,7	135,5	0,508		
Am3-CP3	2,7	148,1	108,6	0,733		
Am3-CP4	4,0	100,0	100,2	1,002		

Tabela 41 - Quadro resumo dos resultados do ensaio CAU sobreadensado – série 2

CAU sobreadensado série 2 - $K_{0,na} = 0,587$						
Corpo de prova	OCR	σ'_v (kPa)	Su (kPa)	Su/σ'_v	m	φ'_{cs}
Am4-CP1	1,0	400,0	133,7	0,334	0,742	22,5°
Am4-CP2	1,5	266,7	114,7	0,430		
Am4-CP3	2,0	200,0	101,6	0,508		
Am4-CP4	3,0	133,3	102,0	0,765		

Os resultados das duas séries de ensaios CAU sobreadensados apresentaram valores de m muito próximos, indicando que este não apresenta grande dependência do coeficiente de empuxo no repouso. O valor de ϕ'_{cs} encontrado na série 1 foi próximo ao do CAU normalmente adensado e o ϕ'_{cs} da série 2 encontrado foi o menor, no entanto não tão discrepante dos resultados do CAU normalmente adensado e sobreadensado quanto o ensaio CIU. Mesmo assim, este resultado merece ser estudado em trabalhos futuros para melhor avaliar o comportamento do caulim.

Os parâmetros K e m obtidos, foram substituídos na equação 32, e foram comparados com o resultado do ensaio T-bar, conforme apresentado na figura Figura 56.

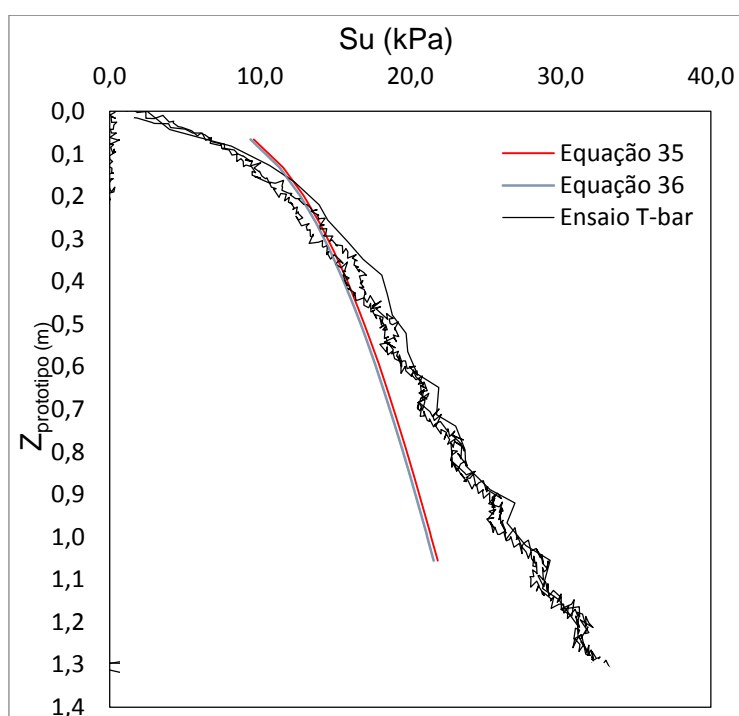


Figura 56 – Comparação entre equações 35 e 36 e ensaio T-bar

Conclui-se que as equações apresentam uma boa correlação com o ensaio T-bar, no entanto para pequenas profundidades. Para maiores profundidades a tendência das equações 35 e 36 é de dar resultados inferiores aos do T-bar. E conclui-se também que as equações deram valores muito próximos entre si, indicando pouca dependência do coeficiente K_0 .

Referências Bibliográficas

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984. NBR7181: Solo – Análise Granulométrica.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990. NBR12007: Solo - Ensaio de adensamento unidimensional - Método de ensaio.

ALMEIDA, M.S.S., 1982, **The Undrained Behaviour of the Rio de Janeiro Clay in the Light of Critical State Theories**, Solos e Rochas, Vol.5, pp. 3-24.

ATKINSON, J.H., BRANSBY, P.L., 1978, **The Mechanic Of Soils – An Introduction to Critical State Soil Mechanics**, 1ª Edição, Taylor & Francis, England.

ATKINSON, J.H., 2007, **The Mechanics of Soils and Foundations**. 2ª Edição, McGraw-Hill, UK.

FAGUNDES, D.F.; RAMMAH, K.I.; ALMEIDA, M.S.S.; PEQUENO, J., OLIVEIRA, J.R.M.S.; BORGES, R. G., 2012, **Strength Behaviour Analysis of an Offshore Brazilian Marine Clay**. In: *ASME 2012 31st International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, 2012*, Rio de Janeiro. v. 4. p. 1-9.

JAKY, J., 1944, **The coefficient of earth pressure at rest. In Hungarian (A nyugalmi nyomas tenyezoje)**. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineering, 355–358.

LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V., 1979, **Soil Mechanics - SI Version**. SI version, John Willey & Sons, Inc, USA.

MAYNE, P.W., KULHAWY, F.H., 1982, **K0-OCR relationships in soils**. *J. Geotech. Engng Div.*, ASCE 108, No. 6, 851–872.

ORTIGÃO, J.A.R., 1993, **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 1ª Edição, Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, Brasil.

PEQUENO, J.G.A., 2010, **Determinação de Parâmetros de Estado Crítico do Modelo Cam-Clay de Argila Marinha Reconstituída do Campo de Roncador**, Trabalho Conclusão de Curso, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

ROSCOE, K.H., BURLAND, J. B., 1968, **On the generalised stress–strain behaviour of “wet” clay**, in Engineering Plasticity, J. Heyman and F. A. Leckie (eds), Cambridge University Press, Cambridge.

ROSCOE, K.H., SHOFIELD, A.N., 1963, **Mechanical Behavior of an Idealised Wet Clay**, Proc. 2nd Eur. Conf. S. M. F. E., vol. 1, Wiesbaden, 47 – 54.

SOUSA PINTO, C., 2002, **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, 2ª Edição, Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

STEWART, D.P., RANDOLPH, M.F., 1991, **A new site Investigation tool for the centrifuge**, Proceedings International Conference on Centrifuge Modelling – Centrifuge '91, Boulder, Colorado, pp. 531-538.

WOOD, D.M., 1990, **Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics**, 1ª Edição, Cambridge University Press, USA.

ANEXO 1

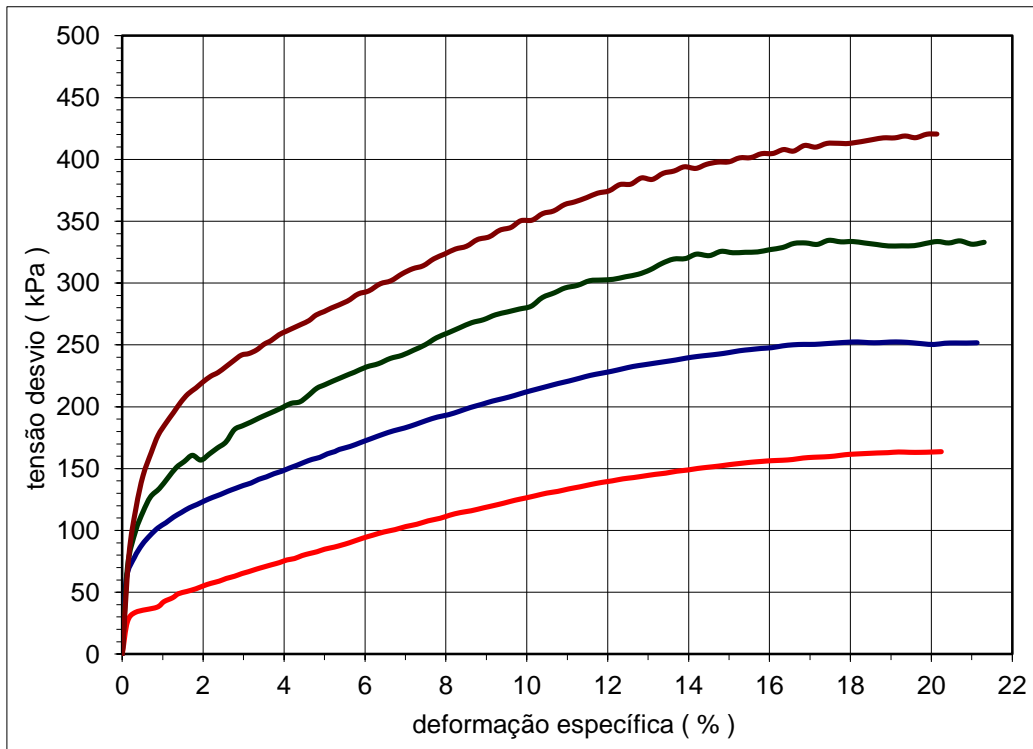


Figura 57 - Curva de tensão de desvio x deformação – Ensaio CIU

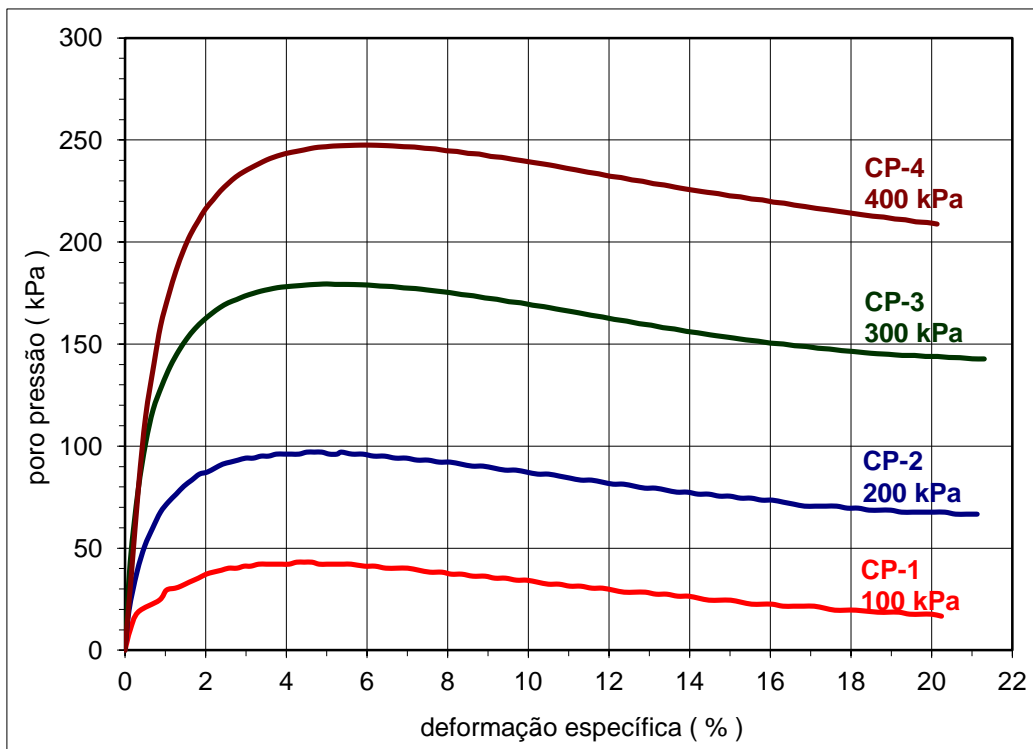


Figura 58 - Curva de poro pressão x deformação – Ensaio CIU

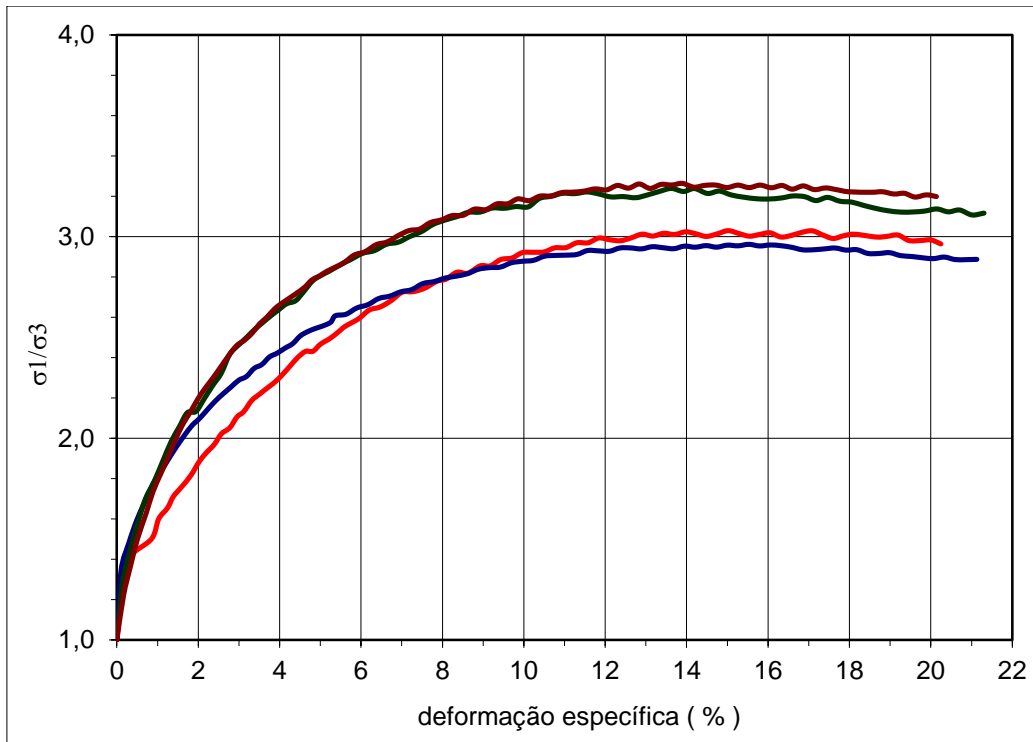


Figura 59 - Curva σ_1/σ_3 x deformação – Ensaio CIU

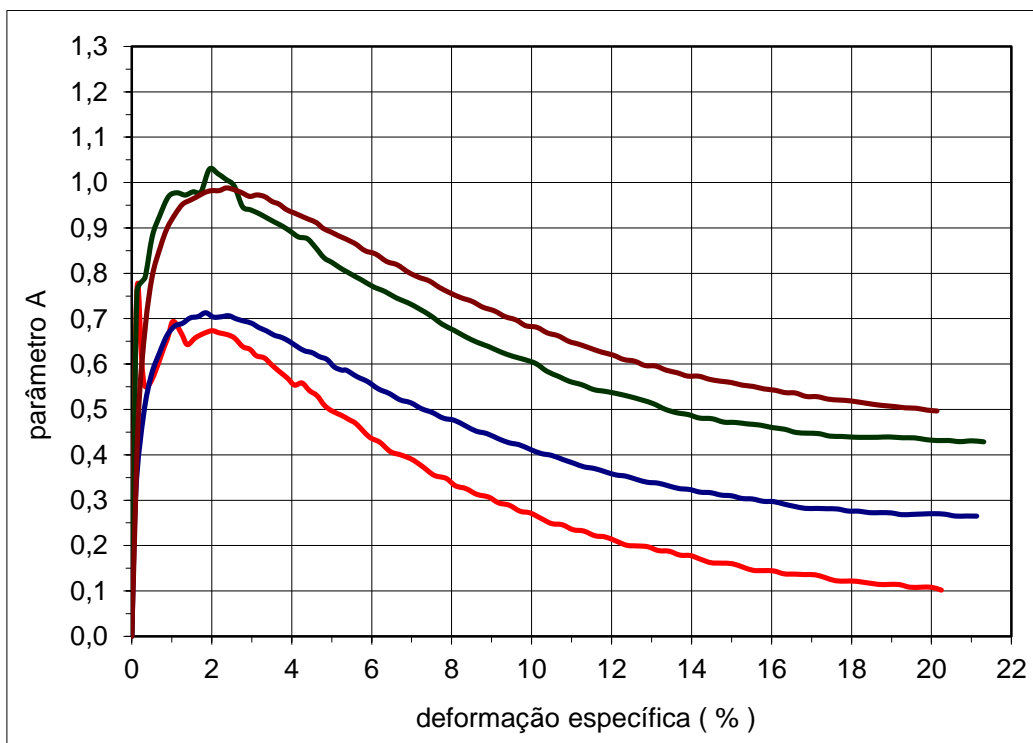


Figura 60 - Curva de parâmetro A x deformação – Ensaio CIU

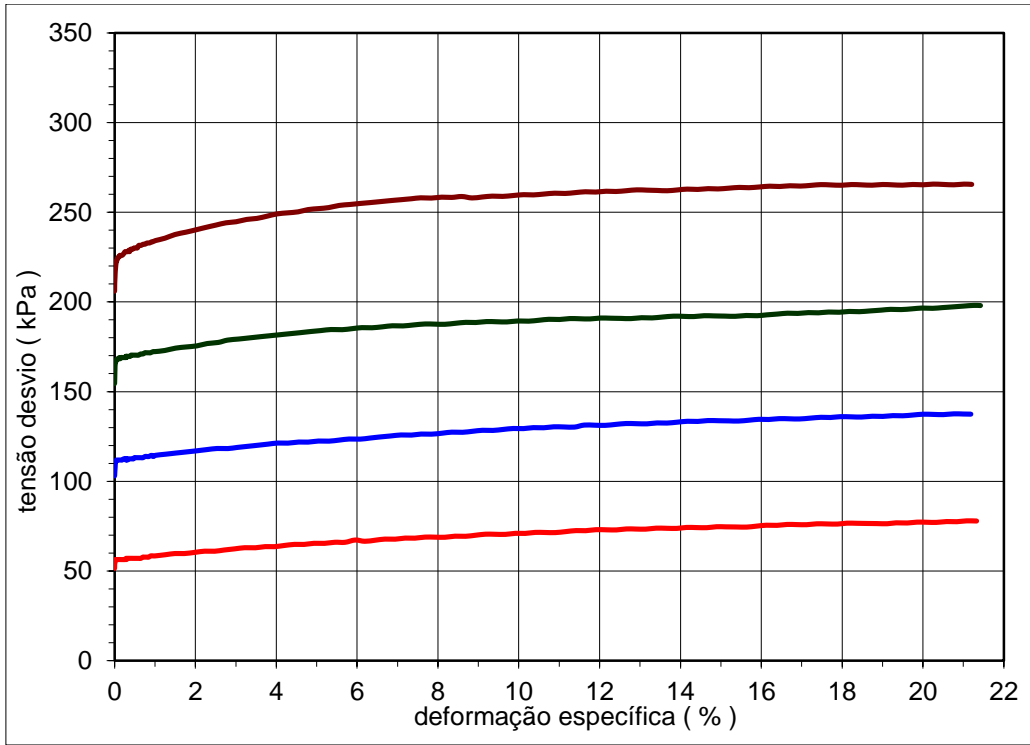


Figura 61 -Curva de tensão de desvio x deformação – Ensaio CAU normalmente adensado

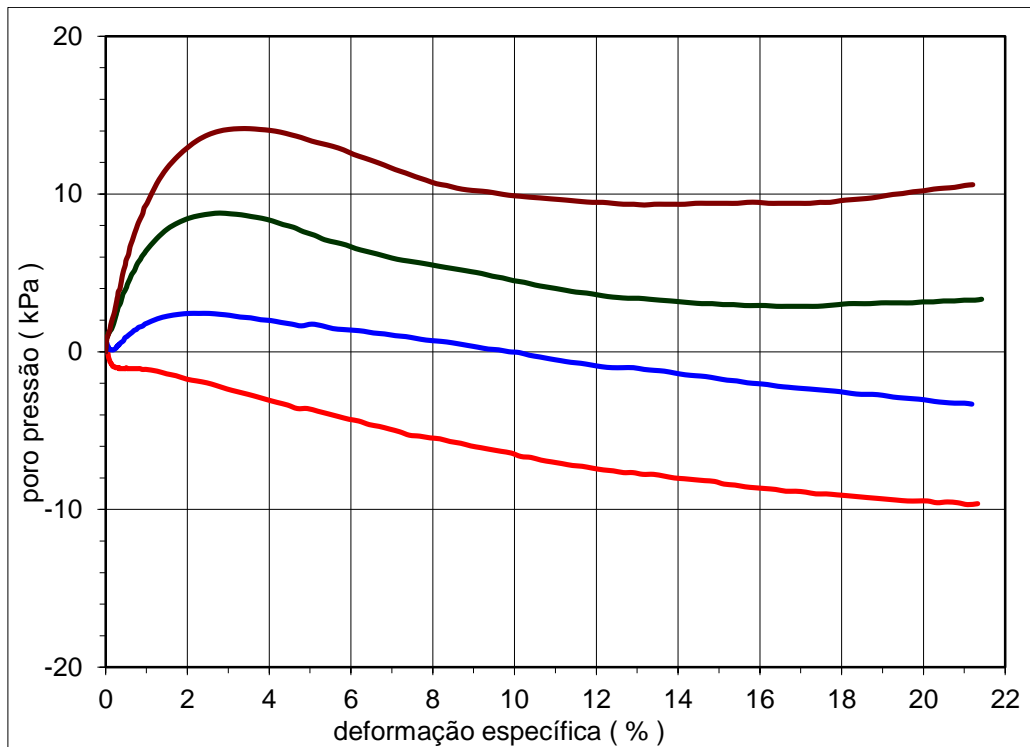


Figura 62 - Curva de poropressão x deformação – Ensaio CAU normalmente adensado

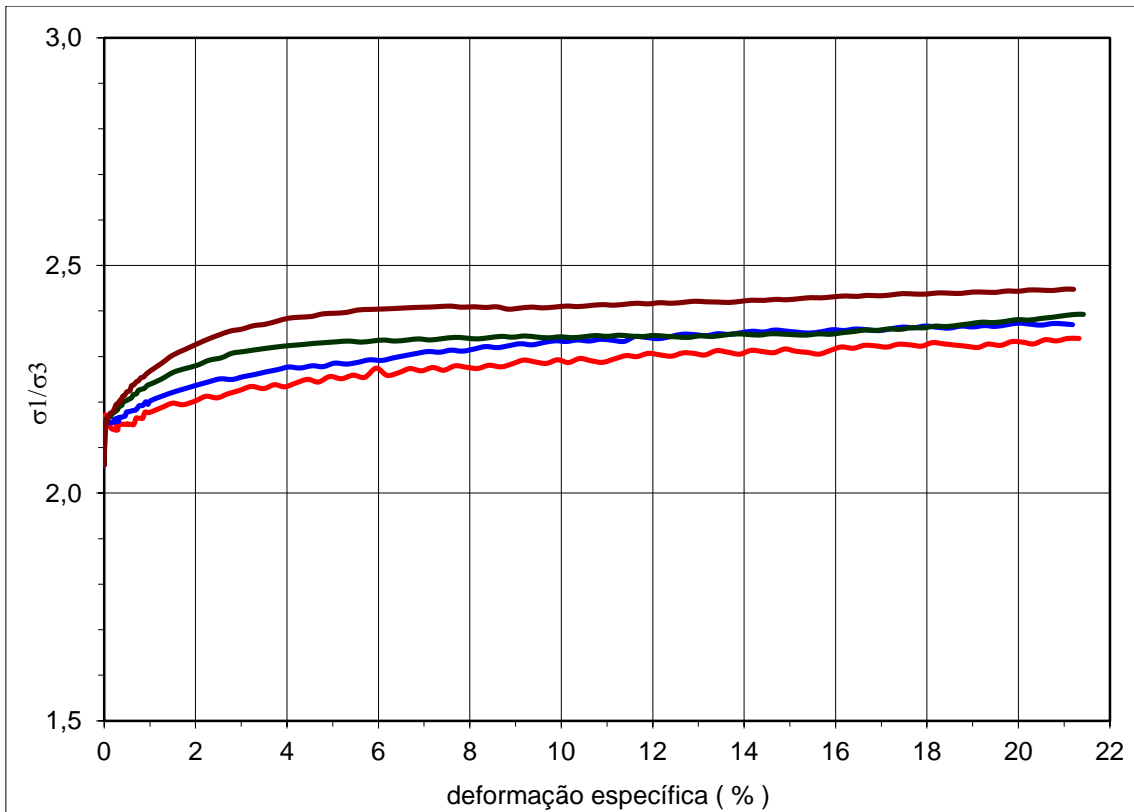


Figura 63 - Curva σ_1/σ_3 x deformação – Ensaio CAU normalmente adensado

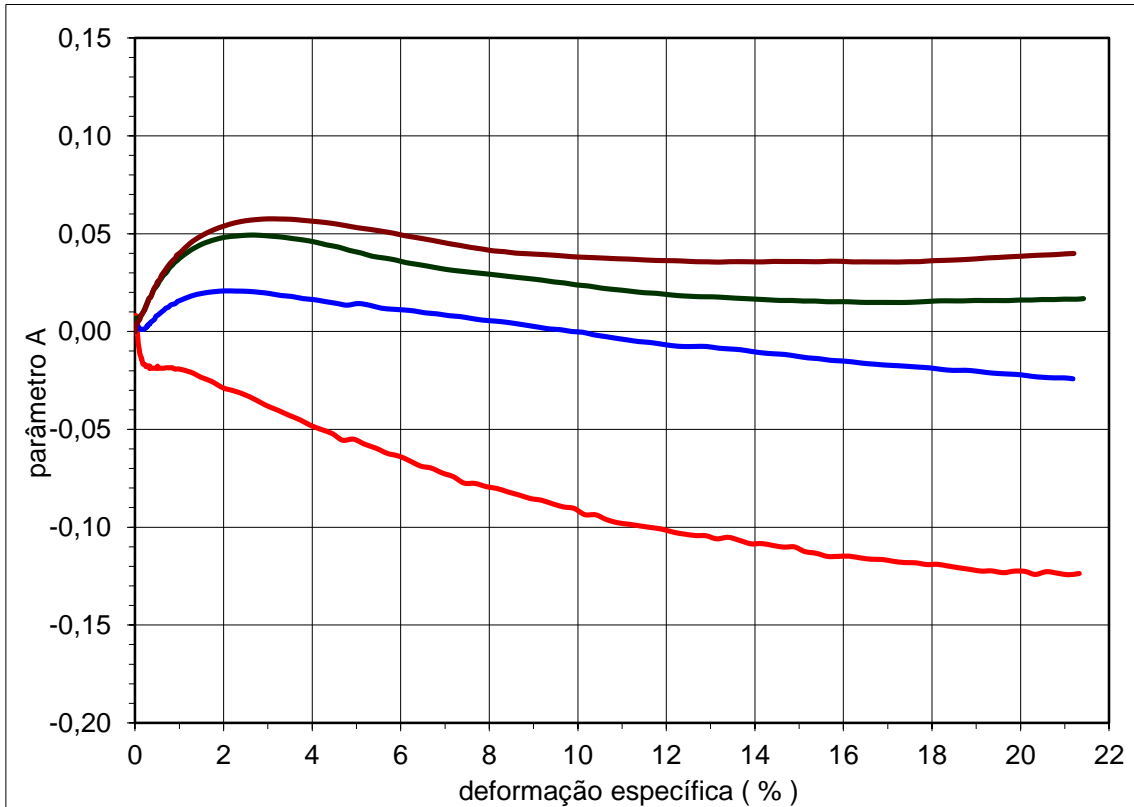


Figura 64 - Curva de parâmetro A x deformação – Ensaio CAU normalmente adensado

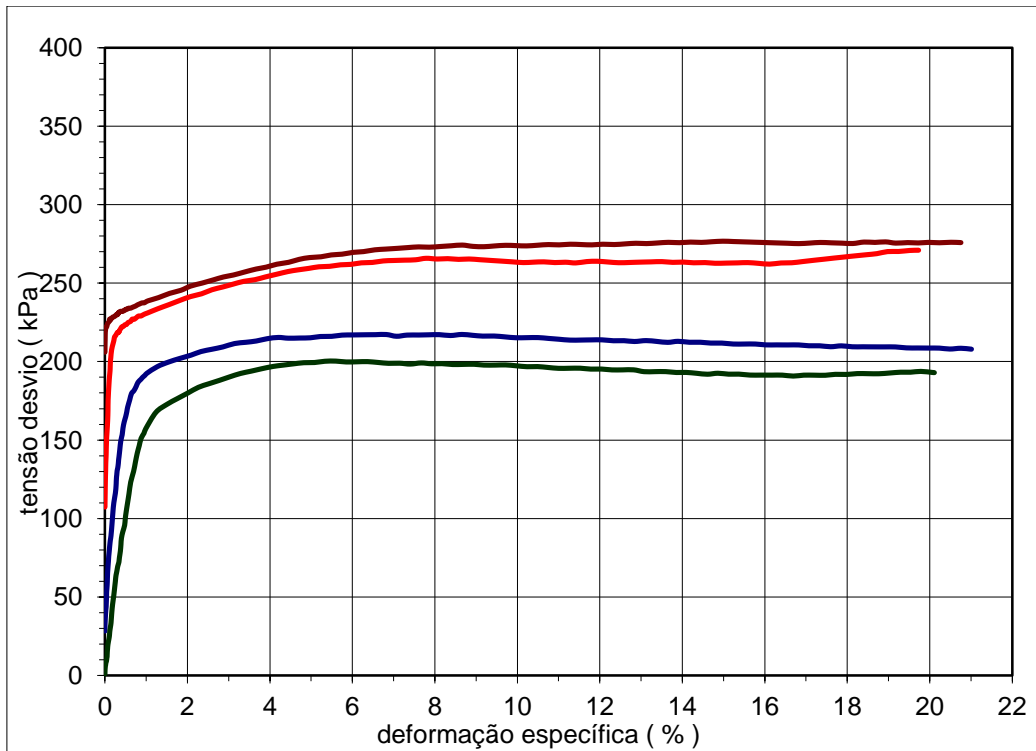


Figura 65 - Curva de tensão de desvio x deformação – Ensaio CAU sobreadensado (série 1)

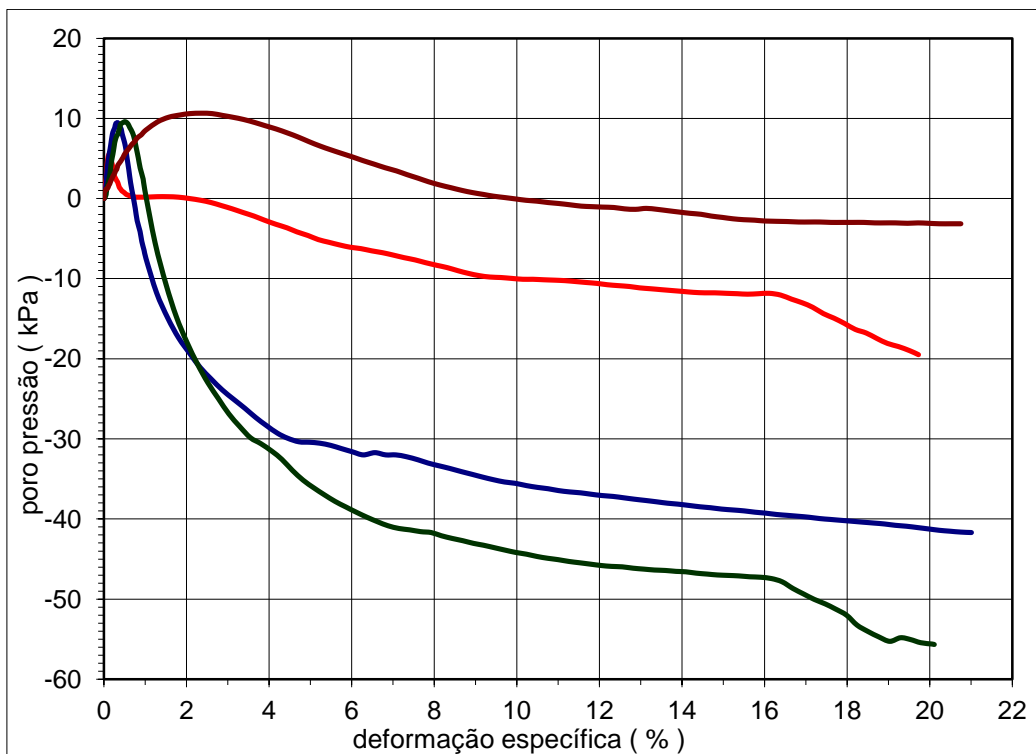


Figura 66 - Curva de poro pressão x deformação – Ensaio CAU sobreadensado (série 1)

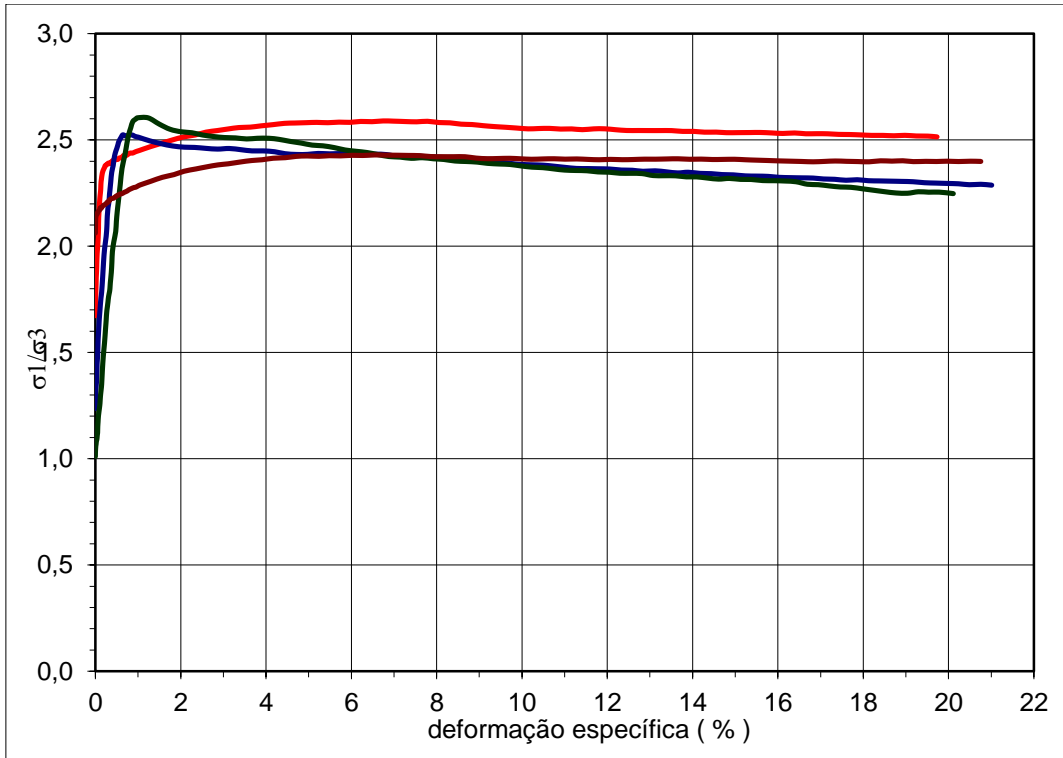


Figura 67 - Curva σ_1/σ_3 x deformação – Ensaio CAU sobreadensado (série 1)

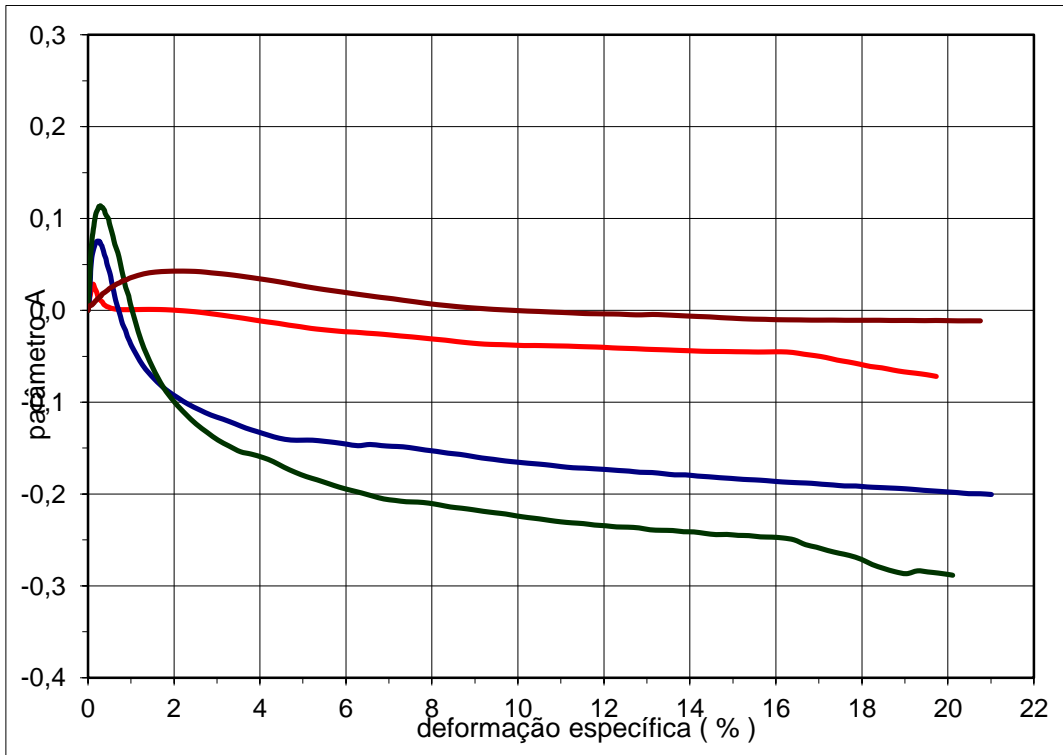


Figura 68 - Curva de parâmetro A x deformação – Ensaio CAU sobreadensado (série

1)

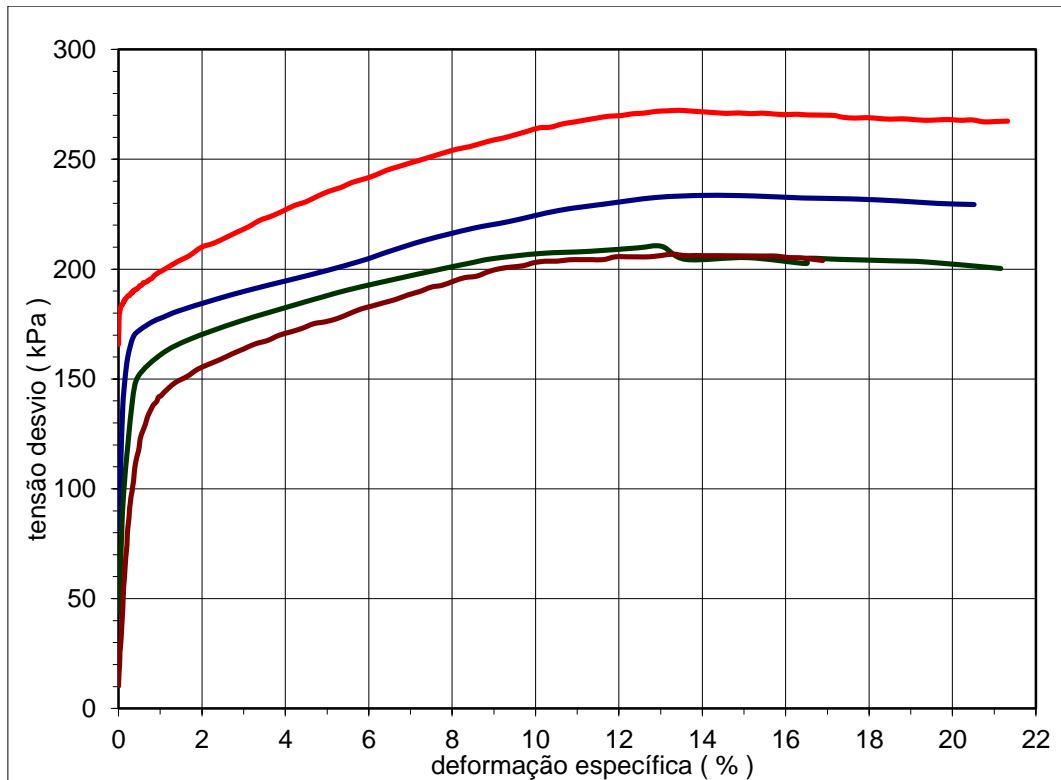
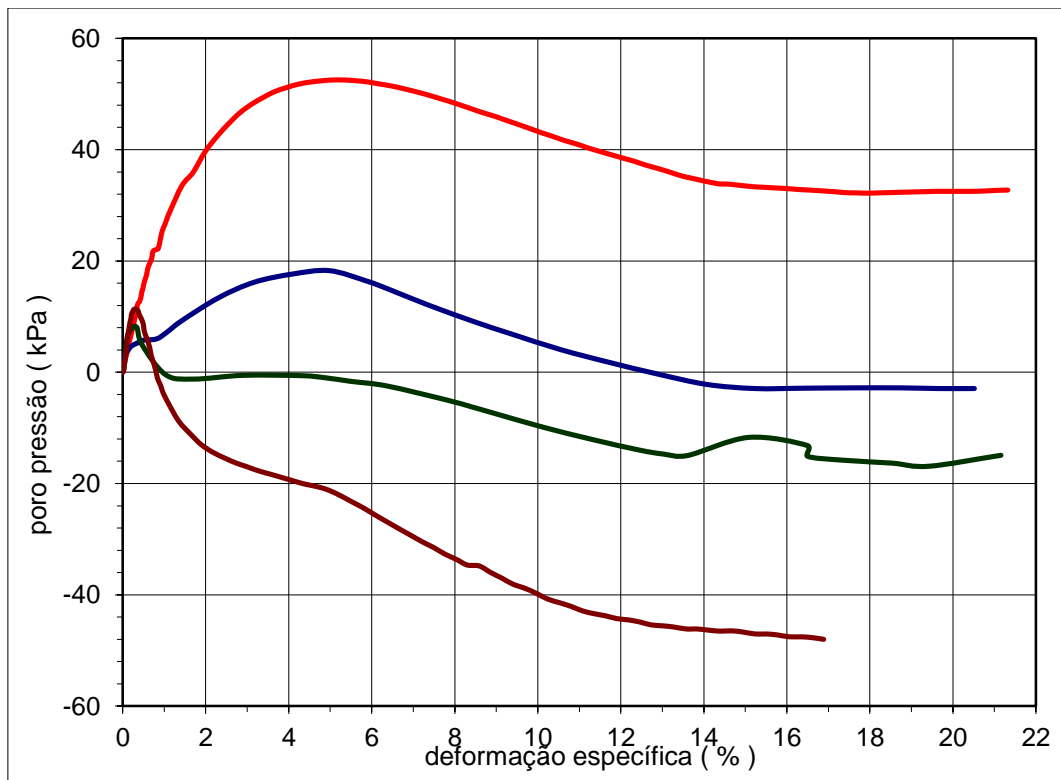


Figura 69 - Curva de tensão de desvio x deformação – Ensaio CAU sobreadensado (série 2)



Curva de poropressão x deformação – Ensaio CAU sobreadensado (série 2)

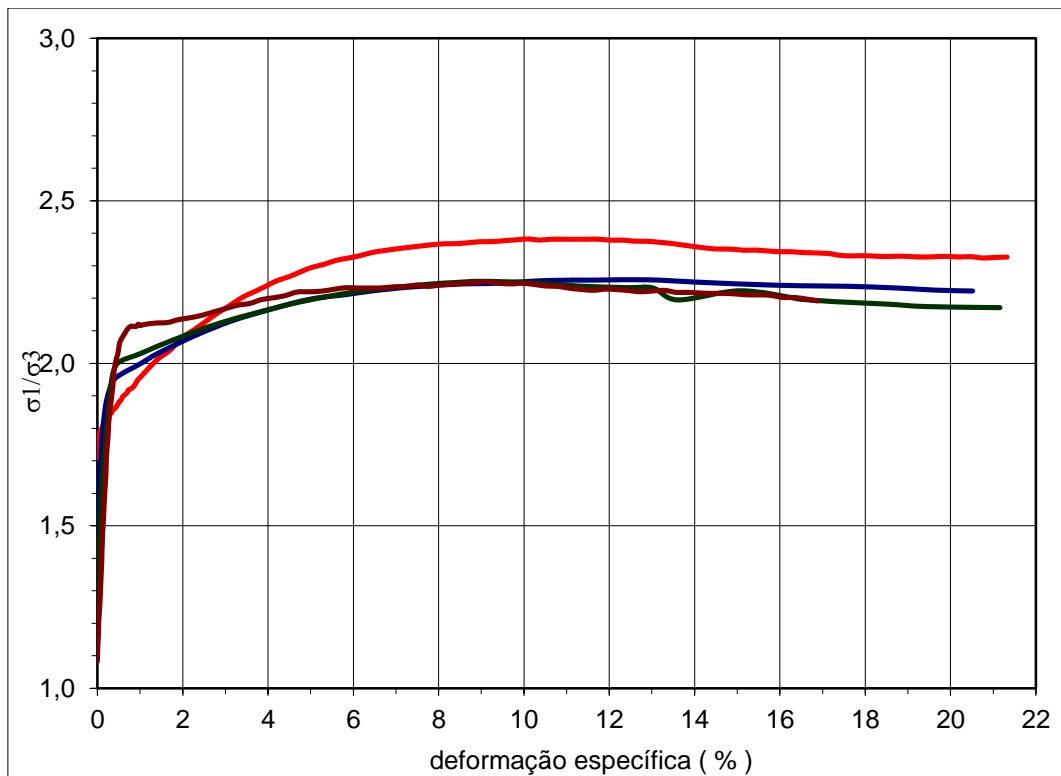


Figura 70 - Curva σ_1/σ_3 x deformação – Ensaio CAU sobreadensado (série 2)

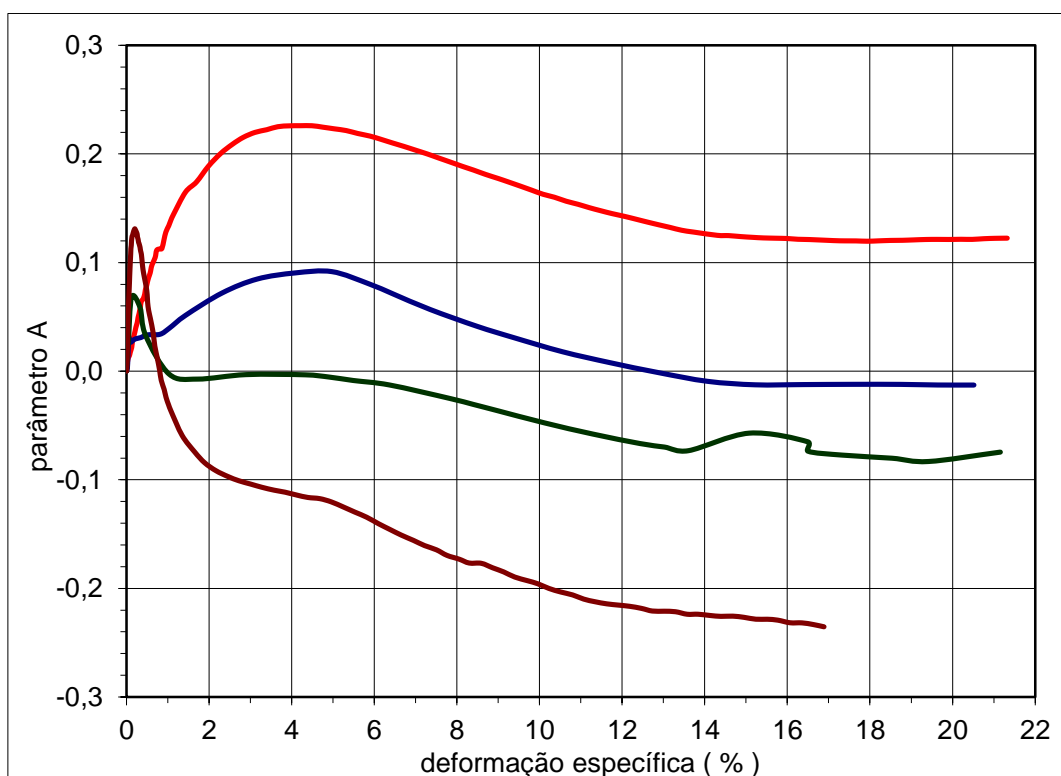


Figura 71 - Curva de parâmetro A x deformação – Ensaio CAU sobreadensado (série 2)

ANEXO 2

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta V}{V} \text{ (a)}$$

Para esta situação:

$$\Delta V = \Delta V_v$$

Onde V_v é o volume de vazios do solo.

O índice de vazios (e) é encontrado pela seguinte equação:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Onde V_s é o volume de sólidos.

Como nesta situação o volume de sólidos é constante:

$$\Delta e = \frac{\Delta V_v}{V_s} \therefore \Delta V_v = V_s \cdot \Delta e$$

$$\Delta V = \Delta V_v = V_s \cdot \Delta e$$

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta V}{V} = -V_s \cdot \frac{\Delta e}{V} \text{ (b)}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1 \therefore \frac{V}{V_s} = e + 1 \text{ (c)}$$

Onde V é o volume total ($V_v + V_s$).

Aplicando c em b:

$$\varepsilon_v = -V_s \cdot \frac{\Delta e}{V} = -\frac{\Delta e}{e + 1}$$

Visto que o volume específico (v) é dado pela equação:

$$v = 1 + e$$

$$\Delta v = \Delta e$$

Logo:

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta e}{e + 1} = -\frac{\Delta v}{v} \text{ (d)}$$

Equação 5:

$$v = v_\kappa - \kappa \cdot \ln(p')$$

$$\Delta v = -\kappa \cdot \frac{\Delta p'}{p'} \text{ (e)}$$

Aplicando d em e:

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta v}{v} = \frac{\kappa \Delta p'}{v p'} \therefore \Delta p' = \frac{\varepsilon_v v p'}{\kappa} \text{ (f)}$$

Dado que, pela teoria da elasticidade, o módulo volumétrico é dado por:

$$K' = -\frac{V\Delta P}{\Delta V} \text{ (g)}$$

Onde P é a pressão atuante no material e, neste caso, ΔP é igual a $\Delta p'$. Utilizando as aplicando a e f temos em g temos:

$$K' = -\frac{V\Delta P}{\Delta V} = \frac{\varepsilon_v v p'}{\kappa} \cdot \frac{1}{\varepsilon_v}$$

$$K' = \frac{v p'}{\kappa}$$

ANEXO 3

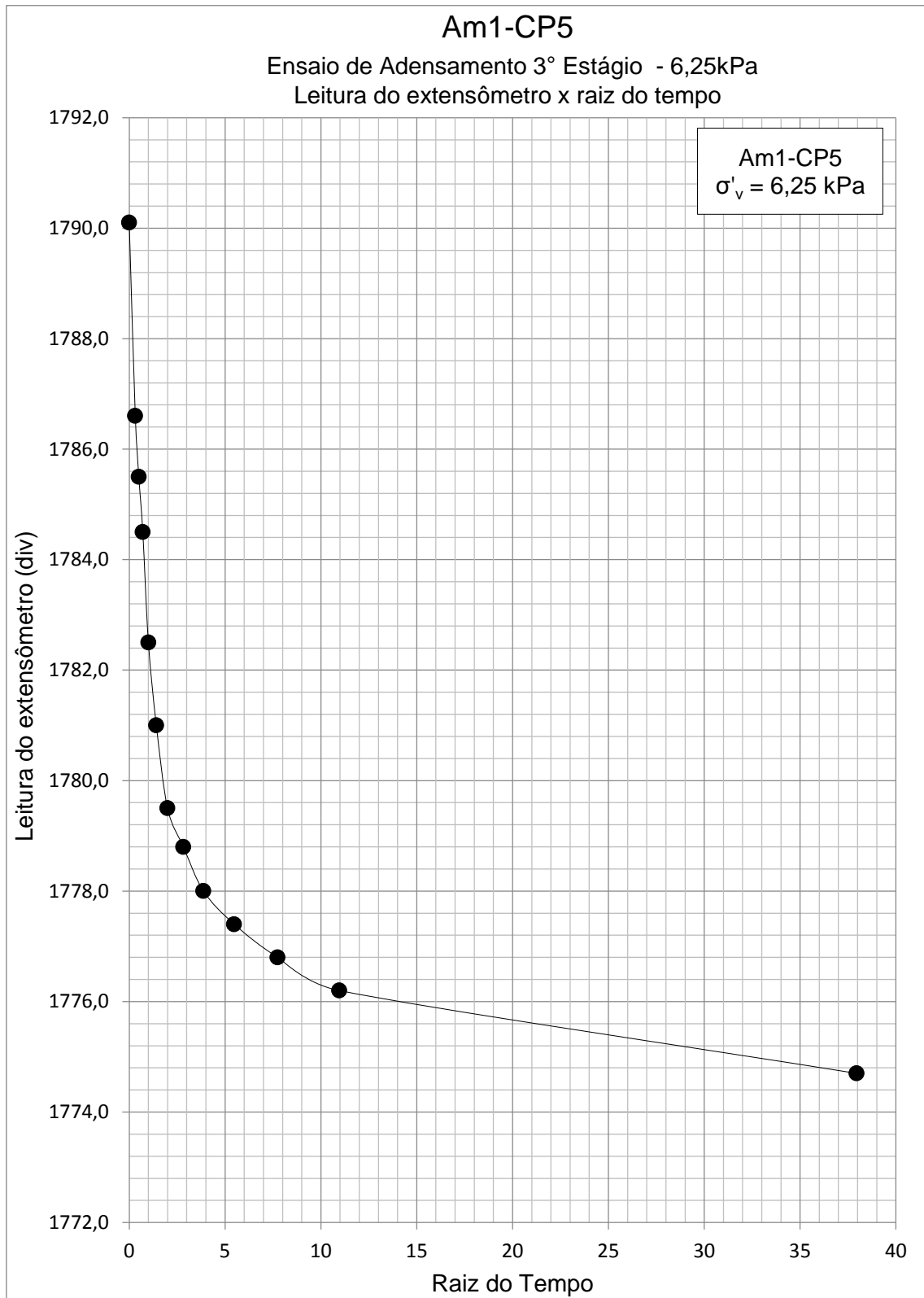


Figura 72 - Am1-CP5 - 3° estágio – 6,25kPa

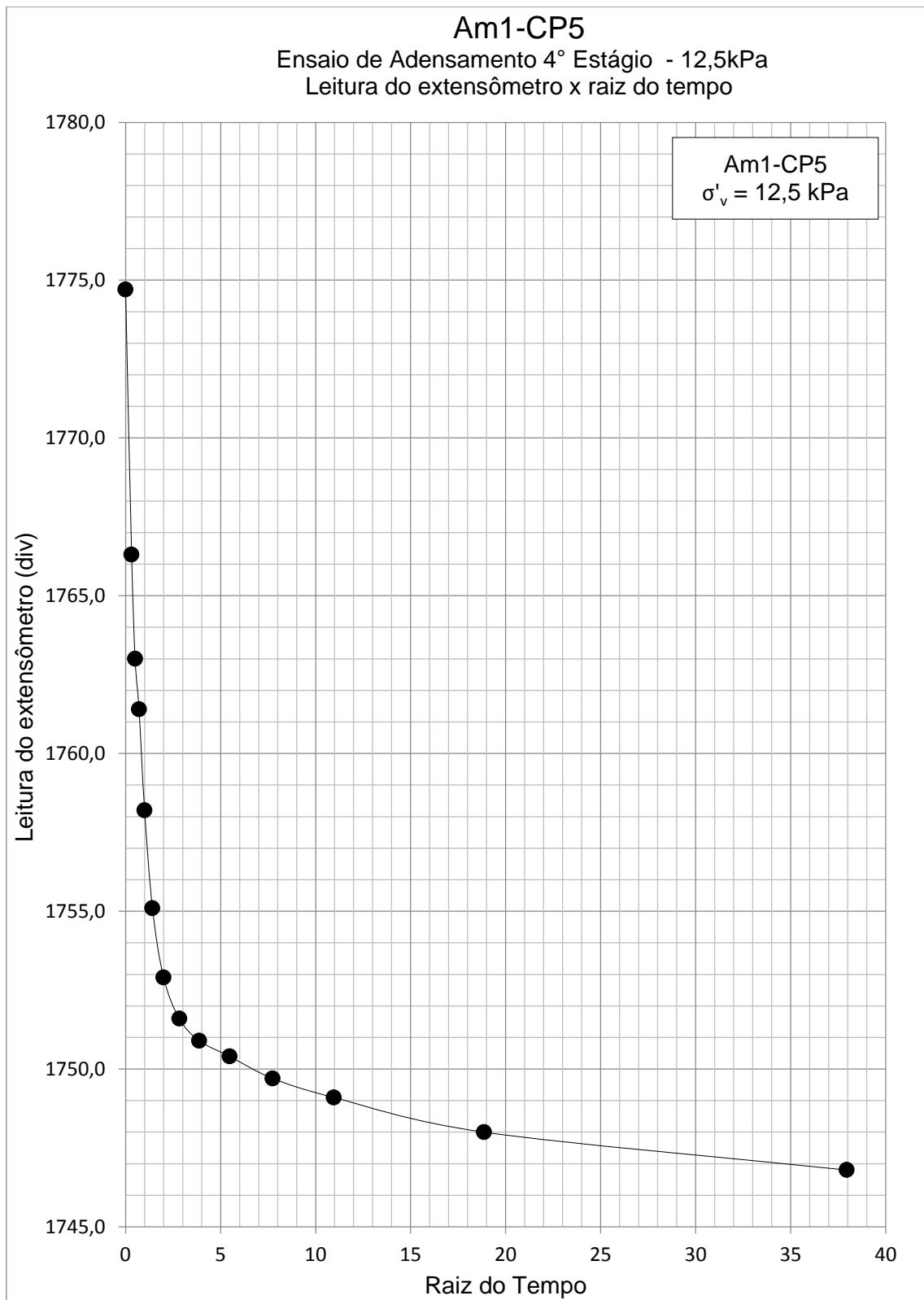


Figura 73 - Am1-CP5 - 4° estágio – 12,5kPa

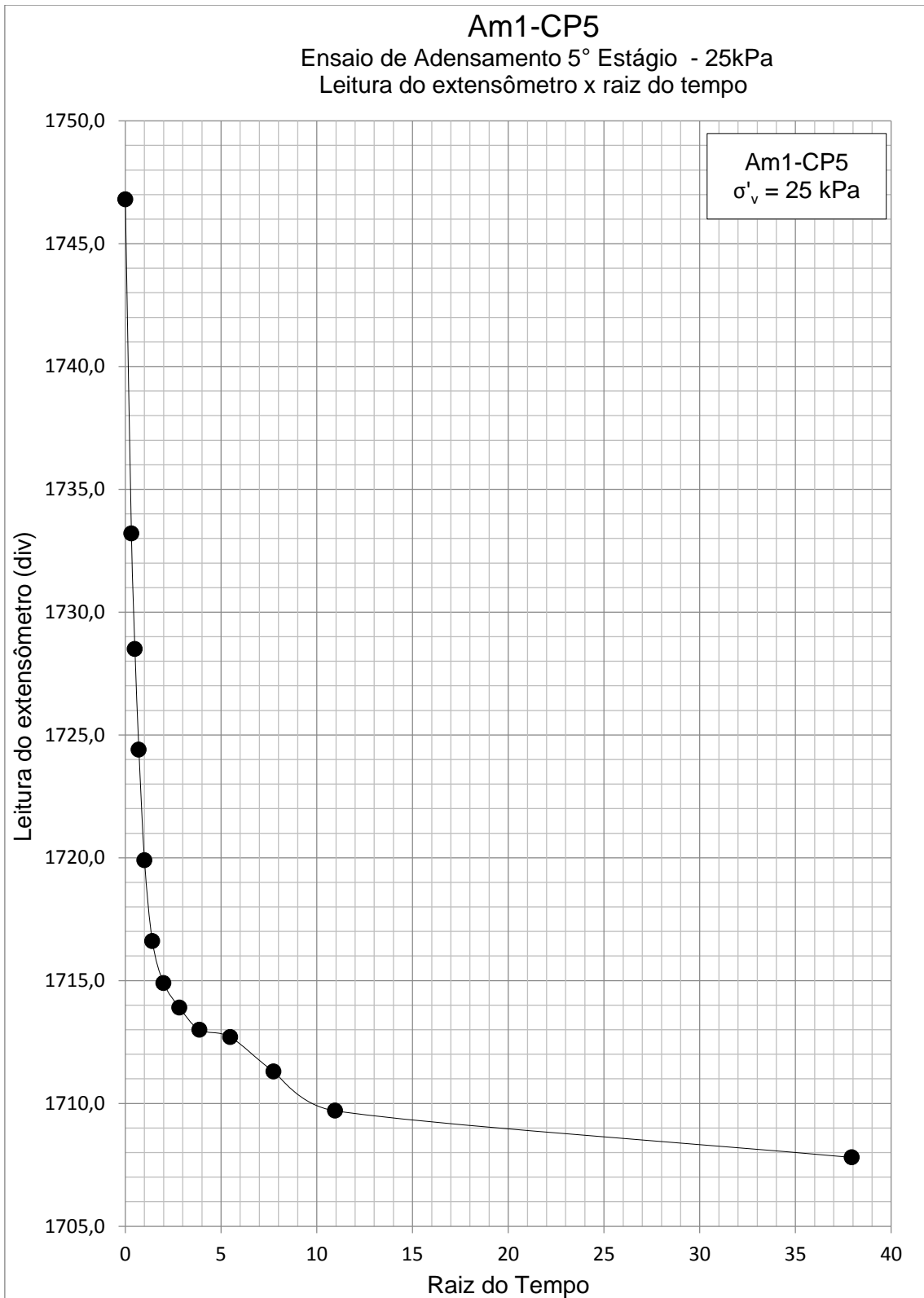


Figura 74 - Am1-CP5 - 5° estágio – 25,0kPa

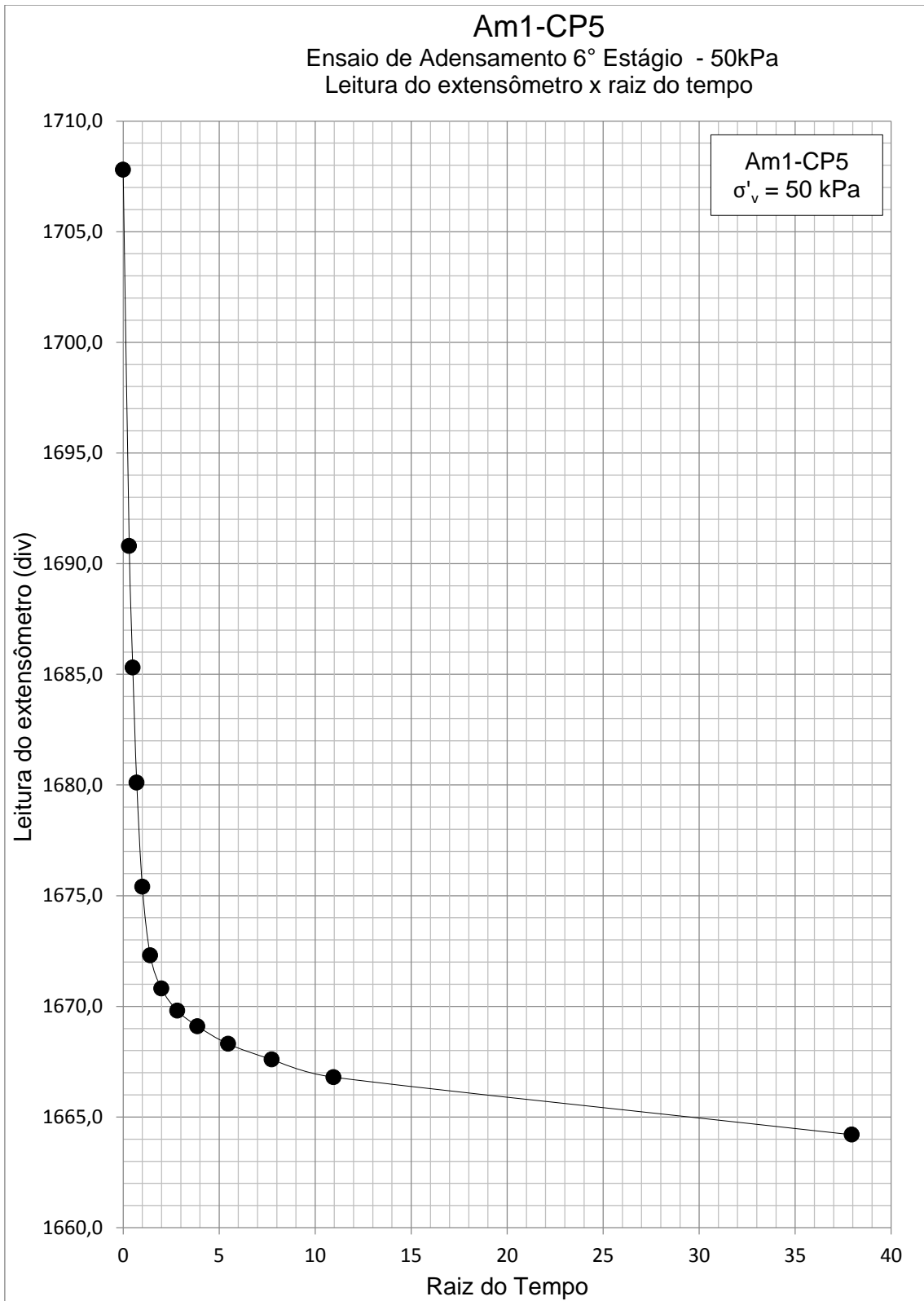


Figura 75 - Am1-CP5 - 6° estágio – 50,0kPa

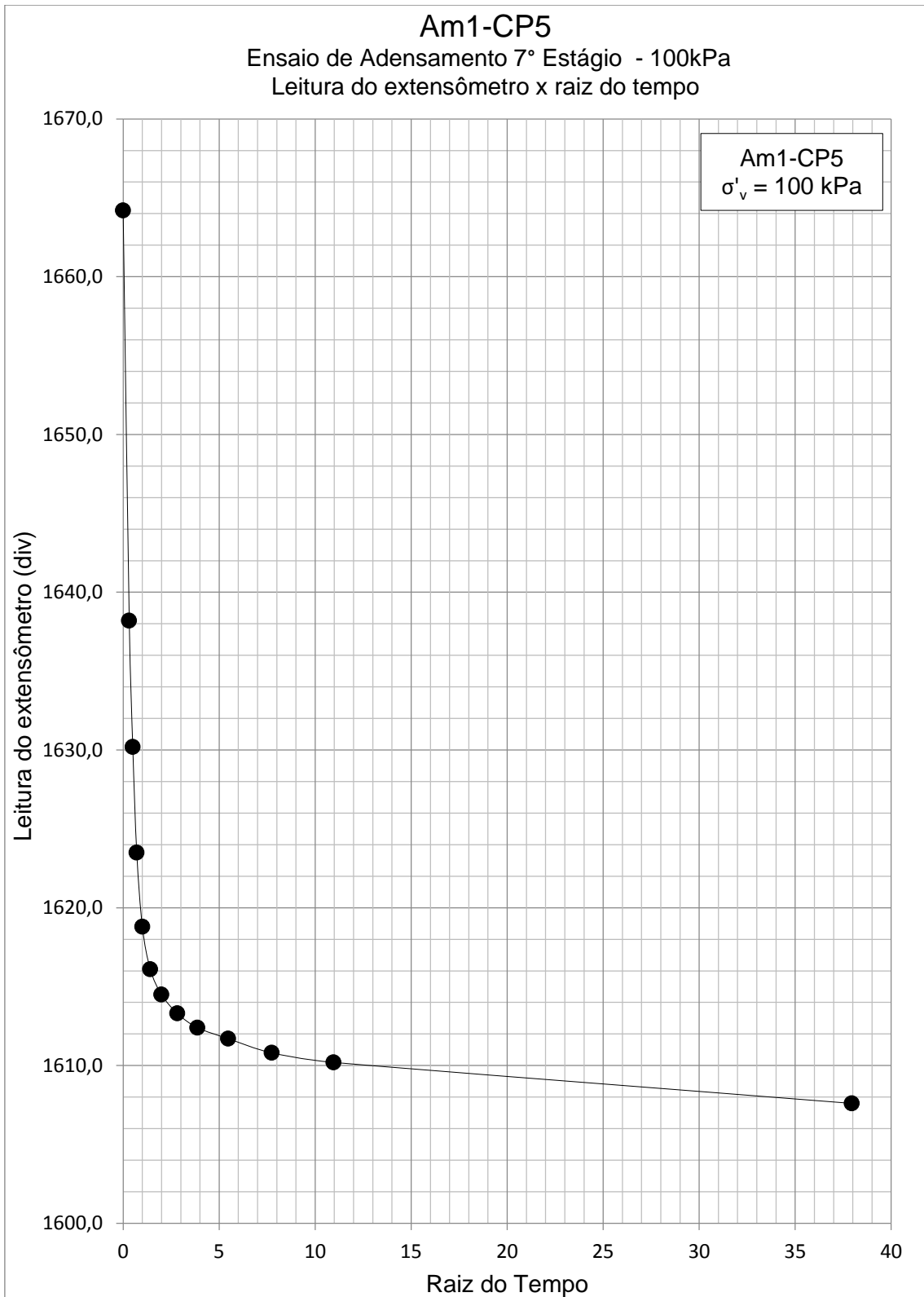


Figura 76 - Am1-CP5 - 7º estágio – 100,0kPa

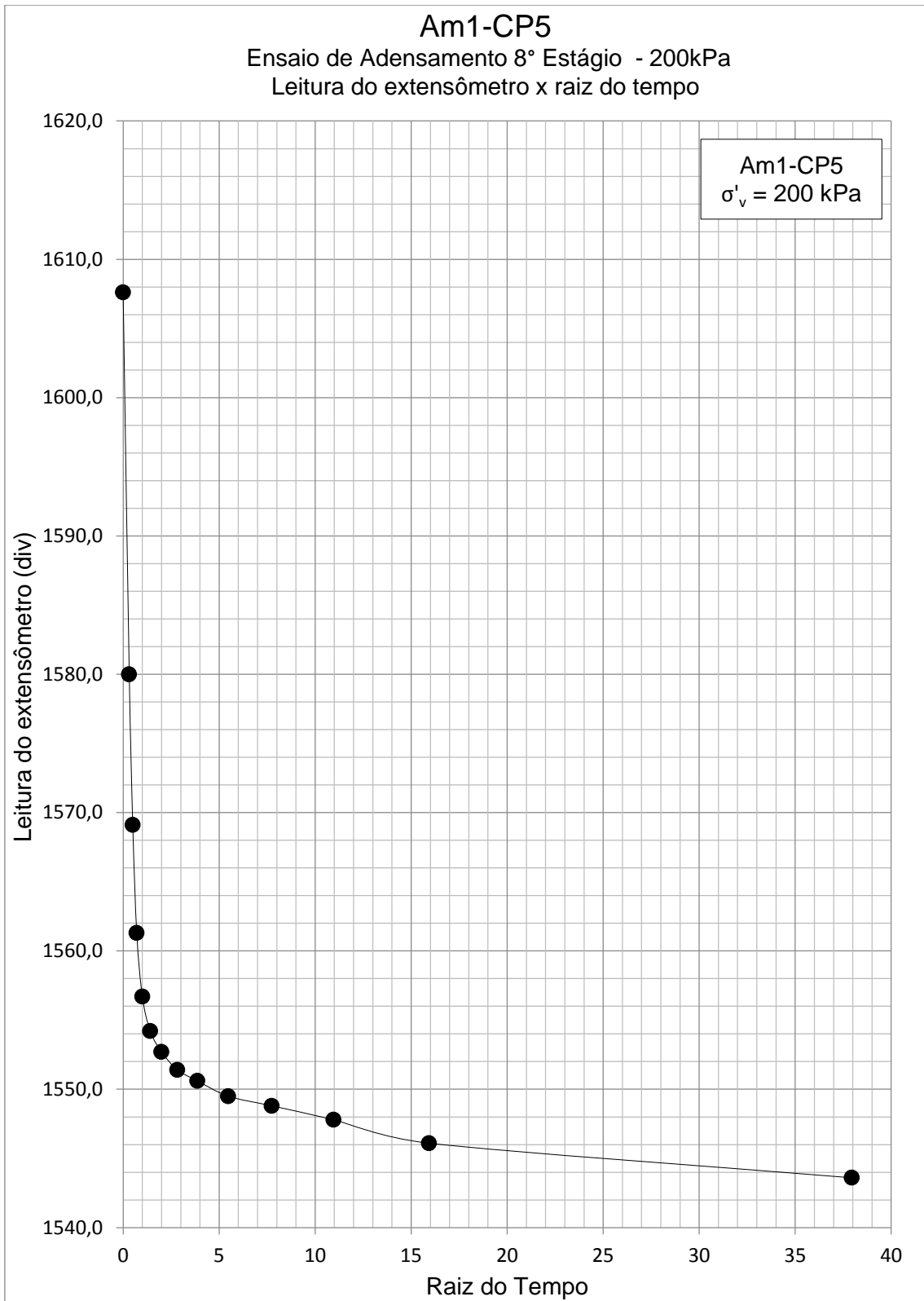


Figura 77 - Am1-CP5 - 8º estágio – 200,0kPa

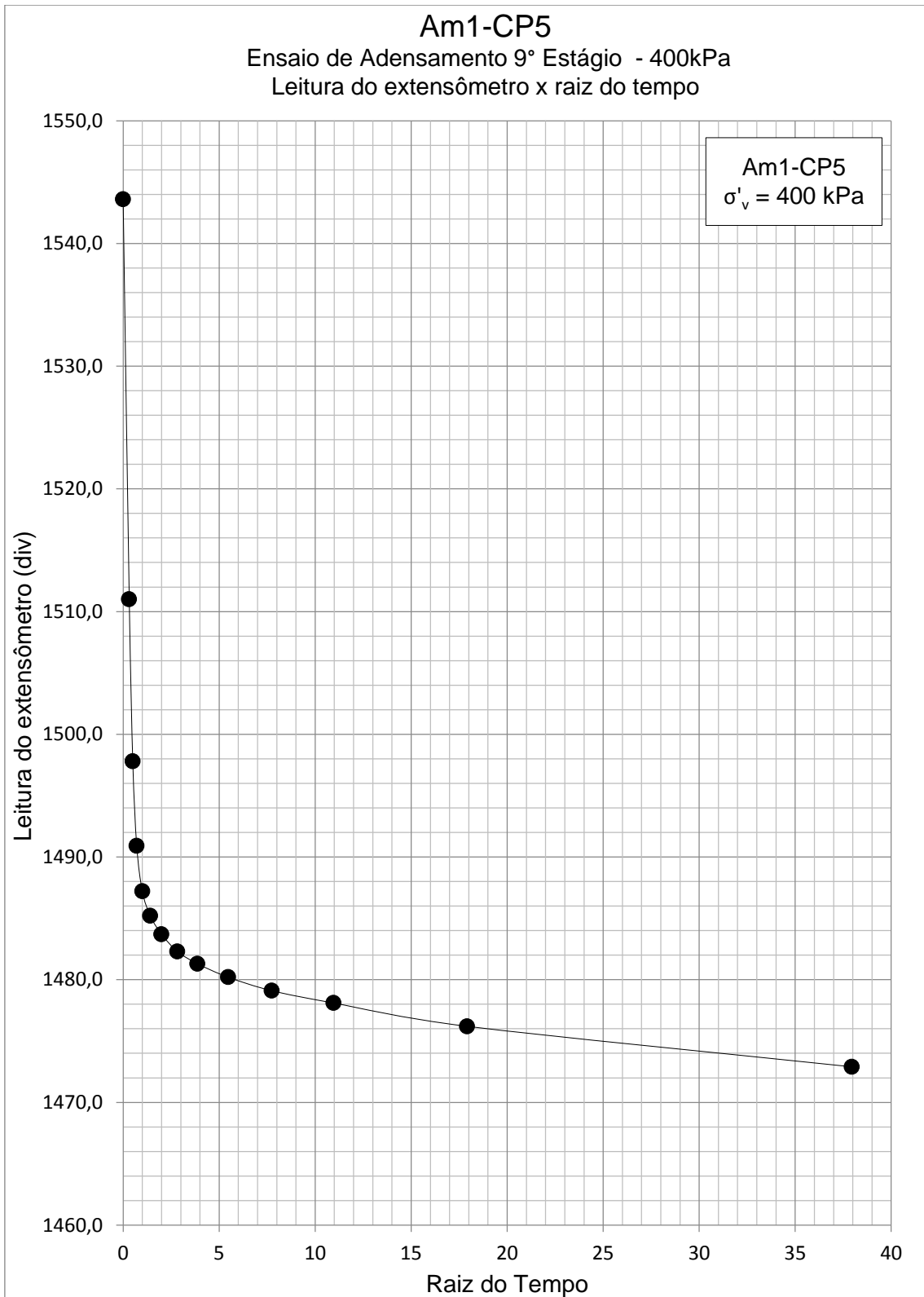


Figura 78 - Am1-CP5 - 9º estágio – 400,0kPa

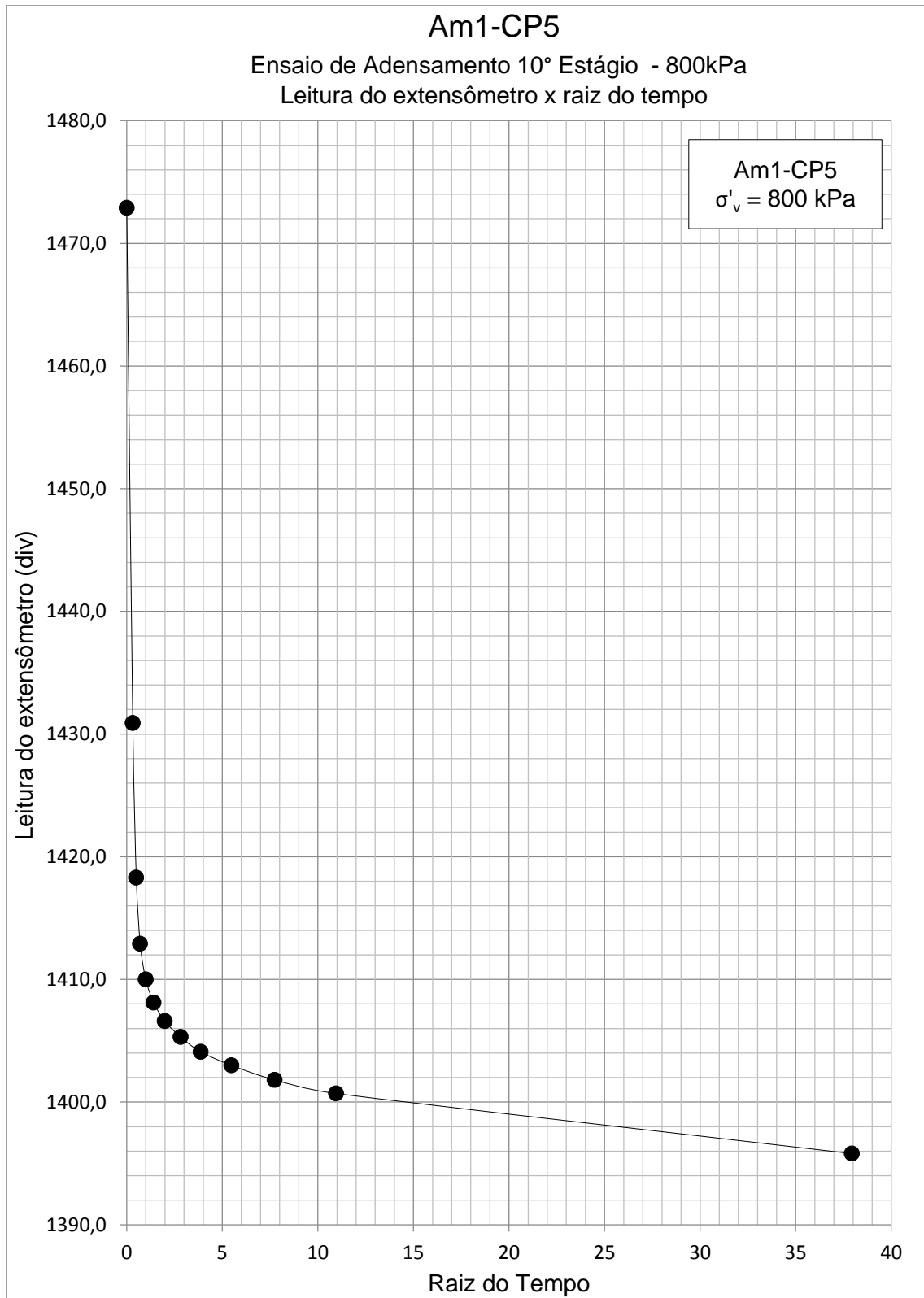


Figura 79 - Am1-CP5 - 10° estágio – 800,0kPa

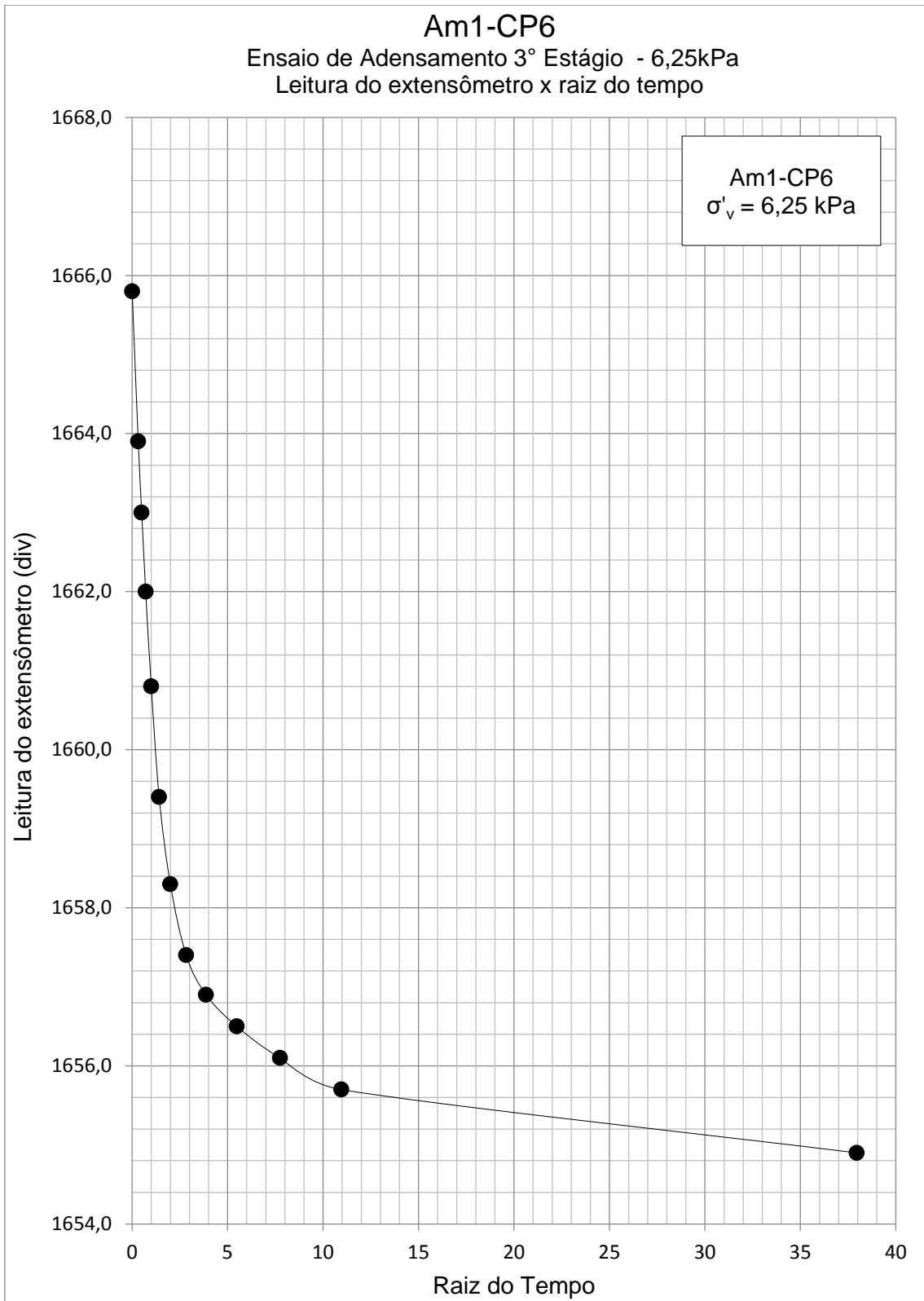


Figura 80 - Am1-CP6 - 3° estágio – 6,25kPa

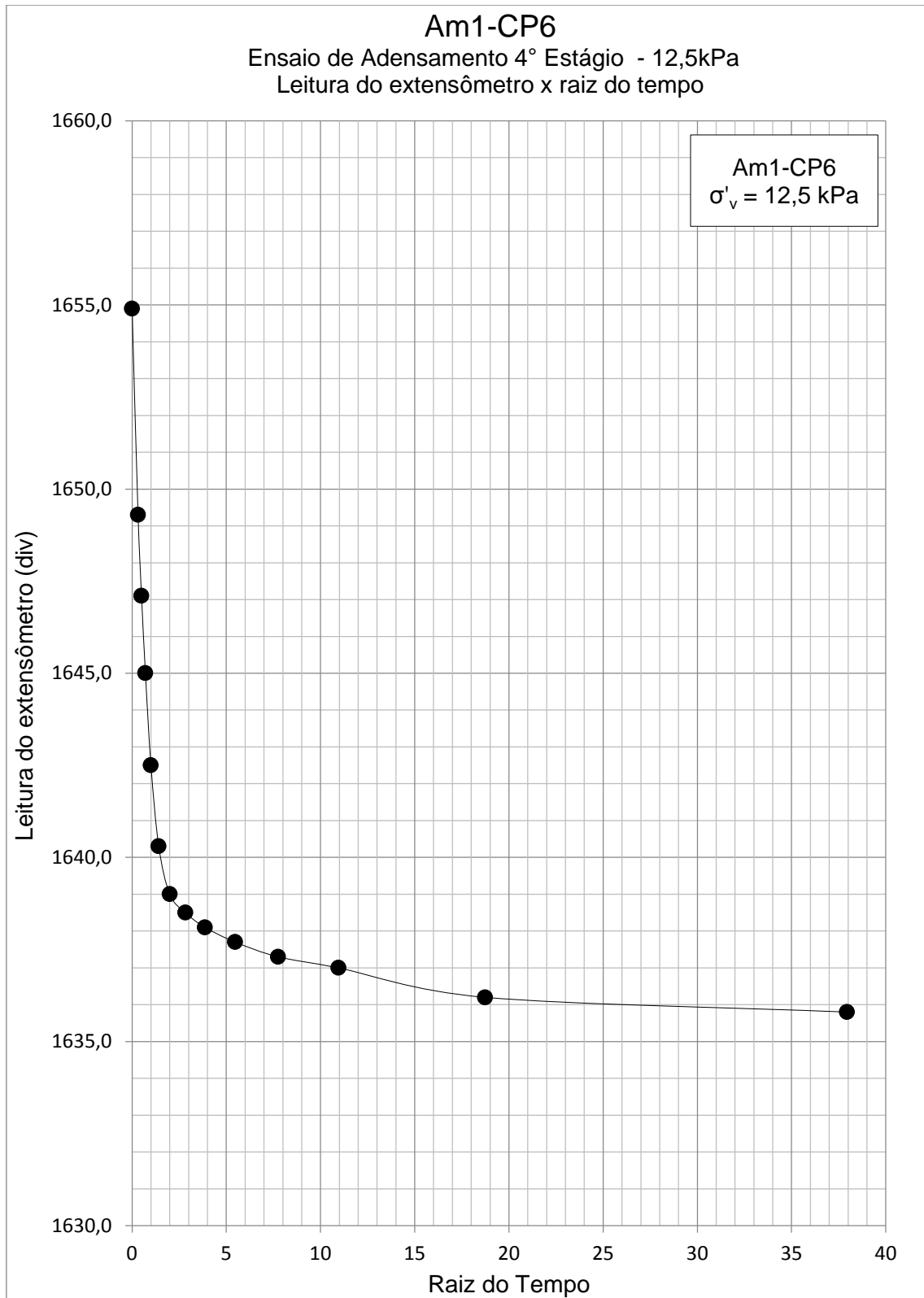


Figura 81 - Am1-CP6 - 4° estágio – 12,5kPa

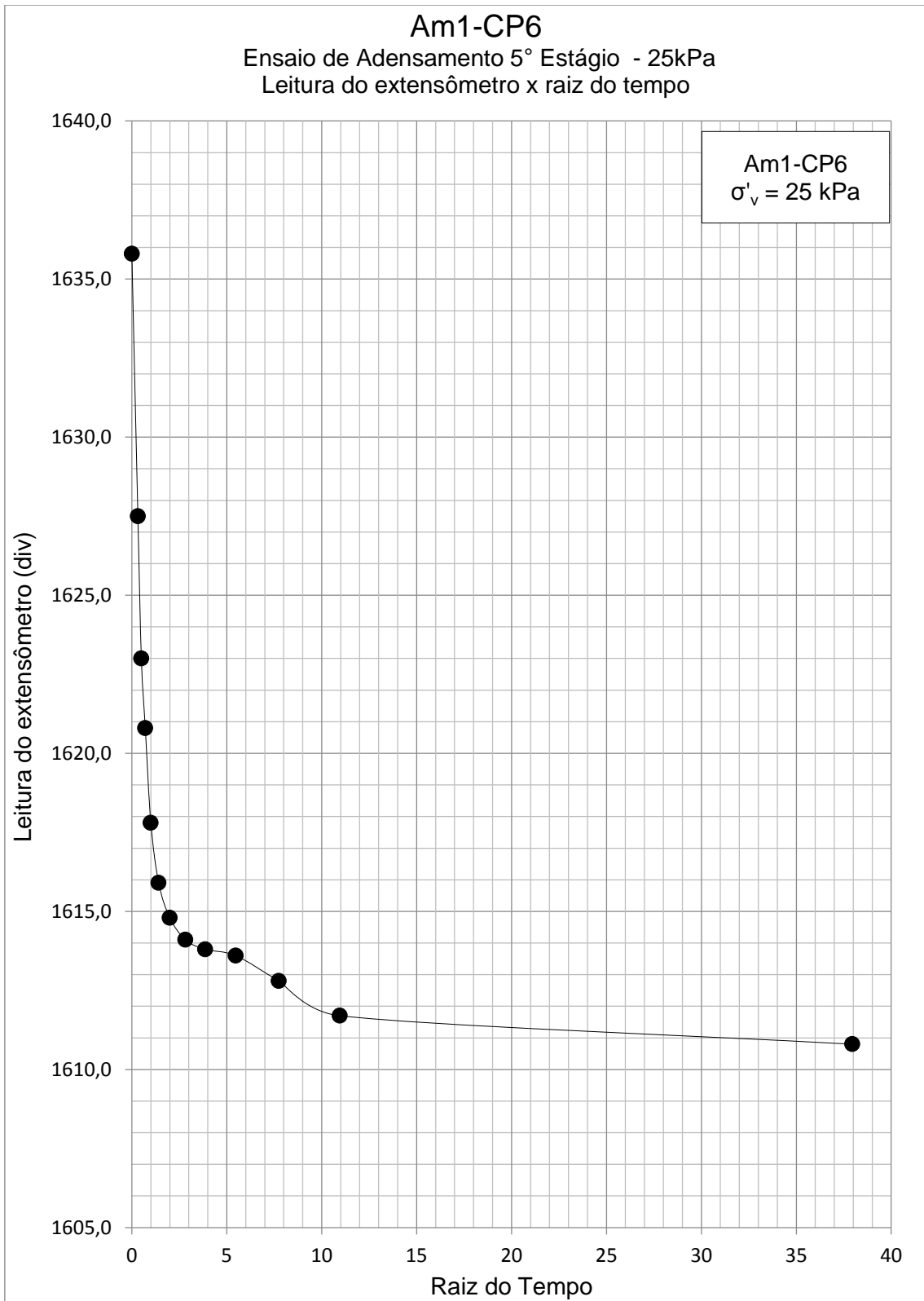


Figura 82 - Am1-CP6 - 5° estágio – 25,0kPa

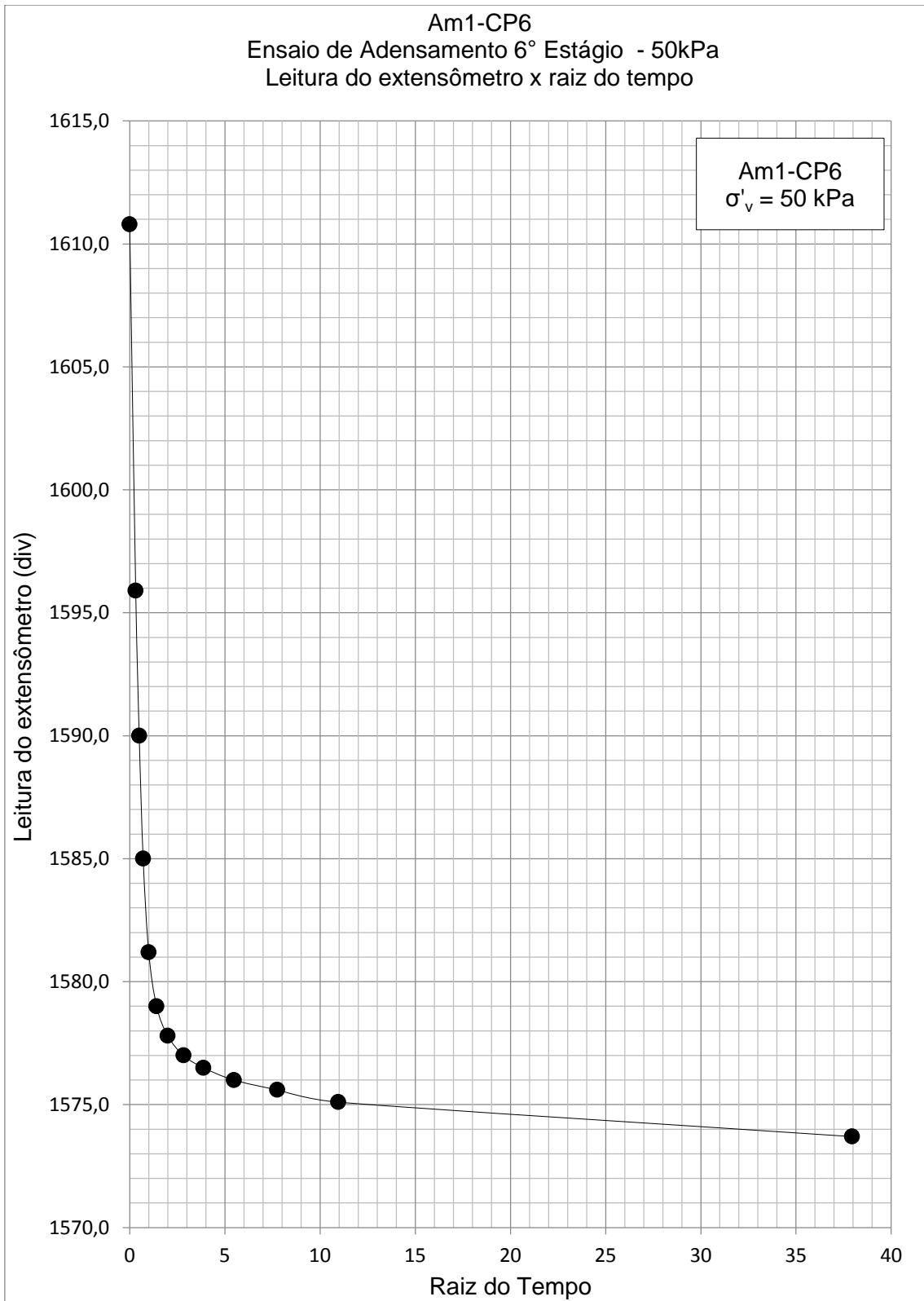


Figura 83 - Am1-CP6 - 6° estágio – 50,0kPa

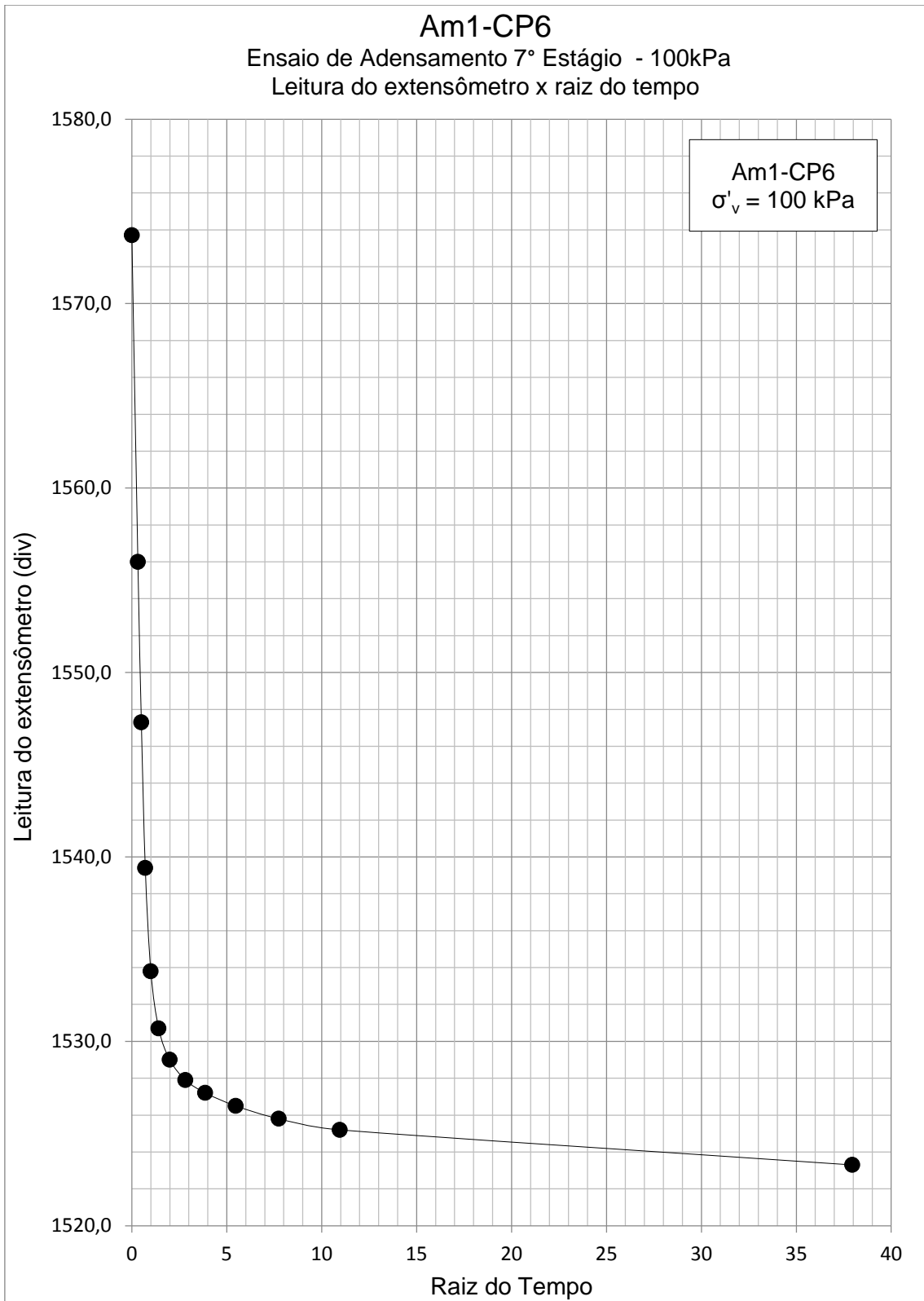


Figura 84 - Am1-CP6 - 7° estágio – 100,0kPa

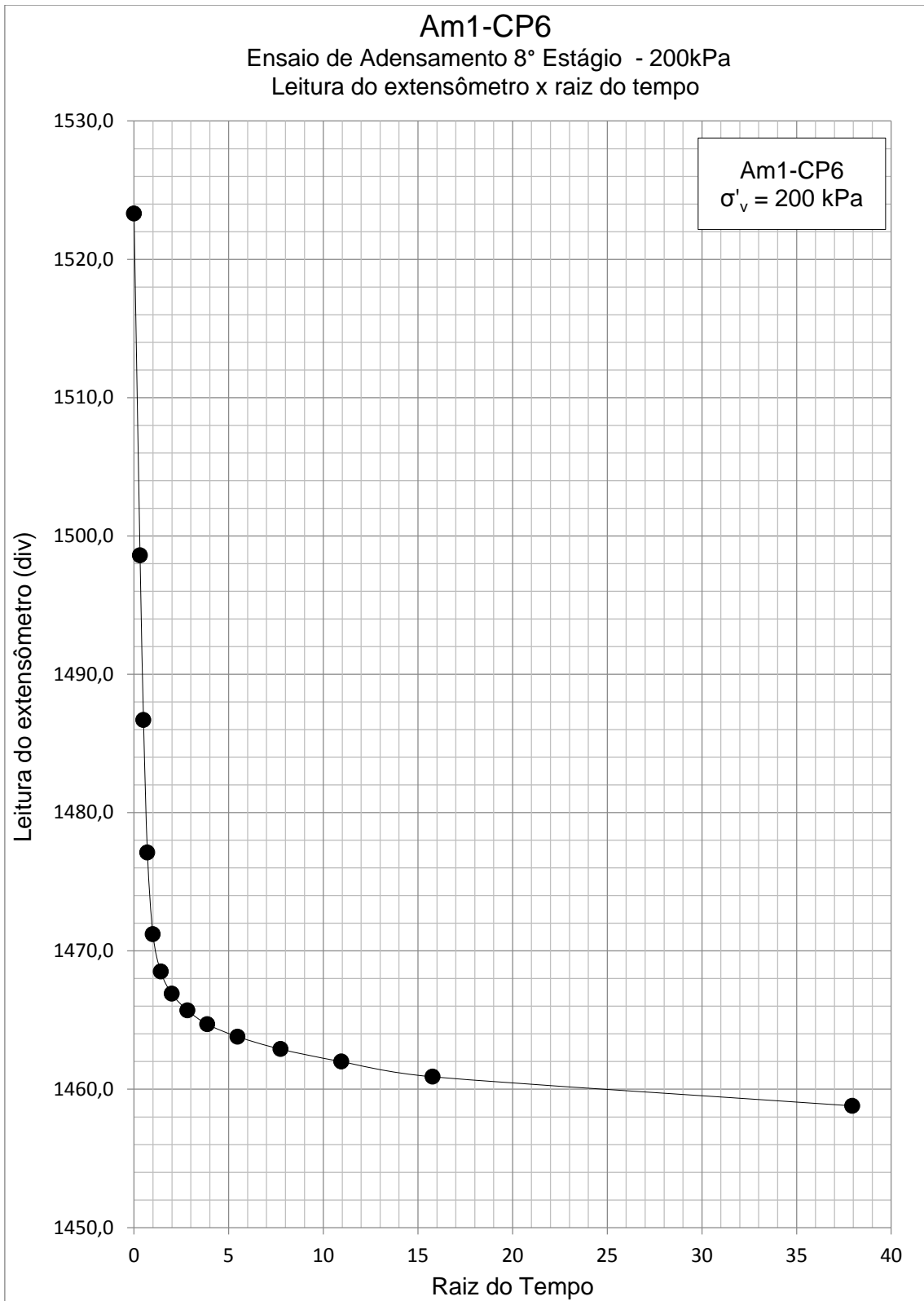


Figura 85 - Am1-CP6 - 8º estágio – 200,0kPa

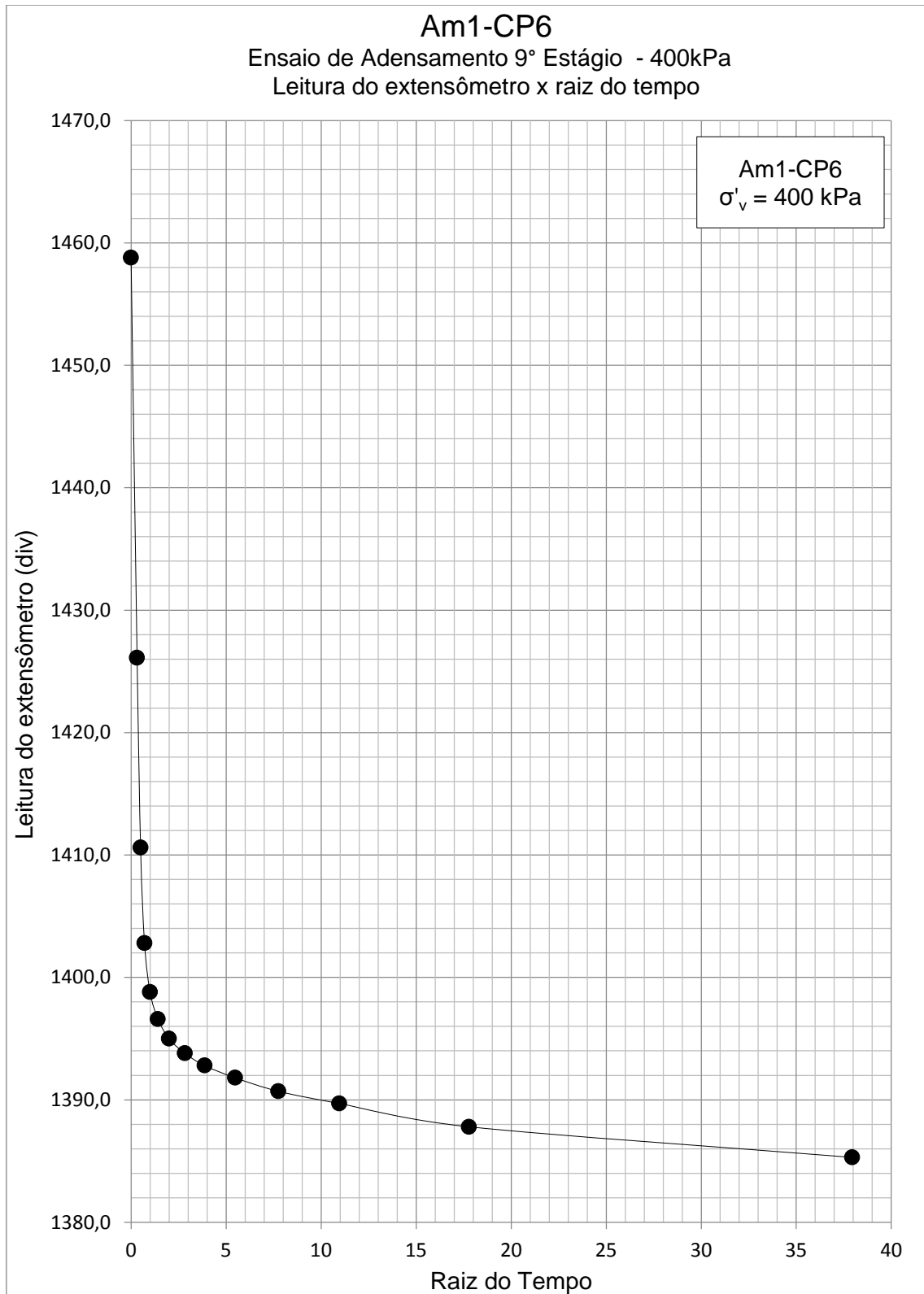


Figura 86 - Am1-CP6 - 9º estágio – 400,0kPa

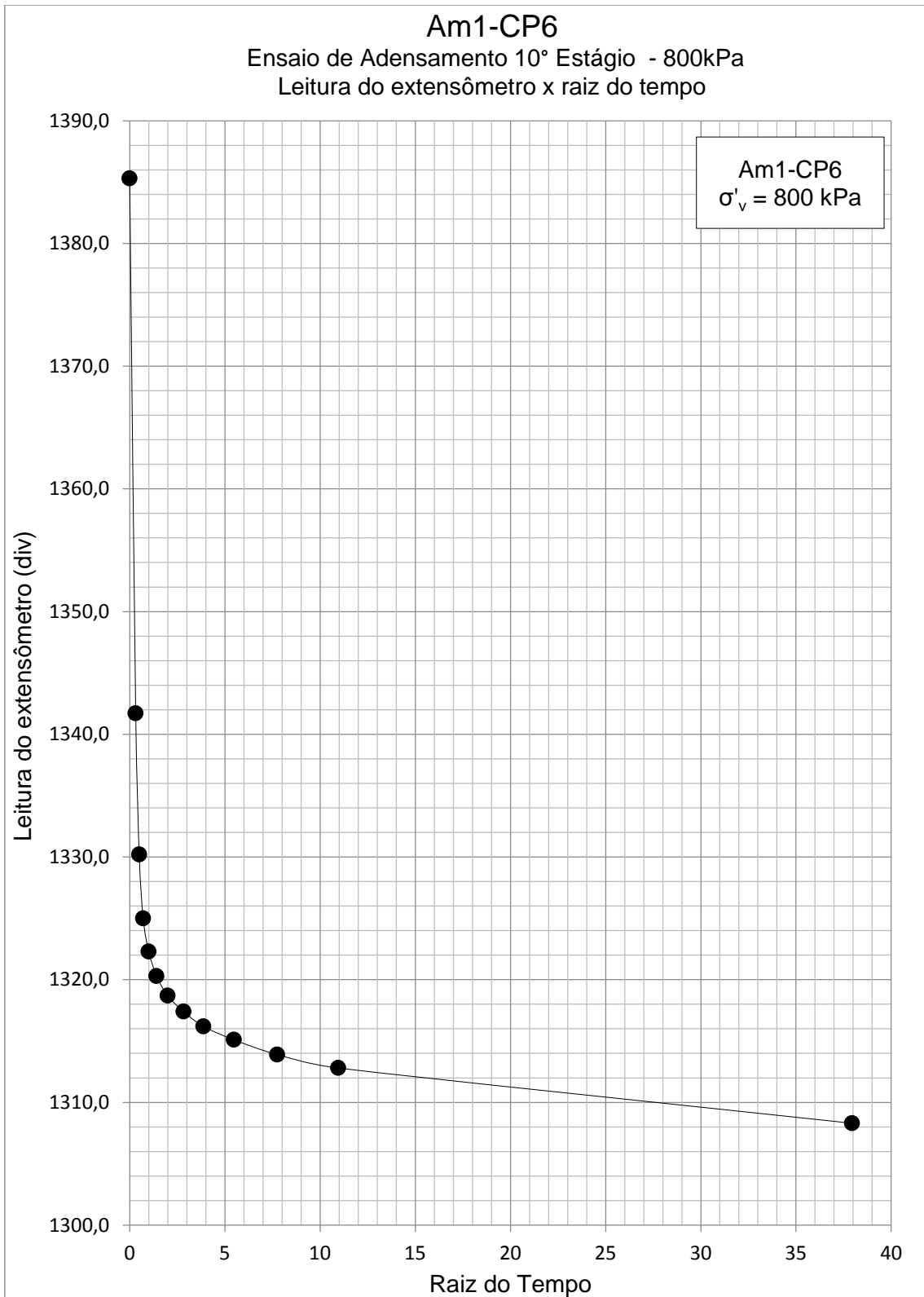


Figura 87 - Am1-CP6 - 10° estágio – 800,0kPa