



ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO ARGILOSO MARINHO EM  
ENSAIOS DE CISALHAMENTO SIMPLES (DSS) CÍCLICO

Fernanda Fronza

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger  
Graziella Maria Faquim Jannuzzi

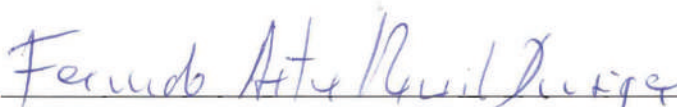
Rio de Janeiro  
Abril de 2017


ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO ARGILOSO MARINHO EM  
ENSAIOS DE CISALHAMENTO SIMPLES (DSS) CÍCLICO

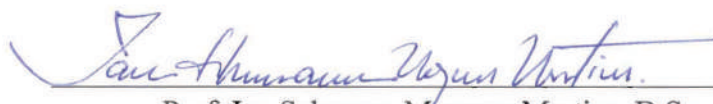
Fernanda Fronza

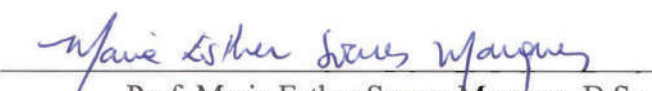
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

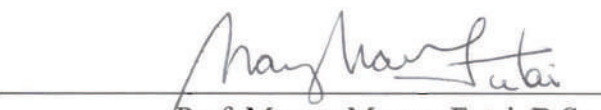
  
Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

  
Prof. Graziella Maria Faquim Jannuzzi, D.Sc.

  
Prof. Ian Schuman Marques Martins, D.Sc.

  
Prof. Maria Esther Soares Marques, D.Sc.

  
Eng. Claudio dos Santos Amaral, M.Sc.

  
Prof. Marcos Massao Futai, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2017

Fronza, Fernanda

Análise do Comportamento de um Solo Argiloso Marinho em Ensaio de Cisalhamento Simples (DSS) Cíclico / Fernanda Fronza. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

X, 201 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 128-131.

1. Ensaio de DSS cíclico. 2. Investigação geotécnica. 3. Comportamento cíclico de argilas. I. Danziger, Fernando Artur Brasil *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

## DEDICATÓRIA

*À minha família,  
dedico este trabalho.*



## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por todas as graças recebidas nesta vida, me guiando e me protegendo sempre.

À minha família pela compreensão durante minhas ausências, pelo incentivo aos meus estudos e pelos momentos de felicidade quando estamos juntos.

Ao meu namorado Lucas, pela paciência e por todo carinho nesses últimos meses de pesquisa.

Aos meus orientadores, Fernando e Graziella, pelos conhecimentos passados, pela atenção despendida ao longo da minha pesquisa, e carinho com que fui sempre tratada.

Às minhas colegas de trabalho, Vanessa, Fernanda e Rita pelos conselhos e incentivo à pesquisa. E aos colegas de outrora, Lúcio Flávio, Júlio Pequeno e Paulo Coelho, pelos conhecimentos compartilhados durante os primeiros anos de mestrado.

Aos colegas de mestrado, Vinícius, Cristhiano e Abraham, pelo auxílio nos estudos.

À Angèle pelo auxílio com dados dos ensaios de laboratório e amostras.

À equipe do LECI – Laboratório de Ensaio de Campo e Instrumentação – Professor Márcio Miranda Soares, Roberto, Edgar, Arthur, Rita e Marcela.

À Petrobras pela oportunidade de estudos e do desenvolvimento desta pesquisa.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO ARGILOSO MARINHO EM  
ENSAIOS DE CISALHAMENTO SIMPLES (DSS) CÍCLICO

Fernanda Fronza

Abril/2017

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Programa: Engenharia Civil

São realizados e analisados ensaios de cisalhamento simples (“direct simple shear, DSS”) cíclico em um depósito de solo argiloso de um campo de exploração de petróleo *offshore*. Os ensaios foram de dois tipos: tensão controlada e distorção angular controlada. Os ensaios de tensão controlada foram realizados em um laboratório externo à universidade, envolvendo tensões cisalhantes médias nulas e parcelas da resistência ao cisalhamento não drenada obtidas de ensaios monótonos convencionais. Os ensaios de distorção angular controlada foram realizados na COPPE/UFRJ, com tensões cisalhantes médias nulas. Os ensaios de cisalhamento simples de carregamento monótono realizados nos dois laboratórios foram comparados. Ensaios de carregamento monótono realizados em amostras previamente cicladas foram também realizados na COPPE/UFRJ. O comportamento pré e pós ciclagem foi analisado.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

THE BEHAVIOR OF AN OFFSHORE CLAY IN CYCLIC DIRECT SIMPLE SHEAR TESTS

Fernanda Fronza

April/2017

Advisors: Fernando Artur Brasil Danziger

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Department: Civil Engineering

Cyclic direct simple shear (DSS) tests in an offshore clay site have been performed and analyzed. Two types of tests have been carried out: stress controlled and strain controlled. The stress controlled tests were conducted in a commercial laboratory, where average shear stresses equal to zero and to fractions of the undrained shear strength obtained in monotonic conventional DSS tests. The strain controlled tests have been performed at COPPE/UFRJ, with average shear stresses equal to zero. The monotonic DSS tests performed in both laboratories have been compared. Monotonic DSS tests have also been conducted after cycling at COPPE/UFRJ. The behavior before and after cycling is also analyzed.

## **Glossário**

Parâmetros cíclicos: parâmetros de resposta do solo quando submetido ao cisalhamento cíclico;

Tensão cisalhante cíclica: tensão aplicada no solo durante o cisalhamento cíclico;

Dados monótonos: parâmetros de resistência do solo obtidos a partir da execução de ensaios com carregamentos monótonos, ou seja, com deslocamentos (e distorções angulares) crescentes;

Tensão cisalhante média: tensão aplicada no solo em único sentido, previamente ao cisalhamento cíclico;

Capacidade cíclica: capacidade do solo em resistir às solicitações cíclicas a que está submetido;

Diagramas de contorno: diagramas contendo curvas de iguais valores de número final de ciclos para a ruptura do solo, relacionadas aos valores de tensões cisalhantes cíclicas e médias aplicadas no solo.

### **Correspondência com a língua inglesa:**

Ensaio de cisalhamento simples (DSS) cíclico ou ensaio cíclico: cyclic direct simple shear test.

Ensaio de distorção angular controlada: strain controlled test.

Ensaio de tensão controlada: stress controlled test.

Ensaio monótono: monotonic test; static test.

## Sumário

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Generalidades .....	1
1.2 Motivação.....	2
1.3 Objetivo.....	3
1.4 Organização.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – ENSAIOS DSS CÍCLICOS.....	4
2.1 Desenvolvimento dos Ensaios de Cisalhamento Simples Direto - DSS .....	4
2.2 Análise conceitual do princípio do Ensaio de DSS.....	6
2.3 Estado inicial de tensões do solo .....	8
2.4 Comportamento do solo solicitado por carregamentos cíclicos.....	10
2.5 Tipos de ensaios de DSS cíclicos .....	14
2.6 Diagramas de Contorno Cíclico .....	17
2.7 Módulo cisalhante e amortecimento do solo.....	21
3. O MATERIAL ENSAIADO.....	23
3.1 A origem dos dados de solo.....	25
3.2 Caracterização Geotécnica.....	28
3.2.1 Ensaios de piezocone e ensaios de laboratório realizados a bordo.....	29
3.2.2 Ensaios de laboratório em terra .....	32
3.2.3 Análise dos resultados dos ensaios.....	32
3.2.3.1 Perfil do solo.....	32
3.2.3.2 Composição do material e índices físicos e de consistência .....	35
3.2.3.3 Parâmetros de adensamento .....	41
3.2.3.4 Resistência ao cisalhamento não drenada.....	47
4. ENSAIOS DSS CÍCLICOS E MONÓTONOS – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	52
4.1 Ensaios realizados em laboratório externo .....	52
4.1.1 Realização dos ensaios.....	53
4.2 Ensaios realizados na COPPE/UFRJ.....	61
4.2.1 Introdução.....	61
4.2.2 Medida da velocidade de propagação da onda cisalhante ( $V_s$ ) através de <i>Bender Elements</i> .....	61
4.2.3 Procedimento de moldagem do corpo de prova.....	67
4.2.4 Realização dos ensaios .....	73

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	91
5.1 Sobre a qualidade das amostras .....	91
5.2 Ensaio cíclico de tensão controlada .....	93
5.2.1 Generalidades .....	93
5.2.2 Diagramas de contorno.....	95
5.2.3 Degradação.....	98
5.3 Ensaio cíclico de velocidade de distorção angular controlada .....	101
5.3.1 Generalidades .....	101
5.3.2 Degradação.....	106
5.4 Ensaio monótono .....	111
5.4.1 Comparação entre ensaios COPPE/UFRJ e laboratório externo.....	111
5.4.2 Efeito da velocidade .....	116
5.4.3 Rigidez .....	119
5.4.4 Tendência da poropressão gerada .....	121
5.5 Comparações entre ensaios de tensão controlada e de velocidade de distorção angular controlada.....	122
6. RESUMO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	125
6.1 Resumo e conclusões .....	125
6.2 Sugestões para pesquisas futuras .....	127
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	128
ANEXOS.....	132

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 Generalidades

Ao longo das últimas décadas houve uma crescente exploração de petróleo em áreas *offshore*, demandando assim o desenvolvimento de estruturas robustas e estáveis o suficiente para propiciar segurança e eficiência na extração e no processamento dos recursos desejados.

Segundo ANDERSEN (2015), por estarem instaladas em um meio com maior dinamismo que as estruturas *onshore*, uma particularidade das estruturas *offshore* é que estas devem resistir às solicitações de carregamento cíclico de ondas. E, para o caso das usinas de energia eólica *offshore*, que vêm sendo instaladas mais comumente em países do hemisfério norte, estas também estão sujeitas ao carregamento dos ventos.

As estruturas *offshore* podem ter diversos tipos de fixação no solo: através do peso próprio (estruturas de gravidade, apoiadas diretamente no solo), por estacas, ou ainda por serem estruturas flutuantes, estarem fixadas por âncoras de gravidade, de sucção, entre outros.

Os efeitos de carregamento cíclico são também importantes nos projetos de estruturas localizadas ao longo da costa e próximas desta, tais como portos, quebra-mar, pontes, entre outras.

São diversas as fontes de carregamento cíclico, podendo ter amplitude, período e duração diversos. A origem destes carregamentos pode ser devida a ondas, terremotos, icebergs, movimentação de placas de gelo, variações de maré, tráfego, explosões, vibrações de máquinas e esvaziamento e enchimento de armazéns (ANDERSEN, 2004; ANDERSEN, 2015).

O conhecimento dos parâmetros do solo bem como de seu comportamento frente às solicitações cíclicas é necessário para o desenvolvimento de projetos de fundação de diversos tipos de estruturas (ANDERSEN, 2004).

De acordo com ANDERSEN (2015), para atender os requisitos de projeto de fundações, os parâmetros de solo necessários são os dados cíclicos do solo, dados monótonos (estáticos) e as características de adensamento.

Os parâmetros cíclicos do solo são função das tensões cisalhantes cíclica e média e do número de ciclos. Entre eles, podem ser citadas as distorções angulares (cíclicas, médias e permanentes), poropressão permanente, distorção angular volumétrica, resistência ao cisalhamento estática pós-cíclico e amortecimento (*damping*). São parâmetros anisotrópicos e dependem do caminho de tensões seguido durante o ensaio.

Os dados monótonos são normalmente utilizados como referência para os dados cíclicos do solo. São também utilizados para a construção de diagramas cíclicos de contorno ou ainda para obtenção da capacidade cíclica através de leis de degradação e diagramas existentes normalizados pela capacidade estática (resistência ao cisalhamento obtida do ensaio monótono). Nos casos de argilas, por exemplo, normalmente a resistência ao cisalhamento não drenada obtida do ensaio estático é utilizada para normalização dos parâmetros cíclicos do solo.

Segundo ANDERSEN (2015), para se realizar a análise de um projeto de fundação é necessária a determinação dos parâmetros do solo em laboratório, primeiramente através do adensamento do corpo de prova para as tensões efetivas *in situ* e em seguida realizando o cisalhamento com o caminho de tensões o mais próximo possível das condições de campo. Os ensaios DSS cíclicos e triaxiais cíclicos são os que melhor simulam tais condições.

## **1.2 Motivação**

A autora da presente pesquisa atua profissionalmente como engenheira da Petrobras, na qual muitas vezes é solicitada a programar e especificar as campanhas de ensaios de laboratório, bem como de coletas de amostras indeformadas *offshore* e ensaios de campo *offshore*. Outras vezes, atua como fiscal, tanto embarcada para fiscalizar a coleta de amostras indeformadas e realização de ensaios de campo, bem como, para fiscalizar os ensaios que estão sendo feitos em laboratórios a bordo e em terra. Adicionalmente, faz parte do trabalho que desempenha na empresa a interpretação desses dados e a avaliação da qualidade dos resultados dos ensaios. Os dados analisados são utilizados para dimensionamento de fundação de poços, de fundação de plataformas *offshore* (ex. estaca torpedo) e equipamentos submarinos, além de análise de estabilidade de taludes



submarinos. Sendo assim, a autora da presente pesquisa sentiu-se motivada a aprofundar seus conhecimentos, desenvolvendo pesquisa em ensaios cíclicos de DSS.

### **1.3 Objetivo**

O objetivo principal desta dissertação é contribuir para um melhor entendimento do comportamento de solos argilosos marinhos quando submetidos a carregamentos cíclicos, resultantes especificamente do ensaio DSS cíclico.

Os objetivos específicos do trabalho são:

- Caracterização de uma região *offshore* específica, através de resultados de ensaios de caracterização e de resistência de laboratório, além de resultados de ensaios de campo;
- Realização e análise de ensaios DSS, verificando a influência da velocidade de aplicação de carregamentos e demais variáveis envolvidas;
- Comparação de resultados de ensaios cíclicos de DSS tipo “tensão controlada” com “distorção angular controlada”.

### **1.4 Organização**

Segue-se a esta introdução o capítulo segundo, de revisão bibliográfica. O terceiro capítulo apresenta as propriedades do material ensaiado, a caracterização geotécnica do solo proveniente de dois furos de investigação de um campo *offshore*, através de resultados de ensaios e das análises correspondentes. O quarto capítulo apresenta os resultados obtidos nos ensaios DSS cíclicos. No quinto capítulo são realizadas as análises e discussões dos resultados dos ensaios, tanto com “tensão controlada” como com “distorção angular controlada”. Finalmente, o sexto capítulo inclui as conclusões e sugestões para pesquisas futuras. São listadas em seguida as referências bibliográficas.

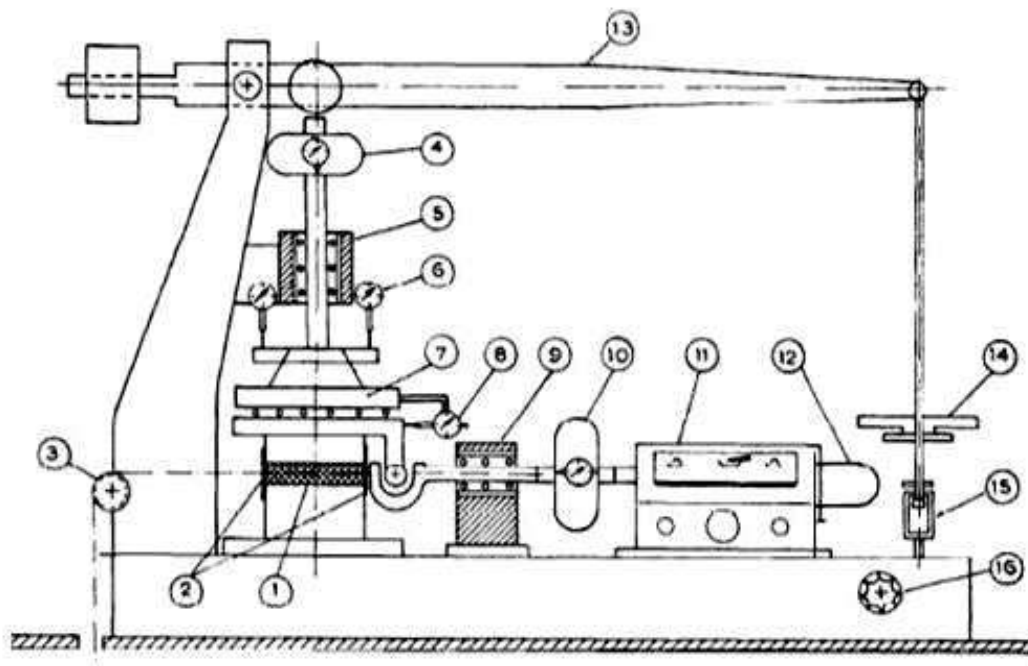
## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – ENSAIOS DSS CÍCLICOS

### 2.1 Desenvolvimento dos Ensaios de Cisalhamento Simples Direto - DSS

Os primeiros equipamentos de ensaios DSS, que se tem notícia, foram desenvolvidos por KJELLMANN (1951) e ROSCOE (1953) como um aprimoramento do equipamento de ensaio de cisalhamento direto e que fosse capaz de promover um estado de tensões e deformações mais uniforme no corpo de prova.

Em 1961, segundo BJERRUM & LANDVA (1966), o Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI) começou um estudo detalhado das propriedades fundamentais tensão-deformação-resistência de argilas normalmente adensadas de alta sensibilidade com o objetivo de obter melhor entendimento dos fatores que influenciam sua resistência ao cisalhamento de campo e desenvolver métodos que permitissem avaliar a estabilidade de taludes naturais. O equipamento desenvolvido pelo NGI utilizado nos ensaios DSS foi construído com o objetivo de realizar ensaios drenados e a volume constante em corpos de prova que deveriam ser uniformemente deformados em condições de cisalhamento simples e deformação plana. A Figura 2-1 abaixo mostra o esquema deste equipamento.

O corpo de prova é colocado na placa de fundo do quadro de carregamento. O *top cap* é fixado na parte superior que se move, guiando assim este *top cap* e impedindo que o mesmo sofra alguma inclinação. O carregamento vertical é transferido do *top cap* para o corpo de prova através de rolamentos de rolo. É aplicada uma velocidade horizontal no *top cap* por um motor e uma caixa de engrenagem com velocidade variável. De modo a permitir um controle contínuo da força vertical aplicada no corpo de prova, a haste de carregamento do braço pode ser conectada a um mecanismo de carregamento controlado, sendo o carregamento vertical aplicado medido com uma célula de carga.



1- Amostra; 2 – Membrana reforçada; 3- Roldanas para aplicação de pesos; 4- Medidor de força vertical; 5- Rolamento de esferas vertical; 6- Medidores de deformação vertical; 7- Placa deslizante; 8- Medidor de deslocamento horizontal; 9- Rolamento de esferas horizontal; 10- Anel dinamométrico; 11- Caixa de engrenagens; 12- Servo motor permutável; 13- Braço de alavanca; 14- Pesos; 15- 16 - Mecanismo de fixação e ajuste usado para ensaios a volume constante.

Figura 2-1 Equipamento do ensaio de DSS, projeto de 1965 (adaptada da Figura 5 de BJERRUM & LANDVA, 1966, por JANNUZZI, 2013)

Tendo o corpo de prova confinado por uma membrana de borracha reforçada, e utilizando corpos de prova relativamente delgados, obtêm-se deformações uniformes no corpo de prova, pelo menos dentro da faixa de deformação de interesse. Em contraste com o ensaio triaxial, que é baseado no controle das tensões principais, o novo equipamento controla as condições de deformação enquanto a direção e a magnitude das tensões principais não são conhecidas, conforme mencionado por JANNUZZI (2013).

O ensaio DSS consiste em duas fases: fase de adensamento edométrico e fase de cisalhamento não drenado.

Durante a fase de adensamento dos ensaios a tensão principal maior é igual à tensão vertical de adensamento ( $\sigma'_v$ ) e a tensão horizontal é igual a ( $K_0\sigma'_v$ ). O aumento da tensão cisalhante no plano horizontal ocasiona rotação parcial das direções das tensões principais e parcialmente uma mudança de suas magnitudes. Devido ao fato de que as

condições de tensão são desconhecidas, a interpretação dos resultados dos ensaios é limitada a uma consideração das tensões cisalhantes e normais no plano horizontal. O corpo de prova é suposto romper quando a tensão cisalhante no plano horizontal apresenta um pico, independentemente se no estágio anterior do ensaio a tensão cisalhante em outro plano tenha alcançado a resistência de pico. Em outras palavras, os resultados dos ensaios são interpretados como um ensaio modelo ilustrando as condições de cisalhamento numa estreita zona separando dois corpos rígidos que se movem um contra o outro, ver JANNUZZI (2013).

Devido às dificuldades na prevenção da drenagem no ensaio de cisalhamento direto, ensaios não drenados foram realizados como ensaios a volume constante (TAYLOR, 1953, BJERRUM, 1954). Durante a fase cisalhante do ensaio a volume constante o corpo de prova foi drenado e a velocidade da deformação aplicada foi selecionada tal que a poropressão no corpo de prova fosse nula durante o ensaio; sendo a altura do corpo de prova mantida constante por variação da carga vertical na amostra. O ensaio realizado a volume constante é equivalente a um ensaio não drenado e a variação na tensão vertical aplicada no corpo de prova é equivalente à variação da poropressão que teria ocorrido no corpo de prova se tivesse sido evitada a drenagem, para a condição de tensão vertical constante aplicada. (JANNUZZI, 2013).

A equivalência citada acima entre um ensaio drenado a volume constante e um ensaio verdadeiramente não drenado foi comprovada por DYVIK *et al.* (1987), baseado em resultados de ensaios verdadeiramente não drenados obtidos a partir de um equipamento de DSS Geonor acondicionado em uma câmara onde foi possível a medição de poropressão.

## **2.2 Análise conceitual do princípio do Ensaio de DSS**

Para um maior entendimento da parte conceitual do ensaio de DSS, Martins (2012), na pesquisa de JANNUZZI (2013), utiliza-se da segunda parte do princípio das tensões efetivas, para explicar a razão dos ensaios de DSS a volume constante e verdadeiramente não drenado fornecerem o mesmo resultado. Sendo assim, com o princípio das tensões efetivas, toda vez que houver variação volumétrica ou distorção haverá mudança no estado de tensões efetivas do solo, e vice-versa. Logo, se não

houve variação volumétrica e a distorção é a mesma no ensaio não drenado e no ensaio a volume constante, o estado de tensões efetivas nos dois corpos de prova é o mesmo. Em JANNUZZI (2013) foi realizada a comparação teórica entre as duas condições. Para o ensaio verdadeiramente não drenado, no final da fase de adensamento, quando todo excesso de poropressão já se dissipou,  $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0}$ . Já na fase de cisalhamento, há uma geração do excesso de poropressão ( $\Delta u$ ). Como não há variação volumétrica, altura e diâmetro do corpo de prova se mantêm constantes, e a tensão vertical aplicada ( $\sigma_{v0}$ ) também é constante. Sendo assim, a tensão efetiva do corpo de prova ( $\sigma'_v$ ) pode ser expressa por:

$$\sigma'_v = \sigma_{v0} - \Delta u \quad (2.1)$$

Para o ensaio de DSS realizado de forma drenada a volume constante, no final da fase de adensamento, quando todo excesso de poropressão já se dissipou,  $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0}$ . Na fase de cisalhamento como a drenagem é permitida, não há uma geração de excesso de poropressão. Porém, para que seja mantido o volume constante do corpo de prova, considerando que o diâmetro não se altera uma vez que existe restrição lateral dos anéis ou da membrana, há uma variação na tensão aplicada ( $\Delta\sigma_v$ ) para que sua altura seja constante. Sendo assim, se o corpo de prova tende a expandir há um aumento automático em  $\sigma'_v$  de modo a não permitir a expansão; caso contrário, se o corpo de prova tende a comprimir, há um alívio em  $\sigma'_v$  de modo a não permitir a compressão. Logo, a tensão vertical efetiva pode ser expressa por:

$$\sigma'_v = \sigma_{v0} \pm \Delta\sigma_v \quad (2.2)$$

Uma vez que os dois corpos de prova são iguais e a distorção é a mesma, de acordo com a parte II do princípio das tensões efetivas, a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) obtida no ensaio não drenado é igual a  $\sigma'_v$  obtido no ensaio drenado a volume constante. Igualando-se as equações 2.1 e 2.2 tem-se:

$$\sigma_{v0} - \Delta u = \sigma_{v0} \pm \Delta\sigma_v \quad (2.3)$$

Logo:

$$\Delta u = \Delta \sigma_v \quad (2.4)$$

Sendo assim, a variação da tensão vertical aplicada em um corpo de prova durante o ensaio drenado a volume constante é igual ao excesso de poropressão gerado durante um ensaio verdadeiramente não drenado.

Segundo MARTINS (2016), no ensaio DSS drenado a volume constante a velocidade de cisalhamento deve ser tal que não permita uma geração de excesso de poropressão, garantindo que a condição do ensaio seja drenada. Caso contrário, a variação de tensão aplicada medida seria não somente composta de uma parcela de tensão efetiva como também de uma parcela de tensão total, devido ao excesso de poropressão gerado em cada estágio de cisalhamento.

### **2.3 Estado inicial de tensões do solo**

Para estudar o comportamento do solo solicitado por carregamentos cíclicos é necessário conhecer-se o estado de tensões a que ele está submetido no campo.

A Figura 2-2 mostra de forma simplificada as tensões cisalhantes desenvolvidas ao longo de uma superfície de ruptura no solo abaixo de uma estrutura a gravidade, apoiada diretamente no solo. Os elementos de solo destacados são submetidos a estados de tensões, estando sujeitos a diferentes combinações de tensão cisalhante cíclica ( $\tau_{cy}$ ) e tensão cisalhante média ( $\tau_a$ ). Ensaios DSS cíclico e triaxial cíclico foram utilizados para simular tais condições (ANDERSEN *et al.*, 1988; ANDERSEN, 2004; ANDERSEN, 2015).

Os estados de tensão nos elementos 2 e 4 podem ser reproduzidos por ensaios triaxiais, enquanto nos elementos 1 e 3 por ensaios DSS.

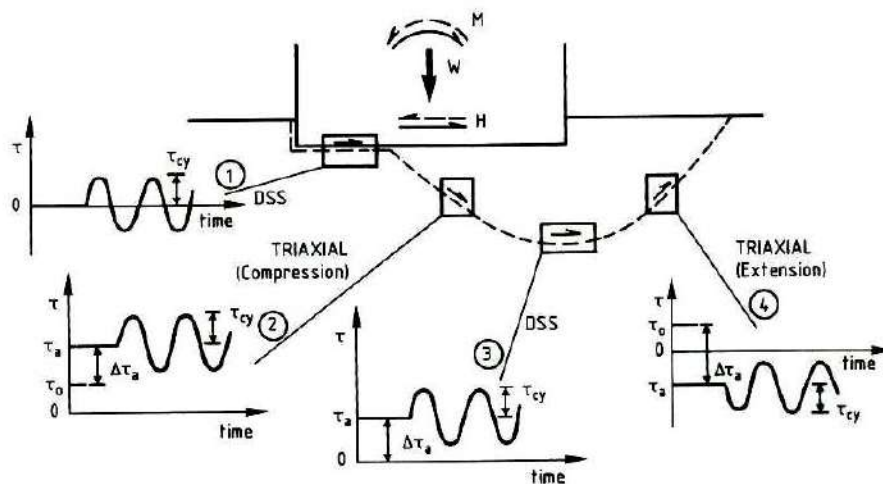


Figura 2-2 Estado de tensões simplificado para elementos típicos ao longo de uma potencial superfície de ruptura abaixo de uma estrutura à gravidade (ANDERSEN & LAURITZSEN, 1988)

Para o caso dos ensaios triaxiais cíclicos de compressão e extensão, a tensão cisalhante  $\tau$  se refere àquela em um plano a  $45^\circ$ . E, para os ensaios DSS cíclicos, é a tensão cisalhante no plano horizontal (ANDERSEN, 2015).

Segundo ANDERSEN (2004), a tensão cisalhante média ( $\tau_a$ ) pode ser expressa por  $\tau_a = \tau_0 + \Delta\tau_a$  sendo composta das seguintes parcelas:

- a) Tensão cisalhante inicial existente no solo antes da instalação da estrutura ( $\tau_0$ ). Em ensaios triaxiais  $\tau_0 = 0,5 \cdot (1 - K_0) \cdot p'_0$ , e em ensaios DSS  $\tau_0 = 0$ . Onde,  $p'_0$  é a tensão vertical efetiva devida ao peso próprio e  $K_0$  é o coeficiente de empuxo de terra no repouso.
- b) Tensão cisalhante adicional ( $\Delta\tau_a$ ) induzida pelo peso submerso da estrutura e de carregamentos ambientais médios.

A parcela da tensão cisalhante inicial ( $\tau_0$ ) é referente a condições drenadas, para as quais o corpo de prova será adensado.

A parcela de tensão cisalhante adicional ( $\Delta\tau_a$ ) atuará inicialmente em condições não drenadas, mas como atuará durante o adensamento do solo, também irá atuar sob condições drenadas (com o tempo). Quando o solo é areia, considera-se o carregamento atuando sob condição drenada, ocorrendo o adensamento do solo pelo peso da estrutura

antes mesmo de ocorrerem as tempestades de projeto. Já para argilas, o adensamento levará muito mais tempo para ocorrer, considerando que, quando da atuação das tempestades de projetos, ainda não haverá ocorrido adensamento significativo (ANDERSEN, 2004; ANDERSEN, 2015).

A tensão cisalhante cíclica ( $\tau_{cy}$ ) é devida aos carregamentos cíclicos. Os carregamentos ambientais e seus períodos variam de ciclo para ciclo, resultando numa variação de tensão cíclica de ciclo para ciclo também.

#### **2.4 Comportamento do solo solicitado por carregamentos cíclicos**

Segundo ANDERSEN (2015), os carregamentos cíclicos tendem a destruir a estrutura do solo e fazer com que este tenda a diminuir de volume, considerando uma amostra de argila normalmente adensada. Considerando uma amostra saturada, em uma condição não drenada, as variações volumétricas estão impedidas pela baixa compressibilidade da água e pelo valor baixo do coeficiente de adensamento das argilas. Assim, parte das tensões normais sustentadas pelo esqueleto sólido da amostra será transformada em excesso de poropressão, resultando em uma diminuição das tensões efetivas do solo.

A Figura 2-3 ilustra o caminho das tensões efetivas em um solo com as condições acima descritas, submetido a um carregamento estático (monótono) e a um carregamento cíclico.

No ensaio DSS monótono, o solo exibe um pico de tensão, amolece e se aproxima e segue a envoltória de ruptura. Já no ensaio DSS cíclico, é aplicada uma tensão cíclica e, após alguns ciclos, o caminho de tensões atinge a envoltória de ruptura.

O ensaio cíclico abordado neste item é do tipo “tensão controlada”.



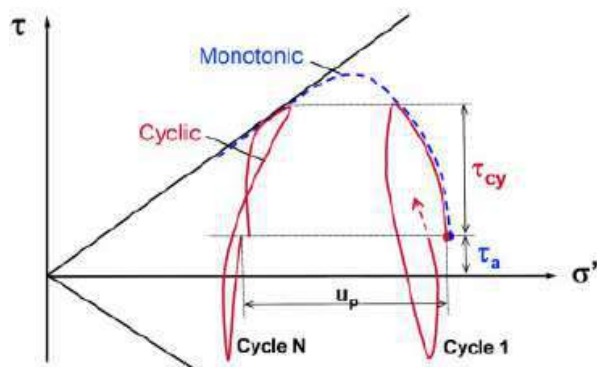
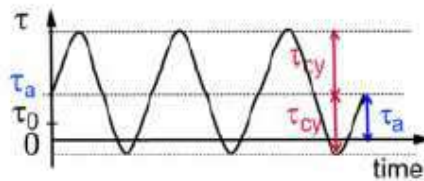


Figura 2-3 Caminhos de tensões efetivas de ensaios com carregamentos estático e cíclico em uma argila normalmente adensada (ANDERSEN, 2015).

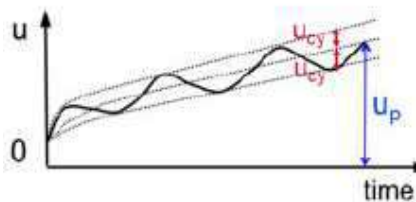
Em cada ciclo, o caminho de tensão forma um “loop” que termina à esquerda do ponto de início, ou seja, com uma tensão efetiva menor que a inicial, indicando uma geração de poropressão permanente ( $u_p$ ). Essa histerese, ou seja, fenômeno onde as curvas de carregamento e descarregamento do solo não são coincidentes, do “loop” indica um amortecimento no solo, discutido mais adiante.

A Figura 2-4 mostra o desenvolvimento da poropressão e da distorção angular cisalhante com o tempo em uma amostra de solo sujeita a um carregamento cíclico com tensão cíclica constante, ou seja, sujeita a uma amplitude constante de variação de tensão com o tempo. O cisalhamento cíclico faz com que sejam geradas as parcelas de poropressão cíclica ( $u_{cy}$ ) e permanente ( $u_p$ ), ocorrendo uma diminuição nas tensões efetivas e conseqüente aumento das distorções angulares médias ( $\gamma_a$ ), permanentes ( $\gamma_p$ ) e cíclicas ( $\gamma_{cy}$ ).

Tensão cisalhante  
cíclica e média



Geração de  
poropressão cíclica,  
média e permanente



Distorção angular  
cisalhante cíclica,  
média e permanente

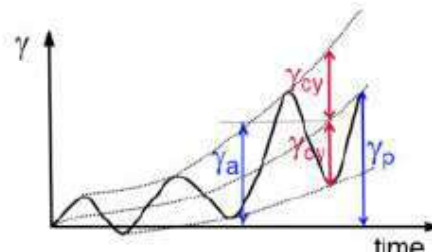


Figura 2-4 Poropressão e distorção angular cisalhante em função do tempo de ensaio cíclico em condição não drenada (ANDERSEN, 2015).

A Figura 2-5 ilustra com maior detalhe o comportamento tensão-distorção angular da amostra de solo submetida ao carregamento cíclico citado acima.

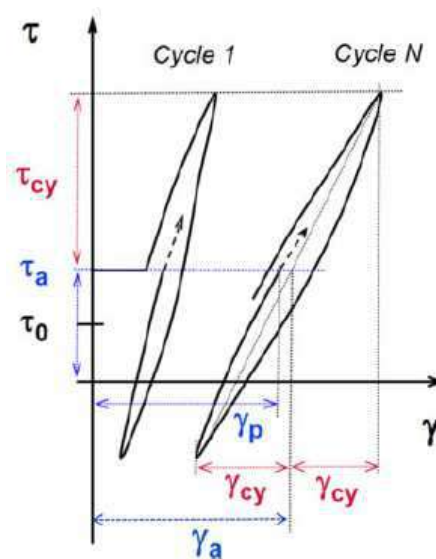


Figura 2-5 Comportamento tensão-distorção angular sob carregamento cíclico (ANDERSEN, 2015).

A poropressão permanente ( $u_p$ ) e a distorção angular cisalhante permanente ( $\gamma_p$ ) são valores ao final do ciclo, quando a tensão cisalhante aplicada retorna ao seu valor de início de ciclo.

A poropressão cíclica ( $u_{cy}$ ) e a distorção angular cisalhante cíclica ( $\gamma_{cy}$ ) são correspondentes aos valores de amplitude de cada ciclo, ou seja, metade dos valores de pico a pico no ciclo.

A poropressão média ( $u_a$ ) e a distorção angular cisalhante ( $\gamma_a$ ) correspondem às médias dos valores alcançados (máximo e mínimo) em cada ciclo.

Os mais importantes parâmetros para projeto são a poropressão permanente e as distorções angulares cisalhantes cíclicas, médias e permanentes.

Para as areias, a poropressão permanente é utilizada para quantificar o efeito acumulado do carregamento cíclico. Já para as argilas, a medição da poropressão se torna mais complicada devido à rapidez dos ensaios, assim, a distorção angular cisalhante é o parâmetro utilizado para essa quantificação.

A distorção angular cisalhante máxima sofrida pelo elemento de solo em um determinado ciclo pode ser calculada através da soma das parcelas de distorção angular cisalhante média com distorção angular cisalhante cíclica, sendo:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_a + \gamma_{cy} \quad (2.5)$$

Do mesmo modo, baseando-se na Figura 2-5, a distorção angular cisalhante mínima pode ser obtida pela seguinte relação:

$$\gamma_{m\grave{i}n} = \gamma_a - \gamma_{cy} \quad (2.6)$$

Daí então, a partir das distorções angulares cisalhantes, é possível a obtenção dos deslocamentos sofridos pelo elemento de solo a cada ciclo durante a atuação do evento cíclico.

Tradicionalmente, a distorção angular cisalhante permanente é assumida como sendo igual à distorção angular cisalhante média. Ela é utilizada para calcular o deslocamento remanescente após o final do evento de carregamento cíclico.

Segundo ANDERSEN (2004), durante o ensaio DSS cíclico, os carregamentos (tensões) simétricos dados pelo equipamento produzem distorções angulares cisalhantes relativamente simétricas e crescentes com o número de ciclos, conforme pode ser visto na Figura 2-6. Nota-se também que as curvas de carregamento e descarregamento não coincidem, circunscrevendo uma área, o que caracteriza um amortecimento histerético na argila. E, assim como as distorções angulares cisalhantes, este amortecimento aumenta com o número de ciclos.

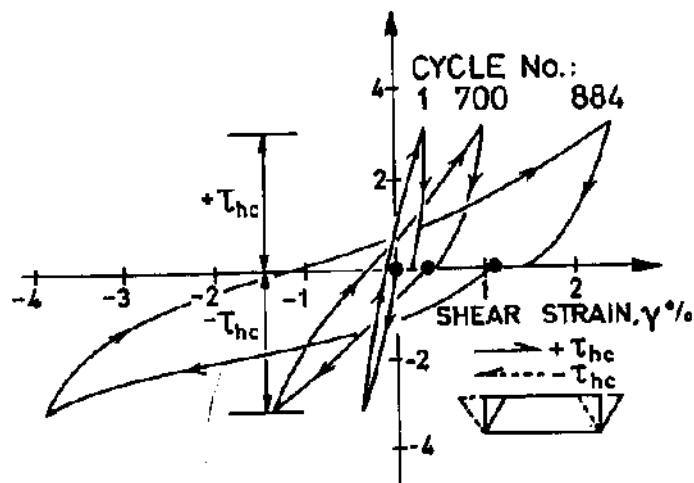


Figura 2-6 Curvas de comportamento tensão-distorção angular devido a carregamentos cíclicos (ANDERSEN *et al.*, 1978)

## 2.5 Tipos de ensaios de DSS cíclicos

Os ensaios DSS cíclicos podem ser realizados como de tensão controlada ou distorção angular controlada.

A Figura 2-7 mostra o traçado de tensão e distorção angular com o tempo para dois tipos de ensaios cíclicos realizados em amostras de argila.

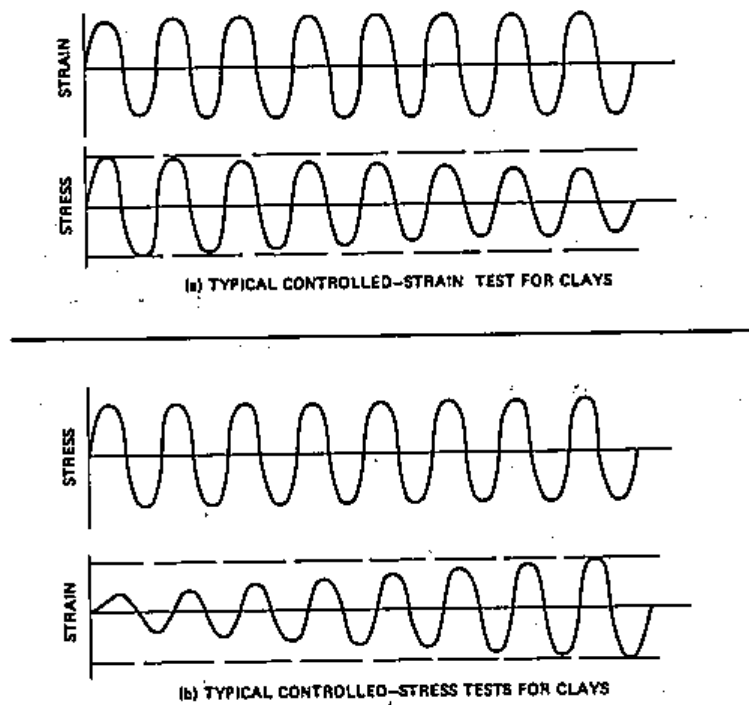


Figura 2-7 Resultados típicos de ensaios cíclicos: (a) distorção angular (ou velocidade de distorção angular) controlada; (b) tensão controlada (IDRISS *et al.*, 1978).

Na Figura 2-7 (a) podem ser vistos os traçados de ensaios cíclicos do tipo distorção angular (velocidade de distorção angular) controlada com uma trajetória senoidal de distorção angular com o tempo, sendo medidos os respectivos valores de tensão. Neste caso os valores máximos de distorção angular são constantes durante o ensaio enquanto os valores de tensão máximos decrescem com o tempo (IDRISS *et al.*, 1978; ANDERSEN *et al.*, 1978).

Já a Figura 2-7 (b) mostra os traçados de ensaios cíclicos do tipo tensão controlada, onde um histórico de tensões com picos de valores constantes foi aplicado, sendo os valores de distorção angular medidos.

Segundo ANDERSEN (2015), o ensaio do tipo tensão controlada é considerado o que melhor representa os eventos cíclicos definidos em termos de força, tais como carregamentos de ondas e ventos, onde as forças e tensões podem ser correlacionadas diretamente. Já para os ensaios do tipo distorção angular controlada, as tensões média e cíclica não podem ser controladas. Porém, para carregamentos de terremotos, por exemplo, o ensaio de distorção angular controlada é mais utilizado.

Tanto os ensaios de distorção angular controlada quanto os ensaios de tensão controlada podem ser do tipo “one-way” ou “two-way”. O termo utilizado como carregamento cíclico “two-way” se refere à situação de carregamento onde tensão e distorção angular cisalhante assumem valores positivos e negativos durante o cisalhamento cíclico, diferentemente dos ensaios “one-way” onde assumem apenas um sinal (ANDERSEN *et al.*, 1975).

A Figura 2-8 apresenta exemplos de aplicação de carregamentos do tipo “one-way” (a) e “two-way” (b). Ambos são oriundos de ensaios com tensão controlada e representativos de uma solicitação cíclica com período de aplicação de 10 segundos (onda significativa de tempestade) (ANDERSEN *et al.*, 1975).

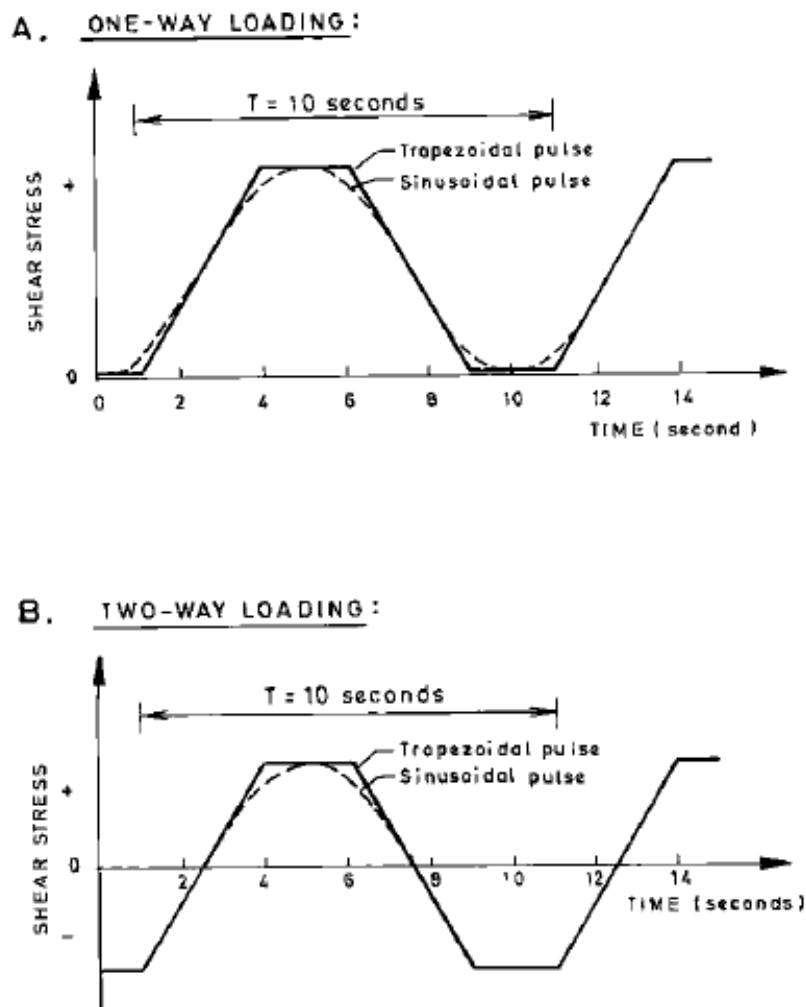


Figura 2-8 Ensaio cíclicos dos tipos "one-way" e "two-way" com solicitações senoidais e trapezoidais e período de 10s (ANDERSEN *et al.*, 1975).

## 2.6 Diagramas de Contorno Cíclico

De acordo com ANDERSEN (2015), o comportamento cíclico do solo em ensaios do tipo tensão controlada é convenientemente apresentado através de diagramas de contorno, onde os parâmetros cíclicos são mostrados em função das tensões cisalhantes cíclicas, das tensões cisalhantes médias e do número de ciclos.

Os diagramas de contorno são utilizados há muitos anos como base para projeto de fundações de estruturas *offshore*.

Para composição de um diagrama de contorno, são utilizados dados medidos diretamente de ensaios cíclicos (tensões cisalhantes cíclicas e médias) normalizados pelo valor de resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u^{DSS}$ ) obtida do ensaio estático, ou ainda normalizados pelo valor da tensão vertical efetiva de adensamento do início da etapa de cisalhamento ( $\sigma'_{vc}$ ) (ANDERSEN *et al.*, 1988).

A Figura 2-9 obtida de ANDERSEN *et al.* (1988) ilustra um diagrama de contorno obtido a partir de resultados de ensaio DSS cíclico do tipo tensão controlada realizado em uma amostra de argila normalmente adensada de Drammen na Noruega.

Para o caso do exemplo ilustrado na Figura 2-9, o processo de adensamento realizado foi o mesmo para ambos os ensaios, cíclico e estático. A fase de cisalhamento do ensaio estático foi realizada com velocidade de distorção angular de 4,5%/hora. Já para o ensaio cíclico, primeiramente foi aplicado acréscimo de tensão cisalhante média durante 1 hora antes de iniciar a ciclagem; as tensões cíclicas subsequentes foram aplicadas com processo de tensão controlada e duração de 10 segundos por ciclo.

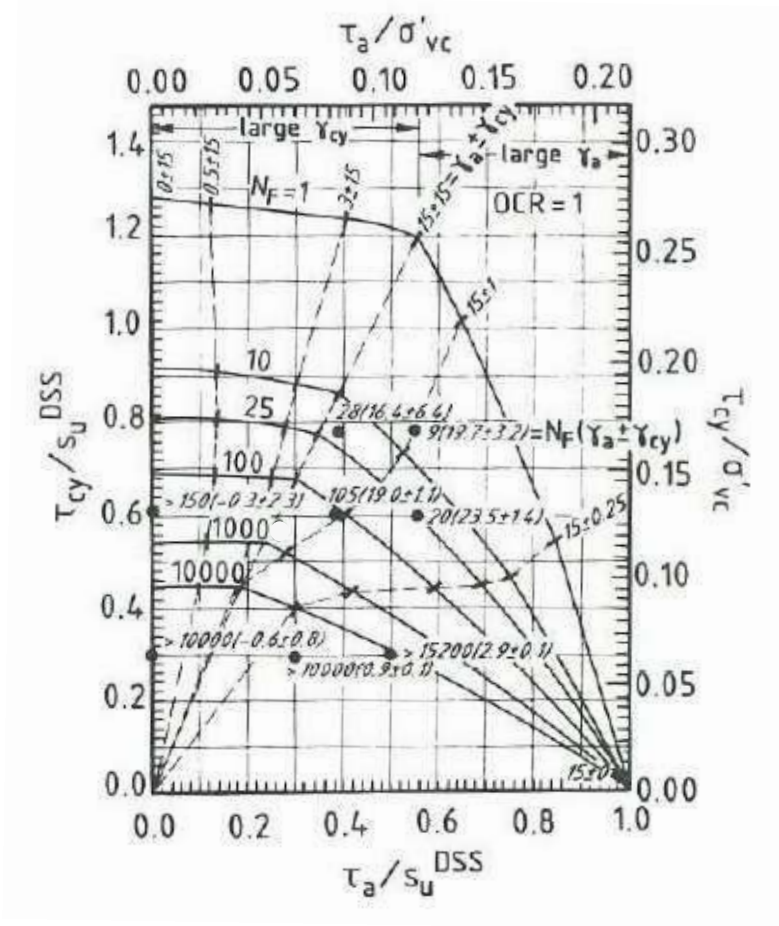


Figura 2-9 Número de ciclos ( $N_f$ ) e distorção angular na ruptura em ensaios cíclicos DSS (ANDERSEN *et al.*, 1988).

Segundo ANDERSEN *et al.* (1988) e ANDERSEN (2015), os pontos da Figura 2-9 representam os ensaios DSS cíclicos realizados. Cada ponto possui o valor de número de ciclos e distorções angulares cisalhantes médias ( $\gamma_a$ ) e distorções angulares cisalhantes cíclicas ( $\gamma_{cy}$ ) com a seguinte representação (equação 2.7):

$$N_f = (\gamma_a + \gamma_{cy}) \quad (2.7)$$

A ruptura no caso dos ensaios utilizados na Figura 2-9 foi definida como ocorrendo para distorções angulares cíclicas ou médias de 15%.

As linhas contínuas são traçadas ligando pontos que apresentam o mesmo número de ciclos para se atingir a ruptura (ou atingimento do critério de parada do ensaio), sendo muitas vezes resultado de interpolação de poucos pontos existentes.



Os pontos de mesma combinação de valores de distorções angulares cíclica e média foram ligados pelas linhas tracejadas.

A interseção das linhas de contorno com o eixo das abcissas indica a resistência ao cisalhamento estática.

O diagrama de contorno mostra que em ensaios DSS cíclicos, o modo de ruptura será de grandes distorções angulares cíclicas para valores de tensões médias cisalhantes mais baixas, e de grandes distorções angulares médias para valores de tensões médias se aproximando da resistência cíclica estática (ANDERSEN *et al.*, 1988; ANDERSEN, 2004).

Dos ensaios cíclicos, pode ser obtida a resistência ao cisalhamento cíclica,  $\tau_{f,cy}$ , que é o valor de tensão cisalhante de pico que pode ser mobilizada durante o carregamento cíclico (ANDERSEN & LAURITZSEN, 1988), sendo expresso pela equação (2.8).

$$\tau_{f,cy} = (\tau_a + \tau_{cy})_f \quad (2.8)$$

onde:  $(\tau_a + \tau_{cy})_f$  é a soma das tensões cisalhantes média e cíclica na ruptura.

Então, a partir dos dados apresentados na Figura 2-9, foram obtidos os resultados de tensão cisalhante cíclica que são mostrados na Figura 2-10.

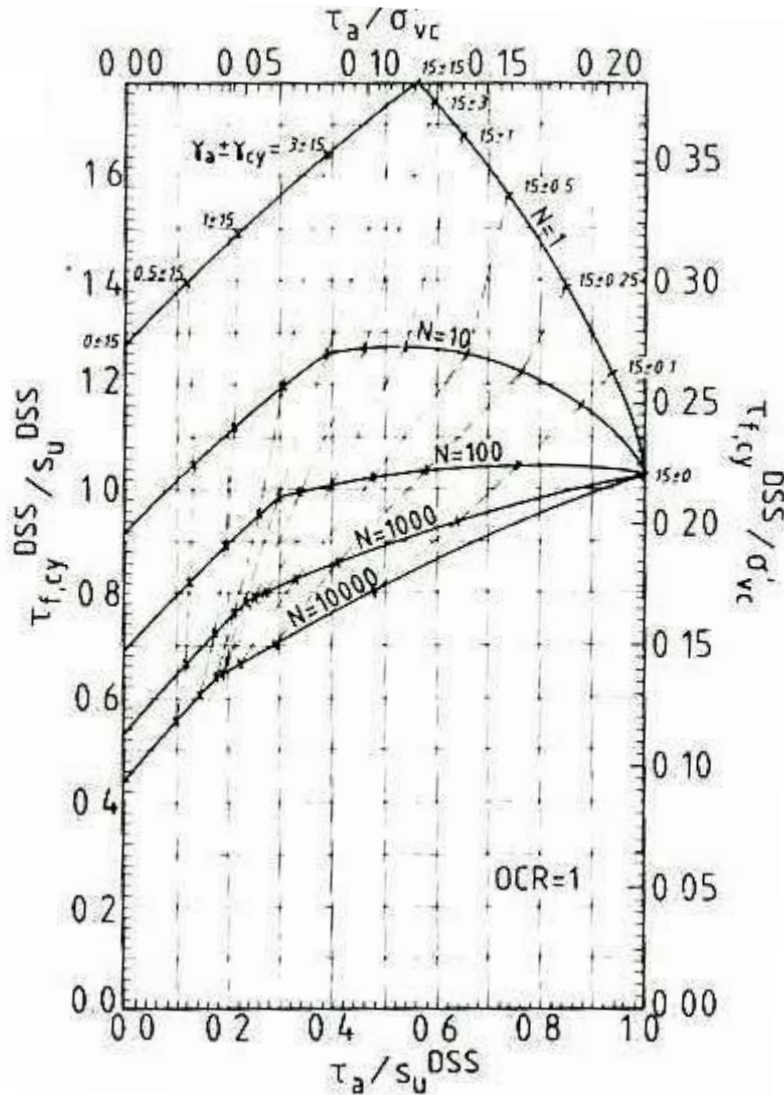


Figura 2-10 Resistência ao cisalhamento cíclica em ensaios DSS como função de tensão média e número de ciclos na argila de Drammen na Noruega (ANDERSEN & LAURITZSEN, 1988).

Observando-se a Figura 2-10, vê-se que o valor de resistência ao cisalhamento cíclica depende da tensão cisalhante média e do número de ciclos. Além disto, há outros fatores que influenciam o valor de resistência, tais como o modo de aplicação do carregamento (DSS ou triaxial) e o OCR, que não estão discutidos aqui.

Através da Figura 2-10 fica claro que a resistência ao cisalhamento cíclica pode ser bem maior que a resistência ao cisalhamento estática. Segundo ANDERSEN (2015), isto pode ocorrer, pois o carregamento cíclico é aplicado mais rapidamente que o

carregamento no ensaio estático, havendo, portanto um efeito de velocidade de aplicação de carregamento.

## 2.7 Módulo cisalhante e amortecimento do solo

A resposta dinâmica do solo quando submetido a carregamentos cíclicos é bastante dependente de características como o módulo cisalhante para pequenas deformações ( $G_{max}$ ), a relação entre o módulo cisalhante secante ( $G_s$  ou simplesmente  $G$ ) e a distorção angular cíclica máxima ( $\gamma_c$ ) expressa pela curva  $G_s/G_{max}$  versus  $\gamma_c$ , a curva de relação do amortecimento (comumente chamado *damping* na literatura internacional) versus  $\gamma_c$ , a curva de degradação do módulo de rigidez ( $G_s$ ) com a distorção angular ( $\gamma_c$ ), além dos parâmetros já mencionados anteriormente (VUCETIC & DOBRY, 1991).

Para melhor definição dos parâmetros módulo cisalhante e amortecimento, a Figura 2-11 mostra o comportamento tensão-distorção angular idealizado do solo durante carregamento cíclico simétrico e sem tensão cisalhante inicial para um primeiro ciclo (IDRISS *et al.*, 1978).

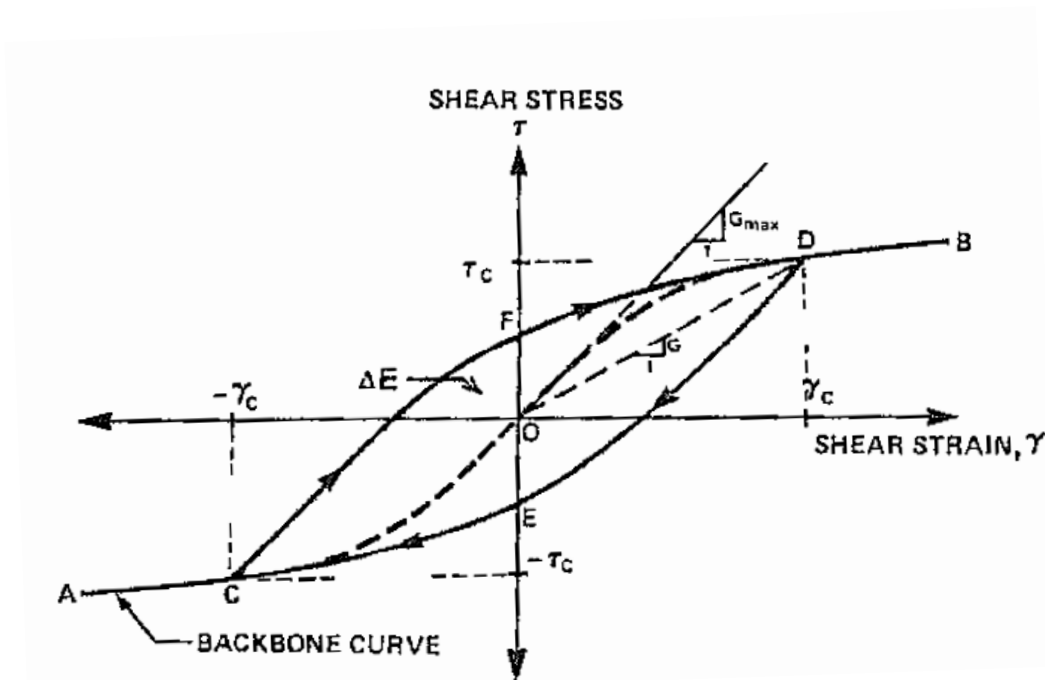


Figura 2-11 Curva tensão-distorção angular do primeiro ciclo (adaptado de VUCETIC & DOBRY, 1991).

Segundo VUCETIC & DOBRY (1991), a curva mostrada na Figura 2-11 consiste nos trechos de carregamento inicial OD, de descarregamento DEC e de recarregamento CFD. Assim, como a curva fecha no ponto D, é idealizado que não há degradação de rigidez no primeiro ciclo, sendo as partes positiva e negativa do carregamento inicial da curva de referência ao longo do caminho ACODB simétricas em relação à origem.

A curva de referência tem sua inclinação máxima na origem, ponto O, e esta inclinação define o módulo cisalhante máximo  $G_{\max}$ . O módulo cisalhante secante  $G_s$  é definido como sendo a inclinação da linha que liga a origem à ponta do “loop” correspondente à distorção máxima aplicada, ou seja, é a razão entre a tensão cisalhante cíclica máxima e a distorção máxima aplicada, representada pela equação (2.9) abaixo. Para distorções muito pequenas,  $G_s$  se torna  $G_{\max}$  (VUCETIC & DOBRY, 1991; IDRISSE *et al.*, 1978).

$$G_s = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (2.9)$$

Segundo IDRISSE *et al.* (1978), o amortecimento do solo ( $\lambda$ ) pode ser relacionado à área  $\Delta E$  do “loop” mostrado na Figura 2-11, sendo definido pela equação (2.10) abaixo. Esta área  $\Delta E$  representa a energia total perdida durante o ciclo.

$$\lambda = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta E}{G_s \gamma_c^2} \quad (2.10)$$

O módulo cisalhante ( $G$ ) e o amortecimento do solo ( $\lambda$ ) dependem da amplitude da distorção angular cíclica, portanto é comum representar a variação destes parâmetros conforme mostrado na Figura 2-12.

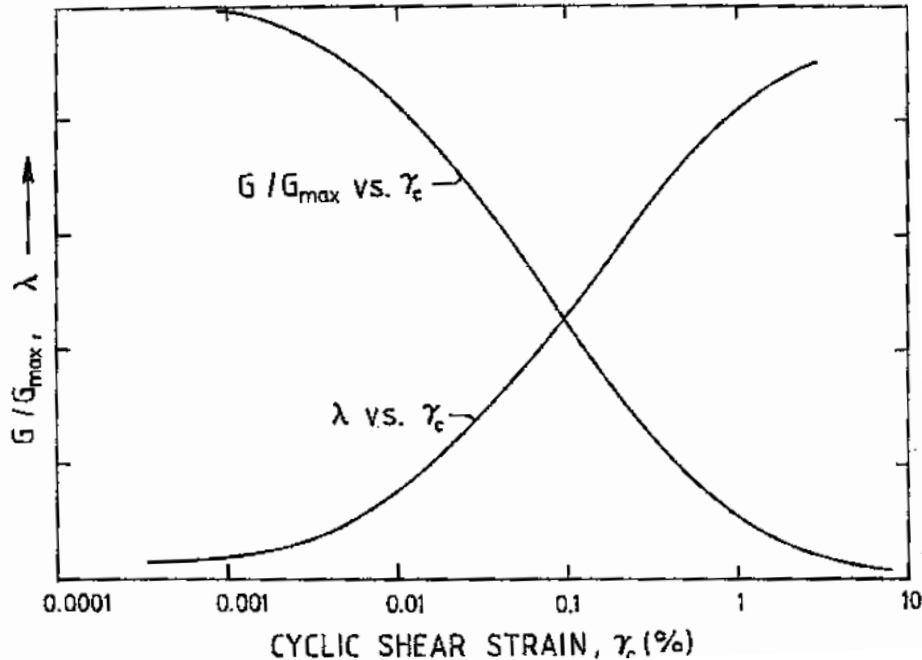


Figura 2-12 Variação de parâmetros cíclicos com distorção angular cíclica (VUCETIC *et al.*, 1991).

Tanto para os ensaios DSS cíclicos do tipo “distorção angular controlada” quanto para os do tipo “tensão controlada”, os valores de módulo cisalhante secante do solo ( $G_s$ ) que é a razão entre valores de pico de tensão e distorção angular cisalhante, decresce com a evolução do ensaio. Assim, tendo-se em vista a Figura 2-12 e a equação (2.10), para ensaios tipo “distorção angular controlada”, o numerador desta razão decresce para um denominador fixo, e para ensaios tipo “tensão controlada”, o numerador decresce para denominador fixo.

Segundo IDRIS *et al.* (1978), o decréscimo do módulo secante do solo ( $G_s$ ) é definido como a degradação do módulo devido ao carregamento cíclico e pode ser representado pelo índice de degradação ( $\delta$ ).

O índice de degradação ( $\delta$ ) é a razão entre o módulo secante no ciclo N ( $G_N$ ) e o módulo cisalhante no primeiro ciclo ( $G_1$ ), definido pela seguinte equação:

$$\delta = \frac{G_N}{G_1} \quad (2.11)$$

Assim, quanto mais próximo de 1 o valor do índice de degradação ( $\delta$ ), menor terá sido a degradação do módulo cisalhante cíclico do solo.

A partir de resultados de ensaios do tipo “distorção angular controlada” analisados, foi notado que o índice de degradação ( $\delta$ ) é uma função do número de ciclos (N), onde um gráfico de  $\log \delta$  versus  $\log N$  é uma linha reta com inclinação negativa. Portanto, o índice de degradação pode ser relacionado com o número de ciclos pela relação abaixo (IDRISS *et al.*, 1978).

$$\delta = N^{-t} \quad (2.12)$$

onde t é definido como o parâmetro de degradação.

Ainda segundo IDRISS *et al.* (1978), o parâmetro de degradação t é bastante dependente da velocidade de distorção angular aplicada, e t aumenta com o valor de  $\gamma_c$ .

### 3 O MATERIAL ENSAIADO

#### 3.1 A origem dos dados de solo

Os dados apresentados no presente trabalho são provenientes de investigações geotécnicas realizadas em solos de um campo *offshore* brasileiro, localizado em uma região onde as lâminas d'água variam de 1600 a 2100 metros. Tais investigações foram realizadas no ano de 2012 a partir de um navio geotécnico dedicado a este tipo de levantamento.

As investigações consistiram na realização de ensaios de piezocone combinados com amostragens realizadas através de amostrador à gravidade denominado *Jumbo Piston Corer*. As amostras foram utilizadas para a realização de diversos ensaios de laboratório, descritos adiante.

Os equipamentos utilizados para as investigações foram lançados a partir de uma embarcação. Os ensaios de piezocone foram realizados a partir de um equipamento apoiado no leito marinho, onde seu sistema permite a cravação de hastes continuamente no solo. Este equipamento pesa em torno de 120 kN (12 tf) e o sistema hidráulico de cravação tem capacidade de 50 kN.

Nas investigações realizadas foram utilizadas hastes de 3,5 cm de diâmetro e 1 metro de comprimento, conectadas entre si, permitindo a cravação de até 42,2 metros de profundidade. O piezocone utilizado é do tipo subtração, com duas células de carga (ponta e ponta somada ao atrito lateral) com capacidade de 75 kN (7,5 tf), com ângulo de vértice de 60° e área projetada de 15cm<sup>2</sup>, portanto distinto do piezocone usual, cuja área é de 10cm<sup>2</sup>. A vantagem de uma área maior é a possibilidade de uma maior acurácia com a mesma célula de carga. A velocidade de cravação utilizada foi a padronizada de 20 mm/s (ver e.g., DANZIGER, 1990, LUNNE *et al.*, 1997b).

A descida do equipamento que permite a realização dos ensaios de piezocone é monitorada por operadores a partir da embarcação, os quais, uma vez posicionado o equipamento no leito marinho, dão início ao ensaio. Os dados obtidos são acompanhados em tempo real em monitores instalados na embarcação e gravados na

unidade do equipamento assente no fundo do mar, sendo posteriormente recuperados após a subida do equipamento para que sejam processados.

As amostras de solo marinho foram obtidas com a utilização do *Jumbo Piston Corer*, um amostrador que é cravado no solo a partir de queda livre a uma determinada altura do fundo do mar. Possui em sua extremidade superior um peso de 41 kN (4,1 tf). Este equipamento permite a recuperação de amostras de comprimento máximo de 21,3 metros.

Para iniciar a operação, o amostrador primeiramente foi preparado na embarcação, onde, uma vez posicionado na horizontal, em seu tubo de 146 mm de diâmetro externo foi inserido um tubo de PVC de diâmetro interno de 102 mm em seu interior; após essa operação, foi acoplada uma aranha metálica (*core catcher*) em sua extremidade inferior para garantir a retenção da amostra quando o equipamento fosse içado de volta à embarcação. A Figura 3-1 ilustra uma aranha metálica. Nas Figuras 3-2 (a) e (b) podem ser vistos o amostrador com seu comprimento total preparado para ser lançado pela popa do navio, e a localização do tubo de PVC no interior do amostrador no momento de retirada da amostra já recuperada.



(a)



(b)

Figura 3-1 (a) *Core catcher* retirado do amostrador; (b) Exemplo de *core catcher*. (<http://www.gouda-geo.com/products/spt-dpt-equipment/soil-sampling-tubes/soil-sampling-tubes-closed-with-liner>).





(a)

(b)

Figura 1-2 (a) Amostrador preparado e pronto para ser içado no barco; (b) Retirada do tubo de PVC contendo amostra de solo.

Após sua preparação, o amostrador foi colocado na posição vertical, fora da embarcação, com a utilização de um guincho, e foi iniciada sua descida no mar.

O *Jumbo Piston Corer* possui um mecanismo de acionamento que, quando atingida determinada altura em relação ao leito marinho, libera o amostrador, permitindo sua queda livre. Na investigação objeto do presente estudo, quando a extremidade inferior do amostrador se encontrava a aproximadamente 2 metros do fundo do mar, a tensão no cabo do acionador era aliviada e o amostrador era solto. A Figura 3-3 mostra o esquema de funcionamento.

Após a recuperação do amostrador, o tubo de PVC contendo a amostra de solo era extraído e cortado em trechos de 0,9 metros de comprimento.



Figura 3-3 Funcionamento do *Piston Corer*  
 (<http://www.who.edu/instruments/viewInstrument.do?id=8087>).

### 3.2 Caracterização Geotécnica

No presente item são interpretados os resultados dos ensaios de piezocone e dos ensaios de laboratório realizados nas amostras obtidas em dois furos provenientes do campo *offshore*, aqui denominados Furo A e Furo B. Estes foram escolhidos devido à disponibilidade de trechos de suas amostras de solo nos quais fosse possível a realização de ensaios cíclicos de DSS por “deformação” (velocidade de distorção angular) controlada para esta pesquisa.

Os Furos A e B distam entre si cerca de 17 km. Os valores de lâmina d'água (LDA) dos furos estão incluídos na Tabela 3-1 abaixo.

Tabela 3-1 Valores de lâmina d'água dos furos analisados na presente pesquisa.

Furo	LDA(m)
A	2.019,5
B	1.940,9

### 3.2.1 Ensaios de piezocone e ensaios de laboratório realizados a bordo

Os ensaios de piezocone fornecem informações do perfil do solo de maneira contínua. Durante a penetração do equipamento são feitas medidas da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ), do atrito lateral ( $f_s$ ) e da poropressão logo acima da base do cone ( $u_2$ ), cuja posição pode ser vista na Figura 3-4.

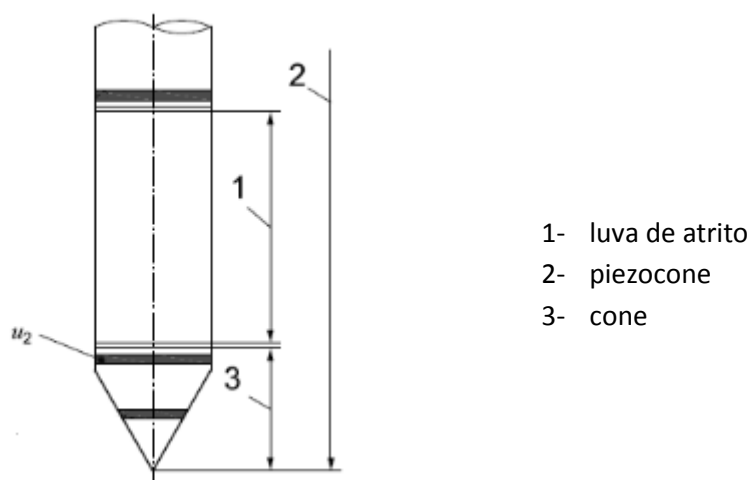


Figura 3-4 Localização dos filtros de poropressão (adaptada de ISO 22476-1:2012).

Os valores da resistência de ponta medida  $q_c$  foram corrigidos para se considerar a poropressão agindo em áreas desiguais através da equação (3.1) (CAMPANELLA *et al.*, 1982), tendo sido então obtidos os valores de resistência de ponta corrigidos,  $q_t$ .

$$q_t = q_c + u_2 \cdot (1 - \alpha) \quad (3.1)$$

Sendo  $\alpha = \frac{A_N}{A_T}$ , razão de áreas, obtida a partir de calibração em laboratório, ver Figura 3-5.

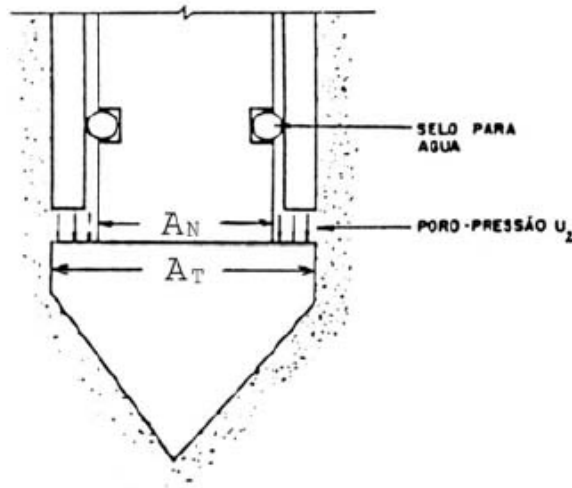


Figura 3-5 Poropressão influenciando a medida da resistência de ponta (DANZIGER, 1990).

Os valores da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) foram obtidos a partir de correlação com o fator de cone  $N_{kt}$ , através da equação (3.2).

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}} \quad (3.2)$$

sendo  $\sigma_v$  = tensão vertical total

Os valores de  $N_{kt}$ , por sua vez, foram estimados através de correlação com o parâmetro de poropressão  $B_q$  definido por SENNESET & JANBU (1984) (equação 3.3). A correlação entre  $B_q$  e  $N_{kt}$ , representada pela equação (3.4), foi proposta por COSTA & AMARAL (1992), tomando por base ensaios de piezocone realizados offshore e ensaios de laboratório de amostras de argilas marinhas brasileiras.

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_v)} \quad (3.3)$$

$$N_{kt} = 28,1337 - 18,2228 \cdot B_q \quad (3.4)$$

sendo

$u_0$  = poropressão de equilíbrio

Foram realizados alguns ensaios de caracterização e determinação de resistência, logo após a recuperação das amostras, em um laboratório montado a bordo da embarcação. Dos ensaios de caracterização foram obtidas informações quanto à classificação táctil-visual da amostra, além de valores de peso específico e teor de umidade.

Quanto aos ensaios de resistência, foram realizados ensaios de palheta (vane) miniatura (vane de laboratório ou mini vane), torvane e ensaios do tipo triaxial não adensado não drenado - UU. As Figuras 3-6 (a) e (b) ilustram parte dos instrumentos e equipamentos utilizados para realização destes ensaios.

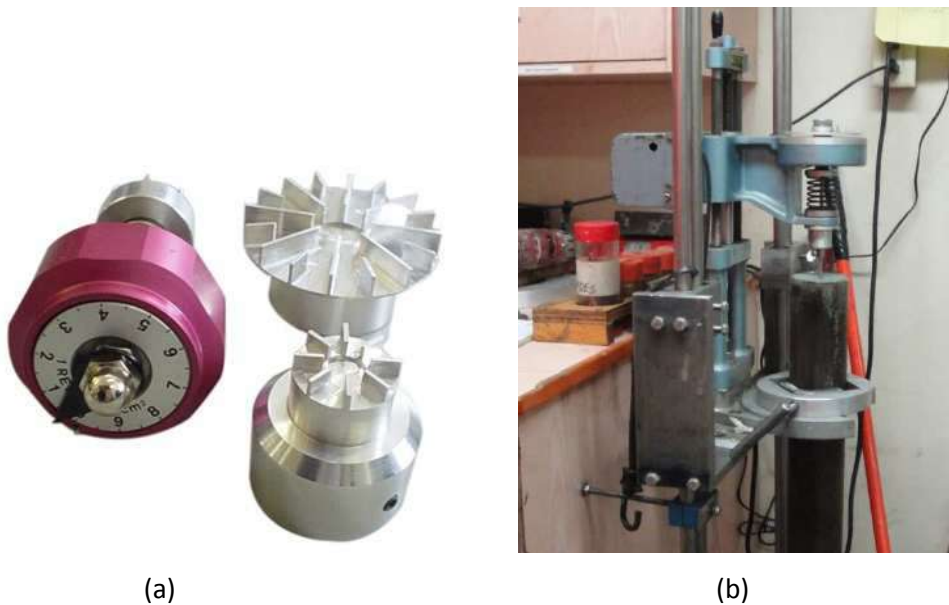


Figura 3-6 (a) Torvane ([http://www.solotest.com.br/novo/produtos/vane-tester-portatil-\(torvane\)-/3.537.003](http://www.solotest.com.br/novo/produtos/vane-tester-portatil-(torvane)-/3.537.003)) (b) Vane miniatura empregado a bordo.

### **3.2.2 Ensaios de laboratório em terra**

Após desembarcadas, as amostras foram conduzidas a um laboratório em terra para que fossem realizados ensaios complementares.

Foram realizados os seguintes ensaios:

- Análises granulométricas por peneiramento;
- Análises granulométricas por sedimentação;
- Determinações de densidade dos grãos de solo;
- Determinações de limite de liquidez;
- Determinações de limite de plasticidade;
- Ensaios triaxiais UU;
- Adensamento edométrico;
- Ensaios de cisalhamento simples monótono (estático);
- Ensaios de cisalhamento simples cíclico.

### **3.2.3 Análise dos resultados dos ensaios**

#### **3.2.3.1 Perfil do solo**

Nas Figuras 3-7 e 3-8 podem ser vistos os valores de resistência de ponta, atrito lateral e excesso de poropressão medidos nos ensaios de piezocone para os Furos A e B, respectivamente. Para ambos os furos, os parâmetros medidos indicam perfis de solo argiloso.

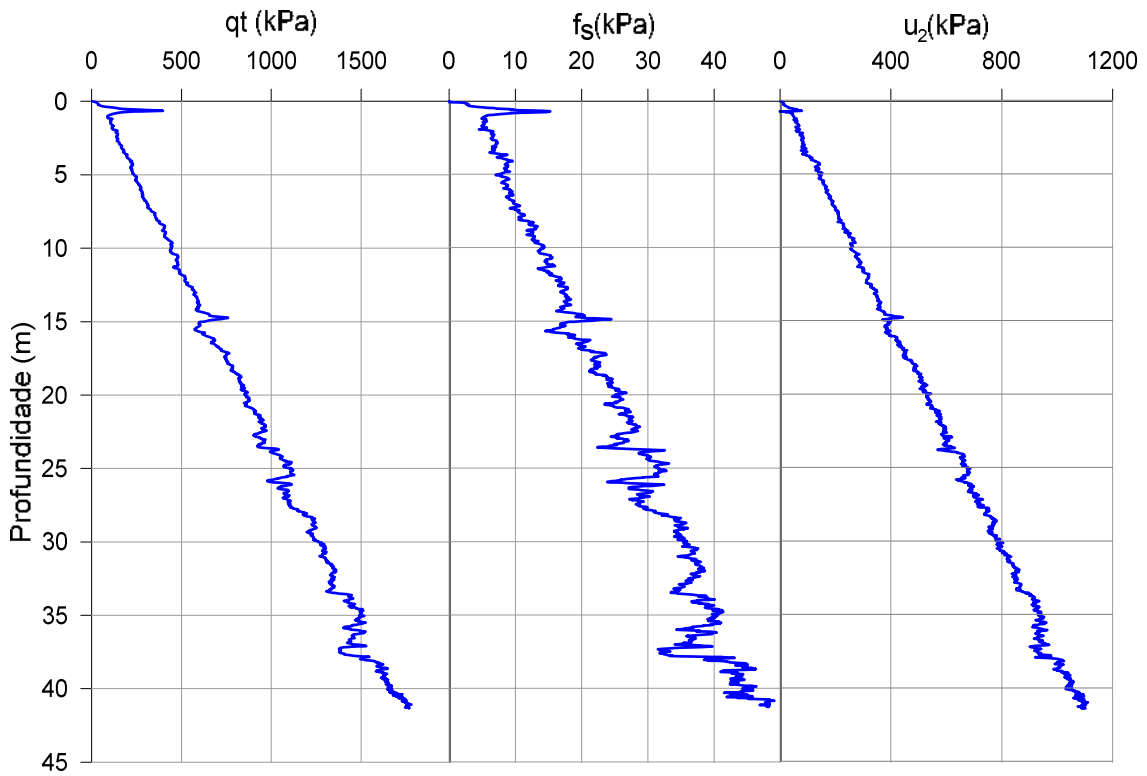


Figura 3-7 Resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e excesso de poropressão ( $u_2$ ) do Furo A.

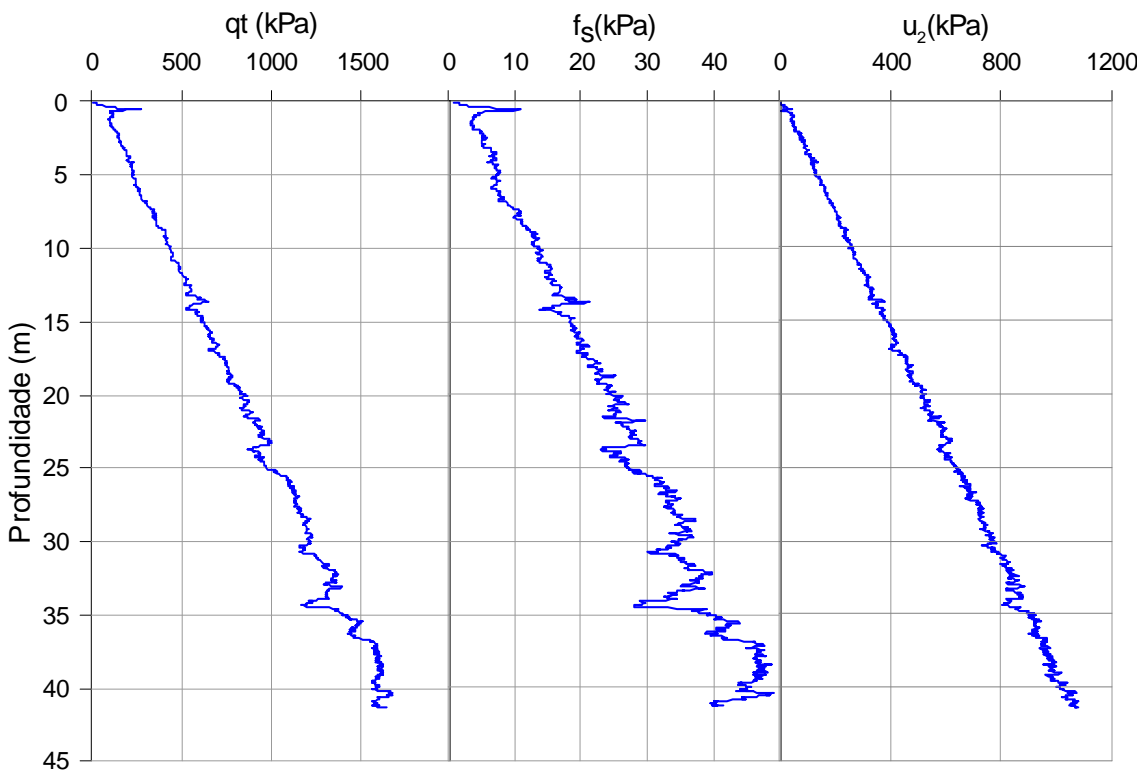


Figura 3-8 Resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e excesso de poropressão ( $u_2$ ) do Furo B.

Para ambos os Furos A e B, foram notados valores de resistência de ponta, atrito lateral e excesso de poropressão que caracterizam os perfis como sendo de solos argilosos moles.

Ao longo do perfil de solo do Furo A, apresentado na Figura 3-7, pode ser notado que há uma taxa de crescimento praticamente constante da resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) com a profundidade até aproximadamente 15 metros de profundidade, indicando um material homogêneo, podendo ser resultado de uma deposição constante ao longo de sua formação. Após tal profundidade, observa-se que esta taxa de crescimento de resistência aparenta não ser mais constante, indicando a existência de um material com maior heterogeneidade, sendo caracterizado inclusive por variações nos valores do atrito lateral e poropressão a partir dos 15 metros de profundidade. Esta mesma análise pode ser feita para o perfil do Furo B, apresentado na Figura 3-8, porém com tal profundidade de transição a aproximadamente 23 metros.

Apesar das particularidades de cada um dos perfis dos Furos A e B, conforme mostrado na Figura 3-9, há uma grande semelhança entre eles, ainda que estejam distantes cerca de 17 km.

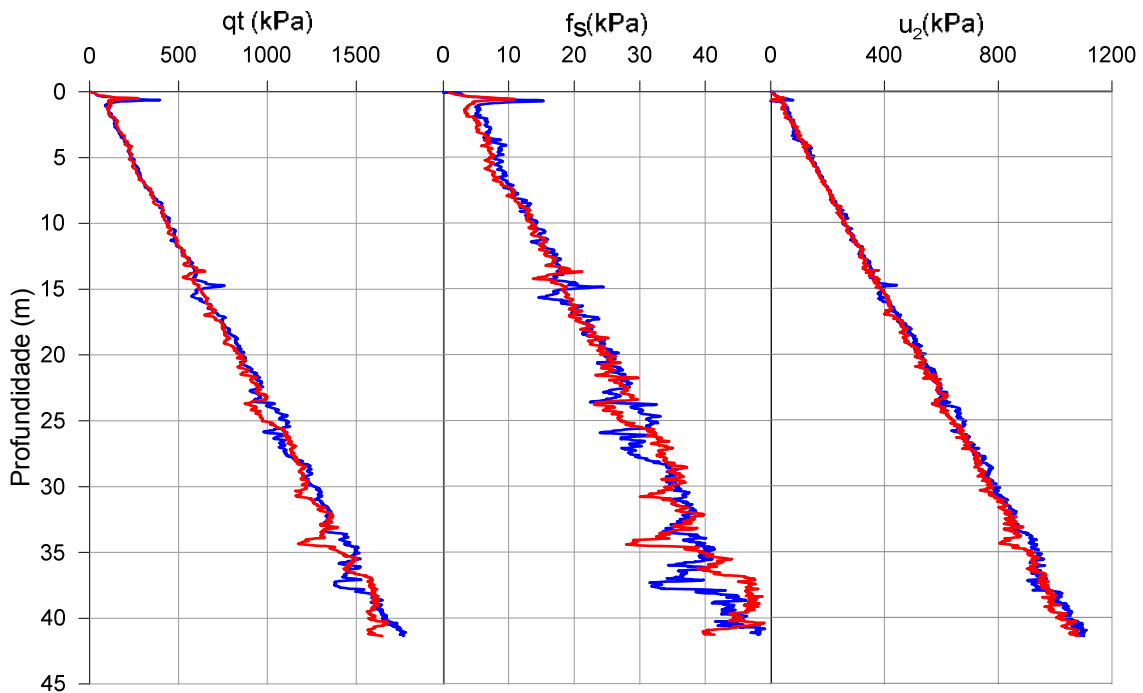


Figura 3-9 Resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e excesso de poropressão ( $u_2$ ) dos Furos A e B.



Em ambos os perfis de solo dos Furos A e B, pode ser observada a existência de uma camada de pequena espessura a aproximadamente 0,5 metro de profundidade, a qual apresenta um pico de resistência. Trata-se de uma crosta rica em ferro, minerais terrígenos (oriundos do continente) e partículas orgânicas, cuja origem está relacionada com a interrupção da sedimentação terrígena no fundo do mar, devido à elevação pós-glacial do nível do mar. Está presente em água profundas da região onde os furos da presente dissertação são analisados (ver OCHI, 2014; McGEARY e DAMUTH, 1973).

### 3.2.3.2 Composição do material e índices físicos e de consistência

Os resultados obtidos nos ensaios de granulometria, determinação da massa específica dos grãos do solo e classificação táctil-visual para os Furos A e B são apresentados nas Tabelas 3-2 e 3-3.

Tabela 3-2 Granulometria, classificação táctil-visual e massa específica (m.e.) dos grãos para o Furo A.

Prof. Amostra (m)	Granulometria (%)						Pedregulho	Classificação Táctil-Visual	m.e. (g/cm <sup>3</sup> )
	Argila	Silte	Areia						
			Fina	Média	Grossa				
0,34 a 0,43	43	47	9	1	0	0	Argila siltosa, com pouca areia fina, fragmentos de valvas, matéria orgânica, marrom.	2,68	
3,99 a 4,08	50	43	6	1	0	0	Argila siltosa, com pouca areia fina, poucos fragmentos de valvas, pouca matéria orgânica, cinza.	2,62	
7,65 a 7,74	63	35	2	0	0	0	Argila siltosa, com pouca areia fina, cinza.	2,64	
11,31 a 11,40	63	31	6	0	0	0	Argila siltosa, com pouca areia fina, fragmentos de valvas, pouca matéria orgânica, cinza.	2,64	
14,97 a 15,06	58	35	7	0	0	0	Argila siltosa, com pouca areia fina, fragmentos de valvas, pouca matéria orgânica, cinza.	2,53	

Segundo a distribuição granulométrica do Furo A, o solo analisado no primeiro intervalo de profundidade de ensaios, de 0,34 a 0,43 metros, apresenta-se como silte argiloso. E, com o aumento da profundidade, pode-se observar um aumento na

quantidade de finos, passando o solo a ser classificado como argila siltosa nas amostras subsequentes. A porcentagem média de teor de argila no perfil do Furo A é de aproximadamente 55%, de 38% de silte, apresentando uma pequena quantidade de areia ao longo de toda profundidade analisada.

Tabela 3-3 Granulometria, classificação táctil-visual e massa específica dos grãos para o Furo B.

Prof. Amostra (m)	Granulometria (%)					Pedregulho	Classificação Táctil-Visual	m.e. (g/cm <sup>3</sup> )
	Argila	Silte	Areia					
			Fina	Média	Grossa			
0,46 a 0,55	37	55	7	1	0	0	Argila siltosa, com pouca areia fina, fragmentos de valvas, cinza-clara.	2,68
4,11 a 4,21	42	51	6	1	0	0	Argila siltosa, com pouca areia fina, fragmentos pequenos de valvas, pouca matéria orgânica, cinza-clara.	2,67
7,77 a 7,86	48	47	4	1	0	0	Argila siltosa, com areia fina, cinza.	2,69
11,43 a 11,52	54	41	4	1	0	0	Argila siltosa, com areia siltosa, fragmentos de valvas, pouca matéria orgânica, pouca matéria orgânica, cinza.	2,64
14,17 a 14,26	50	46	3	1	0	0	Argila siltosa, com pouca areia fina, fragmentos de valvas, pouca matéria orgânica, cinza.	2,67
16,09 a 16,31	54	39	7	0	0	0	Argila siltosa, com pouca areia fina, fragmentos de valvas, pouca matéria orgânica, cinza.	2,66

Para o Furo B, foi notada uma tendência semelhante àquela observada para o Furo A, onde a quantidade de finos aumenta com a profundidade. O solo pode ser classificado como silte argiloso segundo sua composição granulométrica para as profundidades de ensaio de 0,46 a 0,55 metros e de 4,11 a 4,21 metros. E, nas profundidades subsequentes, classifica-se como argila siltosa. A porcentagem média de teor de argila no perfil do furo B é de aproximadamente 48% e de silte de 47%, apresentando pequena quantidade de areia.

Nota-se que para ambos os Furos A e B a classificação táctil-visual realizada por técnicos laboratoristas, resulta bastante semelhante àquela obtida através dos ensaios de granulometria, sendo as diferenças existentes observadas nas amostras das primeiras profundidades analisadas.

A distribuição granulométrica dos Furos A e B está representada nas Figuras 3-11 (a) e 3-12 (a).

Foram obtidos os limites de liquidez ( $W_L$ ), limite de plasticidade ( $W_P$ ), e respectivos teores de umidade natural ( $W$ ). Foram calculados os valores de índice de plasticidade (IP) e realizada a classificação USCS através da Carta de Plasticidade de Casagrande, vide Figura 3-10. Os valores obtidos estão apresentados nas Tabelas 3-4 e 3-5, e nas Figuras 3-11 (b) e 3-12 (b).

Tabela 3-4 Limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade e classificação USCS para o Furo A.

Furo	Prof.(m)	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	IP (%)	USCS
A	0,4	67	26	41	CH
	4,0	88	37	51	CH
	7,7	93	43	50	MH
	11,4	103	44	59	MH
	15,0	83	35	48	CH

Tabela 3-5 Limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade e classificação USCS para o Furo B.

Furo	Prof.(m)	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	IP (%)	USCS
B	0,5	77	28	49	CH
	4,2	85	25	60	CH
	7,8	103	33	70	CH
	11,5	101	32	69	CH
	14,2	81	25	56	CH
	16,2	84	32	52	CH

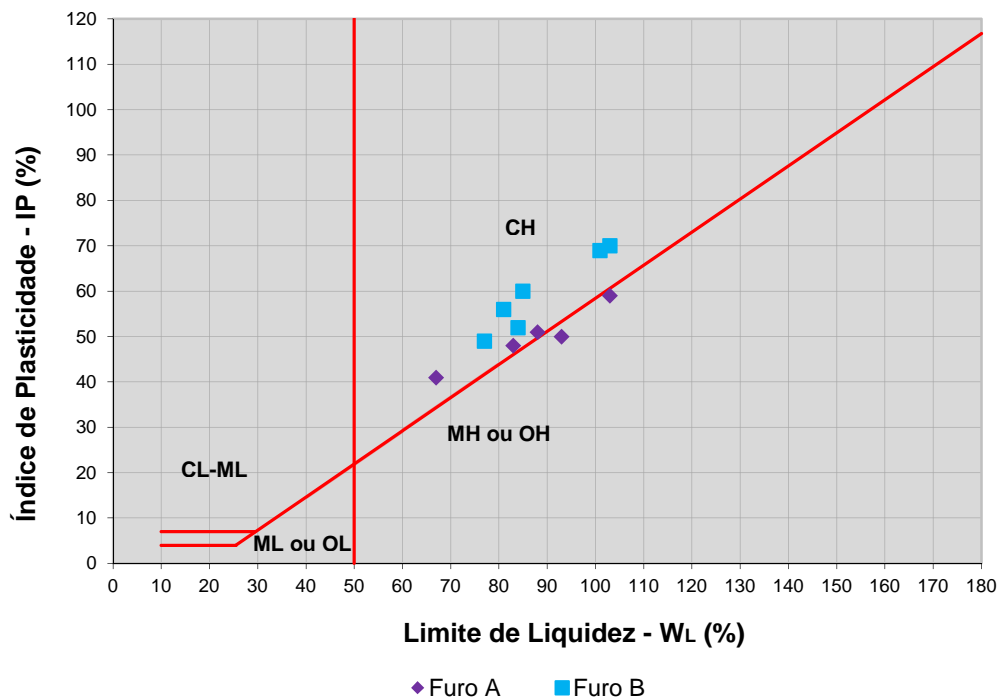


Figura 3-10 Carta de Plasticidade de Casagrande.

Através de análise da Tabela 3-4 e da Figura 3-11 (a), nota-se que o limite de liquidez do Furo A aumenta com a profundidade de 67% próximo à superfície até o valor de 103% em 11,4 metros de profundidade, decrescendo a partir daí. Os valores de limite de plasticidade também acompanham esta tendência, variando de 26% até 44%. E ainda que o índice de plasticidade seja a diferença entre os limites aqui analisados, com ambos crescentes nas mesmas profundidades, nota-se um aumento dos valores de IP até a profundidade de 11,4 metros e posterior diminuição.

Para o Furo B, a partir dos dados apresentados na Tabela 3-5 e na Figura 3-12 (b), nota-se que os valores de limite de plasticidade apresentam uma variação pequena de 25% a 32%. E os valores de limite de liquidez aumentam de 77% para 103% até a profundidade de 7,8 metros, decrescendo a partir daí até a profundidade de 14,2 metros, e tendo novamente um pequeno aumento para 84% na profundidade de 16,2 metros. O índice de plasticidade cresce de 49% para 70% com a profundidade até 7,8 metros, decrescendo posteriormente para o valor de 52% a 16,2 metros de profundidade.

Em geral, observando a Carta de Plasticidade da Figura 3-10, tem-se que o solo analisado para ambos os furos apresenta, segundo os índices de consistência, o comportamento de um solo argiloso de alta compressibilidade. Para o solo do Furo A em específico, nas profundidades de 7,7 e 11,4 metros, o solo foi aqui classificado como tendo um comportamento de um material siltoso, porém vale ressaltar que se encontra próximo da linha divisória da Carta de Plasticidade, podendo ter um comportamento de solo argiloso.

Os valores de teor de umidade apresentados nas Figuras 3-11 (b) e 3-12 (b) advêm dos diversos ensaios realizados tanto a bordo do navio como em laboratório em terra, conforme descritos nos itens 3.2.1 e 3.2.2. Estes valores se referem à umidade inicial, obtidos das amostras antes destas terem sido ensaiadas. Os valores de teor de umidade natural para ambos os furos se mostram próximos aos valores de limite de liquidez.

Os valores de peso específico natural ( $\gamma_n$ ) para os Furos A e B são apresentados nas Figuras 3-11 (c) e 3-12 (c), respectivamente. Estes variam de 14 a 15,5kN/m<sup>3</sup> em baixas profundidades para ambos os furos, com exceção de pontos espúrios referentes às amostras superficiais. E, em maiores profundidades, a partir de aproximadamente 12 metros, variam numa faixa de 15 a 16 kN/m<sup>3</sup>.

Tanto no Furo A como no Furo B, os valores de peso específico natural se apresentam maiores em profundidades onde há menores valores de teor de umidade natural e onde há menores índices de vazios, estes últimos apresentados nas Figuras 3-11 (d) e 3-12 (d).

A atividade segundo SKEMPTON (1953) dos solos argilosos dos Furos A e B, obtidas a partir da equação (3.5), têm seus valores apresentados nas Figuras 3-11 (e) e 3-12 (e).

$$Atividade = \frac{IP}{\%<2\mu m} \quad (3.5)$$

SKEMPTON (1948) classifica as argilas como inativas (atividade menor que 0,75), normais (entre 0,75 e 1,25) ou ativas (atividade maior que 1,25).

Para o Furo A, os valores de atividade encontrados são decrescentes com a profundidade, porém com pequena variação de 0,8 a 1,0, sendo, portanto classificado como normal.

Para o Furo B, a atividade é crescente até aproximadamente 8,0 metros de profundidade, partindo de um valor de 1,3 até 1,5, decrescendo posteriormente até o valor de 1,0. Sendo assim, sua fração argila é considerada ativa até a profundidade de 11,5 metros de profundidade, e de atividade normal abaixo desta.

Para ambos os furos se observa que a tendência dos valores de atividade é bastante parecida com a tendência encontrada para os valores de índice de plasticidade.

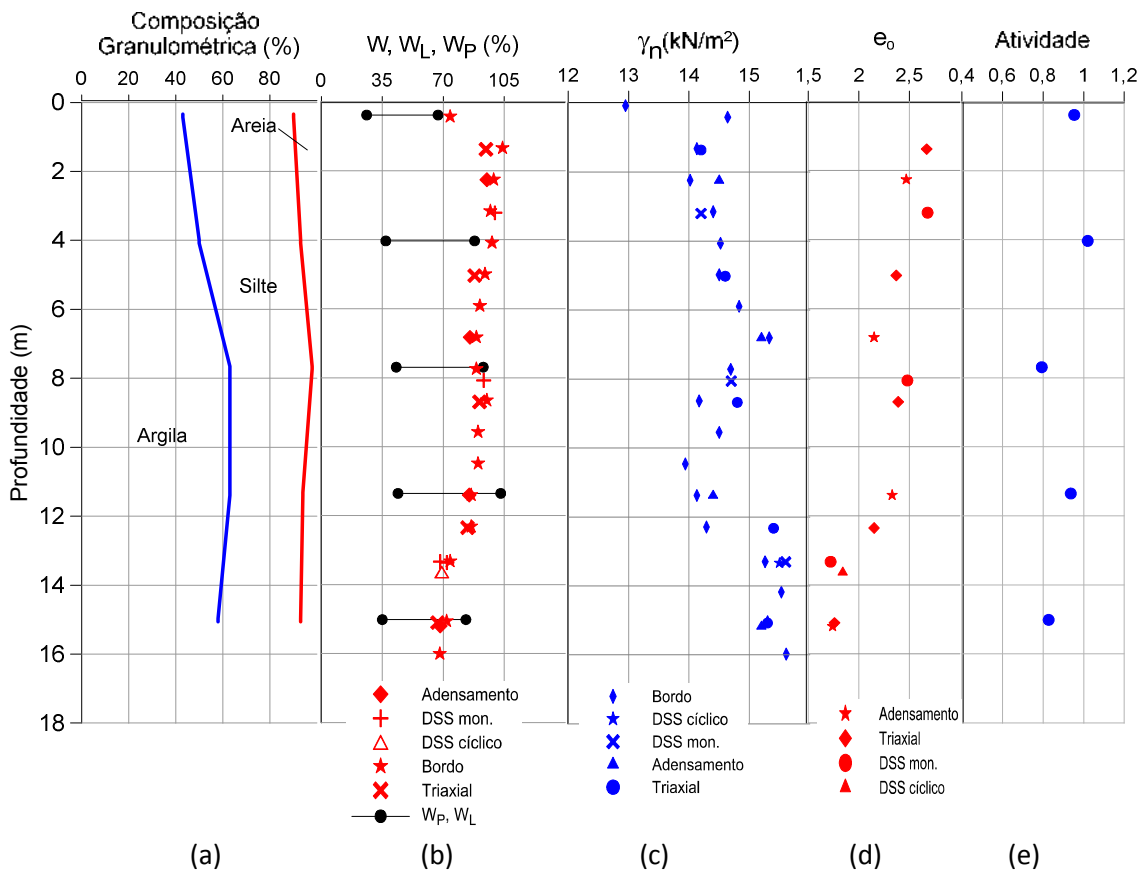


Figura 3-11 (a) Composição granulométrica; (b) limite de plasticidade, limite de liquidez e teor de umidade; (c) peso específico; (d) índice de vazios; (e) atividade de Skempton do Furo A.

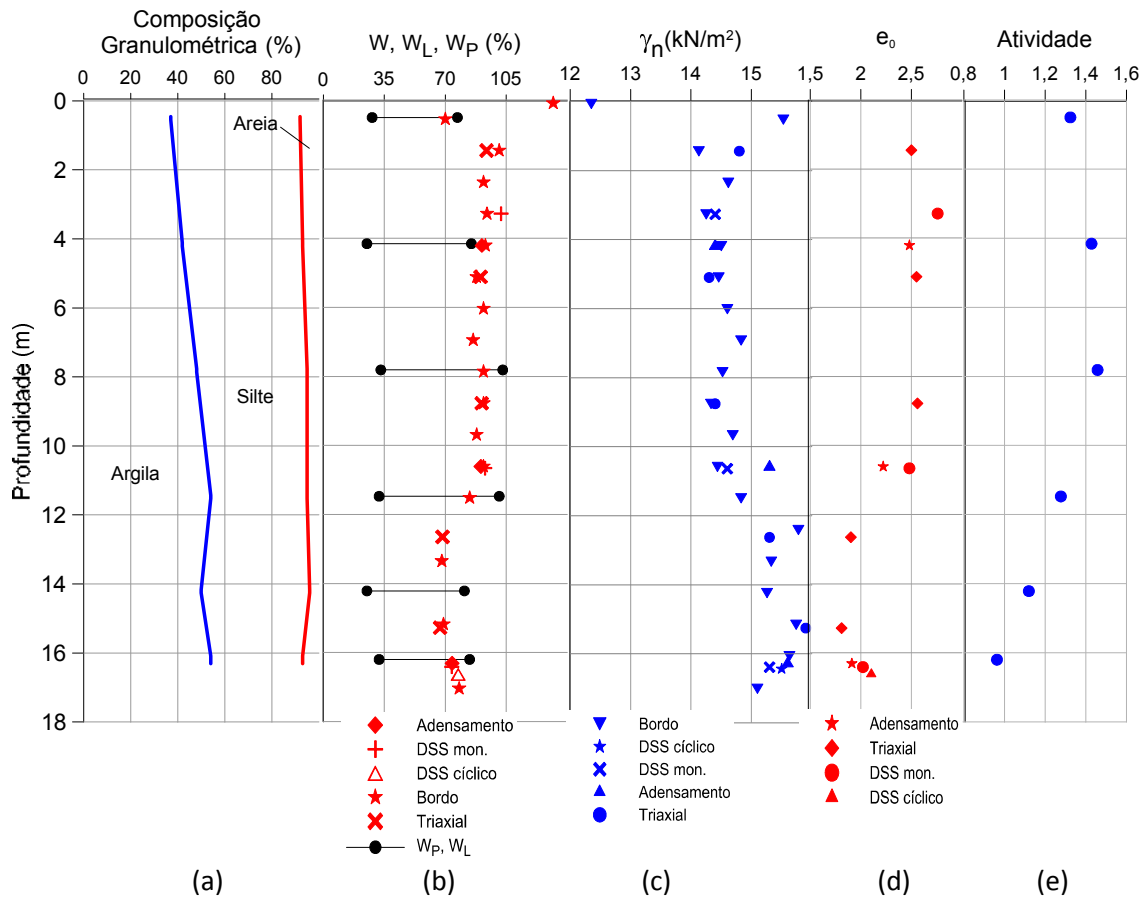


Figura 3-12 (a) Composição granulométrica; (b) limite de plasticidade, limite de liquidez e teor de umidade; (c) peso específico; (d) índice de vazios; (e) atividade de Skempton do Furo B.

### 3.2.3.3 Parâmetros de adensamento

Dados obtidos nos ensaios de adensamento edométrico conduzidos em amostras dos Furos A e B são apresentados na Tabela 3-7. Foram também calculadas as razões  $\Delta e/e_0$  a fim de avaliar a qualidade das amostras de acordo com o critério de LUNNE *et al.* (1997a), segundo Tabela 3-6.

Tabela 3-6 Critério para avaliação da qualidade das amostras segundo LUNNE *et al.* (1997a).

Grau de consolidação	$\Delta e/e_0$			
	Muito bom a excelente	Bom a pobre	Pobre	Muito pobre
1 - 2	< 0,04	0,04 - 0,07	0,07 - 0,14	> 0,14
2 - 4	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10

Tabela 3-7 Resultados dos ensaios de adensamento edométrico.

Furo	Prof.(m)	$e_0$	$\Delta e/e_0$	$\sigma'_{vm}$	OCR	Qualidade
A	2,3	2,47	0,05	17	1,5	boa a regular
	6,8	2,15	0,1	30	1,0	pobre
	11,4	2,33	0,08	55	1,0	pobre
	15,2	1,74	0,18	60	1,0	muito pobre
B	4,21	2,48	0,11	17	1,0	pobre
	10,61	2,22	0,13	46	1,0	pobre
	16,31	1,91	0,12	92	1,1	pobre

Os valores de OCR e das razões  $\Delta e/e_0$  para os Furos A e B são apresentados nas Figuras 3-13 e 3-14, respectivamente.

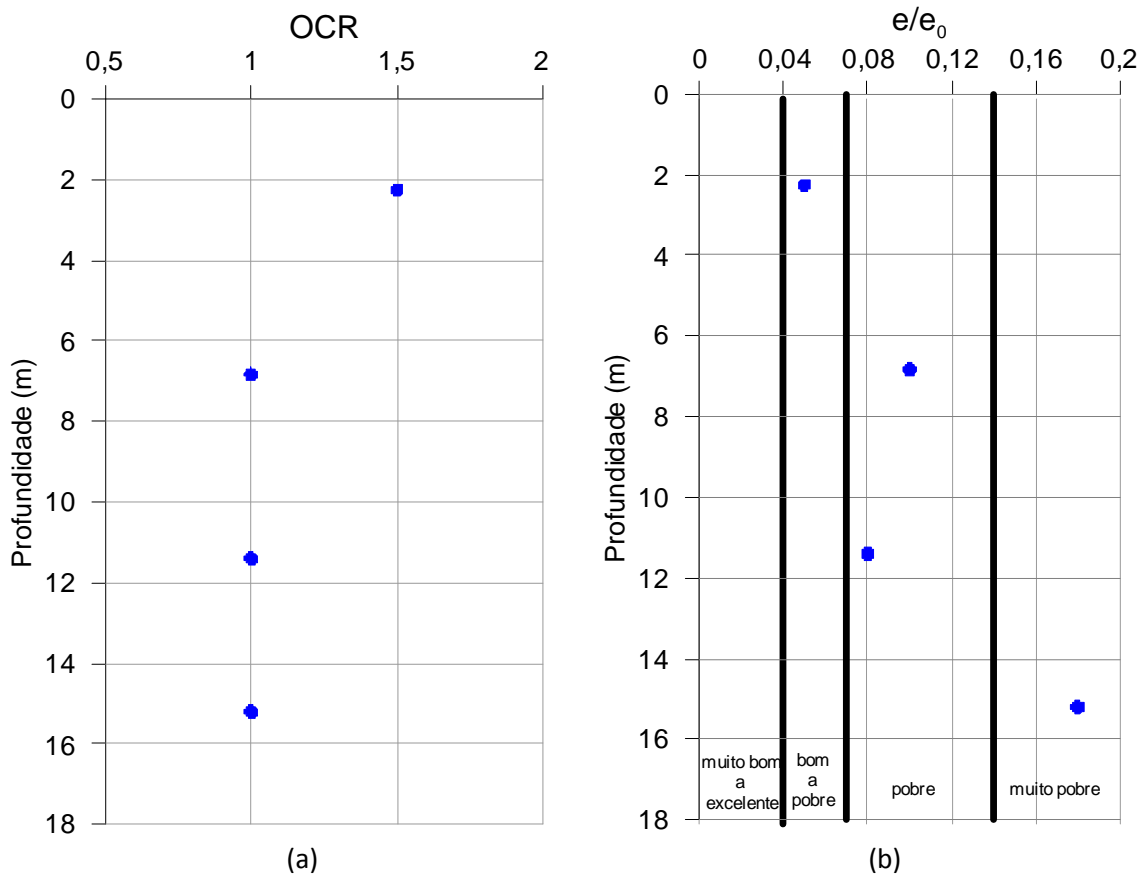


Figura 3-13 (a) OCR *versus* profundidade; (b)  $\Delta e/e_0$  *versus* profundidade do Furo A.



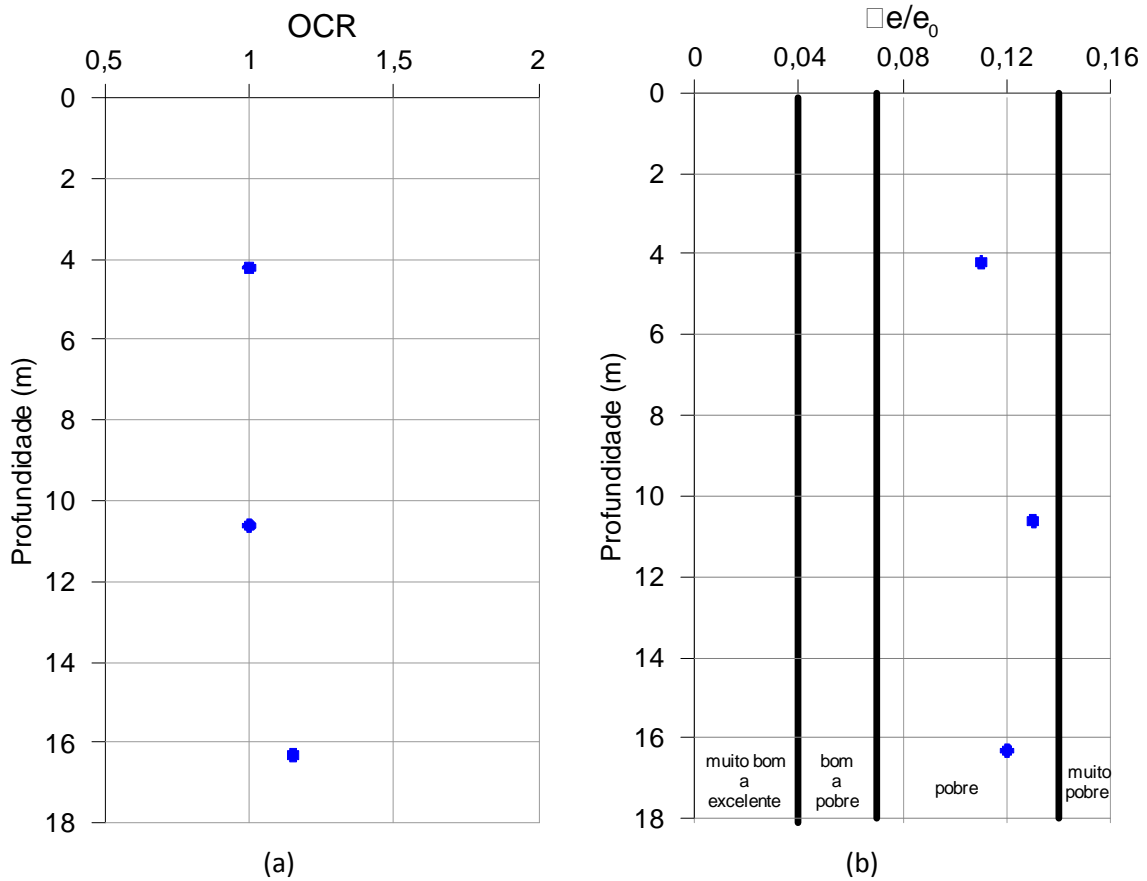


Figura 3-14 (a) OCR *versus* profundidade; (b)  $\Delta e/e_0$  *versus* profundidade do Furo B.

Segundo a classificação de LUNNE *et al.* (1997a), as amostras de ambos os furos são classificadas como pobre ou muito pobre, com exceção da amostra mais rasa do Furo A, a 2,3 metros de profundidade.

As curvas de compressão dos ensaios de adensamento são apresentadas nas Figuras 3-15 a 3-21.

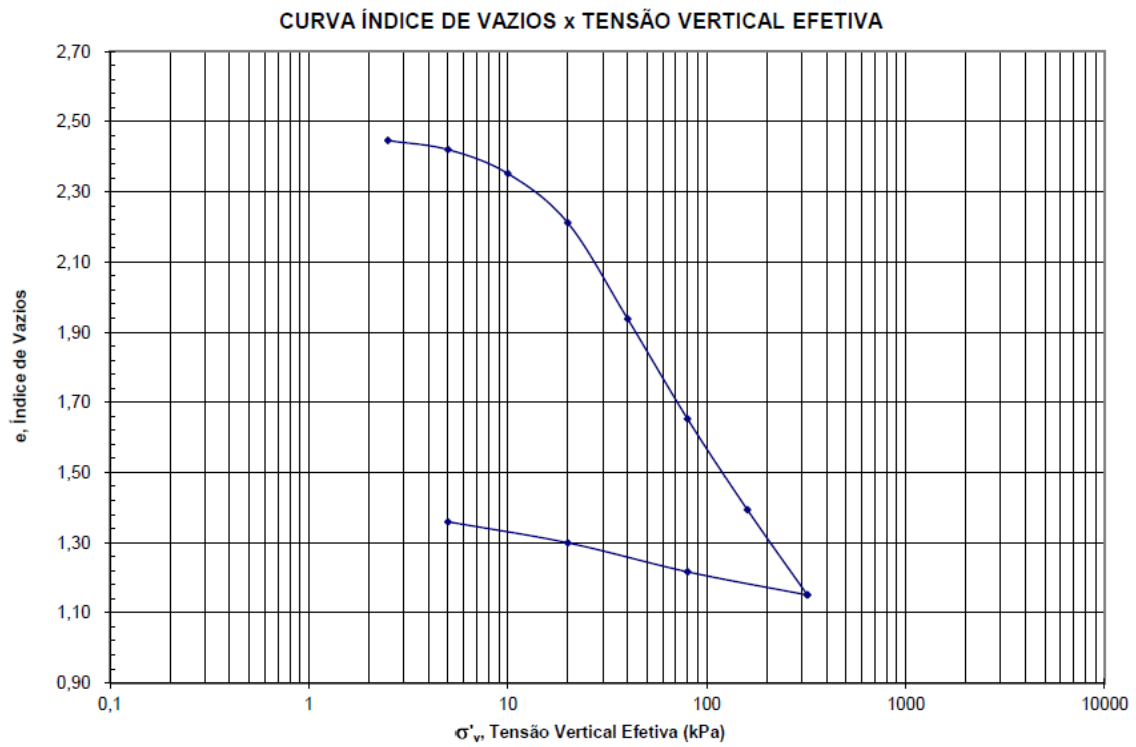


Figura 3-15 Curva índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva da amostra a 2,3 metros de profundidade do Furo A.

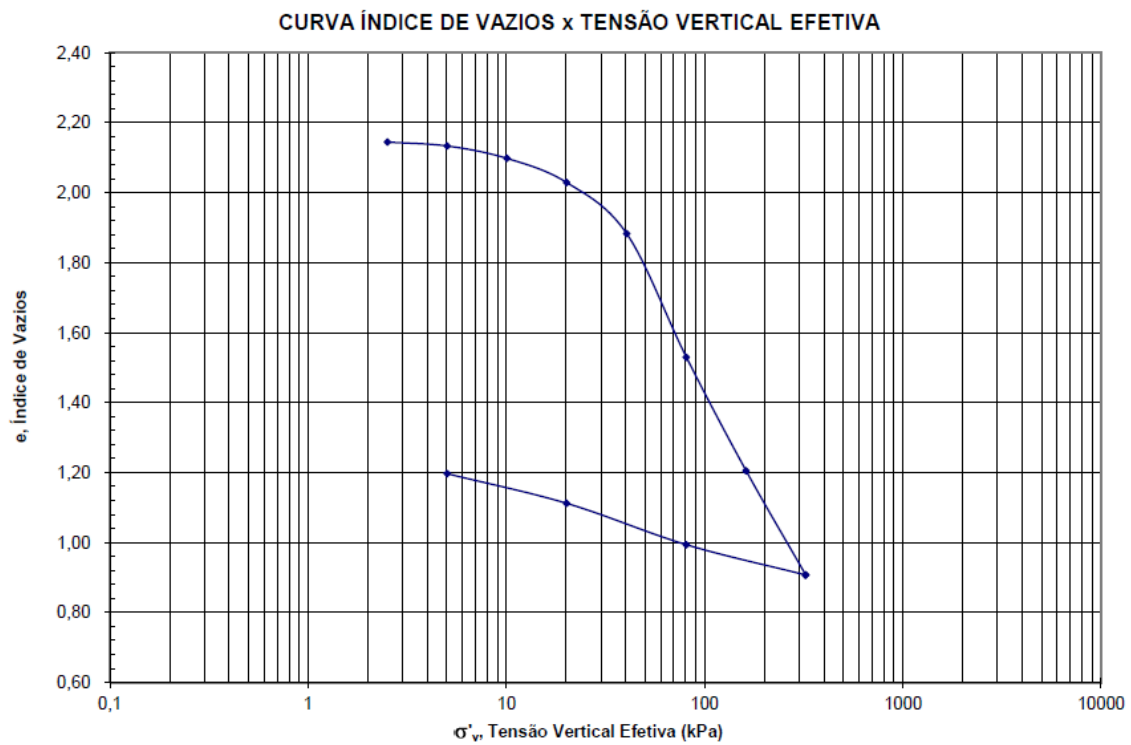


Figura 3-16 Curva índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva da amostra a 6,8 metros de profundidade do Furo A.

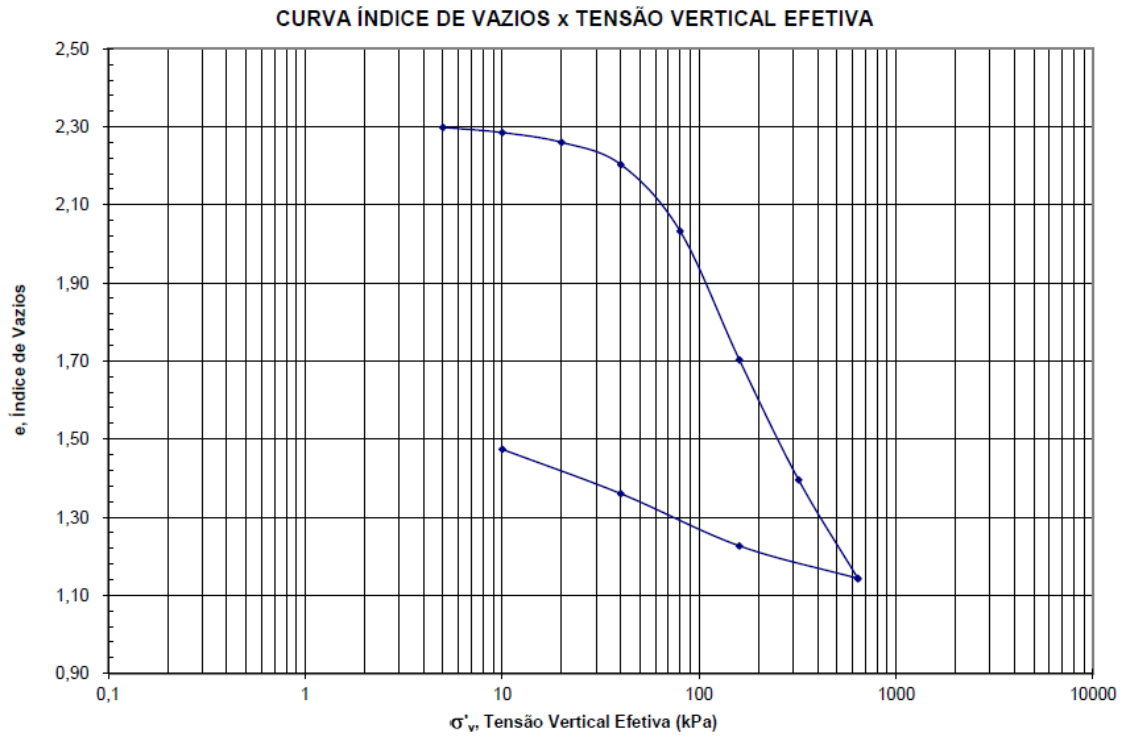


Figura 3-17 Curva índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva da amostra a 11,4 metros de profundidade do Furo A.

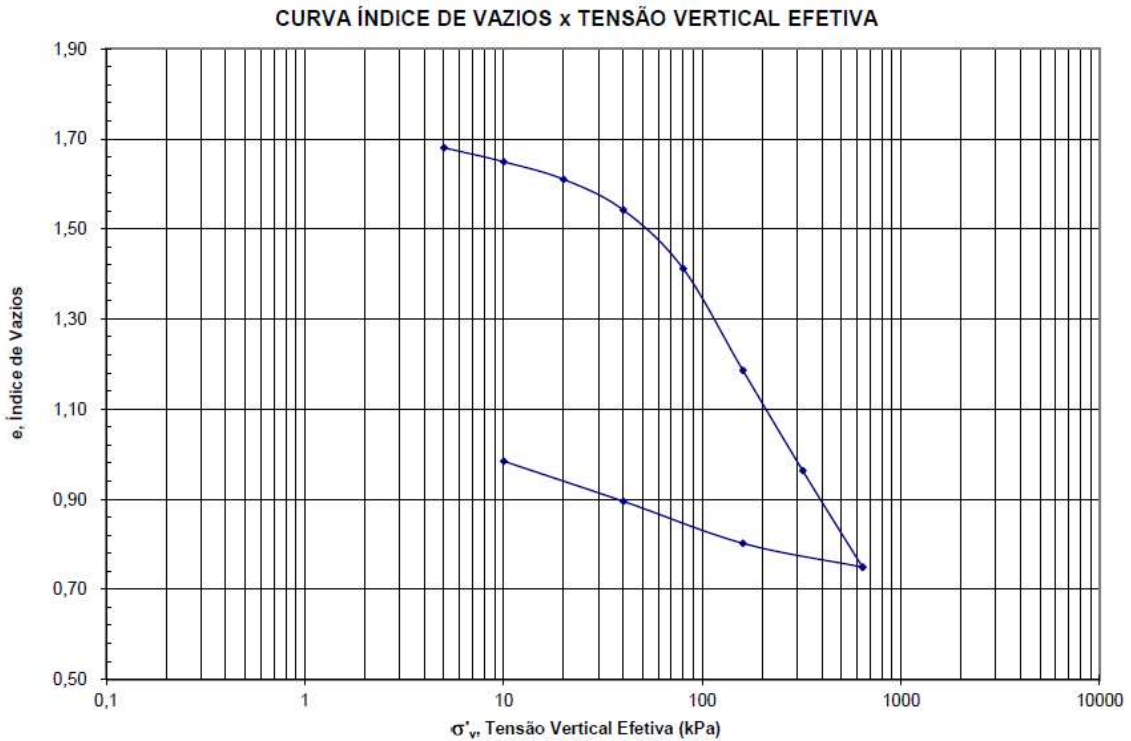


Figura 3-18 Curva índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva da amostra a 15,2 metros de profundidade do Furo A.

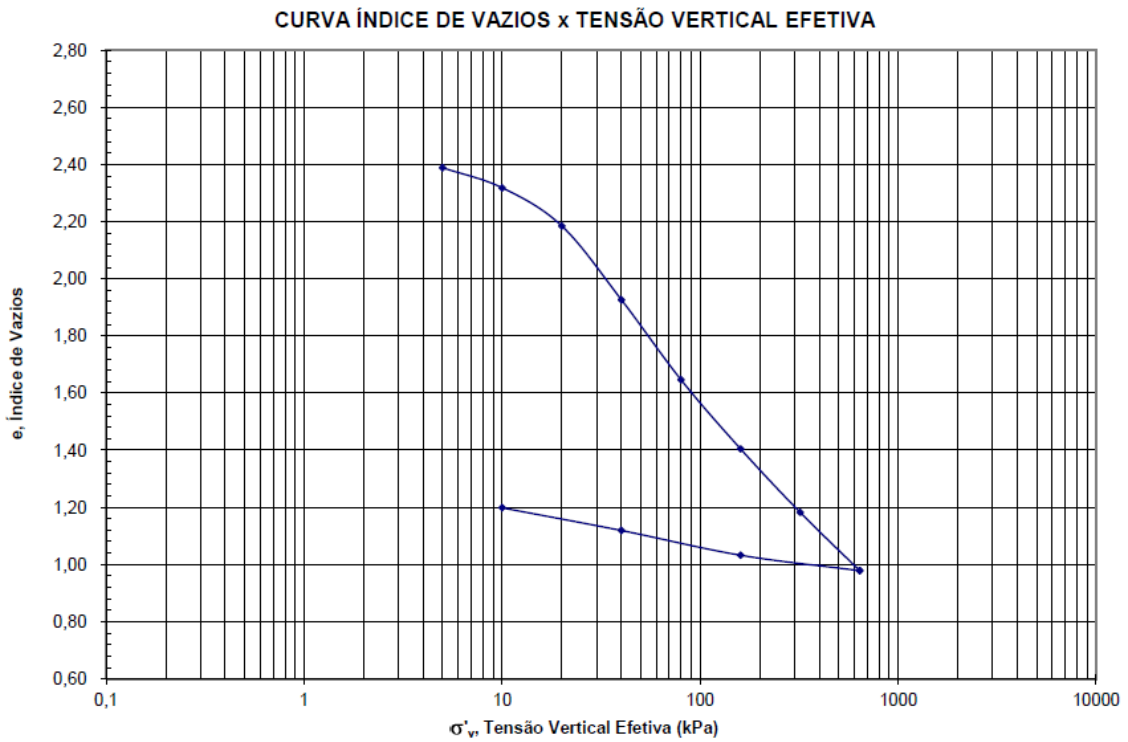


Figura 3-19 Curva índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva da amostra a 4,2 metros de profundidade do Furo B.

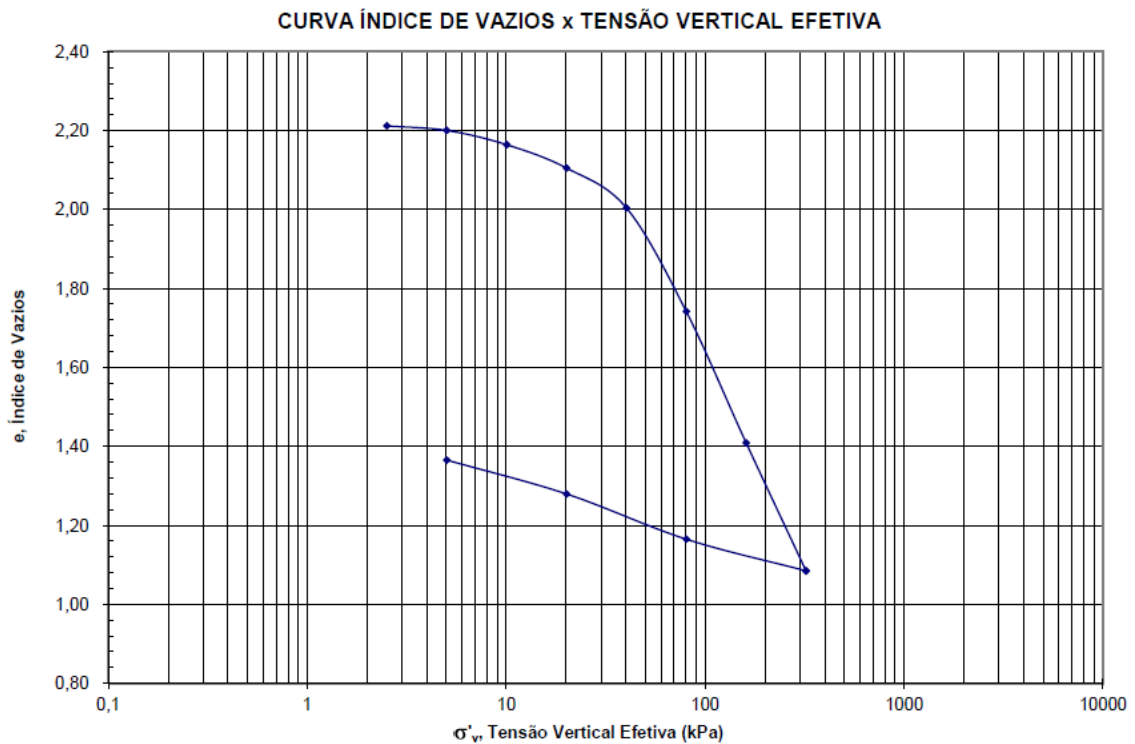


Figura 3-20 Curva índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva da amostra a 10,6 metros de profundidade do Furo B.

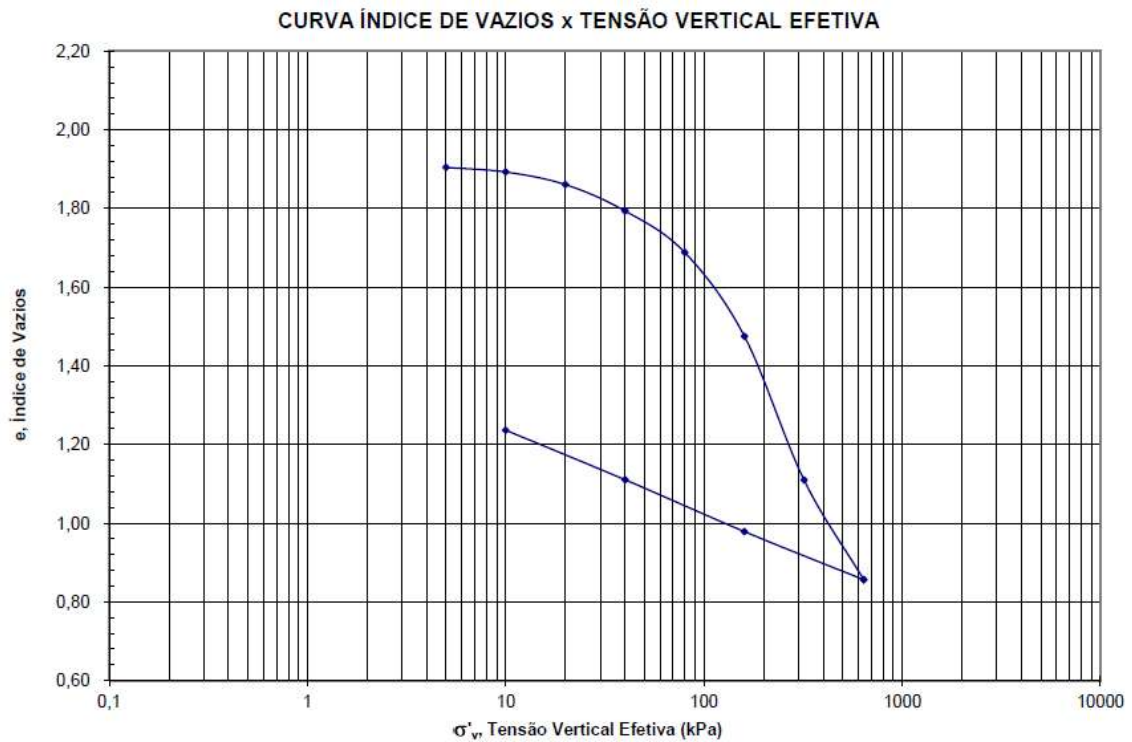


Figura 3-21 Curva índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva da amostra a 16,3 metros de profundidade do Furo B.

### 3.2.3.4 Resistência ao cisalhamento não drenada

De posse dos resultados dos ensaios de resistência realizados nas amostras tanto a bordo quanto em laboratório em terra (Tabelas 3-8 a 3-11), foi possível verificar a consistência dos dados acrescentando-os às curvas obtidas com os ensaios de piezocone.

Os valores de resistência não drenada obtidos tanto dos ensaios de bordo como de laboratório em terra são traçados conjuntamente aos valores obtidos da correlação anteriormente apresentada para os ensaios de piezocone nas Figuras 3-22 e 3-23. Os resultados dos ensaios de laboratório são de uma maneira geral consistentes com a previsão de ensaios de piezocone.

Tabela 3-8 Valores de  $S_u$  obtidos em ensaios realizados a bordo do navio para o Furo A.

Torvane		Mini Vane		Triaxial UU	
Prof(m)	Su (kPa)	Prof(m)	Su (kPa)	Prof(m)	Su (kPa)
0,43	12	0,09	1	14,36	14
1,34	6	0,43	11		
2,26	8	1,34	3		
3,17	9	2,26	7		
4,08	11	3,17	8		
5	11	4,08	9		
5,91	11	5	9		
6,83	12	5,91	10		
7,74	12	6,83	12		
8,66	16	7,74	13		
9,57	11	8,66	13		
10,49	17	9,57	12		
11,4	19	10,49	14		
12,31	18	11,4	17		
13,32	21	12,31	16		
14,2	20	13,32	18		
15,06	21	14,2	22		
16	27	15,06	19		
		16	30		

Tabela 3-9 Valores de  $S_u$  obtidos em ensaios realizados no laboratório em terra para o Furo A.

Triaxial UU		DSS Estático	
Prof.(m)	Su (kPa)	Prof.(m)	Su (kPa)
1,38	2,7	3,22	6,1
5,04	9,4	8,08	12,7
8,7	10,1	13,33	21,4
12,35	12,5	13,36	25
15,1	15,7		

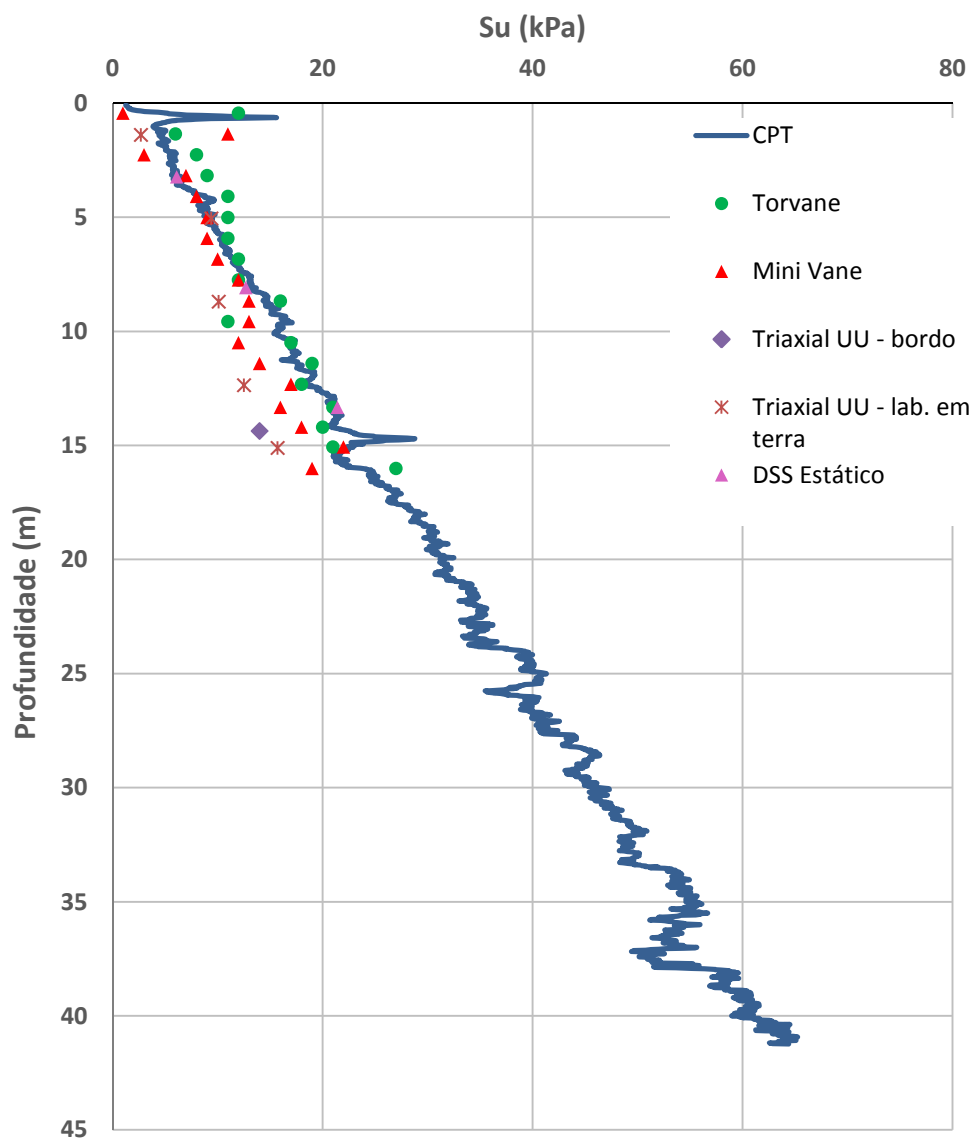


Figura 3-22 Perfil de resistência não drenada do Furo A.

Tabela 3-10 Valores de  $S_u$  obtidos em ensaios realizados a bordo do navio para o Furo B.

Torvane		Mini Vane		Triaxial UU	
Prof(m)	Su (kPa)	Prof(m)	Su (kPa)	Prof(m)	Su (kPa)
0,09	15	0,09	2	12,65	16
0,55	15	0,55	18	14,48	21
1,46	11	1,46	5	16,31	24
2,38	7	2,38	9		
3,2	10	3,29	8		
3,29	11	4,21	7		
4,21	10	5,12	10		
5,12	11	6,04	10		
6,04	12	6,95	14		
6,95	12	7,86	10		
7,86	13	8,78	15		
8,78	14	9,69	17		
9,69	19	10,61	14		
10,61	19	11,52	18		
11,52	25	12,44	20		
12,44	23	13,35	21		
13,35	23	14,26	28		
14,26	27	15,18	21		
15,18	26	16,09	32		
16,09	25	17,04	33		
17,04	19				

Tabela 3-11 Valores de  $S_u$  obtidos em ensaios realizados no laboratório em terra para o Furo B.

Triaxial UU		DSS Estático	
Prof.(m)	Su (kPa)	Prof.(m)	Su (kPa)
1,46	3,7	3,29	8,1
5,12	5,6	10,66	10,7
8,78	10	16,41	25,5
12,65	14,6	16,46	24,4
15,28	16		



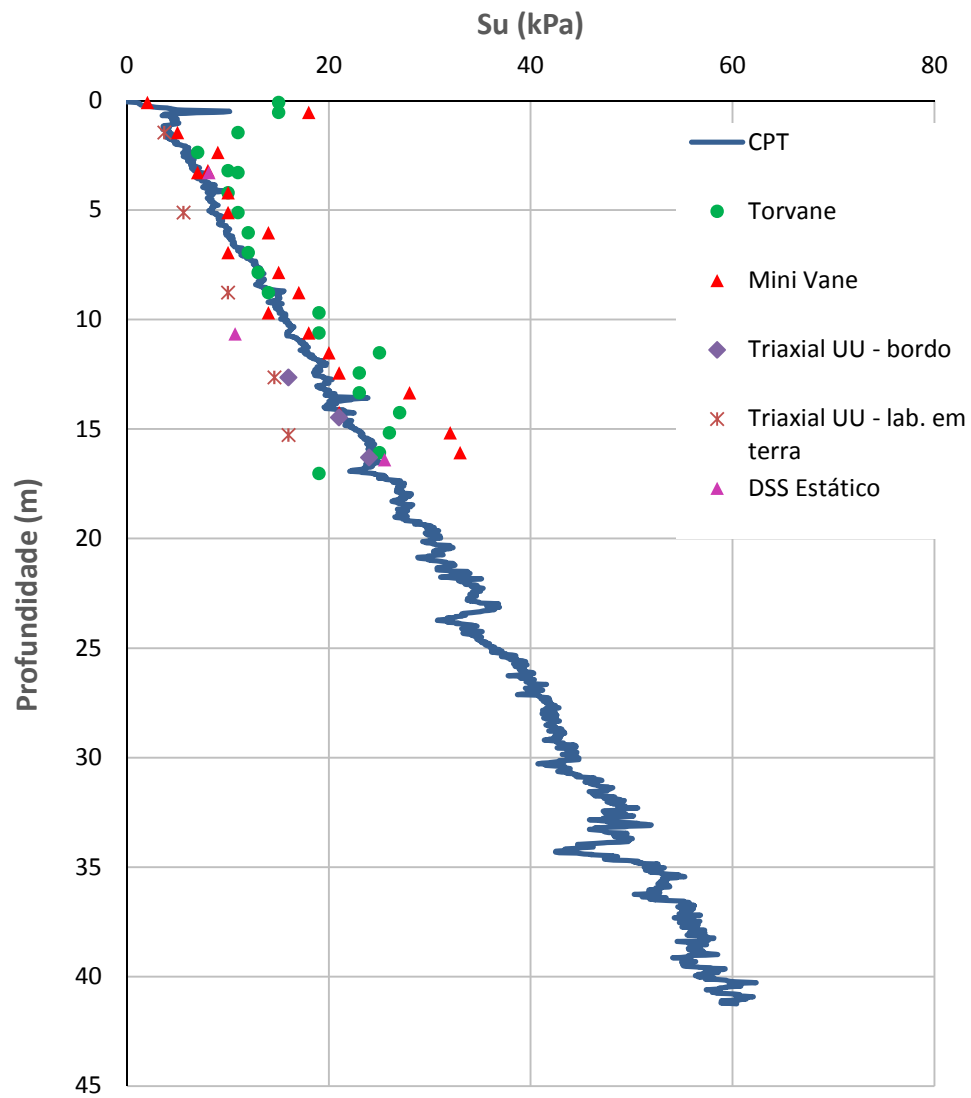


Figura 3-23 Perfil de resistência não drenada do Furo B.

## **4. ENSAIOS DSS CÍCLICOS E MONÓTONOS – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS**

O presente capítulo apresenta os resultados dos ensaios de DSS cíclicos e monótonos. Considerou-se mais apropriado incluir também no presente capítulo os procedimentos de moldagem dos corpos de prova e outros aspectos associados à realização dos ensaios.

Os ensaios cíclicos e monótonos foram realizados em dois laboratórios, um laboratório externo e o Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares, um dos Laboratórios de Geotecnia Professor Jacques de Medina, do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Os ensaios cíclicos realizados em ambos os laboratórios são do tipo *two-way*.

### **4.1 Ensaios realizados em laboratório externo**

Os ensaios DSS cíclicos aqui descritos são do tipo “tensão controlada”. Foram ensaiados nove corpos de prova de cada amostra proveniente dos Furos A e B (ver Capítulo 3). Os corpos de prova possuem 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro.

Os ensaios de DSS monótonos foram realizados com velocidade de distorção angular de 5%/hr, até a distorção máxima de 20%.

O equipamento de DSS utilizado pela empresa externa para a realização dos ensaios é da marca Wykeham-Farrance, comercializado pela empresa italiana Controls Group. As Figuras 4-1 (a) e (b) apresentam o equipamento sendo preparado para a realização de um ensaio DSS no laboratório da empresa responsável por sua realização.



(a)



(b)

Figura 4-1 (a) Estrutura do equipamento de ensaio DSS sendo montado para a realização do ensaio (b) detalhe da montagem do corpo de prova no equipamento da Wykeham-Farrance.

O equipamento da Wykeham-Farrance, como pode ser notado pela Figura 4-1 (b), utiliza o sistema de anéis empilhados.

#### 4.1.1 Realização dos ensaios

A extração das amostras dos tubos de PVC se deu de maneira semelhante a que será descrita posteriormente para os ensaios realizados no laboratório da COPPE. Deu-se através do corte do tubo de PVC no trecho de interesse da amostra, com descolamento desta com a passagem de um fio no contato solo-tubo e somente após isto, era efetuada a extrusão da amostra.

Os corpos de prova foram adensados para as tensões efetivas de campo, seguindo procedimento proposto pelo NGI (BERRE & BJERRUM, 1973). Uma vez que os ensaios de adensamento indicaram que o solo se encontrava numa condição normalmente adensada, os corpos de prova foram adensados diretamente até os valores de tensão vertical efetiva de campo ( $\sigma'_{v0}$ ). A aplicação da tensão de adensamento se deu em quatro etapas de 30 minutos cada.

Após o adensamento, foi procedida a fase de cisalhamento dos corpos de prova através da aplicação de uma tensão horizontal cisalhante.

Para o ensaio de cisalhamento monótono foi utilizada uma velocidade de distorção angular de 5%/hora, conforme mencionado anteriormente.

No caso do ensaio cíclico foram definidos pares de tensões médias ( $\tau_a$ ) e cíclicas ( $\tau_{cy}$ ) a serem aplicadas nos corpos de prova em função dos valores de resistência ao cisalhamento obtidos dos ensaios DSS monótonos ( $S_{uDSS}$ ). Os valores de  $S_{uDSS}$  foram obtidos da média de dois ensaios monótonos realizados para cada amostra, assim definido pela empresa externa, cujos resultados encontram-se resumidos na Tabela 4-1 e suas curvas apresentadas nas Figuras 4-2, 4-3, 4-4 e 4-5. Na fase de cisalhamento para os ensaios cíclicos utilizou-se uma frequência de 0,1Hz.

Na presente dissertação são utilizados os resultados obtidos nos ensaios realizados pela empresa externa, porém a autora não teve participação direta na realização dos ensaios.

A autora da presente pesquisa reinterpreta esses dados no Capítulo 5.

Tabela 4-1 Valores de  $S_{uDSS}$  obtidos em ensaios de DSS monótonos.

Furo	Prof. de ensaio (m)	$S_{uDSS}$ (kPa)	$S_{uDSS}$ média (kPa)
A	13,33	21,4	23,2
	13,36	25,0	
B	16,41	25,5	25,0
	16,46	24,4	

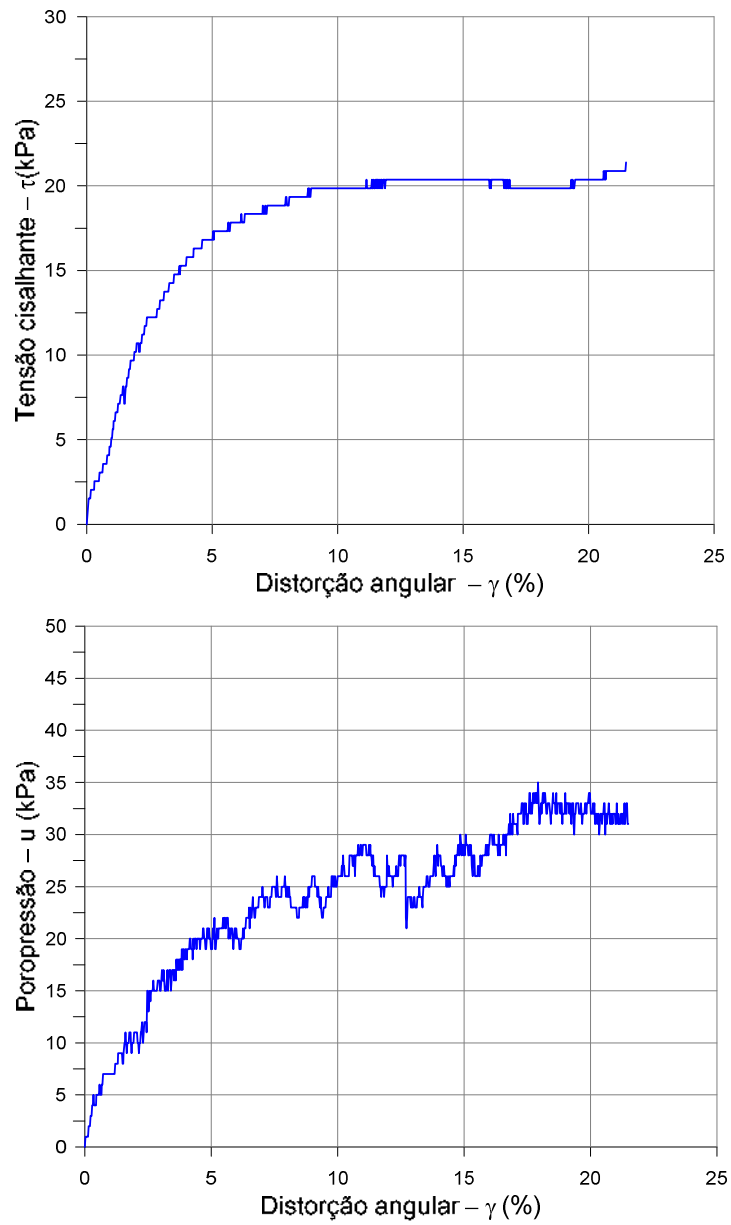


Figura 4-2 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, prof. 13,33m do Furo A.

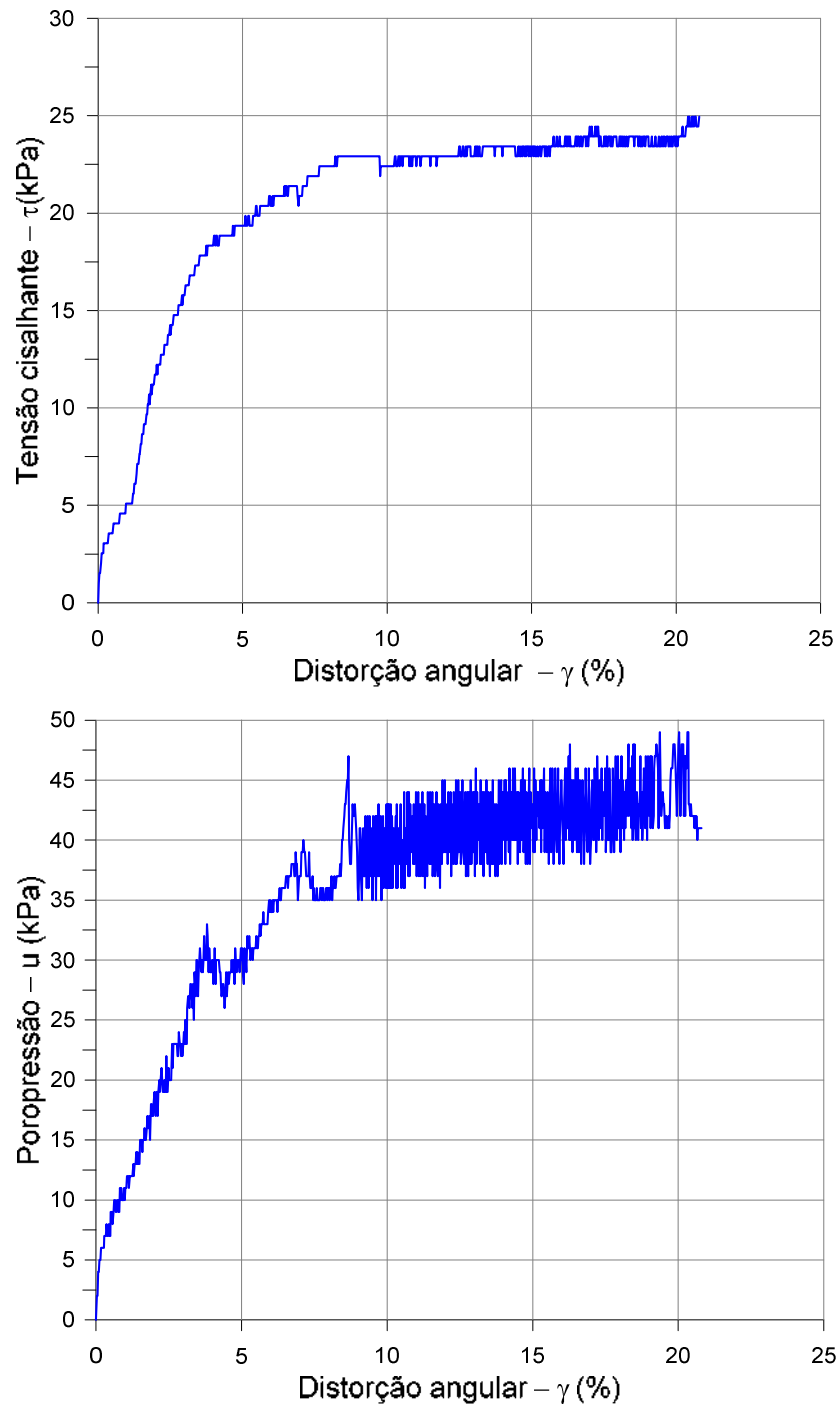


Figura 4-3 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, prof. 13,36m do Furo A.

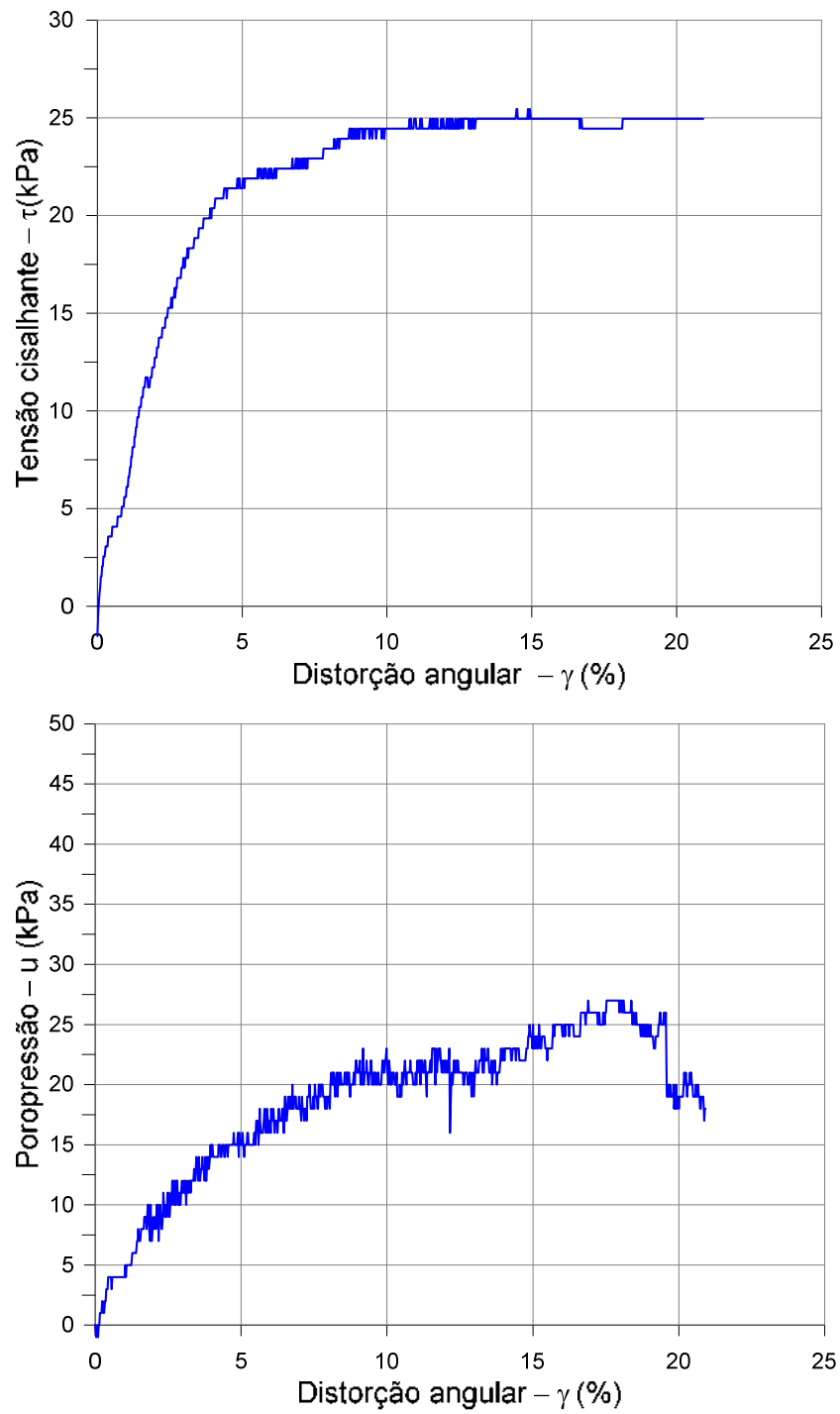


Figura 4-4 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, prof. 16,41m do Furo B.

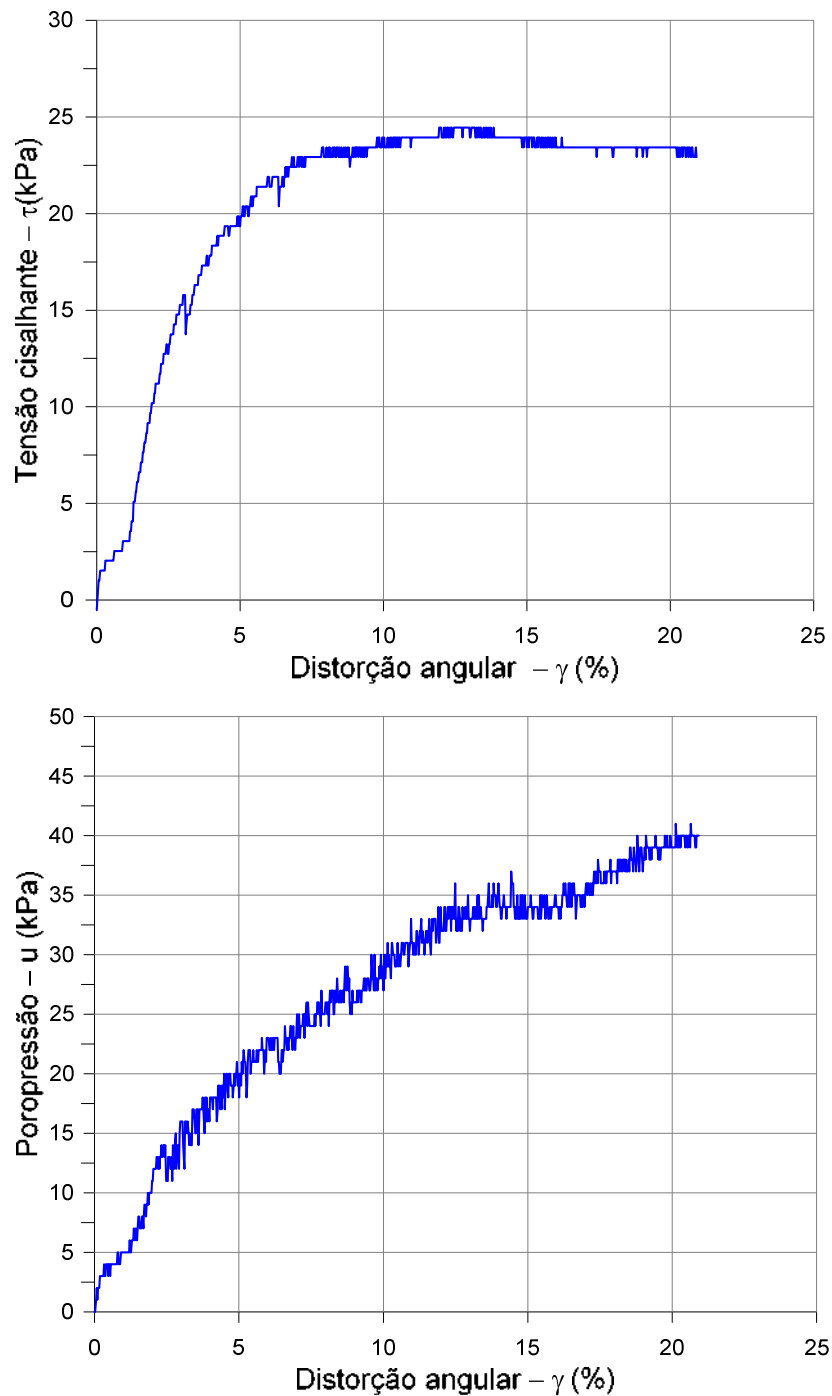


Figura 4-5 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, prof. 16,46m do Furo B.

No que concerne aos ensaios cíclicos, os pares de tensões médias e cíclicas foram definidos a fim se obter uma boa distribuição de pontos para o traçado dos diagramas de contorno, o que faz com que seja necessária uma reduzida quantidade de ensaios para se estabelecer uma ilustração completa do comportamento cíclico do solo. Os valores



adotados das relações  $\tau_a/S_{uDSS}$  e  $\tau_{cy}/S_{uDSS}$  estão incluídos nas Tabelas 4-2 e 4-3, para os Furos A e B, respectivamente. São também apresentados nestas tabelas os valores finais dos ensaios de DSS cíclico com deformações médias e cíclicas, além do número de ciclos na ruptura para cada combinação de tensões definida, sendo ilustrados no posteriormente.

Tabela 4-2 Valores finais dos ensaios DSS cíclicos - Furo A

$\tau_a/S_{uDSS}$	$\tau_a$	$\tau_{cy}/S_{uDSS}$	$\tau_{cy}$	$N_f$	$\gamma_a$ (%)	$\gamma_{cy}$ (%)
0,0	0,0	0,5	11,6	1500	1,69	1,77
0,0	0,0	0,7	16,2	37	-23,97	29,80
0,0	0,0	0,9	20,9	5	0,40	13,42
0,25	5,8	0,6	13,9	1500	1,95	1,02
0,25	5,8	0,7	16,2	30	15,37	7,14
0,25	5,8	0,8	18,6	3	18,26	10,09
0,5	11,6	0,5	11,6	6	15,51	1,76
0,5	11,6	0,6	13,9	3	16,25	2,85
0,5	11,6	0,7	16,2	-	-	-

Tabela 4-3 Valores finais dos ensaios DSS cíclicos - Furo B

$\tau_a/S_{uDSS}$	$\tau_a$	$\tau_{cy}/S_{uDSS}$	$\tau_{cy}$	$N_f$	$\gamma_a$ (%)	$\gamma_{cy}$ (%)
0,0	0,0	0,5	12,5	1500	0,88	1,07
0,0	0,0	0,7	17,5	1007	-1,54	14,55
0,0	0,0	0,9	22,5	24	-2,72	9,31
0,25	6,25	0,6	15,0	1500	6,54	2,78
0,25	6,25	0,7	17,5	655	15,48	5,92
0,25	6,25	0,8	20,0	218	15,17	5,79
0,1	2,5	0,75	18,75	88	15,93	11,39
0,5	12,5	0,7	17,5	-	-	-
0,5	12,5	0,8	20,0	-	-	-

Nos casos das tensões médias diferentes de zero, estas foram aplicadas num período definido de uma hora; em seguida, foram realizados os ciclos de tensão cisalhante obedecendo a frequência de 0,1Hz (1 ciclo completo em 10 segundos).

O critério de ruptura adotado para interrupção dos ensaios cíclicos foi de 1500 ciclos ou distorção cisalhante (média ou cíclica) de  $\pm 15\%$ .

Os resultados dos ensaios cíclicos do tipo “tensão controlada” para os Furos A e B podem ser vistos no ANEXO 1.

Não são apresentados gráficos referentes ao ensaio do primeiro corpo de prova do Furo A, cuja combinação é de  $\tau_a/S_{uDSS}(0)$ ,  $\tau_{cy}/S_{uDSS}(0,5)$ , uma vez que os dados do ensaio não foram disponibilizado pela empresa que realizou os ensaios.

O corpo de prova correspondente à combinação de tensões  $\tau_a/S_{uDSS}(0,5)$ ,  $\tau_{cy}/S_{uDSS}(0,7)$ , pertencente ao Furo A rompeu antes de ser completado o primeiro ciclo, por este motivo o seu resultado não foi apresentado. O mesmo ocorreu para os dois últimos corpos de prova do Furo B, cujas combinações de  $\tau_a/S_{uDSS}(0,5)$ ,  $\tau_{cy}/S_{uDSS}(0,7)$  e  $\tau_a/S_{uDSS}(0,5)$ ,  $\tau_{cy}/S_{uDSS}(0,8)$ .

Para os ensaios de ambos os Furos A e B, onde não foram atingidos os critérios de parada dos ensaios (15% de distorção angular ou 1500 ciclos), a empresa realizadora dos ensaios explica que houve a ruptura do corpo de prova. Como o equipamento utilizado pela empresa registra os valores de deslocamentos e forças ao finalizar cada ciclo, e no ciclo de ruptura as deformações foram muito grandes e superaram as condições limites do equipamento, foram somente registrados os resultados correspondentes ao ciclo anterior ao da ruptura. O número de ciclos (Nf) utilizado é correspondente ao ciclo em que realmente ocorreu a ruptura. Essa condição pode ser observada nos corpos de prova do Furo A cuja combinação de tensões ( $\tau_a - \tau_{cy}$ ) é 0,0 - 20,9kPa, e nos corpos de prova do Furo B de combinações 0,0 - 17,5kPa e 0,0 - 22,5kPa

## **4.2 Ensaaios realizados na COPPE/UFRJ**

### **4.2.1 - Introdução**

Foram realizados ensaios cíclicos de DSS do tipo “distorção angular controlada”, ou velocidade de distorção angular controlada, no Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares, um dos Laboratórios de Geotecnia Professor Jacques de Medina, do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, em amostras disponíveis dos mesmos Furos A e B ensaiados pela empresa externa realizadora dos ensaios do tipo “tensão controlada”.

Antes da moldagem dos corpos de prova, mediu-se a velocidade de propagação da onda cisalhante através do emprego de *Bender Elements*, visando-se a verificação da qualidade da amostra.

Os corpos de prova ensaiados seguiram os procedimentos de moldagem e ensaio adotados no Laboratório de Reologia e no Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares da COPPE/UFRJ.

### **4.2.2 – Medida da velocidade de propagação da onda cisalhante ( $V_s$ ) através de *Bender Elements***

Previamente aos ensaios de DSS cíclico tipo “distorção angular controlada” e monótonos da presente pesquisa, foi realizada – para quase todos os ensaios – a medida da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) obtida de *Bender Elements*, antes da moldagem do corpo de prova, visando a avaliação da qualidade da amostra.

O sistema de *Bender Elements* consiste em dois elementos piezocerâmicos, um transmissor e outro receptor de onda cisalhante, que penetram na amostra de solo e permitem que uma onda emitida conhecida percorra a amostra paralelamente ao comprimento destes elementos. O *Bender Element* se movimenta lateralmente, ou seja, na direção horizontal, que é a direção de movimento das partículas de solo e a propagação da onda cisalhante ocorre na direção vertical, ao longo do comprimento da amostra. É assumido que a onda cisalhante se propaga da extremidade do elemento

transmissor e é primeiramente recebida na extremidade do elemento receptor (ver Figura 4-6).

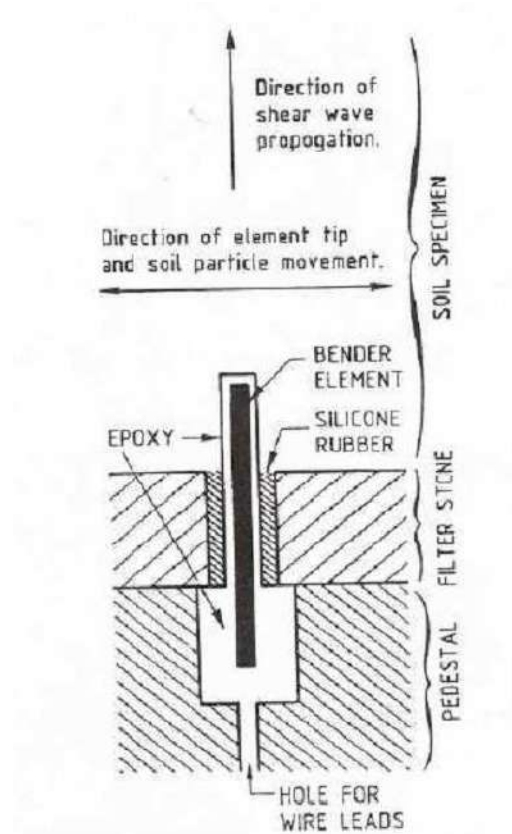


Figura 4-6 *Bender Element* montado em um equipamento de ensaio de solo (DYVIK e MADSHUS, 1985).

A Figura 4-7 ilustra o equipamento montado, o qual é composto de um sistema de aquisição de dados, do dispositivo de *Bender Elements* (que transmite e recebe a onda gerada), do gerador de função (que transmite uma onda conhecida) e do osciloscópio (que capta a onda recebida). O esquema utilizado na presente pesquisa, que foi implantado no Laboratório de Ensaio de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares na pesquisa de JANNUZZI (2013), pode ser visto nas Figuras 4-7 e 4-8.

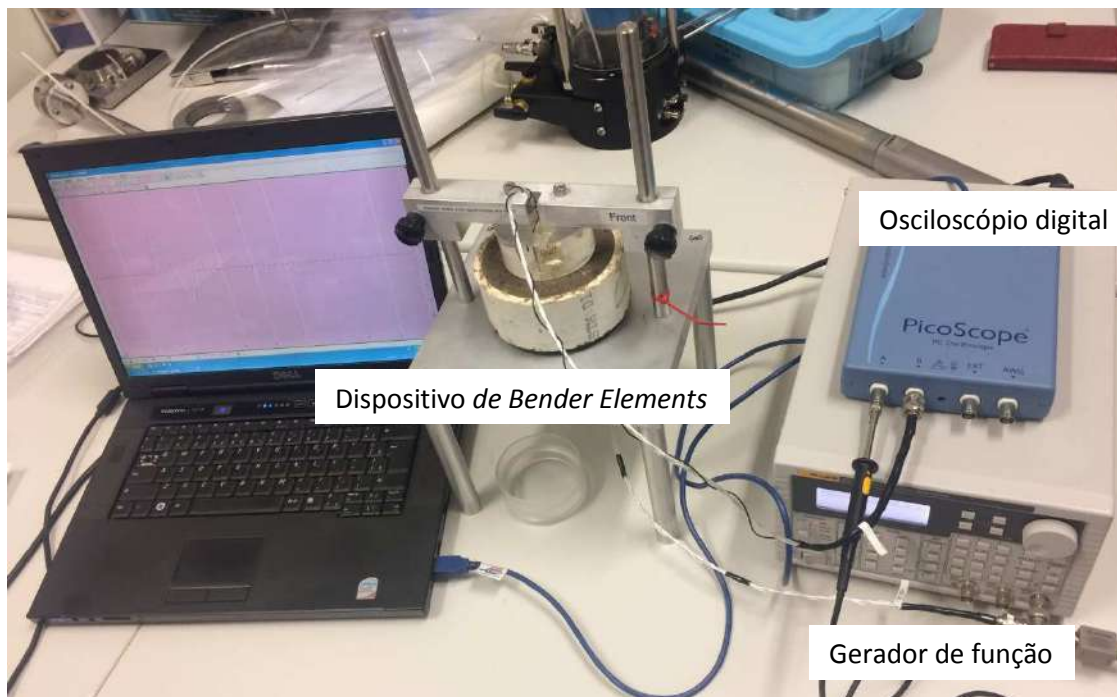


Figura 4-7 Esquema de ensaio com *Bender Elements*.

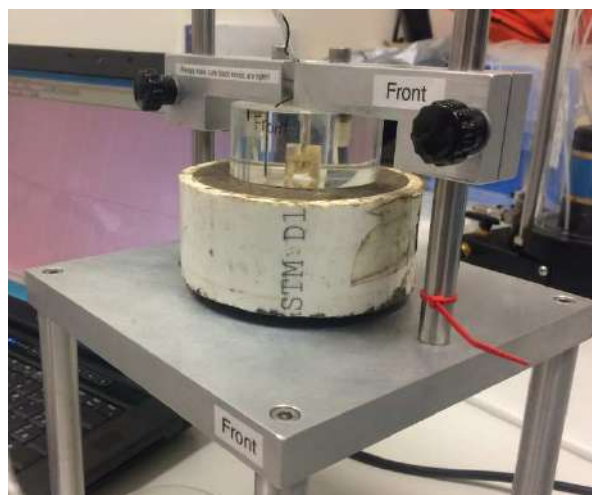


Figura 4-8 Detalhe da amostra durante a realização do ensaio de *Bender Elements*

Empregou-se no elemento emissor ondas senoidais de 20V e frequência de 4kHz. O comprimento de percurso da onda cisalhante ( $L$ ) pode ser obtido subtraindo os comprimentos dos elementos piezocerâmicos transmissores e receptores que penetraram no solo, 0,68cm e 0,61cm respectivamente, da altura medida da amostra ( $H$ ). O tempo de percurso ( $T$ ) da onda cisalhante foi o obtido das diferenças dos tempos da onda gerada e da onda recebida, ou seja, do ponto de início de crescimento da onda gerada até

o ponto inicial de crescimento do sinal recebido, subtraindo-se o tempo  $t_c$ , que é o tempo de atraso do sinal entre a onda transmitida e recebida. Para o cálculo do tempo de atraso do sistema ( $t_c$ ), o elemento transmissor e receptor foram colocados ponta a ponta e o elemento emissor foi solicitado com a mesma voltagem e frequência utilizada no ensaio, ou seja, 20V e 4kHz, conforme ilustra a Figura 4-9. O tempo de atraso verificado foi de 8,6 $\mu$ s, visto na Figura 4-10.



Figura 4-9 Elementos transmissor e receptor em contato, ponta a ponta (modificado de JANNUZZI, 2013).

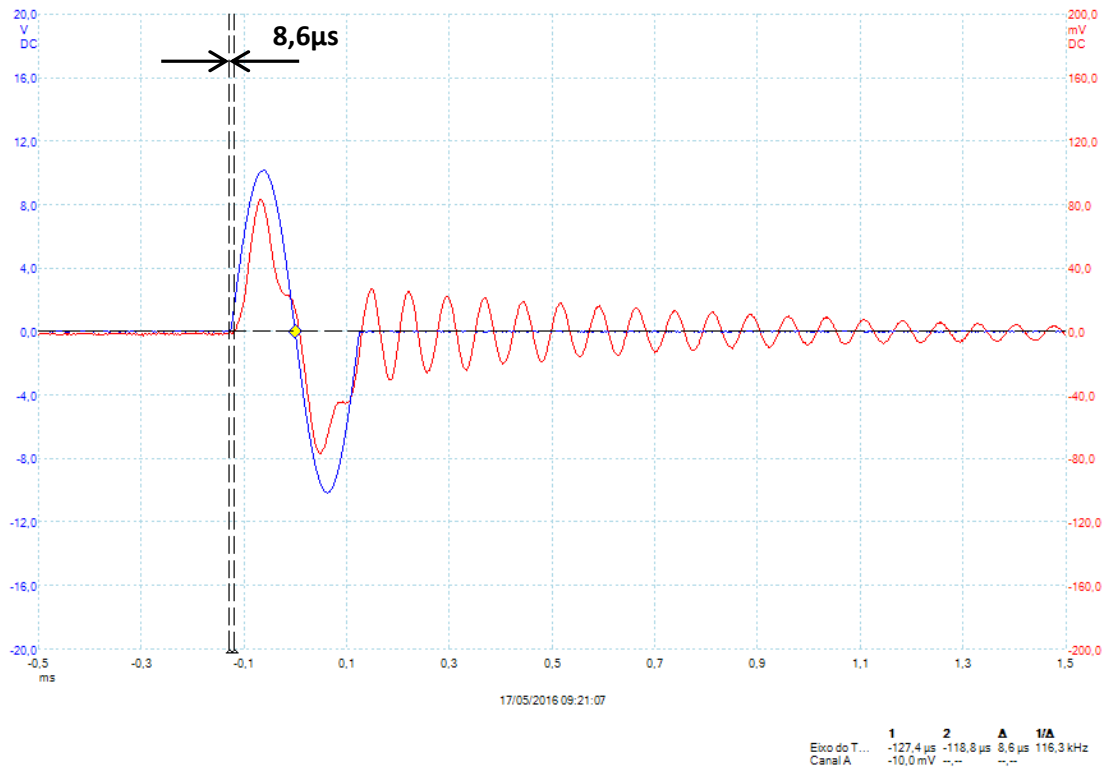


Figura 4-10 Calibração dos *Bender Elements*.

A Figura 4-11 mostra um dos resultados de *Bender Elements* utilizado para determinação da velocidade de propagação da onda cisalhante na amostra de profundidade de 13,46m do Furo A.

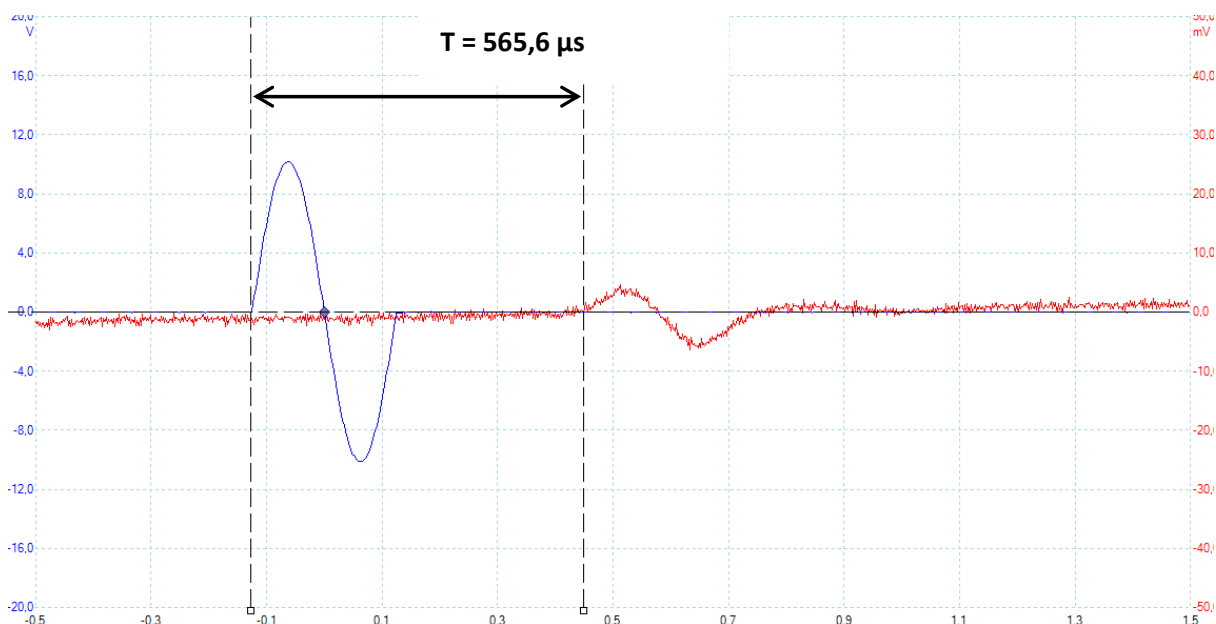


Figura 4-11 Determinação da velocidade de propagação de onda cisalhante em corpo de prova na profundidade 13,46m do Furo A.

Desta forma, a velocidade de propagação da onda cisalhante pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$V_s = \frac{L}{T} \quad (4.1)$$

Onde:

L = percurso da onda cisalhante (H menos o comprimento dos elementos transmissores e receptores penetrados na amostra)

T = diferença de tempo entre a onda emitida e recebida menos o tempo de calibração ( $t_c$ )

Os resultados das velocidades de propagação das ondas cisalhantes da presente pesquisa se encontram na Tabela 4-4.

Tabela 4-4 Resultados dos ensaios de *Bender Elements*.

Furo	Prof. amostra (m)	Altura amostra (cm)	L (cm)	T ( $\mu$ s)	Vs (m/s)
A	13,42	5,00	3,71	741,4	50,0
	13,46	4,00	2,71	565,6	47,9
B	11,33	3,95	2,66	554,3	48,0
	11,37	3,96	2,67	563,1	47,4
	11,41	4,00	2,71	580,2	46,7



A medição da velocidade de onda cisalhante com *Bender Elements* foi realizada na seção da amostra cortada do tubo amostrador e não no corpo de prova, devido à pequena altura do mesmo (16mm), que resultaria numa distância de 3,1mm a ser percorrida pela onda. Além disso, a cravação dos elementos piezocerâmicos poderia causar uma perturbação no corpo de prova a ser ensaiado.

Segundo DYVIK e MADSHUS (1985), os *Bender Elements* podem ser incorporados em diferentes tipos de ensaio de laboratório a fim de que a qualidade de cada corpo de prova possa ser avaliada. Eles podem assim indicar a perturbação de uma amostra, possibilitando a comparação de valores de  $V_s$  de campo (portanto do solo em condição indeformada) com valores de  $V_s$  de laboratório.

#### **4.2.3 Procedimento de moldagem do corpo de prova**

O procedimento de moldagem do corpo de prova realizado foi o adotado há muitos anos pelo Laboratório de Reologia, também um dos Laboratórios de Geotecnia Professor Jacques de Medina da COPPE/UFRJ. Assim, inicialmente, foi realizado um corte no tubo de PVC (*liner*) contendo a amostra de interesse, sendo retirado um trecho de 4 a 5 cm de espessura (Figura 4-12 (a)). As amostras ensaiadas foram submetidas ao ensaio de *Bender Elements*, conforme visto no item anterior.

Após a medida com *Bender Elements*, deu-se início à moldagem do corpo de prova. Para soltar a amostra de solo do tubo de PVC que a envolvia, foi passada uma corda de violão no contato tubo-solo, auxiliada por uma agulha, tendo sido percorridas quatro voltas completas em seu perímetro (Figura 4-12 (b)).



(a)

(b)

Figura 4-12 (a) Corte do tubo; (b) passagem da corda de vilão para descolamento da amostra.

A seguir a amostra foi colocada no dispositivo de cravação para a moldagem do corpo de prova. Na base do dispositivo colocou-se um filme de PVC, para a amostra não perder umidade. O anel de cravação teve a sua superfície interior e exterior untada com silicone, com o intuito de se minimizar o atrito durante a cravação do anel e conseqüentemente a perturbação da amostra. A Figura 4-13 (a) ilustra este procedimento.

O anel biselado foi posicionado na parte central da amostra, conforme ilustra a Figura 4-13 (b) até sua quase completa penetração. A seguir, outro anel semelhante ao primeiro, porém não biselado, foi posicionado sobre o anterior, sendo cravado em metade de sua altura, empurrando assim o primeiro anel para o centro da amostra de solo.



(a)

(b)

Figura 4-13 (a) Anel biselado com silicone; (b) cravação dos anéis.

Após a completa cravação do anel biselado na parte central da amostra, utilizou-se novamente a corda de violão para aplicar quatro voltas completas no contato tubo-solo, com o intuito de se criar uma pequena folga para desprender a amostra da seção do tubo amostrador.

A amostra foi então posicionada em um dispositivo de PVC conforme ilustra a Figura 4-14 (a). Após esse procedimento, foi possível realizar a retirada da seção do tubo amostrador, sendo este empurrado para baixo, estando a amostra apoiada sobre o dispositivo de PVC de menor diâmetro.

A etapa seguinte consiste na retirada do excesso de amostra ao redor dos anéis cravados (Figura 4-14 (b)). Com esta amostra retirada, efetuaram-se três determinações de teor de umidade.

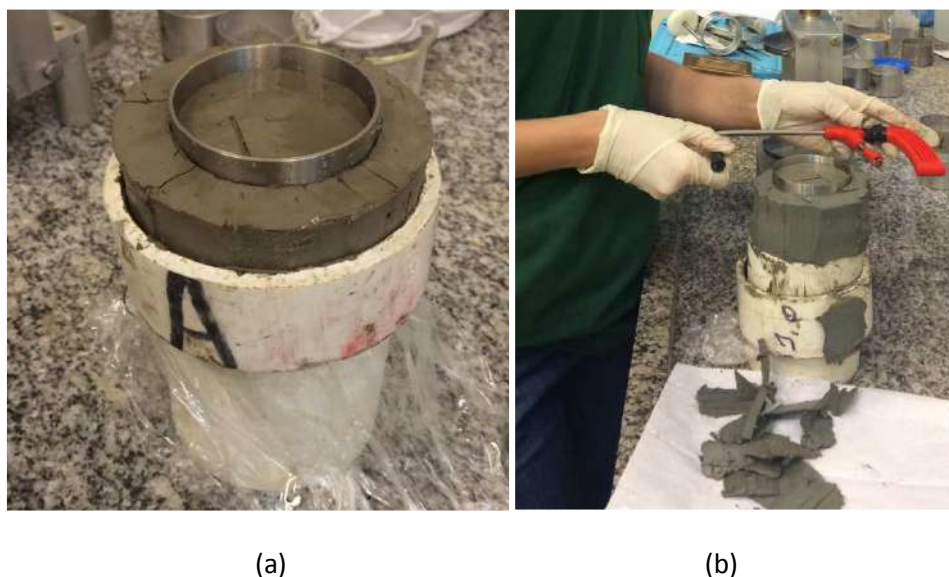


Figura 4-14 (a) Retirada do tubo de PVC; (b) retirada de excessos da amostra de solo.

As cápsulas para a determinação do teor de umidade foram pesadas antes da inserção do solo úmido (mínimo de 30gf em cada cápsula), com o intuito de se obter o peso da tara (cápsula). Após a inserção da amostra na cápsula, os três recipientes foram pesados, obtendo-se o peso úmido do solo mais a tara de cada recipiente, sendo em seguida conduzidos à estufa a 105°C para que ficassem secando até a constância de peso.

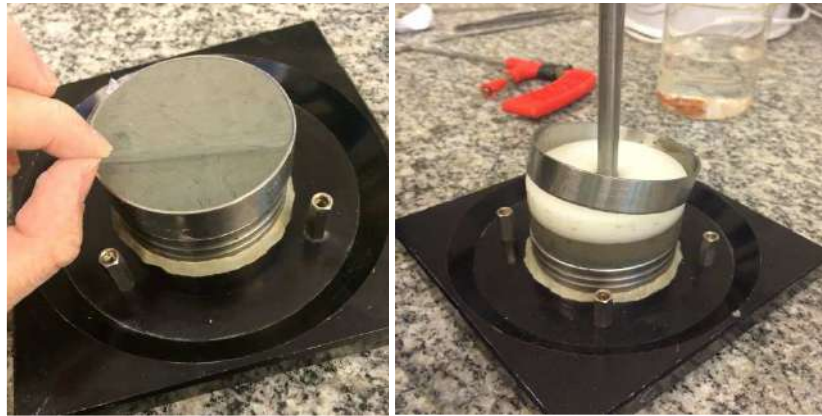
Tomou-se o cuidado de não se utilizar partes externas dos pedaços de solo retirados, evitando faces em contato com o ar ou com o silicone utilizado para untar os anéis.

Procedeu-se então à retirada de todo o material que estivesse ao redor do anel biselado, contendo o corpo de prova a ser utilizado no ensaio. O anel biselado foi pesado antes da cravação na amostra, obtendo-se assim o peso do anel e depois da cravação e moldagem do corpo de prova, obtendo-se o peso do anel mais solo úmido. A Figura 4-15 mostra o corpo de prova mais anel biselado sendo pesado. O corpo de prova possuía diâmetro de 63,3mm e altura de 16mm.



Figura 4-15 Corpo de prova moldado, em processo de pesagem.

O próximo passo consiste em montar o equipamento para a realização do ensaio. Nesta etapa o anel contendo o corpo de prova foi posicionado no bottom cap (base removível da prensa de cisalhamento DSS) do equipamento. Colocou-se um círculo de papel celofane sobre o corpo de prova, com mesmo diâmetro, de modo que o apoio utilizado na extração do anel biselado não aderisse ao corpo de prova. Com o auxílio de um apoio superior, o anel biselado foi retirado, conforme ilustra a Figura 4-16.

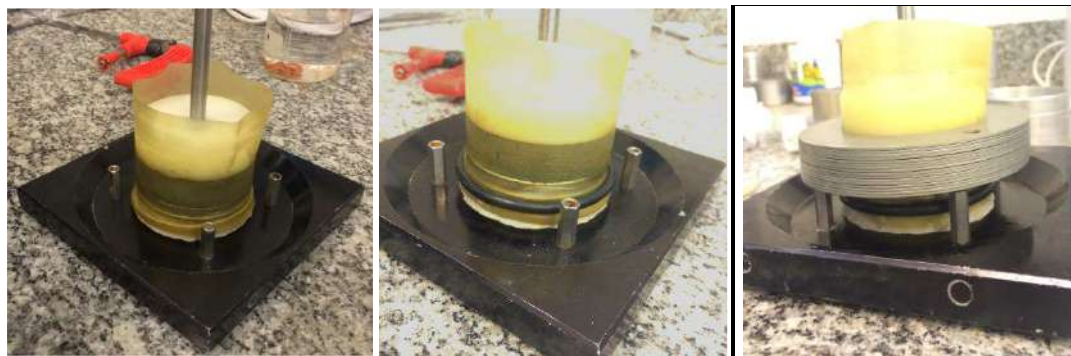


(a)

(b)

Figura 4-16 (a) Detalhe do papel celofane sobre o corpo de prova; (b) retirada do anel.

Mantendo-se o apoio sobre o corpo de prova, a membrana de látex foi posicionada ao redor do corpo de prova, com o auxílio de um anel contendo um dispositivo que possibilita a aplicação de vácuo, com o intuito de aderir a membrana neste anel e evitar que a mesma dobre. A seguir, colocou-se o anel inferior para prender a membrana de látex no *bottom cap* com o intuito de não permitir a entrada de água, nem a perda de umidade (Figura 4-17 (a), (b)). Posicionaram-se então os 16 anéis empilhados, conforme ilustra a Figura 4-17 (c).



(a)

(b)

(c)

Figura 4-17 (a) Membrana ao redor do corpo de prova; (b) anel de borracha segurando a membrana; (c) anéis empilhados ao redor do corpo de prova.

Retirou-se o apoio superior utilizado para auxiliar na extração no anel biselado, bem como o papel celofane. Posicionou-se o *top-cap* com a haste na parte superior do corpo



de prova. A seguir, colocou-se o anel de borracha superior, com o auxílio de outro anel de diâmetro maior, para fixar a membrana no *top-cap*. As Figura 4-18 (a) e (b) ilustram estas etapas.



(a)

(b)

Figura 4-18 (a) Inserção do anel de borracha; (b) conjunto montado.

O conjunto montado contendo o corpo de prova foi colocado no equipamento DSS, sendo encaixada a haste superior no braço do equipamento, que permanece fixa e indelocável durante o ensaio, e a parte de baixo (*bottom cap*) presa na banheira que irá se deslocar durante o cisalhamento. Realizaram-se os últimos ajustes e nivelamentos do equipamento (aperto de parafusos e nivelamento do quadro). No interior da banheira do equipamento foi adicionada água em concentração salina de 35 gf/l (concentração de sal da água do mar do local onde a amostra foi retirada). A Figura 4-19 ilustra o equipamento montado no interior da banheira. A próxima etapa consiste na programação do equipamento para a realização do ensaio.

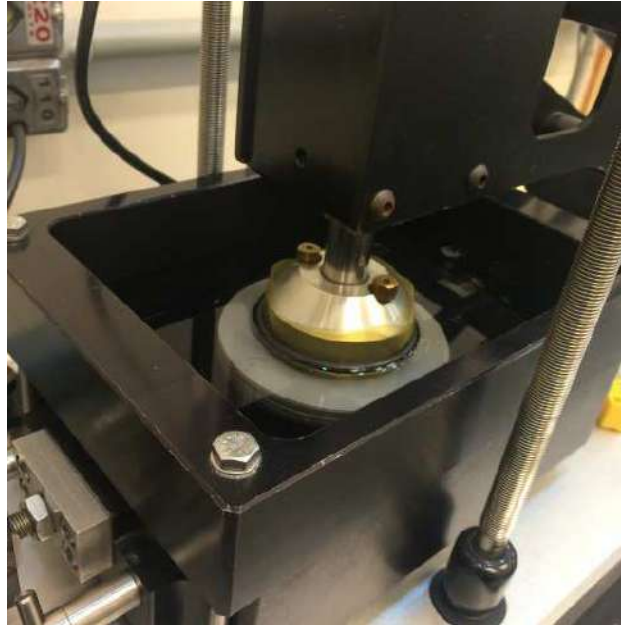


Figura 4-19 Equipamento montado para execução do ensaio.

#### 4.2.4 Realização dos ensaios

Com o equipamento devidamente ajustado, para cada ensaio, o primeiro procedimento consistia em adensar os corpos de prova para a tensão vertical efetiva de campo.

As amostras utilizadas para a realização dos ensaios foram oriundas de tubos amostradores mais próximos possíveis aos utilizados pela empresa externa que realizou os ensaios do tipo “tensão controlada”. A partir dos resultados dos ensaios de adensamentos edométricos apresentados no capítulo 3, considerou-se que o solo ensaiado encontrava-se normalmente adensado, sendo, portanto os corpos de prova adensados diretamente até os valores da tensão vertical efetiva de campo ( $\sigma'_{v0}$ ).

Seguindo procedimento adotado no Instituto Norueguês de Geotecnia (ver, por exemplo, Jannuzzi, 2013), a etapa de adensamento se deu em quatro fases, nas quais os incrementos de carga aplicados e os tempos de aplicação correspondentes estão incluídos na Tabela 4-5.

Tabela 4-5 Dados sobre o adensamento dos corpos de prova.

Fase	Incremento de Carga	Tempo (min)
1 <sup>a</sup>	$1/8 \sigma'_{v0}$	30
2 <sup>a</sup>	$1/8 \sigma'_{v0}$	30
3 <sup>a</sup>	$1/4 \sigma'_{v0}$	30
4 <sup>a</sup>	$1/2 \sigma'_{v0}$	até estabilização (uma pernoite)

A etapa de adensamento teve duração de aproximadamente 16 horas para cada corpo de prova, sendo finalizada apenas no dia seguinte. Após o adensamento, foi procedida a fase de cisalhamento do corpo de prova.

Para os ensaios DSS monótonos, a etapa de cisalhamento se deu através da aplicação de uma distorção angular máxima de 20%, com velocidade de 5% de distorção angular por hora. Os valores de velocidade de deslocamento fornecidos ao equipamento foram obtidos tomando-se por base a altura final do corpo de prova após o adensamento. Estes mesmos valores de distorção e velocidade foram aplicados aos ensaios monótonos pós-cíclicos, realizados nas amostras que sofreram o cisalhamento cíclico.

Nos ensaios de DSS cíclicos, a etapa de cisalhamento consistiu na execução de 300 ciclos, com duração de 1 minuto cada, com distorção angular máxima de 3% e velocidade de 720%/hora. Uma restrição do equipamento da Geocomp, utilizado na presente pesquisa, é que permite apenas a realização de 15 ciclos sem necessidade de reprogramação. Sendo assim, definiu-se como etapa o conjunto de 15 ciclos realizados em uma única programação. Portanto, para a realização dos 300 ciclos, foi necessária a realização de 20 etapas, necessitando que o cisalhamento fosse reiniciado a cada nova etapa (ver ainda SÁ, 2016).

Além dos ensaios monótonos descritos acima (com e sem ciclagem prévia), foram também realizados ensaios DSS monótonos com a mesma velocidade empregada nos ensaios cíclicos, ou seja, 720%/hora, utilizando-se a distorção máxima de 20%. Estes ensaios foram realizados para que pudesse ser analisado o efeito de velocidade nos valores de resistência não drenada.

A Tabela 4-6 mostra um resumo dos tipos de ensaios realizados nos Furos A e B, bem como a profundidade dos corpos de prova ensaiados.



Tabela 4-6 Ensaio tipo “distorção angular controlada” realizados no laboratório da COPPE/UFRJ.

Furo	Prof. CP (m)	Tipo de Ensaio DSS
A	13,40	monótono
	13,42	cíclico + monótono pós-cíclico
	13,46	monótono velocidade cíclico
B	11,41	monótono
	11,33	cíclico + monótono pós-cíclico
	11,37	monótono velocidade cíclico

A Figura 4-20 apresenta o resultado do ensaio monótono sem ciclagem prévia, do Furo A, com velocidade padrão.

A Figura 4-21 apresenta o resultado do ensaio de DSS cíclico de distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo para o Furo A.

A Figura 4-22 mostra a poropressão normalizada *versus* tempo dos 300 ciclos do Furo A.

A Figura 4-23 apresenta os resultados dos ensaios de DSS cíclico - tensão cisalhante *versus* tensão normal efetiva -, para todos os ciclos do Furo A.

A Figura 4-24 mostra os valores de tensão cisalhante *versus* distorção angular ao longo dos 300 ciclos do Furo A

A Figura 4-25 ilustra a tensão cisalhante *versus* log do número de ciclos (log N) e a tensão cisalhante *versus* número de ciclos (N) de todos os 300 ciclos do Furo A.

A Figura 4-26 apresenta o resultado do ensaio monótono, do Furo A, realizado após o ensaio cíclico com velocidade padrão. E a Figura 4-27 mostra o resultado do ensaio monótono, do Furo A, realizado com a mesma velocidade do ensaio cíclico.

Os resultados dos ensaios cíclicos do Furo A, para cada uma das 20 etapas ensaiadas, são mostrados no ANEXO 2.

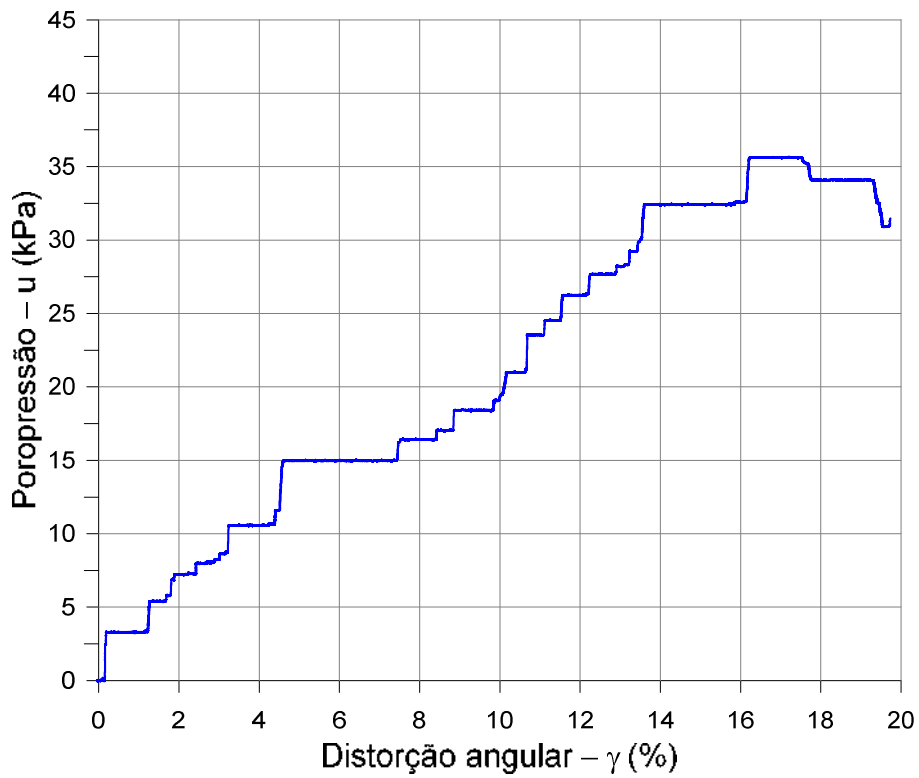
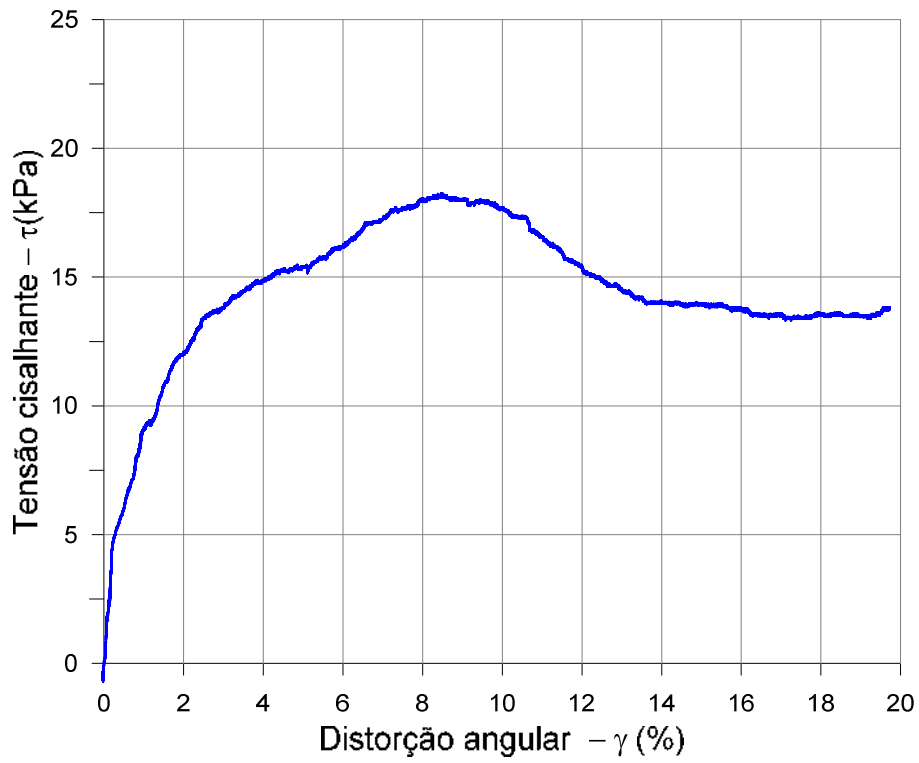


Figura 4-20 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular - DSS monótono, prof. 13,40m - Furo A

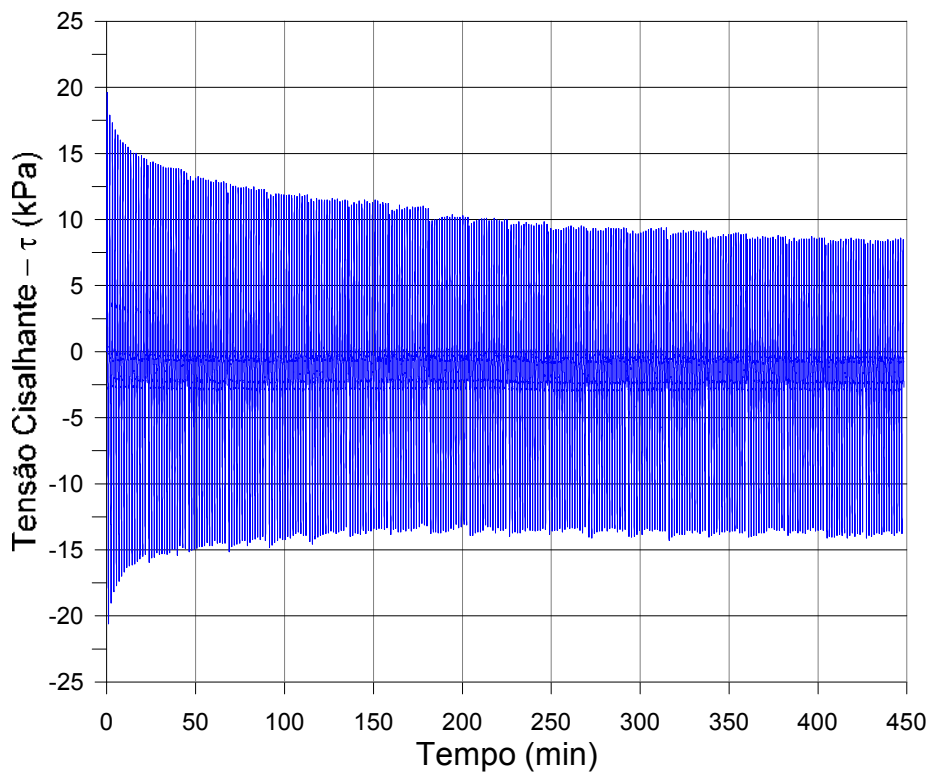
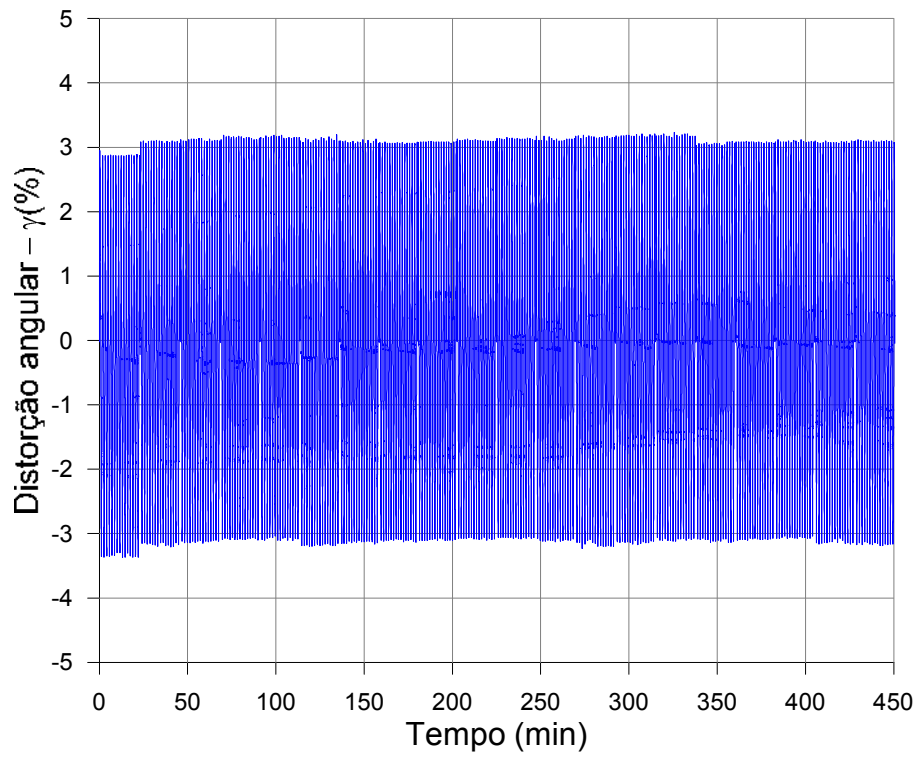


Figura 4-21 Distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo – DSS cíclico - Furo A

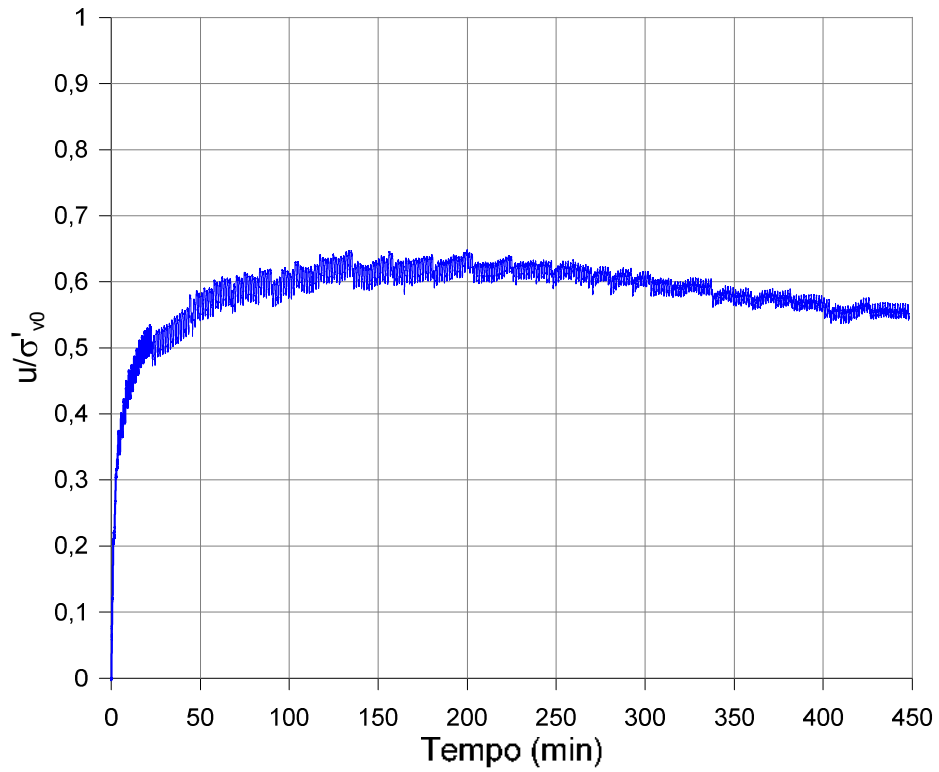


Figura 4-22 Poropressão normalizada *versus* tempo ao longo dos 300 ciclos – Furo A

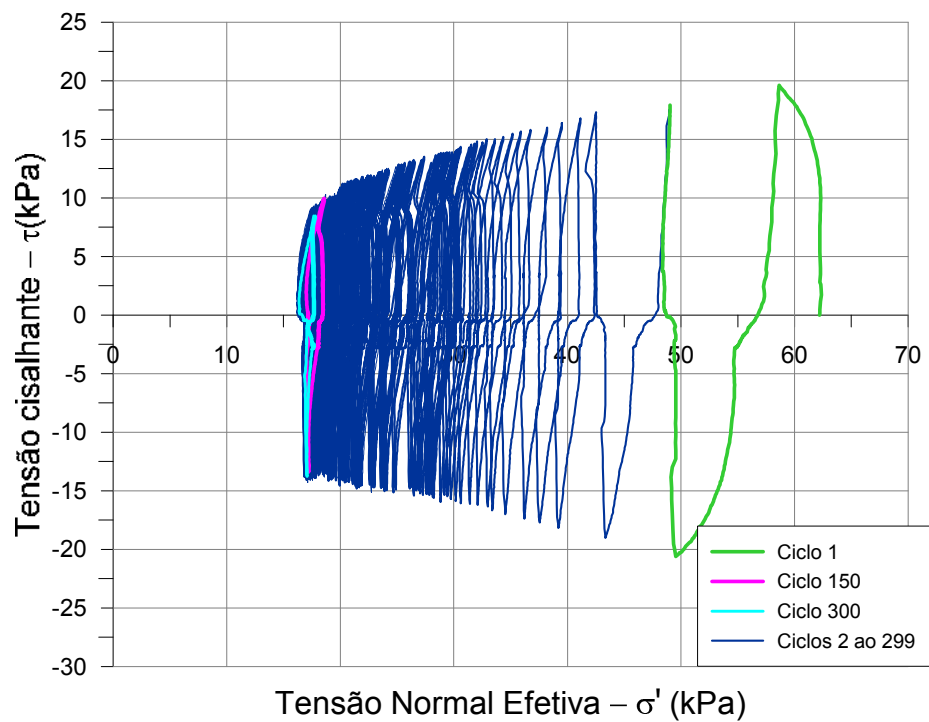


Figura 4-23 Tensão cisalhante *versus* tensão normal efetiva para todos os ciclos – Furo

A

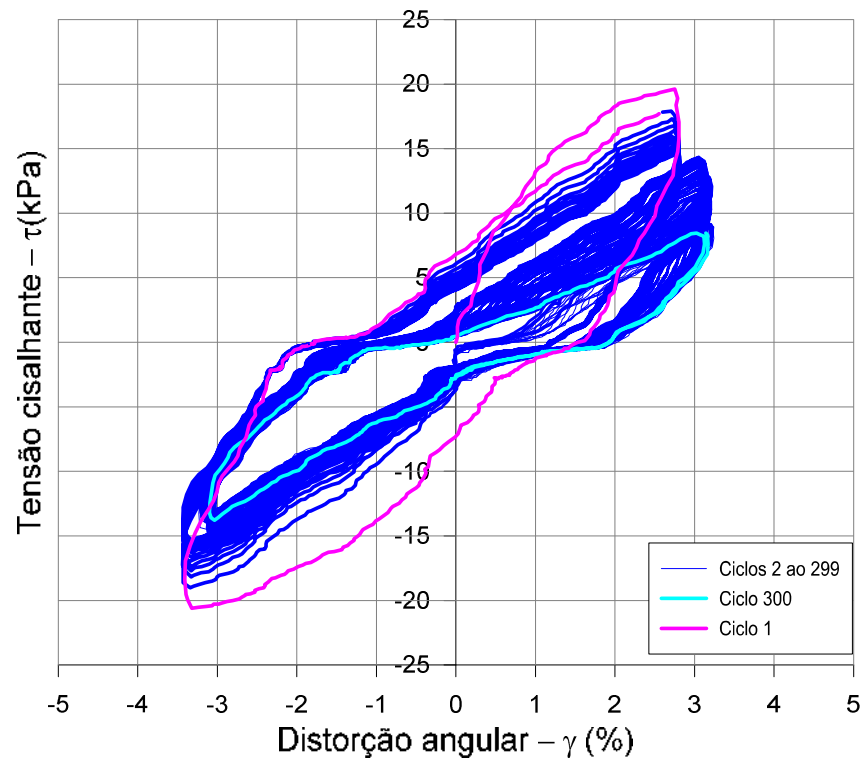


Figura 4-24 Tensão cisalhante *versus* distorção angular ao longo dos 300 ciclos – Furo

A

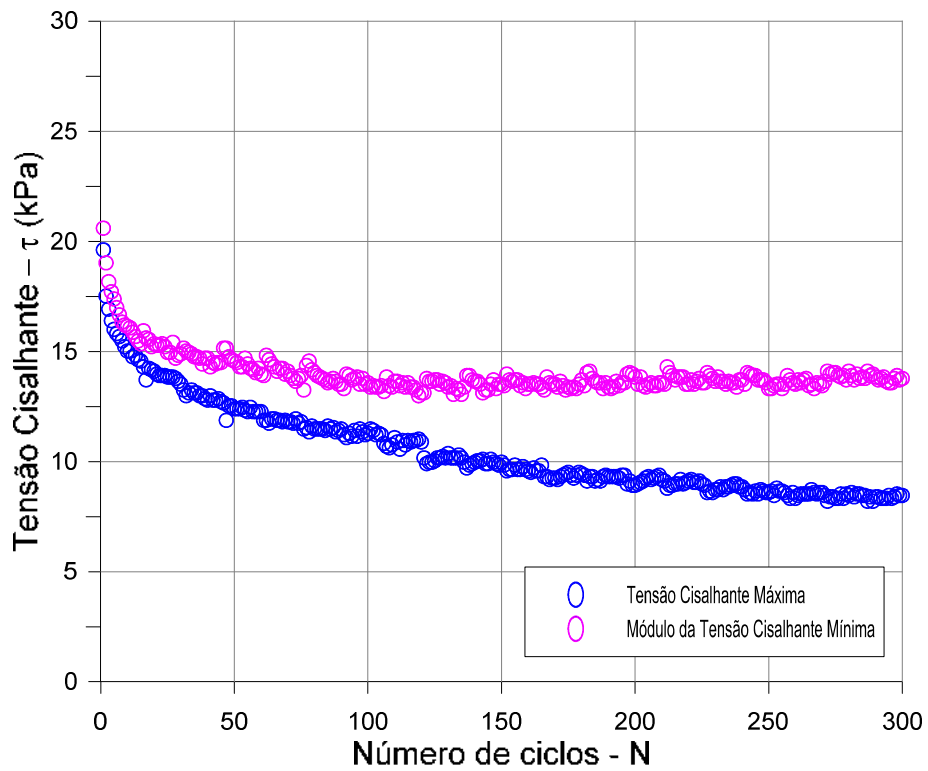
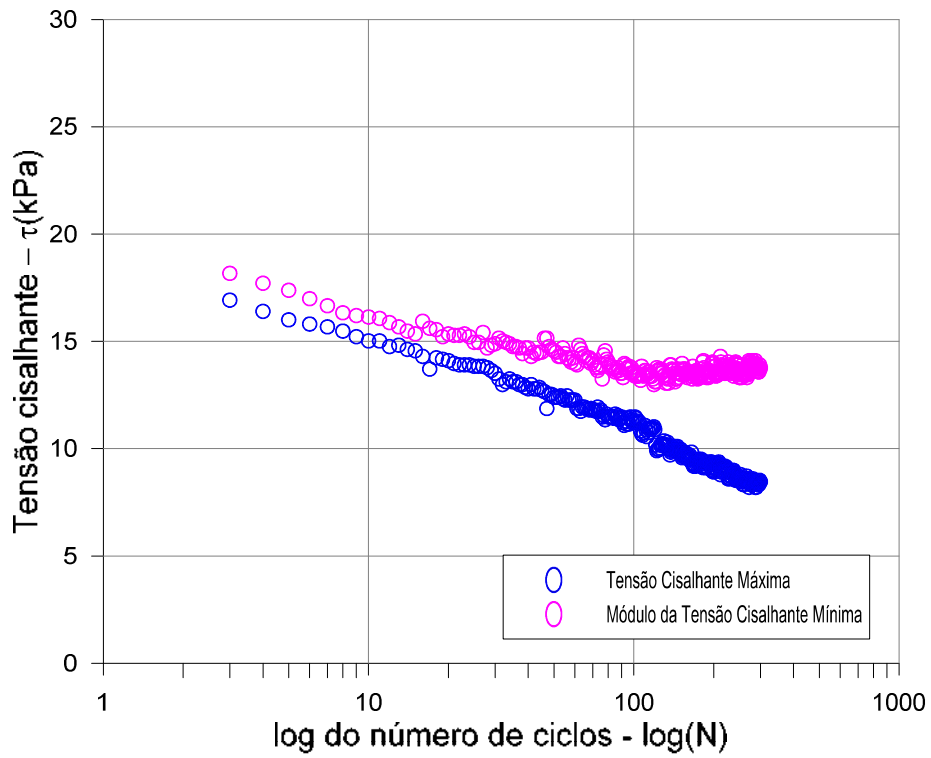


Figura 4-25 Tensão cisalhante *versus* log do número de ciclos ( $\log N$ ) e *versus* número de ciclos ( $N$ ) – Furo A

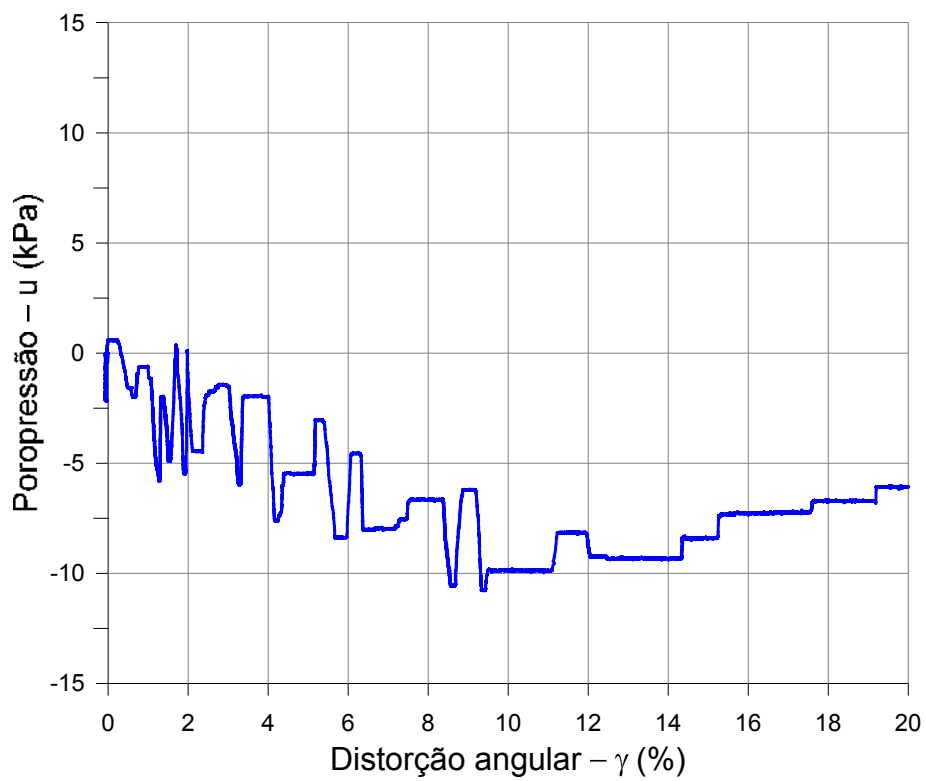
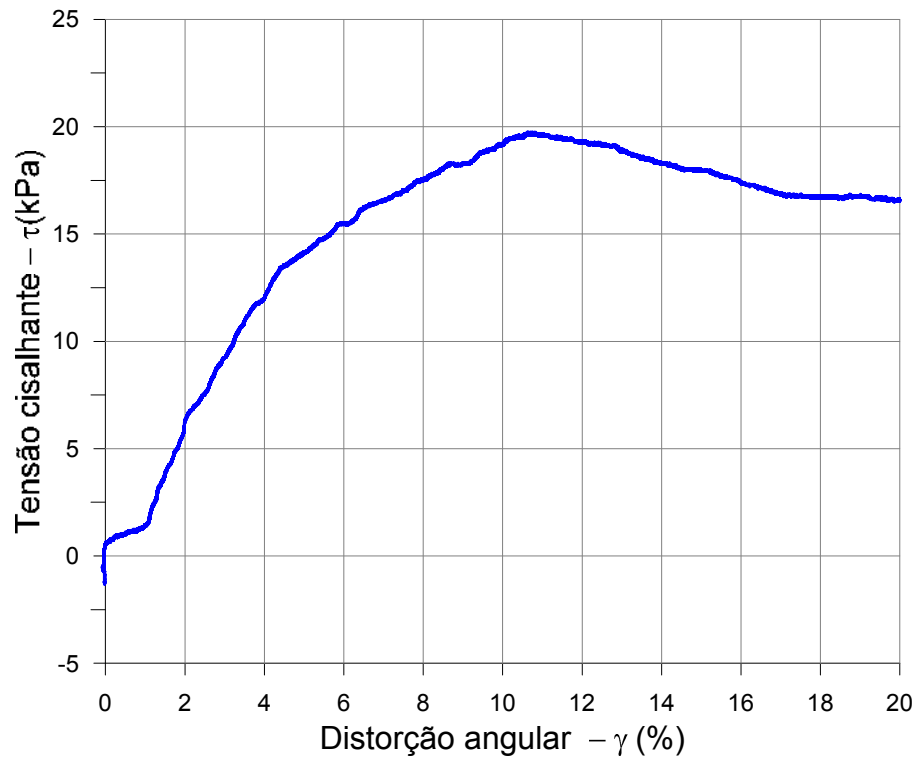


Figura 4-261 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular - DSS monótono pós-cíclico, prof. 13,42m - Furo A

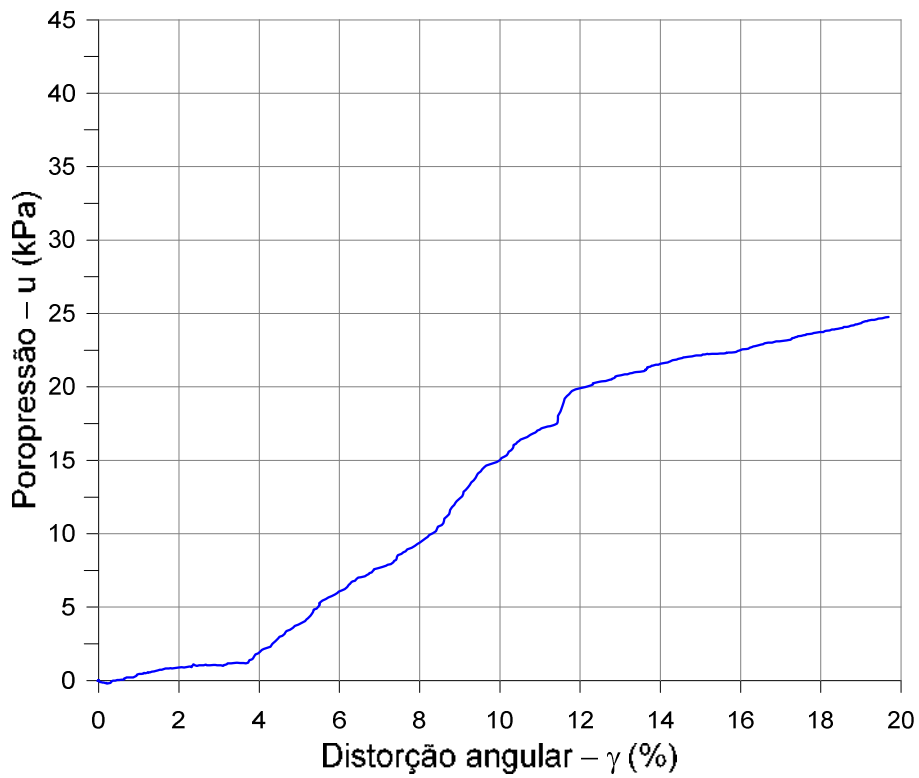
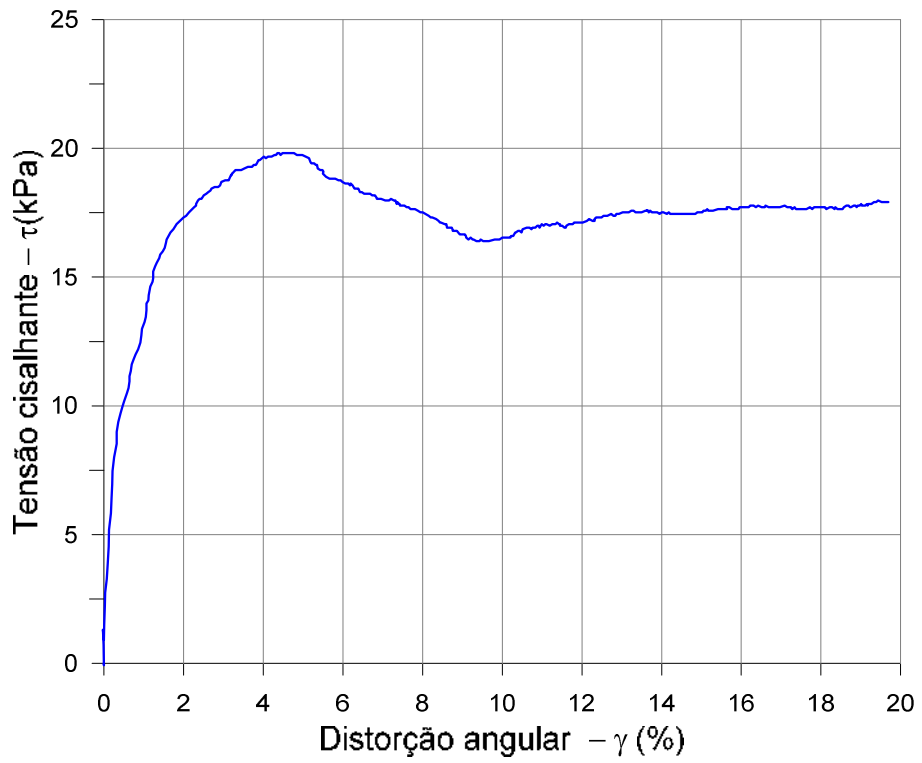


Figura 4-27 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular - DSS monótono com velocidade de cisalhamento do ensaio cíclico, prof. 13,46m - Furo A



A Figura 4-28 apresenta o resultado do ensaio monótono sem ciclagem prévia, do Furo B, com velocidade padrão.

A Figura 4-29 apresenta o resultado do ensaio de DSS cíclico de distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo para o Furo B.

A Figura 4-30 mostra a poropressão normalizada *versus* tempo dos 300 ciclos do Furo B.

A Figura 4-31 apresenta os resultados dos ensaios de DSS cíclico - tensão cisalhante *versus* tensão normal efetiva -, para todos os ciclos do Furo B.

A Figura 4-32 mostra os valores de tensão cisalhante *versus* distorção angular ao longo dos 300 ciclos do Furo B.

A Figura 4-33 ilustra a tensão cisalhante *versus* log do número de ciclos (log N) e a tensão cisalhante *versus* número de ciclos (N) de todos os 300 ciclos do Furo B.

A Figura 4-34 apresenta o resultado do ensaio monótono, do Furo B, realizado após o ensaio cíclico com velocidade padrão. E a Figura 4-35 mostra o resultado do ensaio monótono, do Furo B, realizado com a mesma velocidade do ensaio cíclico.

Os resultados dos ensaios cíclicos do Furo B, para cada uma das 20 etapas ensaiadas, são vistos no ANEXO 2.

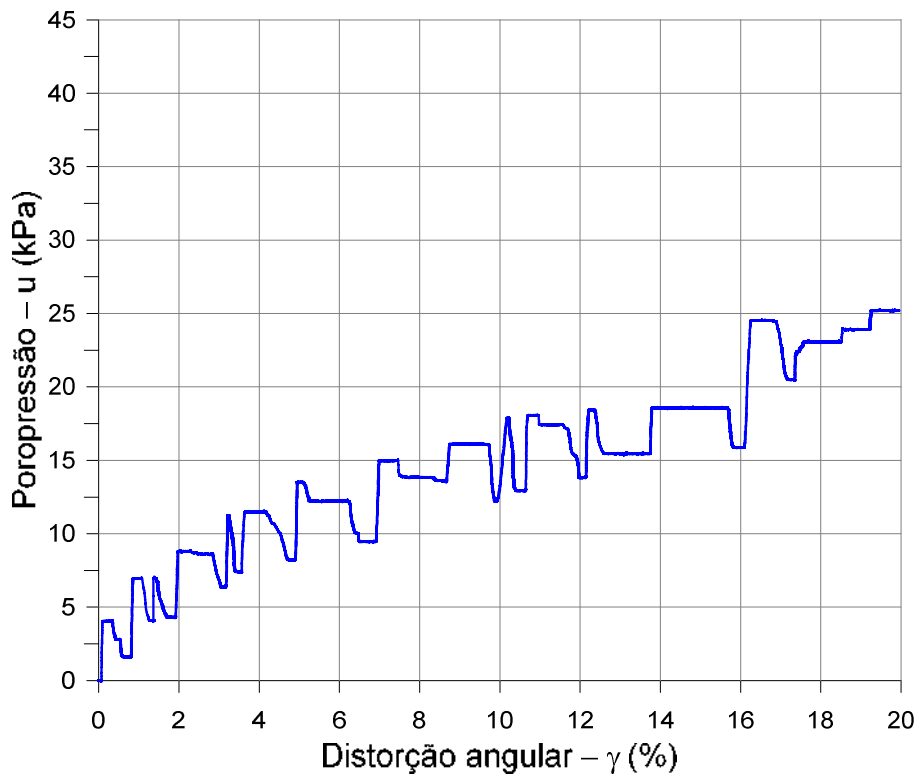
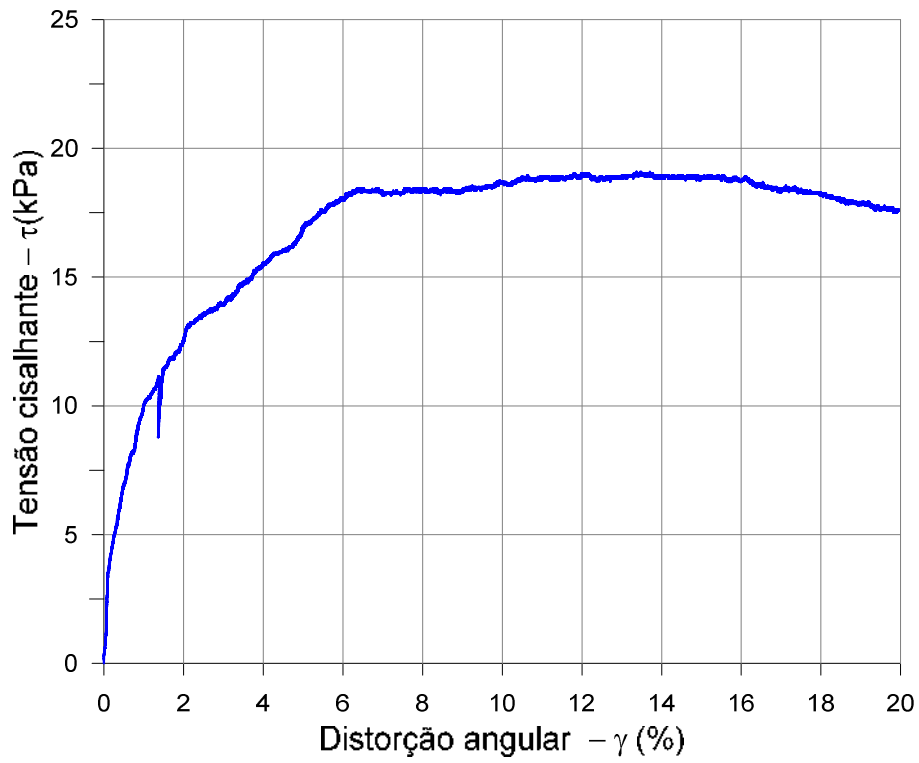


Figura 4-28 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular - DSS monótono, prof. 11,41m - Furo B

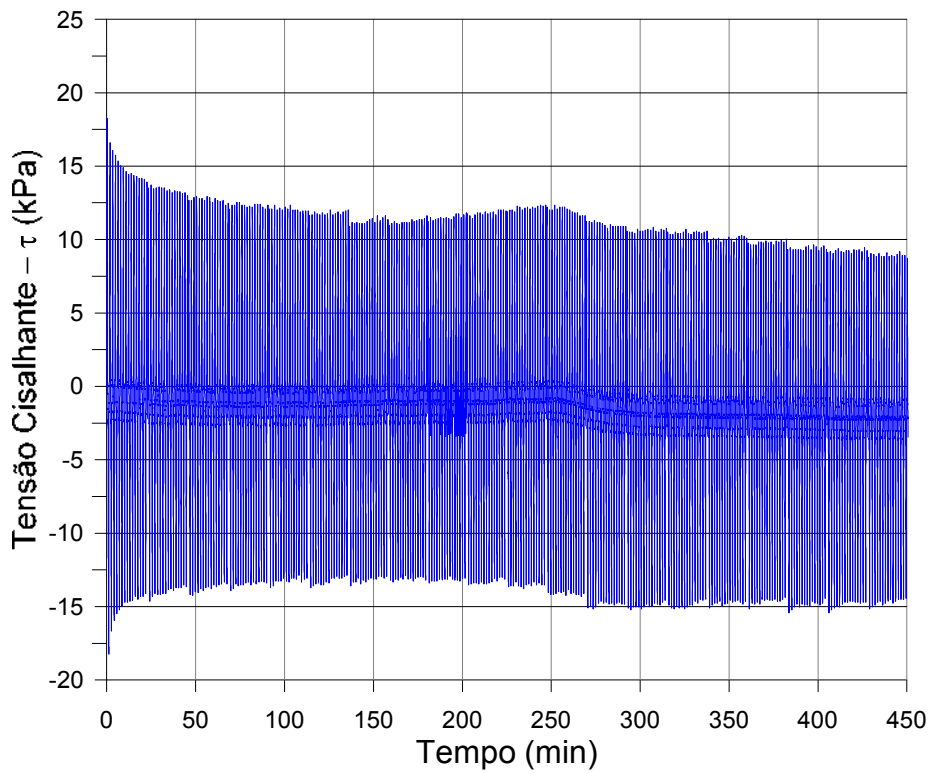
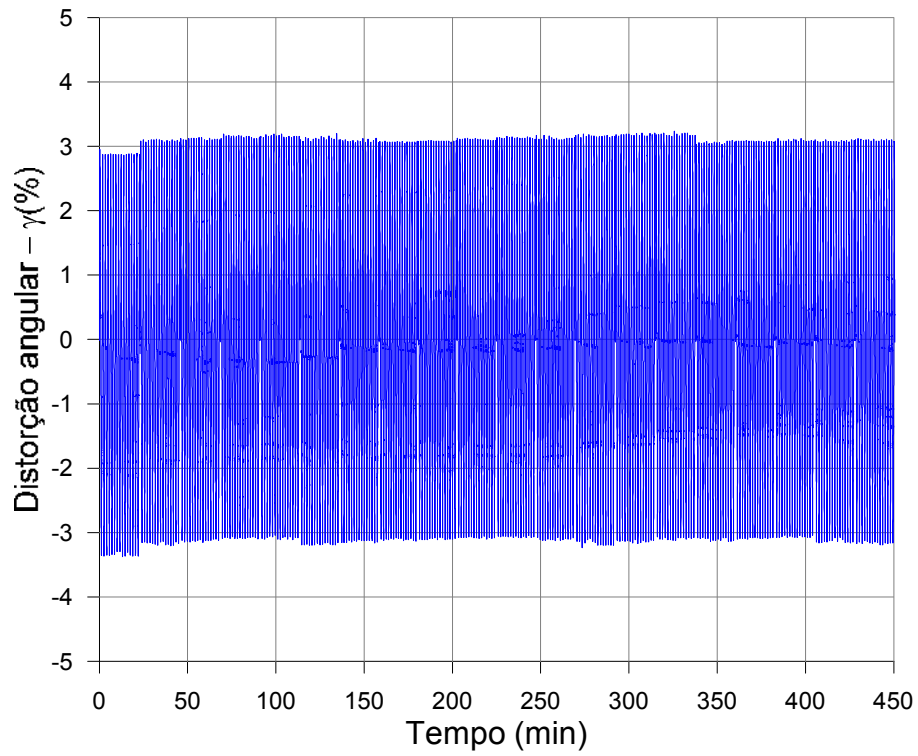


Figura 4-29 Distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo – DSS cíclico - Furo B

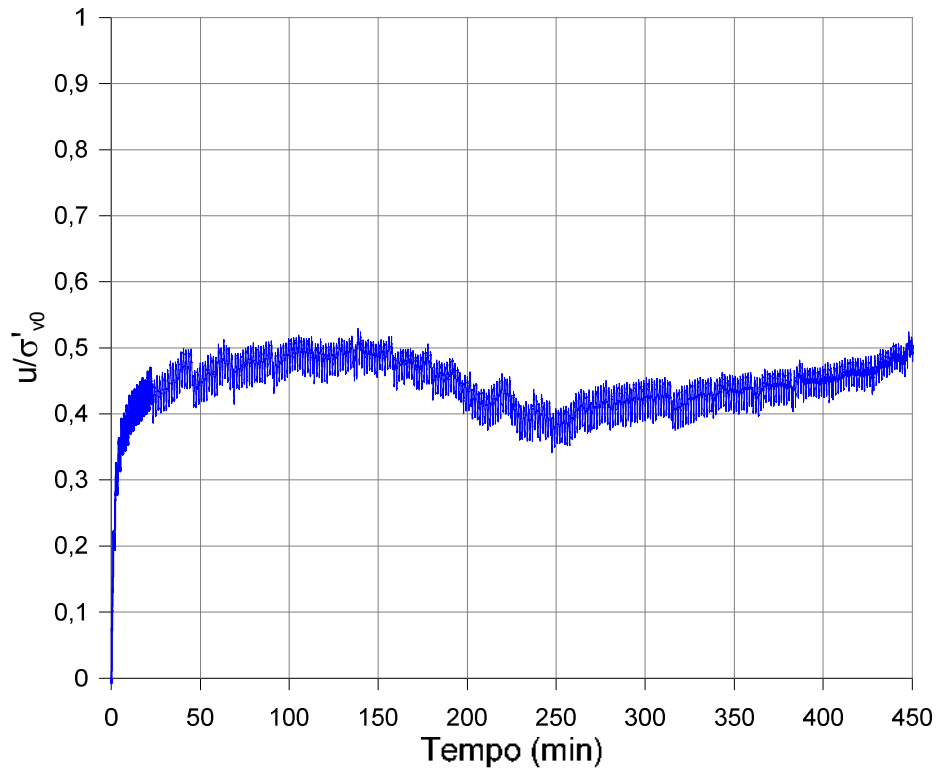


Figura 4-30 Poropressão normalizada *versus* tempo ao longo dos 300 ciclos – Furo B

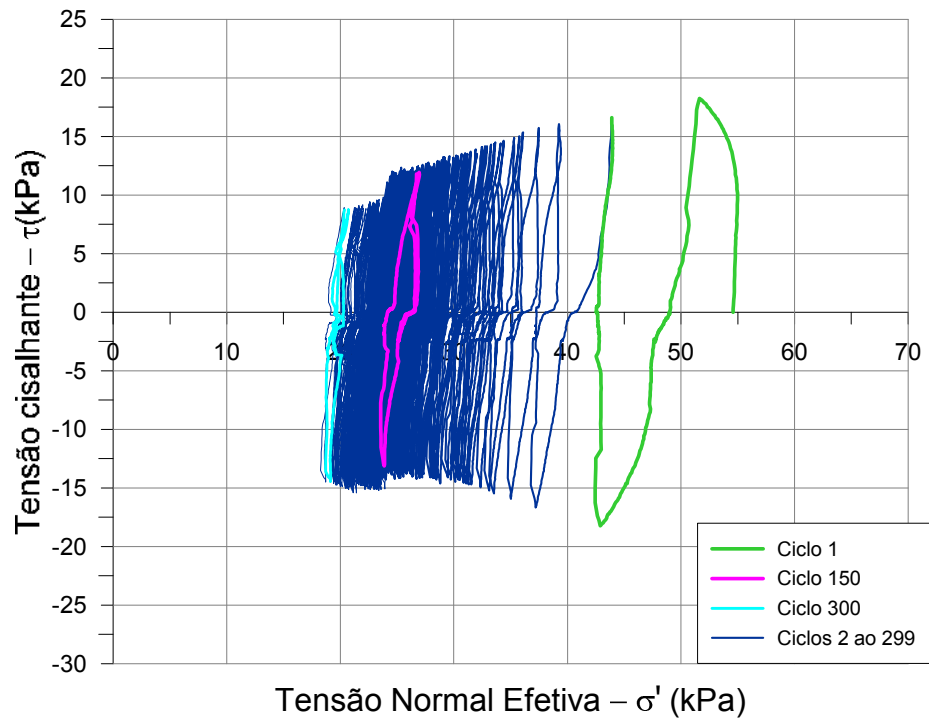


Figura 4-31 Tensão cisalhante *versus* tensão normal efetiva para todos os ciclos – Furo

B

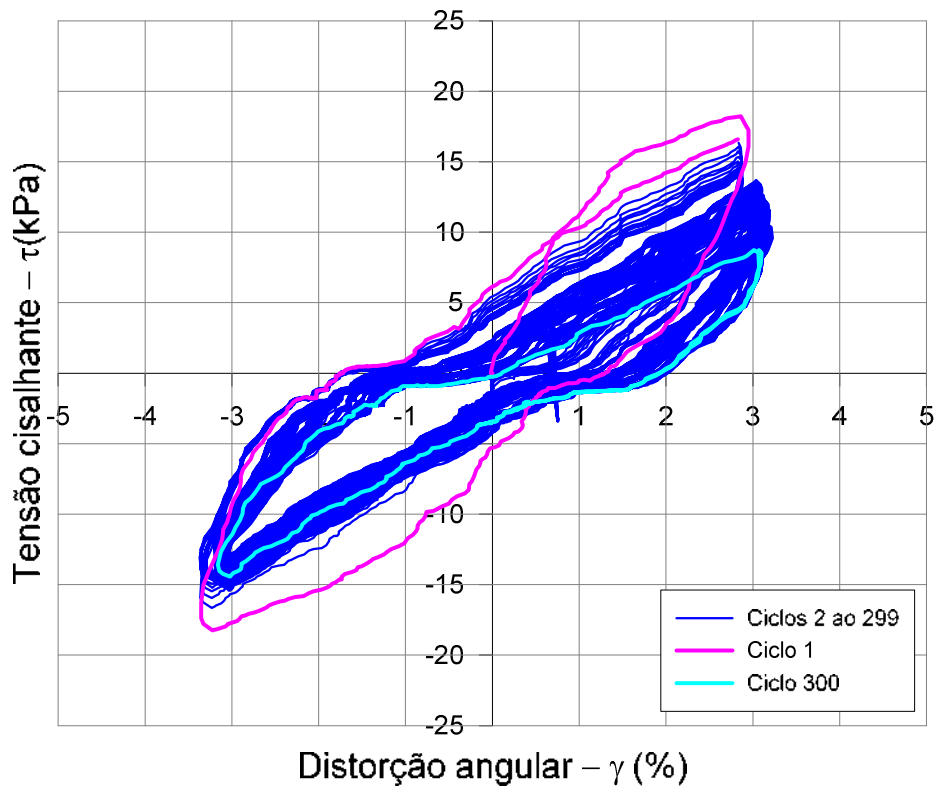


Figura 4-32 Tensão cisalhante *versus* distorção angular ao longo dos 300 ciclos – Furo

B

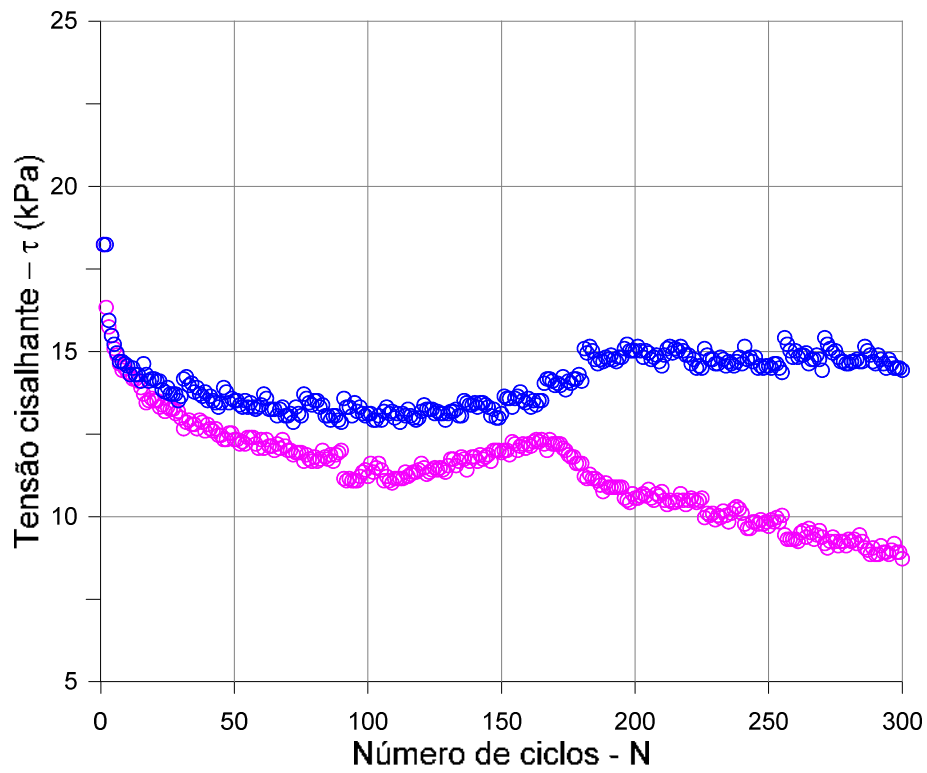
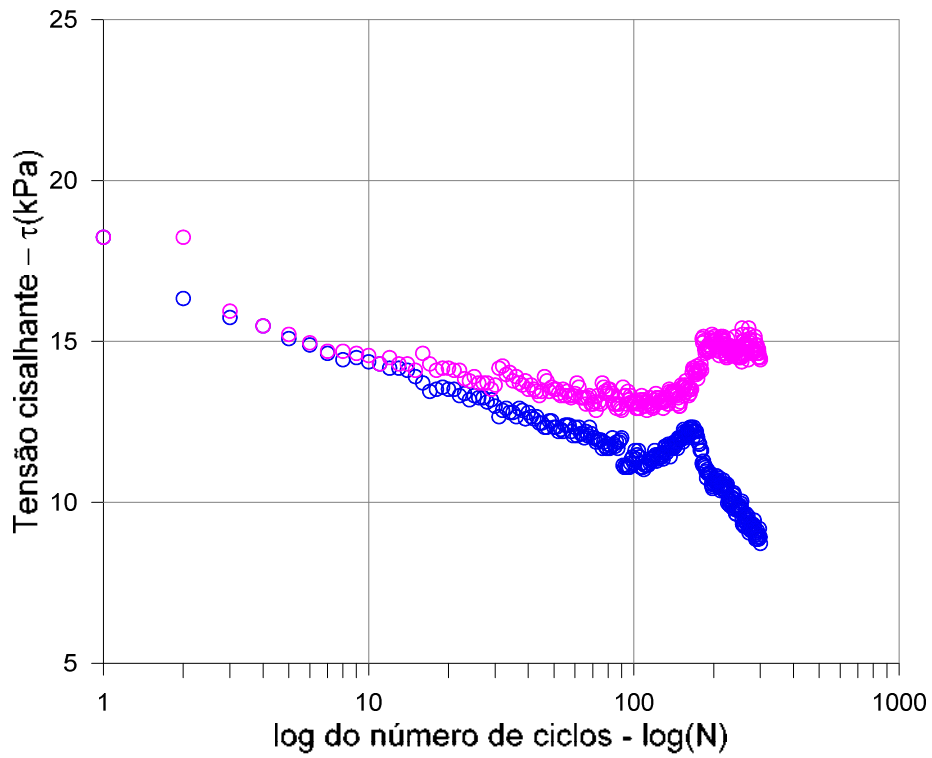


Figura 4-33 Tensão cisalhante *versus* log do número de ciclos ( $\log N$ ) e tensão cisalhante *versus* número de ciclos ( $N$ ) – Furo B.

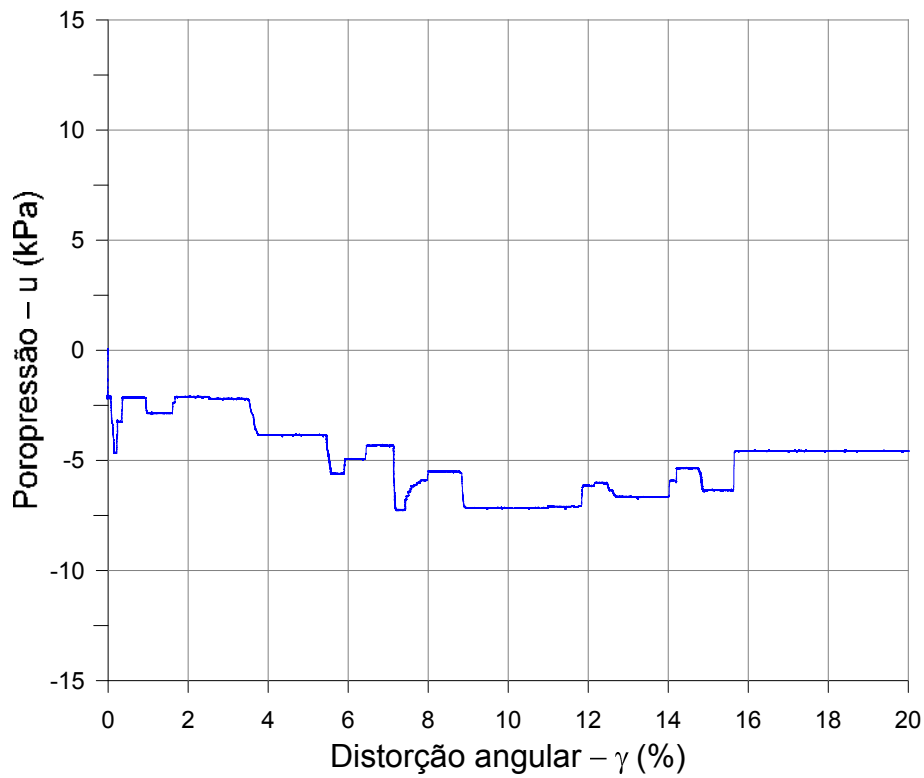
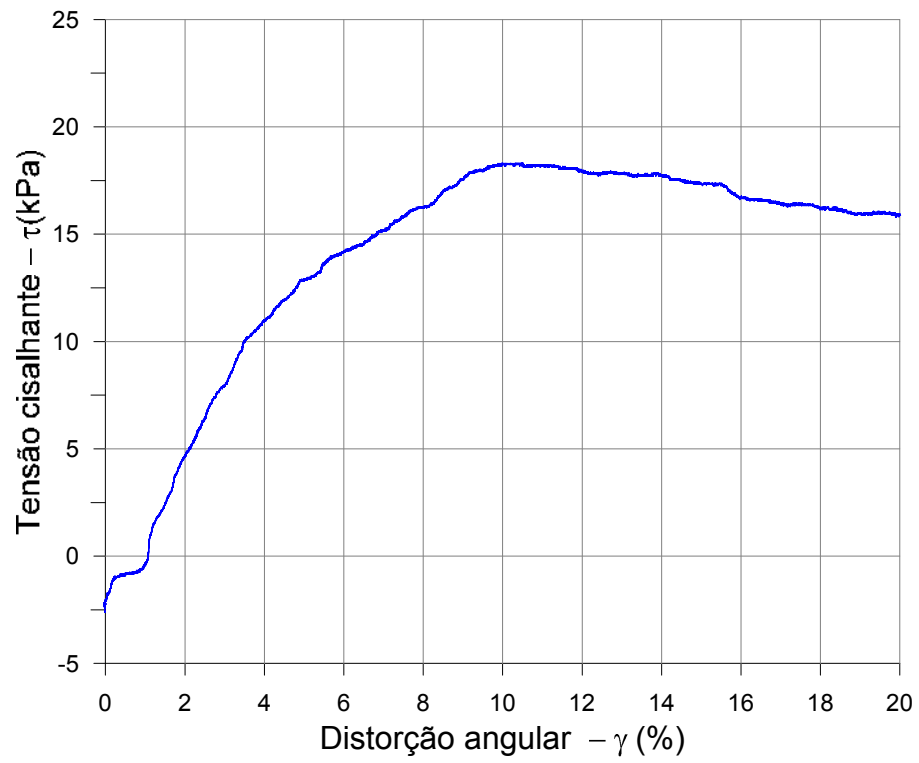


Figura 4-34 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular - DSS monótono pós-cíclico, prof. 11,33m - Furo B.

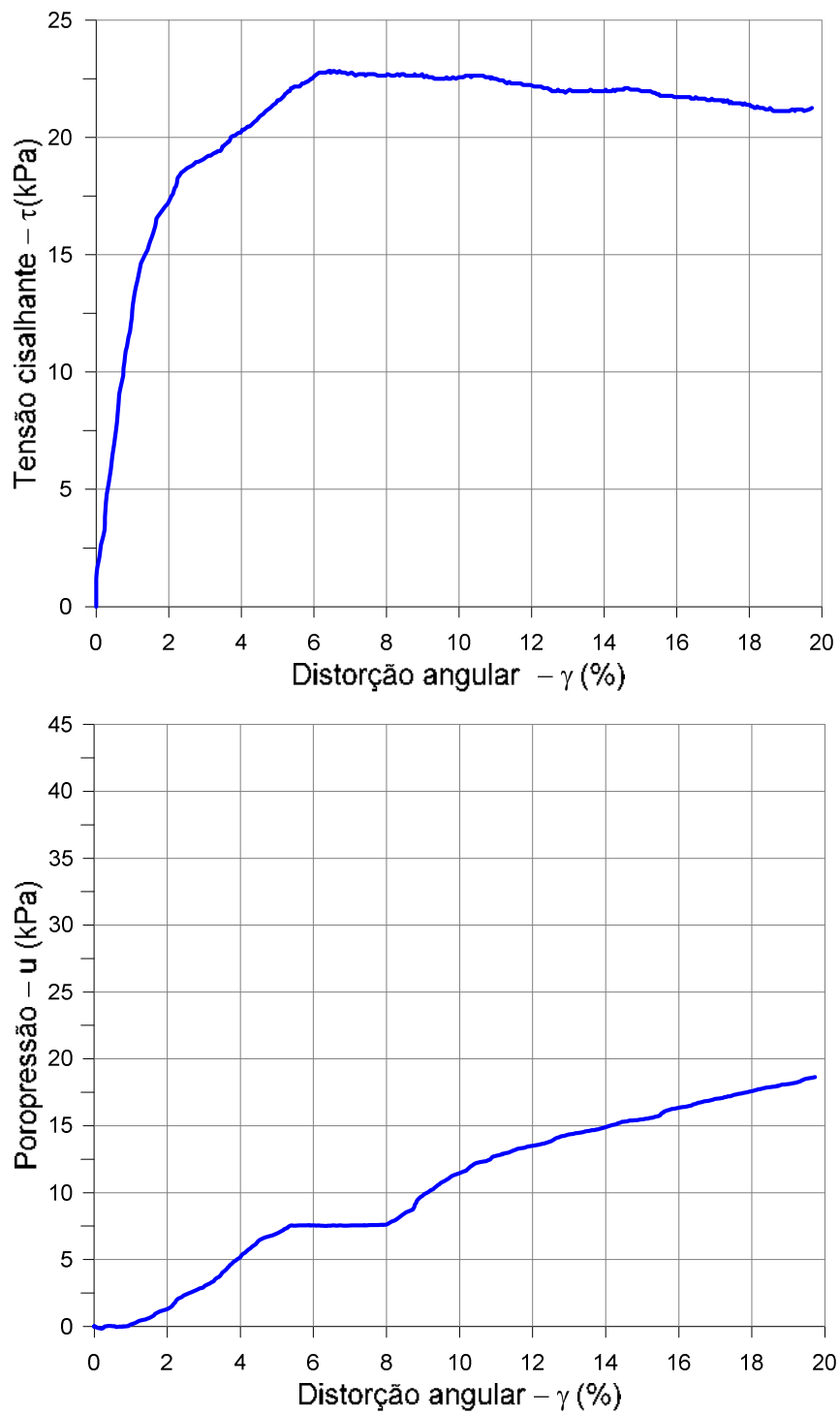


Figura 4-35 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular - DSS monótono com velocidade de cisalhamento do ensaio cíclico, prof. 11,37m - Furo B.



## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 5.1 Sobre a qualidade das amostras

No Capítulo 3 havia sido feita uma análise da qualidade das amostras, com base no critério de LUNNE *et al.* (1997a), a partir dos ensaios de adensamento realizados pelo laboratório externo. No presente capítulo uma análise semelhante foi feita para a fase de adensamento dos ensaios de DSS realizados na COPPE/UFRJ, e ambos os resultados são apresentados na Tabela 5-1. Conforme se pode observar, há uma boa concordância entre os resultados apresentados nos dois casos, em que a qualidade da amostra é pobre a muito pobre. Na realidade, a simples observação das curvas de compressão dos ensaios de adensamento, com a indicação de uma “reta virgem”, permite essa análise, mostrando que esse seria o resultado esperado. De fato, a própria ISO 19901-8 cita que amostradores a gravidade como o utilizado para obtenção das amostras aqui analisadas têm uma capacidade limitada para adquirir amostras de alta qualidade.

Tabela 5-1 Classificação da qualidade das amostras segundo LUNNE *et al.* (1997a).

Furo	Prof. Amostra (m)	Ensaio	$\Delta e$	$e_0$	$\Delta e/e_0$	Qualidade
A	2,30	Edométrico <sup>1</sup>	0,12	2,47	0,05	Boa a regular
	6,80	Edométrico <sup>1</sup>	0,22	2,15	0,10	Pobre
	11,40	Edométrico <sup>1</sup>	0,19	2,33	0,08	Pobre
	13,40	DSS <sup>2</sup>	0,21	2,00	0,11	Pobre
	13,42	DSS <sup>2</sup>	0,26	1,62	0,16	Muito pobre
	13,46	DSS <sup>2</sup>	0,18	1,70	0,11	Pobre
	15,20	Edométrico <sup>1</sup>	0,31	1,74	0,18	Muito pobre
B	4,21	Edométrico <sup>1</sup>	0,27	2,48	0,11	Pobre
	10,61	Edométrico <sup>1</sup>	0,29	2,22	0,13	Pobre
	11,33	DSS <sup>2</sup>	0,26	1,95	0,13	Pobre
	11,37	DSS <sup>2</sup>	0,35	2,22	0,16	Muito pobre
	11,41	DSS <sup>2</sup>	0,27	2,24	0,12	Pobre
	16,31	Edométrico <sup>1</sup>	0,23	1,91	0,12	Pobre

<sup>1</sup> Ensaio realizado em laboratório externo; <sup>2</sup> Ensaio realizado na COPPE/UFRJ.

Adicionalmente à avaliação com base na classificação proposta por LUNNE *et al.* (1997a) foi feita uma avaliação com base na velocidade de propagação da onda

cisalhante ( $v_s$ ) medida com *Bender elements*, conforme descrito no capítulo 4. Entretanto, tal avaliação foi prejudicada pelo fato de não existirem medidas obtidas em campo – através de piezocone sísmico ou dilatômetro sísmico, por exemplo – que possibilitassem uma comparação. Dessa forma, foi utilizada a correlação proposta por MAYNE (2007), entre a resistência de ponta,  $q_t$ , e  $v_s$  (equação 5.1), que possibilitou uma estimativa de  $v_s$  a partir dos valores de  $q_t$  dos ensaios de piezocone disponíveis, correspondentes aos Furos A e B. A equação (5.1) é uma equação empírica em que  $q_t$  é dado em kPa e  $v_s$  em m/s.

$$V_s = 1,75 \cdot (q_t)^{0,627} \quad (5.1)$$

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5-2.

Tabela 5-2 Valores de  $V_s$  obtidos a partir de  $q_t$  e correlação proposta por MAYNE (2007).

Furo	Prof. amostra (m)	$V_s$ (m/s)
A	13,42	95,13
	13,46	95,28
B	11,33	85,36
	11,37	85,38
	11,41	85,12

Admitindo-se os valores da Tabela 5-2 como referência e a proposta de LANDON *et al.*(2007), apresentada na Tabela 5-3, chega-se à classificação indicada na Tabela 5-4, em que se observa que as amostras são classificadas na categoria razoável a boa. A classificação obtida segundo a proposta de LANDON *et al.* (2007) diverge daquela obtida pelo critério de LUNNE *et al.* (1997a), e pela própria observação das curvas de compressão dos ensaios de adensamento. Tal divergência pode ser atribuída ao emprego da correlação expressa pela equação (5.1), a qual de fato apresenta uma considerável dispersão da base de dados. Uma vez que uma boa concordância existia entre ambas as propostas, de LUNNE *et al.* (1997a) e LANDON *et al.* (2007), para outras argilas, entre estas a argila de Sarapuí II (JANNUZZI, 2013), conclui-se que há necessidade de

realização de ensaios sísmicos de campo para se dispor de referências confiáveis a serem comparadas com as medidas de laboratório com *Bender elements*.

Tabela 5-3. Classificação da qualidade da amostra proposta por LANDON *et al.* (2007).

Classificação da qualidade da amostra	$V_{sbender}/V_s \text{ campo}$
Muito boa a excelente	>0,6
Razoável a boa	0,35 a 0,60
Muito pobre a pobre	<0,35

Tabela 5-4 Classificação da qualidade das amostras segundo LANDON *et al.* (2007).

Furo	Prof. Amostra (m)	$V_{sbender}/V_s \text{ campo}$	Qualidade
A	13,42	0,53	razoável a boa
	13,46	0,50	razoável a boa
B	11,33	0,56	razoável a boa
	11,37	0,56	razoável a boa
	11,41	0,55	razoável a boa

## 5.2 Ensaios cíclicos de tensão controlada

### 5.2.1 Generalidades

É interessante observar que, no caso dos ensaios realizados com tensão média nula, nem todos os ensaios apresentaram comportamento simétrico, ou seja, com distorção angular crescente de modo semelhante nos dois sentidos de ciclagem (parte superior da Figura A1-1, ora reproduzida como Figura 5-1). Esse comportamento, distinto do que seria o esperado, pode ser atribuído a pequenas variações das tensões cisalhantes limites, como se observa na parte inferior da mesma Figura 5-1. Ou seja, a despeito das tensões cisalhantes máximas positivas e negativas não apresentarem diferença significativa, o acúmulo de pequenas diferenças pode resultar no comportamento não simétrico (ANDERSEN, 2017).

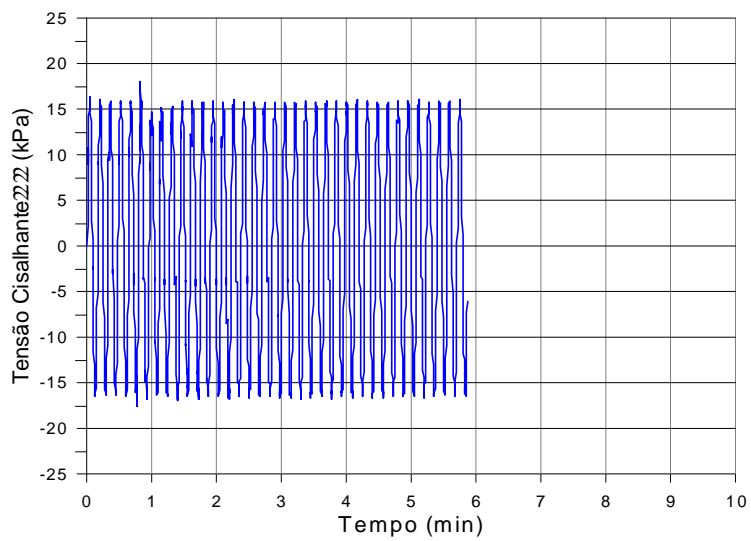
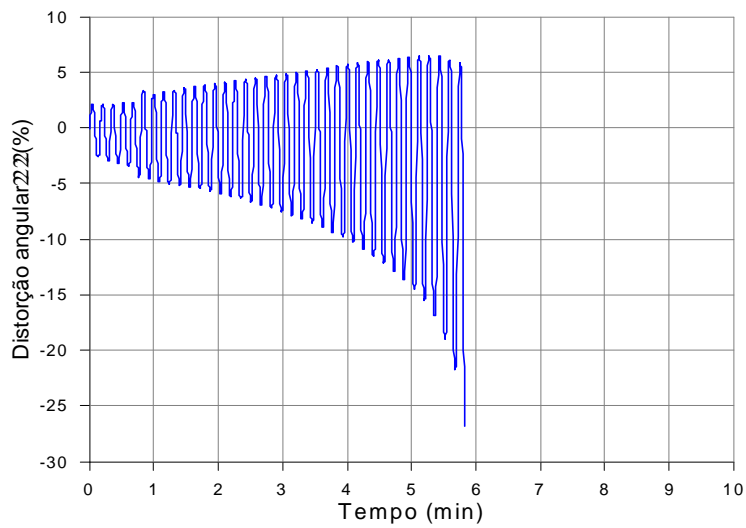
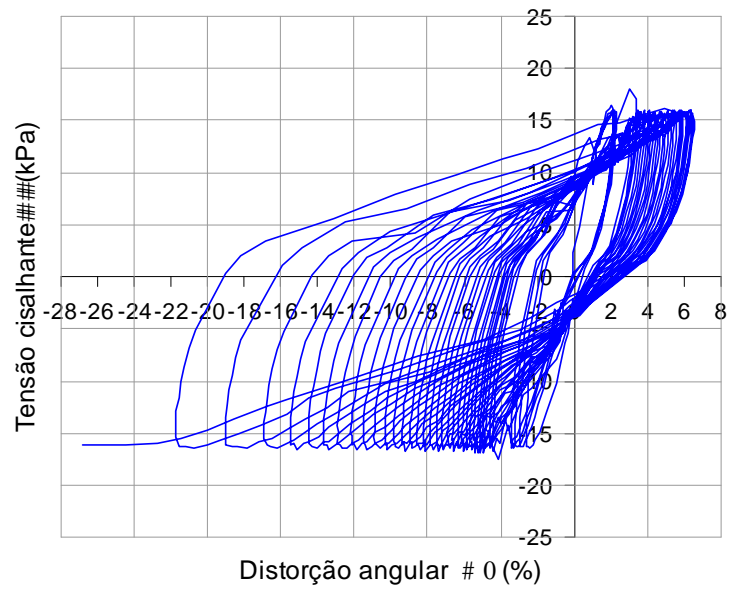


Figura 5-1 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=16,2$  - Furo A.

### 5.2.2 Diagramas de contorno

Os diagramas de contorno, tal como apresentado na Figura 2-9, são apresentados nas Figuras 5-2 e 5-3, respectivamente para os Furos A e B. Assim, cada ponto representa um ensaio, em relação ao qual são apresentados o número de ciclos para a ruptura e as distorções angulares médias ( $\gamma_a$ ) e cíclicas ( $\gamma_{cy}$ ) correspondentes à ruptura. A partir desses valores foram construídas as linhas tracejadas, que constituem o lugar geométrico do mesmo número de ciclos para a ruptura.

Para a construção dos diagramas de contorno, alguns pontos de resultados de ensaios não foram utilizados e foram tratados como espúrios por não concordarem com o traçado a ser esboçado levando-se em conta os resultados e a distribuição dos demais pontos. O valor correspondente a 1500 ciclos não foi considerado como ruptura para o traçado do diagrama, mas apenas como critério de parada do ensaio.

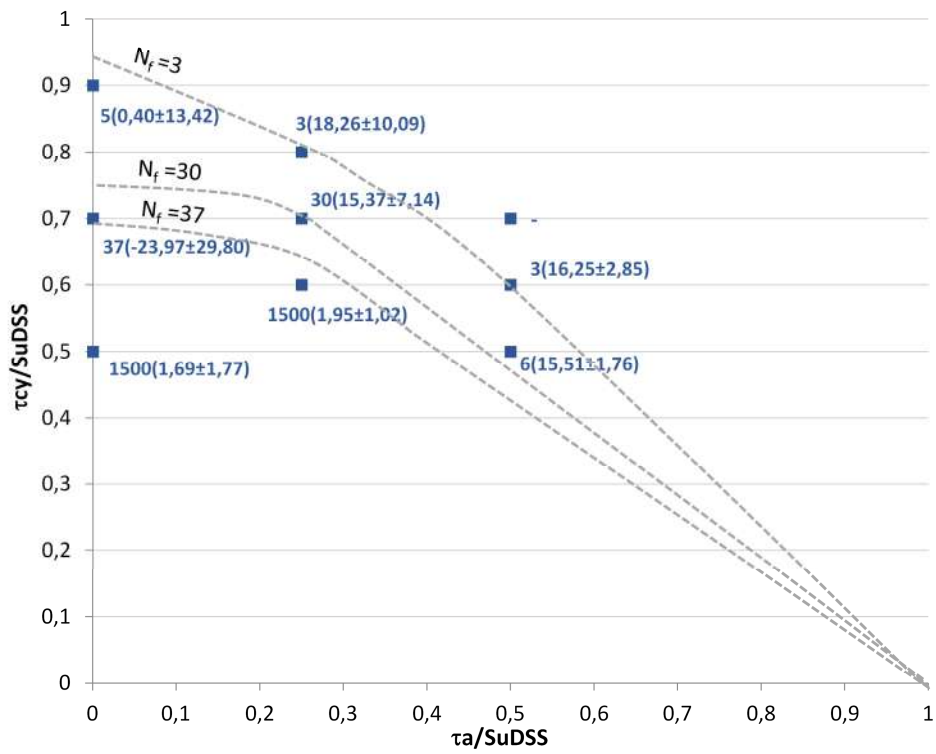


Figura 5-2 Diagrama de Contorno - Furo A.

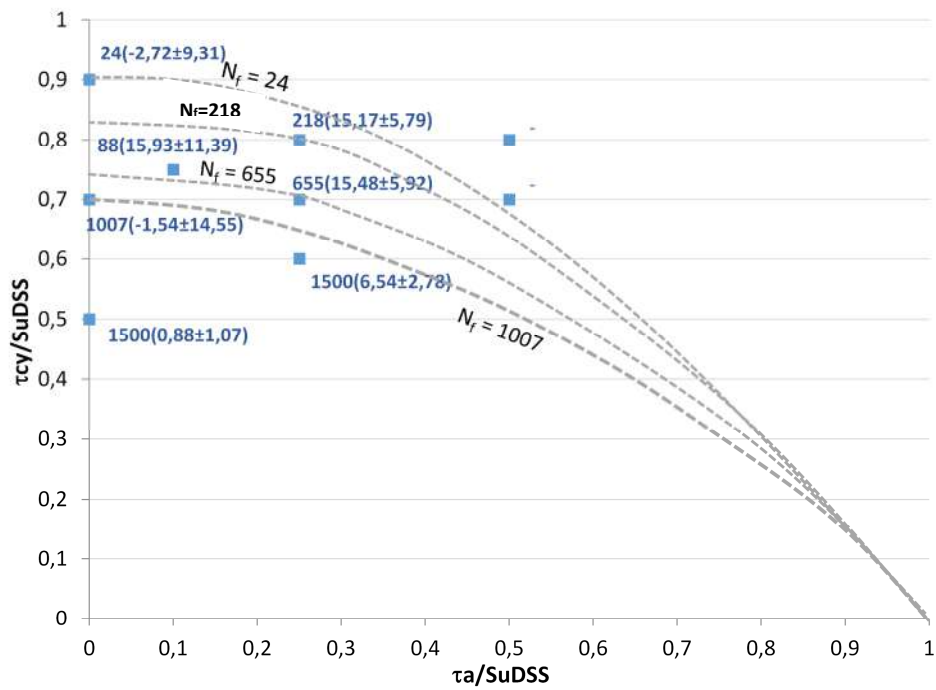


Figura 5-3 Diagrama de Contorno - Furo B.

Como pode ser observado e inferido intuitivamente, maiores tensões aplicadas nos corpos de prova resultaram em uma quantidade menor de ciclos necessária para que fosse atingido o critério de ruptura, com distorções angulares maiores que 15%.

Os resultados em parte dos corpos de prova ensaiados apresentaram a concordância com a tendência mostrada no capítulo de revisão bibliográfica, onde foram observados valores de distorções angulares médias ( $\gamma_a$ ) maiores quando da aplicação de tensões ( $\tau_a$ ) maiores. E, também apresentaram valores maiores de distorções angulares cíclicas ( $\gamma_{cy}$ ) para tensões médias aplicadas de menor magnitude.

Pode-se observar que existe uma diferença considerável entre as duas figuras. De fato, no caso do Furo A, a ruptura ocorreu na grande maioria dos casos para um pequeno número de ciclos, enquanto no Furo B o número de ciclos característicos da ruptura é significativamente maior. Uma possível explicação para essa diferença de comportamento está relacionada aos valores de referência de  $S_{uDSS}$ . De fato, considerando-se o material normalmente adensado e empregando-se a expressão de LARSSON (1980), equação (5.2), também sugerida por JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985) para solos com baixos valores de OCR, obtém-se  $S_u$  de 17 kPa e 21 kPa para os Furos A e B, onde as amostras encontram-se às profundidades de 13 m e 16 m, respectivamente.

$$\frac{s_u}{\sigma_p} = 0,23 \pm 0,04 \quad (5.2)$$

Sendo  $\sigma'_p$  a tensão de sobreadensamento, ou a tensão vertical efetiva no caso de solos normalmente adensados.

Entretanto, conforme observado na Tabela 4-1, os valores adotados como referência de  $S_{uDSS}$  foram de 23,2 kPa e 25,0 kPa. Os valores correspondentes ao Furo A foram considerados elevados, conforme se discutirá mais adiante nesse capítulo.

### 5.2.3 Degradação

Foram determinados os valores do módulo cisalhante para alguns ciclos – incluindo-se sempre o último - de alguns dos corpos de prova ensaiados para os Furos A e B, a fim apenas de analisar sua degradação.

Para o Furo A foram obtidos módulos cisalhantes,  $G$  (Figura 5-4), e índices de degradação,  $\delta$  (equação 2.11), para os corpos de prova das combinações de tensões apresentadas na Tabela 5-5. Os valores de  $G$  obtidos podem ser vistos na Tabela 5-6.

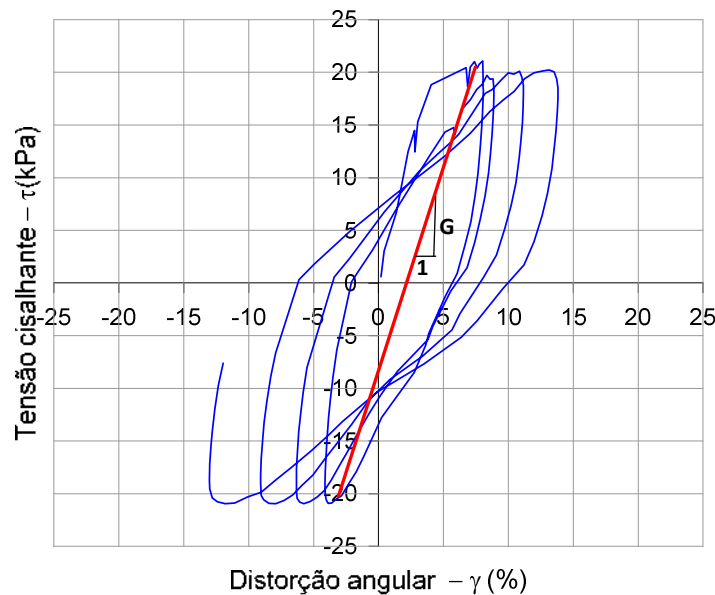


Figura 5-4 Cálculo de  $G$  em um ciclo.

Tabela 5-5 Corpos de provas selecionados para o cálculo de  $G$  e  $\delta$  do Furo A.

$\tau_a/S_{uDSS}$	$\tau_a$	$\tau_{cy}/S_{uDSS}$	$\tau_{cy}$	$N_f$	$\gamma_a$ (%)	$\gamma_{cy}$ (%)
0,0	0,0	0,7	16,2	37	<b>-23,97</b>	<b>29,80</b>
0,25	5,8	0,6	13,9	<b>1500</b>	1,95	1,02
0,5	11,6	0,5	11,6	6	<b>15,51</b>	1,76



Tabela 5-6 Valores de G e  $\delta$  de alguns ciclos dos corpos de prova do Furo A.

Combinação $\tau_a - \tau_{cy}$ (kPa)	Ciclo	G (kPa)	Índice Degradação - $\delta$
0,0 – 16,2	1	695	1,00
	15	308	0,44
	37	116	0,17
5,8 – 13,9	1	1415	1,00
	500	752	0,53
	1000	723	0,51
	1500	706	0,50
11,6 – 11,6	1	193	1,00
	3	102	0,53
	6	74	0,38

Para o corpo de prova do Furo A de combinação de tensões 0,0-16,2 kPa, para o qual o ensaio foi interrompido por ter ultrapassado ambas as distorções angulares, cíclicas e médias, nota-se que há uma alta degradação do módulo cisalhante, ou seja, um valor baixo de  $\delta$  no último ciclo.

Já para o corpo de prova do Furo A cujas combinações são 5,8 – 13,9kPa, observa-se que houve uma degradação mais baixa em relação aos outros dois da Tabela 5-6, corroborando o fato de que o mesmo foi ciclado 1500 vezes e não atingiu limites de distorções angulares de 15%. Isso poderia indicar um possível amolgamento inicial do corpo de prova ensaiado. Apesar disto, este ensaio apresentou inicialmente um módulo cisalhante bem mais alto que os outros dois aqui analisados, o que é contraditório.

E, para o corpo de prova do Furo A de combinações de tensões de 11,6 – 11,6 kPa, pode ser percebida um valor de degradação do módulo cisalhante entre os valores das demais combinações aqui analisadas. Este corpo de prova teve seu ensaio interrompido pelo atingimento do valor de 15% de distorção angular média.

Para o Furo B foram obtidos módulos cisalhantes e índices de rigidez para os corpos de prova das combinações de tensões apresentadas na Tabela 5-7. Os valores de G obtidos podem ser vistos na Tabela 5-8.

Tabela 5-7 Corpos de provas selecionados para o cálculo de G e  $\delta$  do Furo B.

$\tau_a/S_{uDSS}$	$\tau_a$	$\tau_{cy}/S_{uDSS}$	$\tau_{cy}$	$N_f$	$\gamma_a$ (%)	$\gamma_{cy}$ (%)
0,0	0,0	0,5	12,5	<b>1500</b>	0,88	1,07
0,0	0,0	0,7	17,5	1007	-1,54	<b>14,55</b>
0,1	2,5	0,75	18,75	88	<b>15,93</b>	11,39

Tabela 5-8 Valores de G e  $\delta$  de alguns ciclos dos corpos de prova do Furo B.

Combinação $\tau_a - \tau_{cy}$ (kPa)	Ciclo	G (kPa)	Índice Degradação - $\delta$
0,0 -12,5	1	1242	1,00
	500	1152	0,93
	1000	1144	0,92
	1500	1164	0,94
0,0 - 17,5	1	902	1,00
	500	646	0,72
	1000	151	0,17
	1006	115	0,13
2,5 – 18,75	1	1674	1,00
	30	512	0,31
	60	365	0,22
	88	157	0,09

Para o corpo de prova de combinações de tensões 0,0-12,5kPa do Furo B, nota-se uma baixa degradação do módulo cisalhante, podendo indicar um possível amolgamento inicial, onde baixas distorções foram percebidas mesmo com a realização de 1500 ciclos. Tal como no caso anterior (Furo A), o módulo inicial é elevado, o que é contraditório. É possível que nesse caso, por ser a tensão cíclica da ordem da metade da resistência não drenada, de fato a ciclagem tenha tido pouco efeito sobre a estrutura do solo.

Já para os demais corpos de prova do Furo B constantes na Tabela 5-8, pode-se notar valores finais baixos de  $\delta$ , ou seja, alta degradação sendo que para o corpo de prova de combinação 2,5-18,75 kPa, foi observado o menor valor de  $\delta$  devido aos valores mais altos de tensões cisalhantes.

## **5.3 Ensaios cíclicos de velocidade de distorção angular controlada**

### **5.3.1 Generalidades**

Os ensaios cíclicos de velocidade de distorção angular controlada, ou somente distorção angular controlada, apresentaram, nos estágios iniciais, valores de distorção angular limites não simétricos, conforme se pode observar na parte superior das Figuras 4-21 e 4-29, ora reproduzidas no presente capítulo como Figuras 5-5 e 5-6, respectivamente para os ensaios dos Furos A e B. À medida que os ensaios foram se desenvolvendo, entretanto, aqueles valores tornaram-se mais simétricos, conforme ilustrado naquelas figuras. A razão para esse fato não é conhecida. No entanto, observando-se resultados de outros equipamentos, constata-se fatos semelhantes, embora de magnitudes distintas. A Figura 5-7 apresenta resultado de ensaio realizado pelo NGI (ANDERSEN, 2015), presumivelmente em prensa Geonor, onde as variações de distorção angular máxima são indicadas.

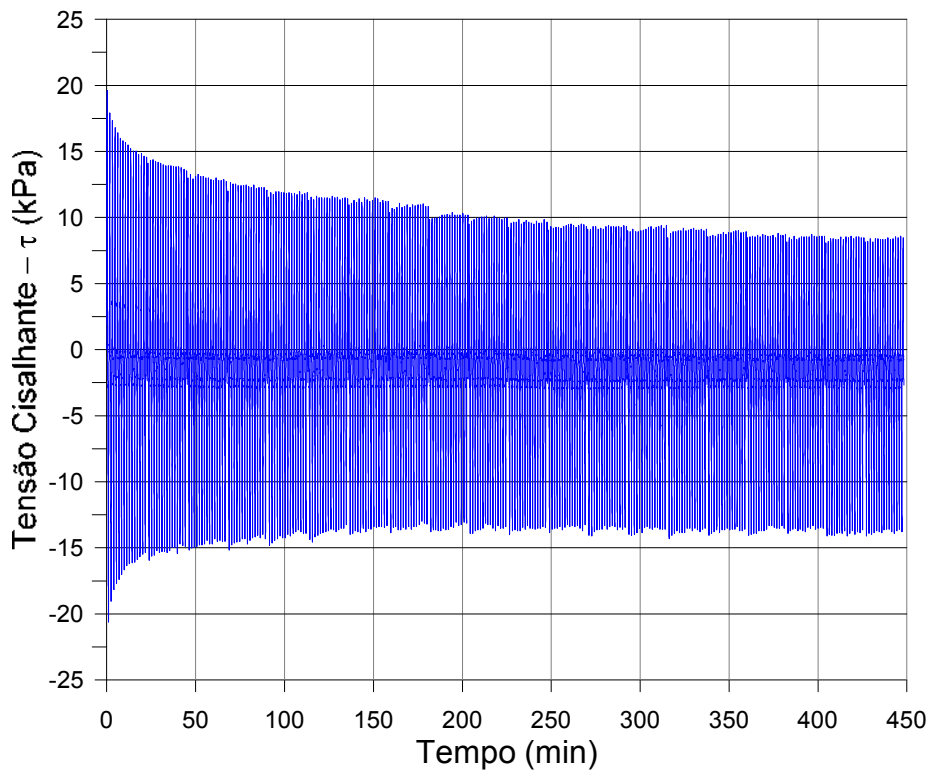
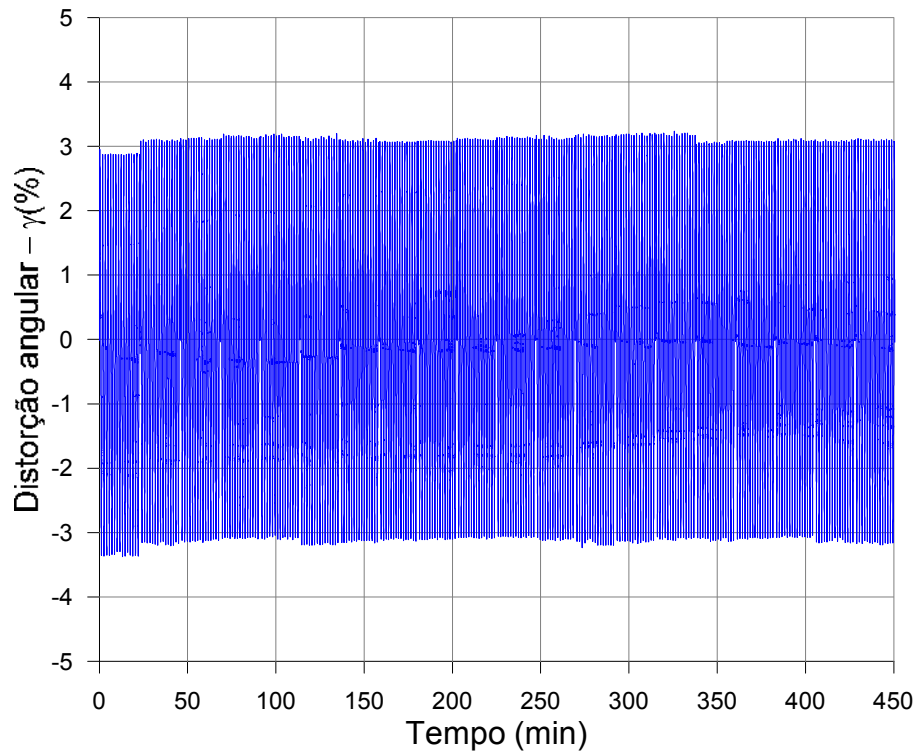


Figura 5-5 Distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo – DSS cíclico - Furo A

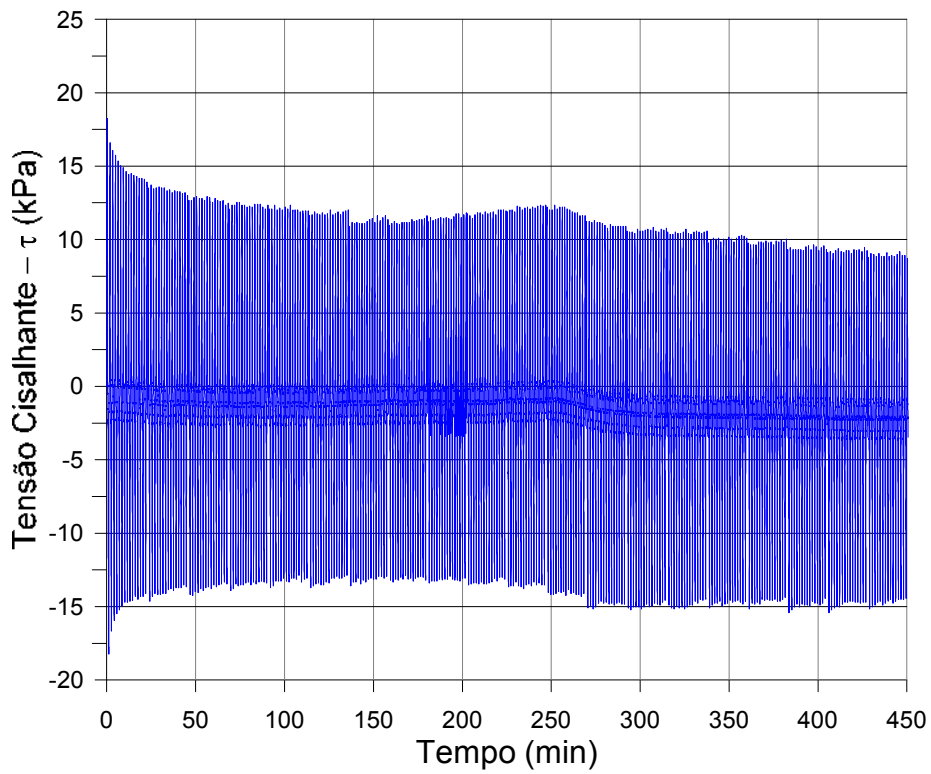
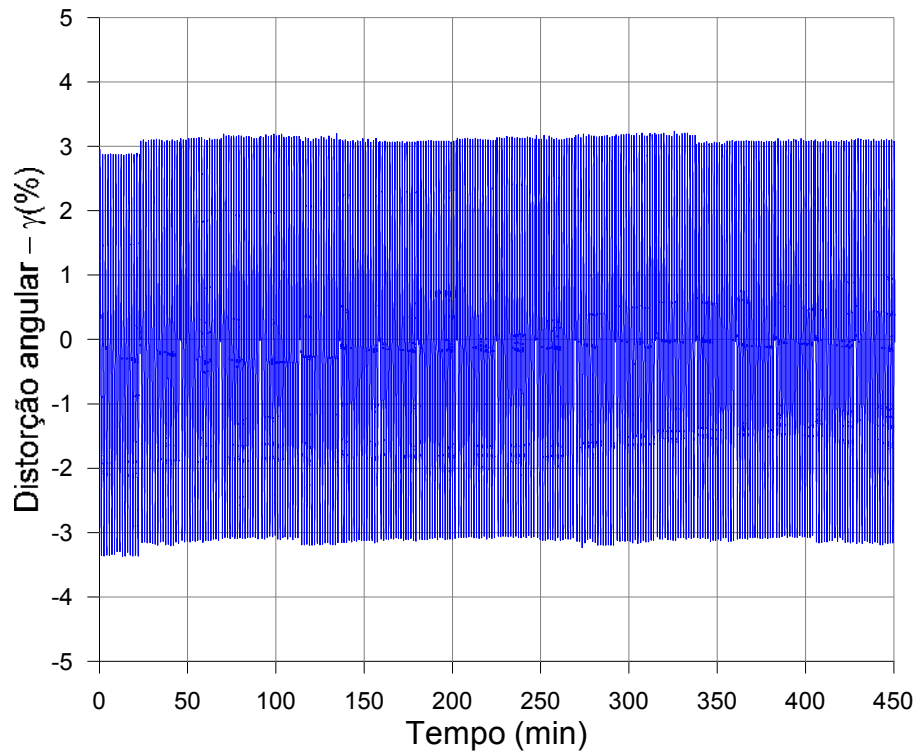


Figura 5-6 Distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo – DSS cíclico - Furo B

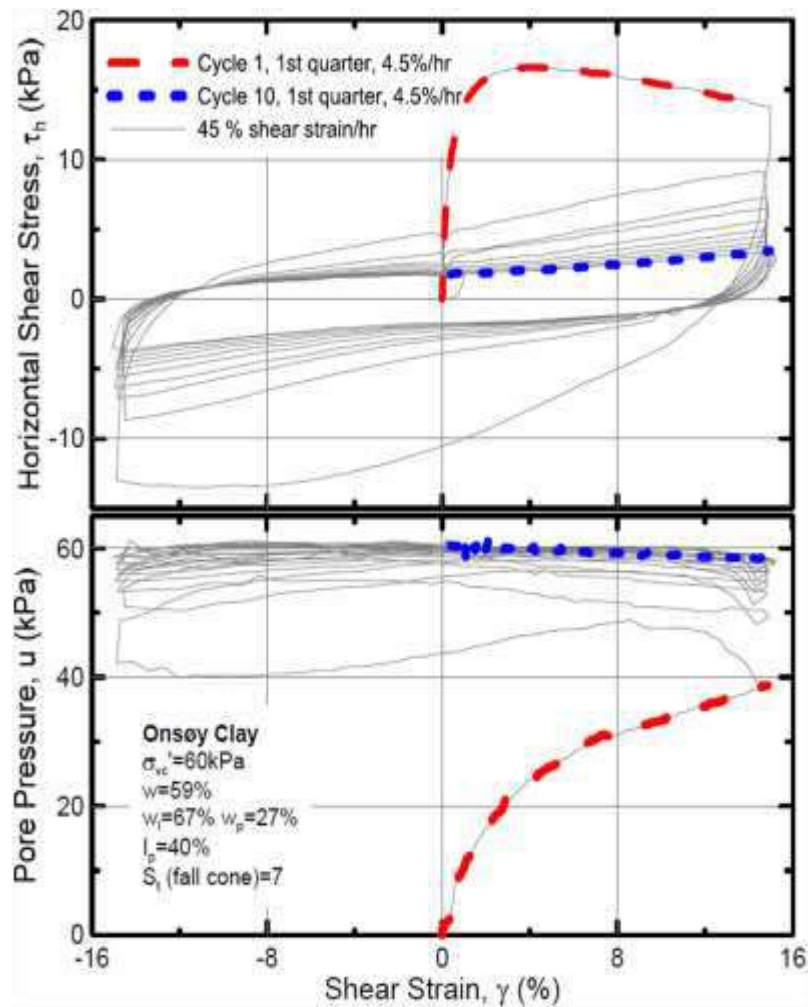


Figura 5-7 Ensaio de “distorção angular controlada”, com limites de distorção angular máxima não uniformes (ANDERSEN, 2015).

Os dois ensaios realizados, nos Furos A e B, apresentaram resultados algo distintos, no que concerne ao comportamento tensão cisalhante *versus* tensão vertical efetiva. No correspondente ao Furo A, a degradação de tensão cisalhante máxima com o processo de ciclagem é progressivo, ou seja, o caminho de tensões caminha sempre para a esquerda, e atinge o valor mínimo praticamente ao final do ensaio (Figura 4-23, aqui reproduzida como 5-8). No entanto, a partir do ciclo 150 praticamente não ocorre mais degradação.

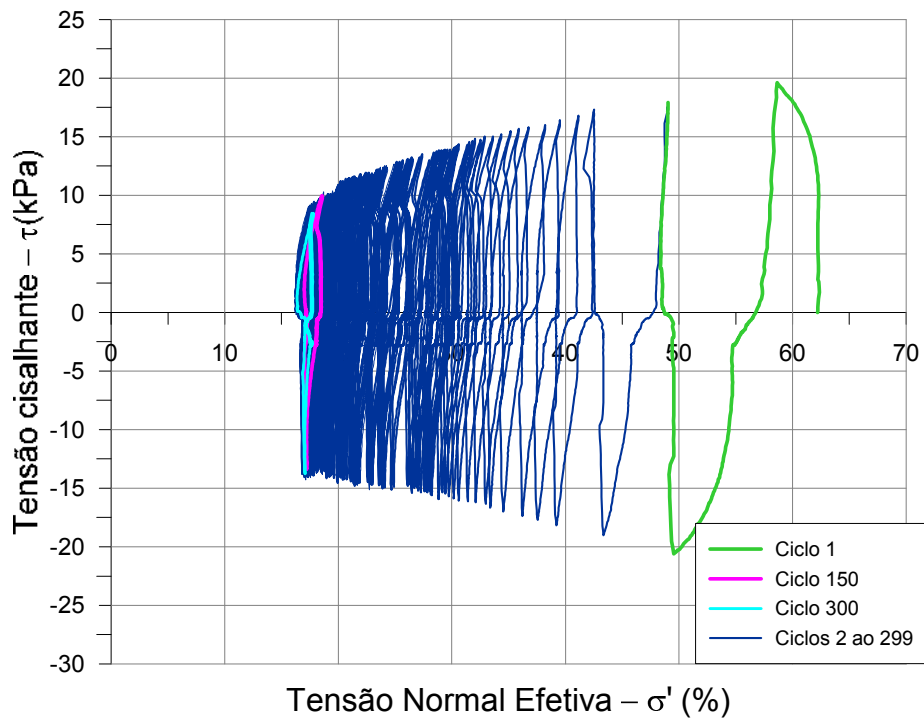


Figura 5-8 Tensão cisalhante *versus* tensão normal efetiva para todos os ciclos – Furo A

Já o ensaio correspondente ao Furo B apresenta um processo distinto, à altura do ciclo 105 (cerca de 150 minutos de ensaio), o caminho de tensões retorna para a direita da figura, correspondendo a uma redução da poropressão. Essa, entretanto volta novamente a crescer, ou seja, há outra redução de tensão vertical efetiva, até que o ensaio seja encerrado (Figura 4-31, reproduzida como 5-9). Não se conseguiu uma explicação para esse segundo comportamento, também verificado por SÁ (2016) para a argila de Sarapuí II em alguns ensaios.

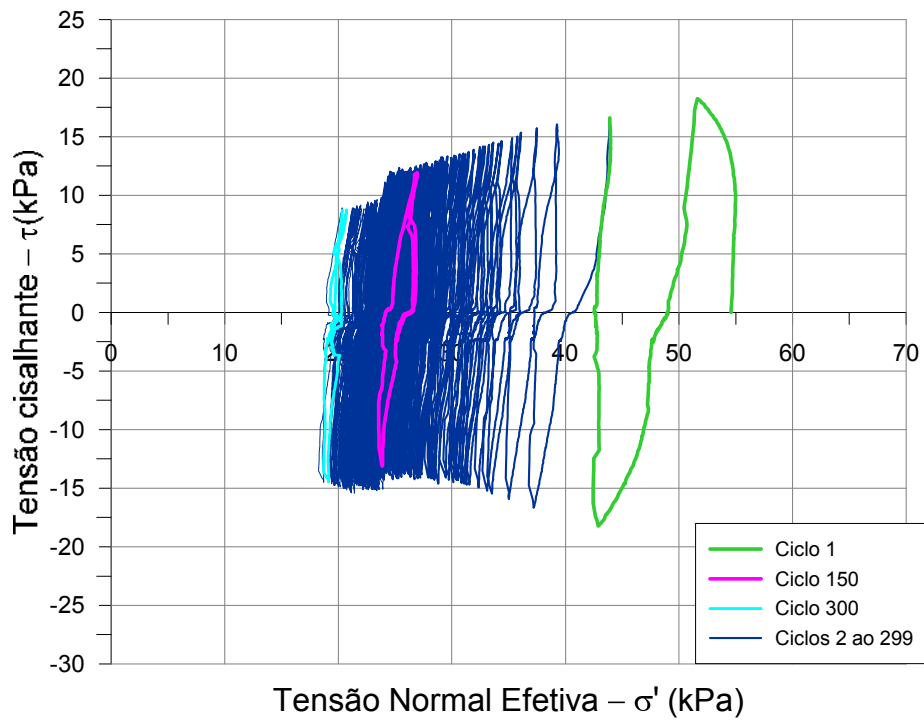


Figura 5-9 Tensão cisalhante *versus* tensão normal efetiva para todos os ciclos – Furo B.

### 5.3.2 Degradação

A ilustração para o cálculo de  $G$  é apresentada na Figura 5-10, e os valores calculados são incluídos nas Tabelas 5-9 e 5-10, respectivamente para os Furos A e B.

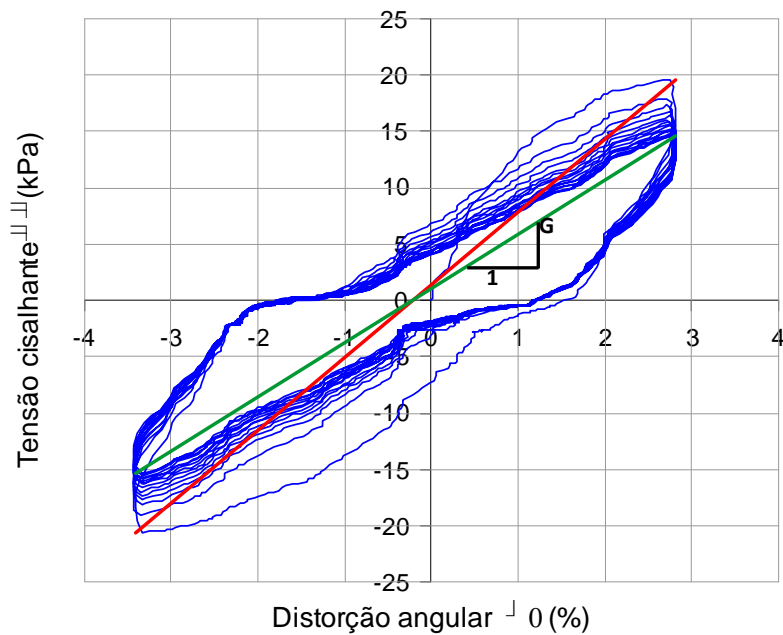


Figura 5-10 Cálculo de  $G$  para os ciclos 1 e 15 do Furo A.



Verificou-se uma maior degradação da estrutura da amostra do solo logo na primeira etapa, entre ciclos 1 e 15, em ambos os Furos. Nas etapas subsequentes os valores de G mostraram uma degradação menor entre as etapas. A Figura 5-10 também ilustra o comentário acima.

Tabela 5-9 Módulo cisalhante - Furo A

		<b>G (kPa)</b>
Etapa 1	Ciclo 1	647
	Ciclo 15	481
Etapa 2	Ciclo 15	454
Etapa 3	Ciclo 15	437
Etapa 4	Ciclo 15	420
Etapa 5	Ciclo 15	408
Etapa 6	Ciclo 15	393
Etapa 7	Ciclo 15	386
Etapa 8	Ciclo 15	385
Etapa 9	Ciclo 15	377
Etapa 10	Ciclo 15	380
Etapa 11	Ciclo 15	367
Etapa 12	Ciclo 15	360
Etapa 13	Ciclo 15	359
Etapa 14	Ciclo 15	366
Etapa 15	Ciclo 15	362
Etapa 16	Ciclo 15	361
Etapa 17	Ciclo 15	357
Etapa 18	Ciclo 15	356
Etapa 19	Ciclo 15	354
Etapa 20	Ciclo 15	355

Tabela 5-10 Módulo cisalhante - Furo B

		<b>G (kPa)</b>
Etapa 1	Ciclo 1	578
	Ciclo 15	448
Etapa 2	Ciclo 15	425
Etapa 3	Ciclo 15	416
Etapa 4	Ciclo 15	412
Etapa 5	Ciclo 15	401
Etapa 6	Ciclo 15	392
Etapa 7	Ciclo 15	388
Etapa 8	Ciclo 15	399
Etapa 9	Ciclo 15	402
Etapa 10	Ciclo 15	406
Etapa 11	Ciclo 15	418
Etapa 12	Ciclo 15	414
Etapa 13	Ciclo 15	405
Etapa 14	Ciclo 15	400
Etapa 15	Ciclo 15	401
Etapa 16	Ciclo 15	398
Etapa 17	Ciclo 15	397
Etapa 18	Ciclo 15	388
Etapa 19	Ciclo 15	383
Etapa 20	Ciclo 15	370

A partir dos valores de módulo cisalhante obtidos para os ciclos dos Furos A e B, foi possível o cálculo do índice de degradação ( $\delta$ ). A partir daí, foi obtido o parâmetro de degradação ( $t$ ) para cada furo, obtido no gráfico log do índice de degradação ( $\delta$ ) *versus* log do número de ciclos ( $N$ ), determinado como a inclinação da tendência observada. Nas Tabelas 5-11 e 5-12 podem ser vistos os valores de índice de degradação ( $\delta$ ) por ciclo, respectivamente para os Furos A e B. Nas Figuras 5-11 e 5-12 são apresentadas as curvas de índice de degradação *versus* número de ciclos, respectivamente para os Furos A e B.

Tabela 5-11 Índice de degradação por ciclo - Furo A

Ciclo -N	Índice Degradação - $\delta$
1	1,00
15	0,74
30	0,70
45	0,68
60	0,65
75	0,63
90	0,61
105	0,60
120	0,60
135	0,58
150	0,59
165	0,57
180	0,56
195	0,55
210	0,57
225	0,56
240	0,56
255	0,55
270	0,55
285	0,55
300	0,55

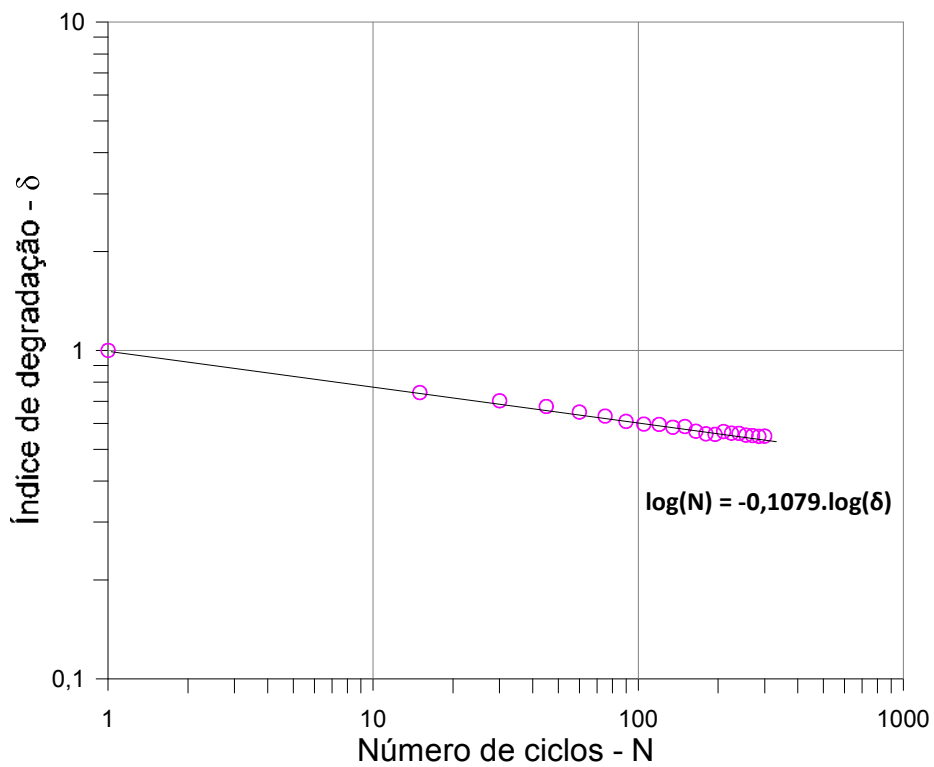


Figura 5-11 Índice de degradação *versus* número de ciclos, Furo A.

Para a amostra de solo do Furo A, o parâmetro de degradação (t) obtido é de 0,1079, e para a amostra do Furo B é de 0,074.

Tabela 5-12 Índice de degradação por ciclo - Furo B

<b>Ciclo - N</b>	<b>Índice Degradação - <math>\delta</math></b>
1	1,00
15	0,77
30	0,74
45	0,72
60	0,71
75	0,69
90	0,68
105	0,67
120	0,69
135	0,70
150	0,70
165	0,72
180	0,72
195	0,70
210	0,69
225	0,69
240	0,69
255	0,69
270	0,67
285	0,66
300	0,64

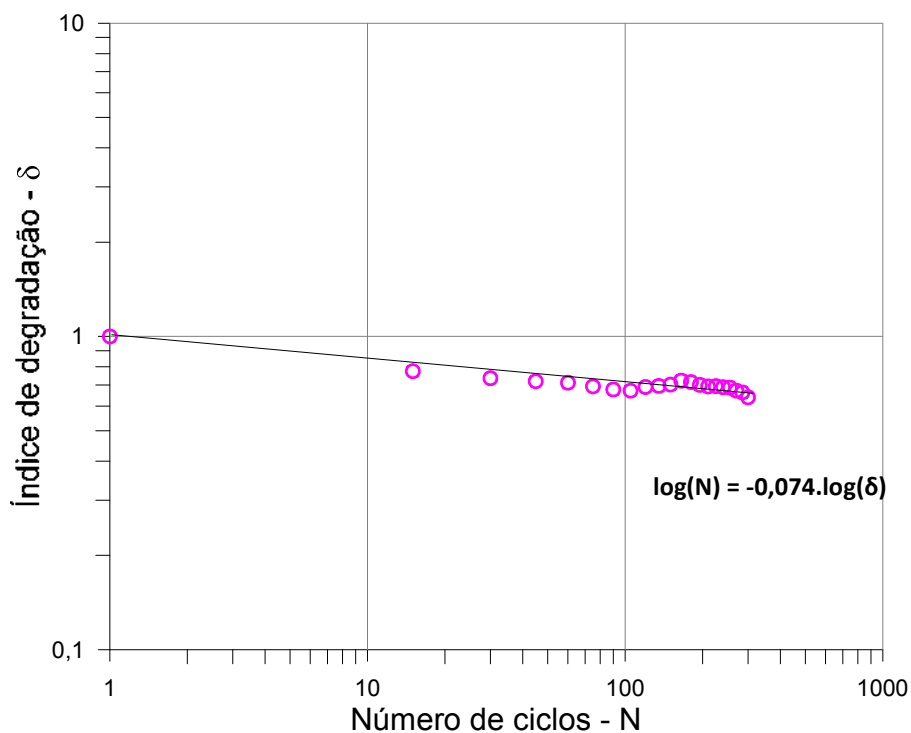


Figura 5-12 Índice de degradação *versus* número de ciclos, Furo B.

## 5.4 Ensaios monótonos

### 5.4.1 Comparação entre ensaios COPPE/UFRJ e laboratório externo

No presente item são comparados os resultados dos ensaios monótonos com velocidade padrão (5% de distorção angular por hora) realizados no laboratório da COPPE/UFRJ com os fornecidos pela empresa responsável pelo laboratório externo.

Os valores de  $S_u$  apresentados na Tabela 5-13 foram todos definidos pela autora a partir da observação das curvas tensão *versus* distorção apresentadas no Capítulo 4 para os referidos ensaios, sendo algo distintos dos empregados no laboratório externo definido pela empresa responsável.

Tabela 5-13 Resultados dos ensaios DSS monótonos.

Furo	Prof. CP (m)	Local de realização	Su (kPa)	W(%)
A	13,33	Laboratório externo	19,9	68,3
	13,36	Laboratório externo	22,4	72,1
	13,40	COPPE/UFRJ	18,2	90,9
B	11,41	COPPE/UFRJ	19,1	89,0
	16,41	Laboratório externo	24,4	73,7
	16,46	Laboratório externo	23,4	72,9

Em virtude da proximidade das profundidades dos ensaios DSS monótonos realizados na COPPE/UFRJ e no laboratório externo para o Furo A, os seus resultados são apresentados em conjunto nas Figuras 5-13 e 5-14, respectivamente tensão cisalhante *versus* distorção angular e poropressão *versus* distorção angular.

Já para os ensaios realizados no Furo B, primeiramente estes são apresentados em conjunto nas Figuras 5-15 e 5-16, e posteriormente, após normalizados seus valores de tensão cisalhante e poropressão pela tensão efetiva de campo, são apresentados nas Figuras 5-17 e 5-18.

Para o Furo A, segundo a Tabela 5-13, nota-se que o ensaio da COPPE/UFRJ apresenta valor de  $S_u$  em torno de 10% abaixo daqueles obtidos a partir das curvas dos ensaios externos.

Os valores de tensão cisalhante dos ensaios realizados em laboratório externo não apresentam uma boa sensibilidade, inclusive quando comparadas às curvas dos ensaios da COPPE/UFRJ. Isto pode ser devido a uma falta de sensibilidade da célula de carga utilizada ou um ajuste inadequado do sistema de aquisição de dados. Porém, este fato não chega a comprometer a configuração das curvas e consequente resultado dos ensaios.

Para o Furo B, as curvas normalizadas mostram uma boa concordância entre valores de resistência na ruptura para os três ensaios realizados nos dois laboratórios.

Outra observação a ser feita comparando curvas de tensão *versus* distorção angular entre os laboratórios diz respeito à rigidez para pequenas deformações. Observa-se nas curvas do laboratório externo valores menores de rigidez, indicando mesmo uma tendência distinta do restante do ensaio. Isto pode ser devido à existência de uma pequena folga

entre o corpo de prova e os anéis, ou ainda a uma falta de ajuste físico do equipamento, permitindo um deslocamento maior do que o esperado no início. Vale salientar que a montagem do corpo de prova no sistema de anéis justapostos representa processo que exige um ajuste muito fino.

Quanto às poropressões, tanto os ensaios do laboratório externo como os da COPPE/UFRJ, embora tenham apresentado valores e tendências semelhantes, ficam a desejar quanto à sensibilidade dos valores medidos, que está associada à sensibilidade do servo mecanismo empregado para manter a altura constante do corpo de prova.

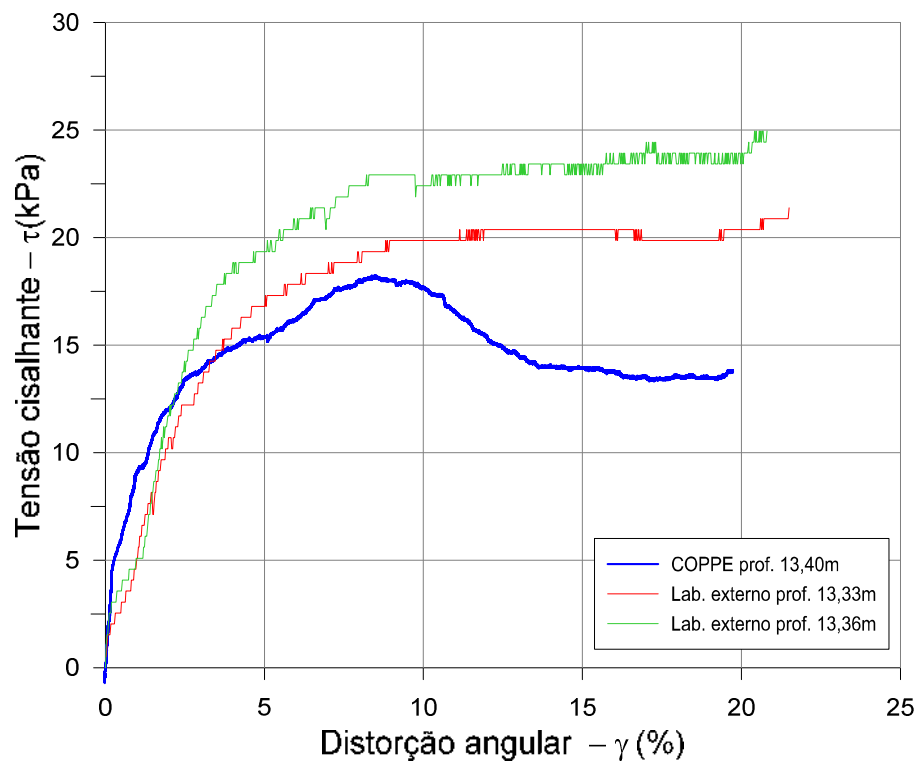


Figura 5-13 Tensão *versus* distorção angular dos ensaios monótonos do Furo A.

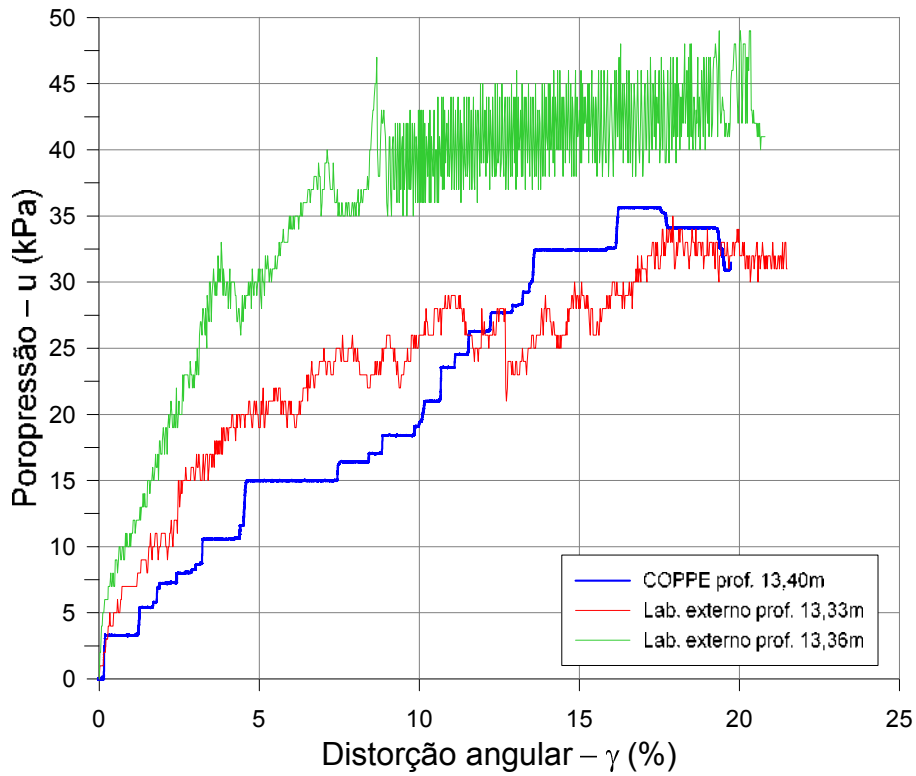


Figura 5-14 Poropressão *versus* distorção angular dos ensaios monótonos do Furo A.

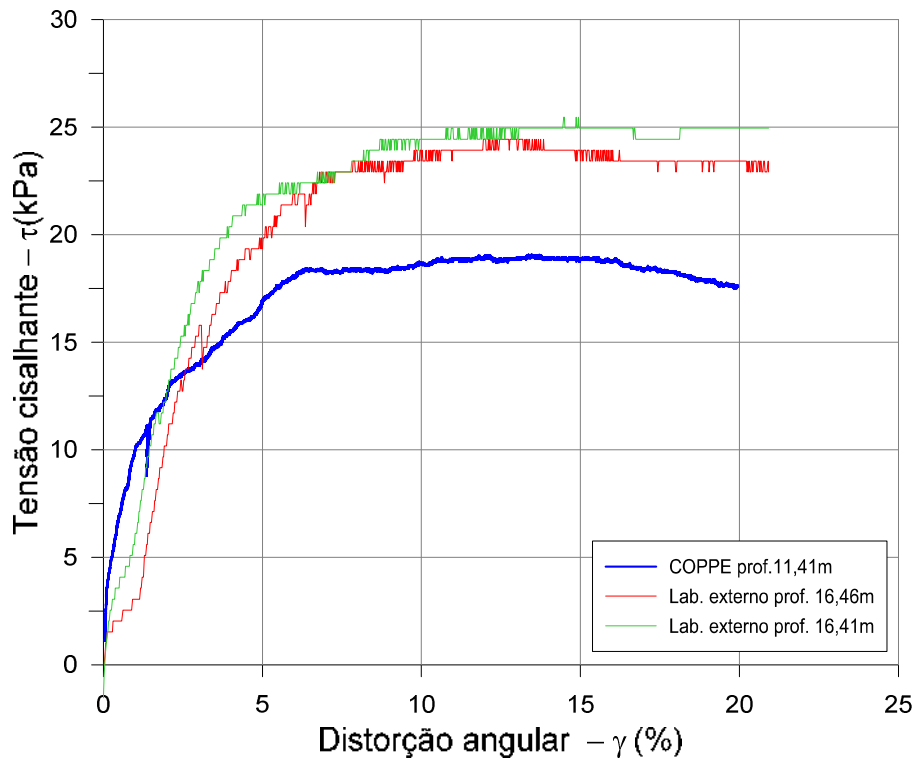


Figura 5-15 Tensão *versus* distorção angular dos ensaios monótonos do Furo B.



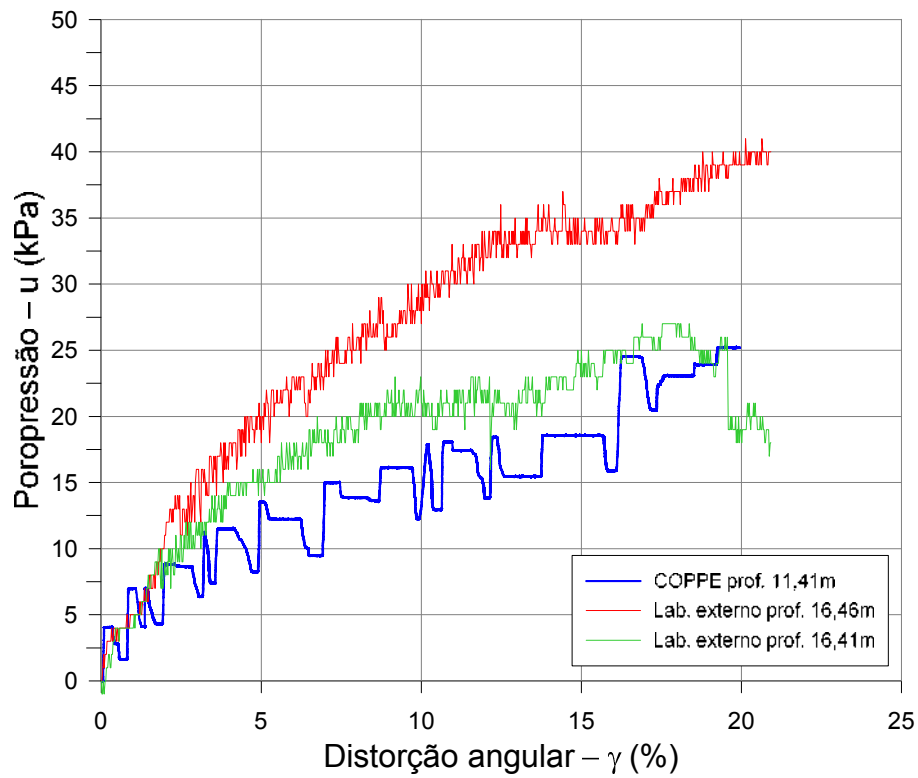


Figura 5-16 Poropressão *versus* distorção angular dos ensaios monótonos do Furo B.

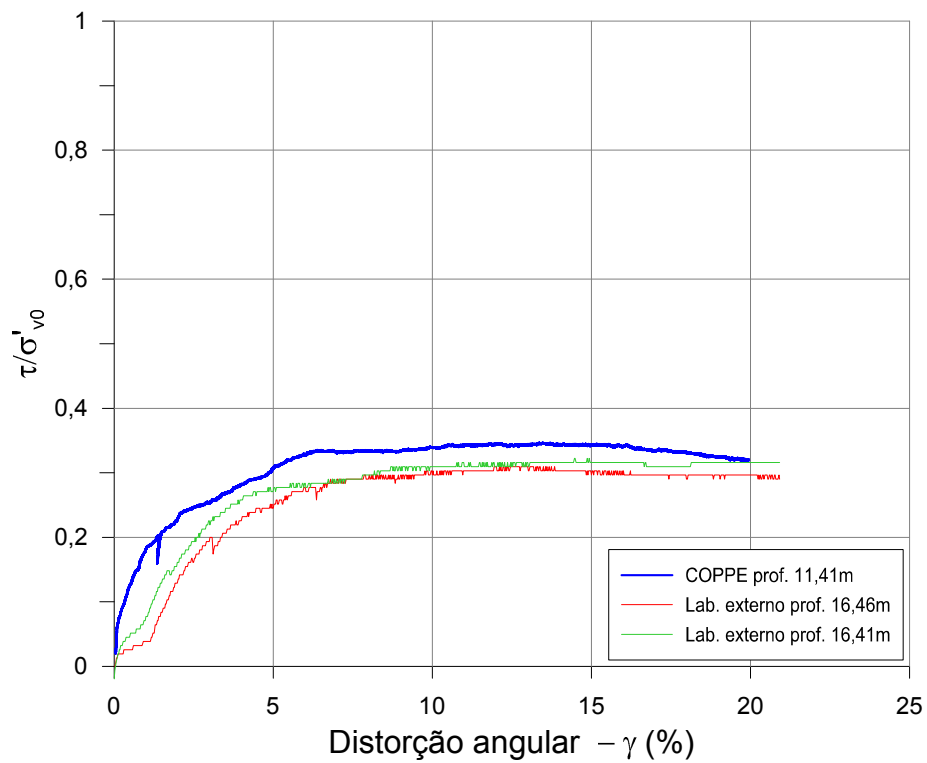


Figura 5-17 Tensão normalizada *versus* distorção angular dos ensaios monótonos do Furo B.

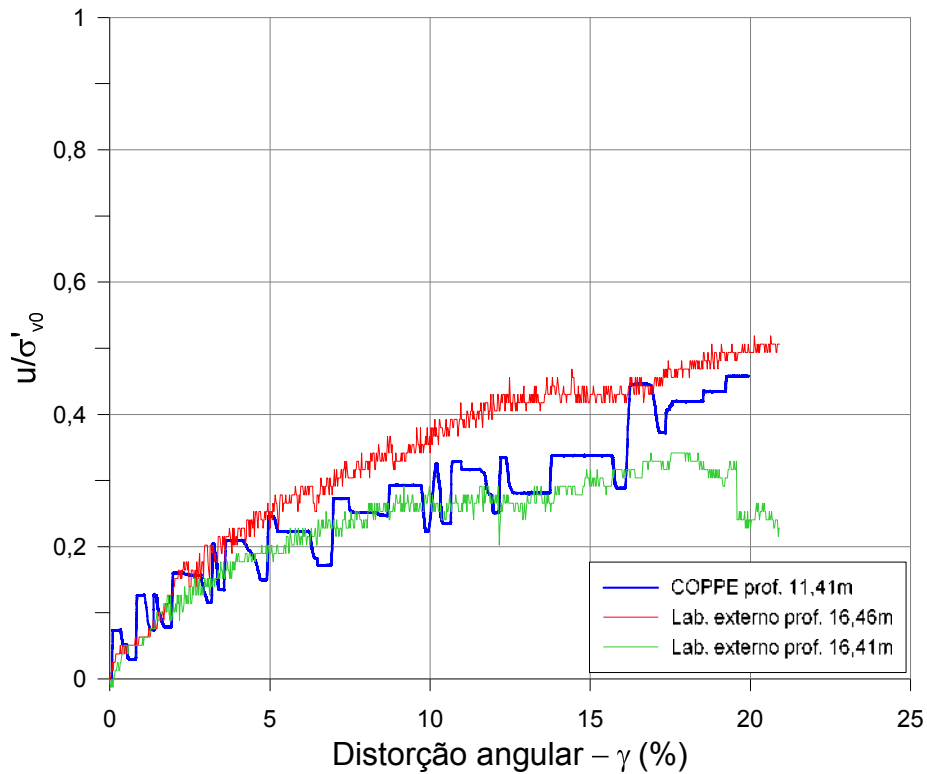


Figura 5-18 Poropressão normalizada *versus* distorção angular dos ensaios monótonos do Furo B.

#### 5.4.2 Efeito da velocidade

Conforme comentado anteriormente, no laboratório da COPPE/UFRJ foram realizados ensaios monótonos com velocidade padrão (distorção de 5% por hora), monótonos após ciclagem com velocidade também padrão e ensaios monótonos com velocidade de cisalhamento igual à utilizada no ensaio cíclico. Os resultados destes ensaios podem ser vistos nas Figuras 5-19 e 5-20, respectivamente para os Furos A e B, e o resumo na Tabela 5-14.

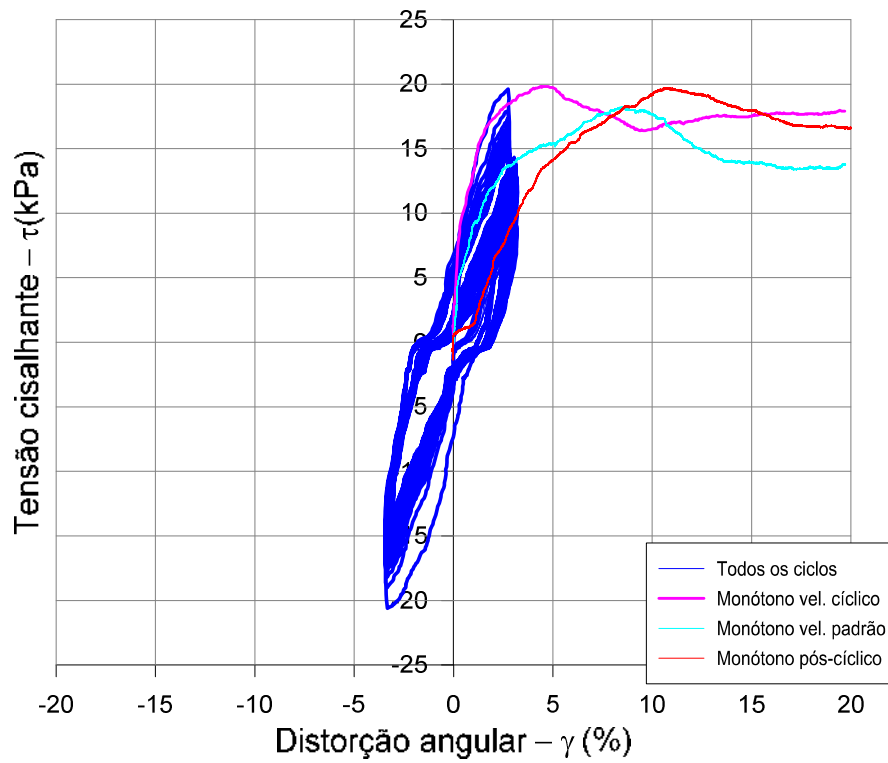


Figura 5-19 Tensão cisalhante *versus* distorção angular para os ensaios realizados no laboratório da COPPE/UFRJ - Furo A.

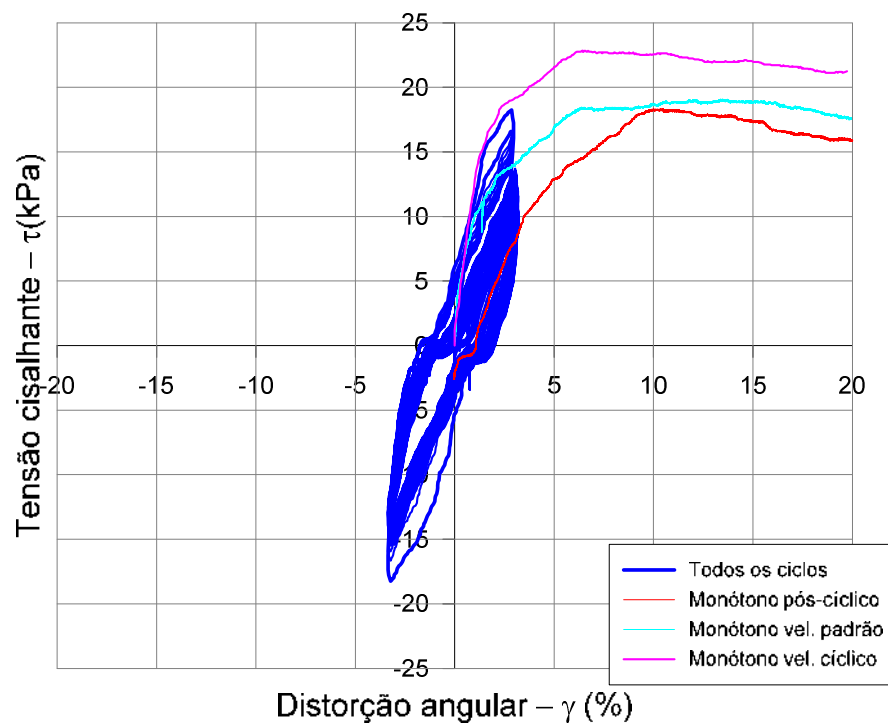


Figura 5-20 Tensão cisalhante *versus* distorção angular para os ensaios realizados no laboratório da COPPE/UFRJ - Furo B.

Tabela 5-14. Ensaio monótonos realizados na COPPE/UFRJ.

Furo	Prof. CP (m)	Tipo de Ensaio DSS	W(%)	Su (kPa)
A	13,40	monótono	90,9	18,2
	13,42	monótono pós-cíclico	66,8	19,7
	13,46	monótono velocidade cíclico	68,9	19,8
B	11,41	monótono	89,0	19,1
	11,33	monótono pós-cíclico	88,0	18,3
	11,37	monótono velocidade cíclico	87,1	22,8

Para o Furo A, o valor de resistência ao cisalhamento não drenada do solo resultante do ensaio monótono pós-cíclico se apresentou ligeiramente maior que aquele obtido no ensaio monótono padrão, ambos possuindo a mesma velocidade de cisalhamento. Esse comportamento pode ser atribuído ao fato de que a distorção utilizada de 3% para o cisalhamento do corpo de prova durante a ciclagem e a quantidade de 300 ciclos não foi suficiente para desestruturar o corpo de prova a ponto de reduzir sua resistência ao cisalhamento. Porém, além disso, vale observar que o teor de umidade do ensaio monótono com velocidade padrão do Furo A apresenta um teor de umidade elevado em relação ao ensaio monótono pós-cíclico, o que pode realmente levá-lo a ter uma resistência um pouco menor.

Já para o Furo B, há uma pequena diminuição da resistência não drenada obtida no ensaio pós-cíclico quando comparada ao ensaio monótono padrão, o que seria de se esperar após a realização de etapas de ciclagem. Entretanto, a redução é pequena, indicando que não houve desestruturação do corpo de prova decorrente do processo de ciclagem.

Comparando-se os resultados de resistência não drenada de ensaios monótonos padrão com os obtidos nos ensaios monótonos com velocidade de ensaio cíclico, pode-se notar um efeito da velocidade de cisalhamento nos valores resultantes.

Os valores de  $S_u$  obtidos nos ensaios com velocidade cíclica são maiores que os obtidos nos ensaios monótonos de velocidade padrão, para ambos os Furos A e B.

Segundo KOUMOTO & HOULSBY (2001), baseado nos dados de BERRE & BJERRUM (1973), VAID & CAMPANELLA (1977) E LEFEBVRE & LEBOEUF

(1987), a resistência não drenada aumenta em aproximadamente 10% para cada múltiplo de dez de aumento da velocidade de deformação (distorção para o caso do ensaio DSS) aplicada no cisalhamento.

Nos ensaios monótonos do Furo A, foram aplicadas as velocidades de distorção de 5%/hora para o ensaio padrão, e de 720%/hora para o ensaio com velocidade do ensaio cíclico, havendo uma razão de aproximadamente dois múltiplos de dez entre elas. Observando os resultados dos ensaios apresentados na Tabela 5-14 pode-se notar que houve um aumento de 8,8% no valor de  $S_u$ .

Já nos ensaios monótonos do Furo B, nos quais foram aplicadas as mesmas velocidades de distorção de 5%/hora para o ensaio padrão, e de 720%/hora para o ensaio com velocidade do ensaio cíclico, pode ser notado um aumento de 19,3% no valor de  $S_u$ . Assim, o efeito de velocidade foi mais pronunciado e mais próximo da literatura nos ensaios do Furo B.

Os ensaios monótonos fornecidos pelo laboratório externo foram realizados com uma única velocidade de cisalhamento, de 5% de distorção angular cisalhante por hora, não havendo portanto análise da influência da velocidade para seus ensaios.

### **5.4.3 Rigidez**

A partir dos resultados dos ensaios monótonos realizados para os Furos A e B, apresentados graficamente no item anterior, puderam ser obtidos os valores do módulo cisalhante do solo ( $G$ ), bem como calculados os respectivos valores de índices de rigidez ( $I_r$ ).

Os valores do índice de rigidez foram calculados a partir da equação (5.1), sendo o valor de  $G$  utilizado no cálculo o módulo cisalhante a 50% do valor de ruptura.

$$I_r = \frac{G}{S_u} \quad (5.1)$$

Na Tabela 5-15 podem ser vistos os valores de resistência não drenada na ruptura ( $S_u$ ), módulo cisalhante do solo ( $G$ ) e índice de rigidez ( $I_r$ ) de cada ensaio monótono realizado no laboratório da COPPE/UFRJ.

Tabela 5-15 Valores de  $G$  e  $I_r$  dos ensaios monótonos realizados na COPPE/UFRJ.

Furo	Prof. CP (m)	Tipo de Ensaio DSS	W(%)	$S_u$ (kPa)	$G$ (kPa)	$I_r$
A	13,4	monótono	90,9	18,2	892	49
	13,42	monótono pós-cíclico	66,8	19,7	336	16
	13,46	monótono velocidade cíclico	68,9	19,8	2152	109
B	11,41	monótono	89	19,1	869	46
	11,33	monótono pós-cíclico	88	18,3	316	17
	11,37	monótono velocidade cíclico	87,1	22,8	1295	57

Como pode ser observado, o índice de rigidez é maior para o ensaio monótono do que para o ensaio monótono pós-cíclico, ou seja, há alguma desestruturação do corpo de prova. Cabe salientar que o cálculo de  $G$  para o ensaio pós-cíclico não é trivial, uma vez que a curva tensão cisalhante *versus* distorção angular não parte da origem. Além disso, tais curvas mostram uma pequena anomalia em seu início, a qual também acaba por se refletir no valor de índice de rigidez calculado.

Para os ensaios monótonos dos Furos A e B realizados com velocidade de ensaio cíclico, podem ser observados valores de índice de rigidez bem maiores quando comparados aos valores referentes aos ensaios monótonos realizados com velocidade padrão. Este fato pode ser explicado devido ao efeito de viscosidade, pois quanto maior a velocidade do ensaio, maior será a resistência viscosa, conforme visto anteriormente.

Com relação à distorção angular de ruptura, pode-se perceber, através da observação das figuras apresentadas no item anterior, que seus valores são menores para os ensaios monótonos com velocidade do ensaio cíclico se comparados aos ensaios padrão, os quais por sua vez apresentam valores de distorção menores que nos ensaios pós-cíclicos. Isto ocorreu para ambos os Furos, A e B.

Para o furo A, verifica-se que o valor máximo de tensão cisalhante do primeiro ciclo do ensaio cíclico é praticamente o mesmo do ensaio monótono realizado no mesmo corpo de prova após o ensaio cíclico, o qual também é aproximadamente o mesmo do ensaio

monótono realizado com a mesma velocidade do cíclico, porém, as distorções angulares, conforme comentado anteriormente, são diferentes.

Observa-se que as distorções angulares na ruptura tanto do Furo A, quanto do Furo B, foram praticamente as mesmas para cada tipo de ensaio, ou seja, para os ensaios monótonos realizados após a ciclagem aproximadamente 10,5%, para ensaios sem ciclagem aproximadamente 8% e nos ensaios com velocidade do ensaio cíclico, na média de 5%.

Para os ensaios externos, já com os valores de tensão de ruptura definidos pela autora, foram também calculados os valores do módulo cisalhante e dos índices de rigidez (Tabela 5-16).

Tabela 5-16 Valores de G e  $I_r$  dos ensaios monótonos realizados por laboratório externo.

Furo	Prof. de ensaio (m)	$S_u$ (kPa)	G	$I_r$
A	13,33	19,9	523	26
	13,36	22,4	589	26
B	16,41	24,4	630	26
	16,46	23,4	532	23

Os valores de módulo cisalhante e principalmente de índices de rigidez obtidos nas amostras dos Furos A e B nos ensaios realizados por laboratório externo apresentam-se bastante próximos. Porém, quando comparados aos obtidos nos ensaios da COPPE, apresentam-se com valores inferiores, podendo ser devido ao problema no início do ensaio comentado anteriormente.

#### 5.4.4 Tendência da poropressão gerada

A partir das curvas de geração de poropressão dos ensaios monótonos apresentados, tanto os realizados na COPPE/UFRJ, quanto em laboratório externo, nota-se que há uma geração de excesso de poropressão positivo durante o cisalhamento dos ensaios realizados sem prévia ciclagem, tanto os realizados com velocidade padrão como com os com velocidade do ensaio cíclico realizados pela COPPE/UFRJ.

Já para os ensaios monótonos pós-cíclicos, é observada uma tendência de geração de excesso de poropressão negativo, ou seja, uma variação negativa em relação à etapa anterior (último ciclo do ensaio DSS cíclico). Isto ocorre pois, na etapa anterior de execução de ciclos, há um descarregamento do solo caracterizado pela diminuição da tensão efetiva, atuando como se fosse um sobreadensamento. Portanto, quando o solo é novamente cisalhado, após o cisalhamento cíclico, ele tende a expandir, como um solo sobreadensado (ANDERSEN, 1975, ver Figuras 4-26 e 4-34).

### **5.5 Comparações entre ensaios de tensão controlada e de velocidade de distorção angular controlada**

Conforme visto anteriormente, os ensaios realizados no laboratório da COPPE/UFRJ são do tipo “distorção angular controlada” enquanto os ensaios realizados em laboratório externo são do tipo “tensão controlada”.

A fim de se comparar os resultados dos ensaios do tipo “tensão controlada” com aqueles do tipo “distorção angular controlada”, foram utilizados os resultados do Furo B, tendo-se empregado apenas ensaios com tensão média igual nula.

A comparação é ilustrada na Figura 5-21, na qual a tensão cíclica normalizada é traçada *versus* o número de ciclos.

Na Figura 5-21 estão plotados os contornos de distorção angular construídos a partir dos ensaios de tensão controlada e a curva de distorção angular medida no ensaio de “distorção angular controlada”. Dos ensaios “tensão controlada” foram utilizados alguns pontos notáveis de tensão e de número de ciclos para a construção de cada curva.



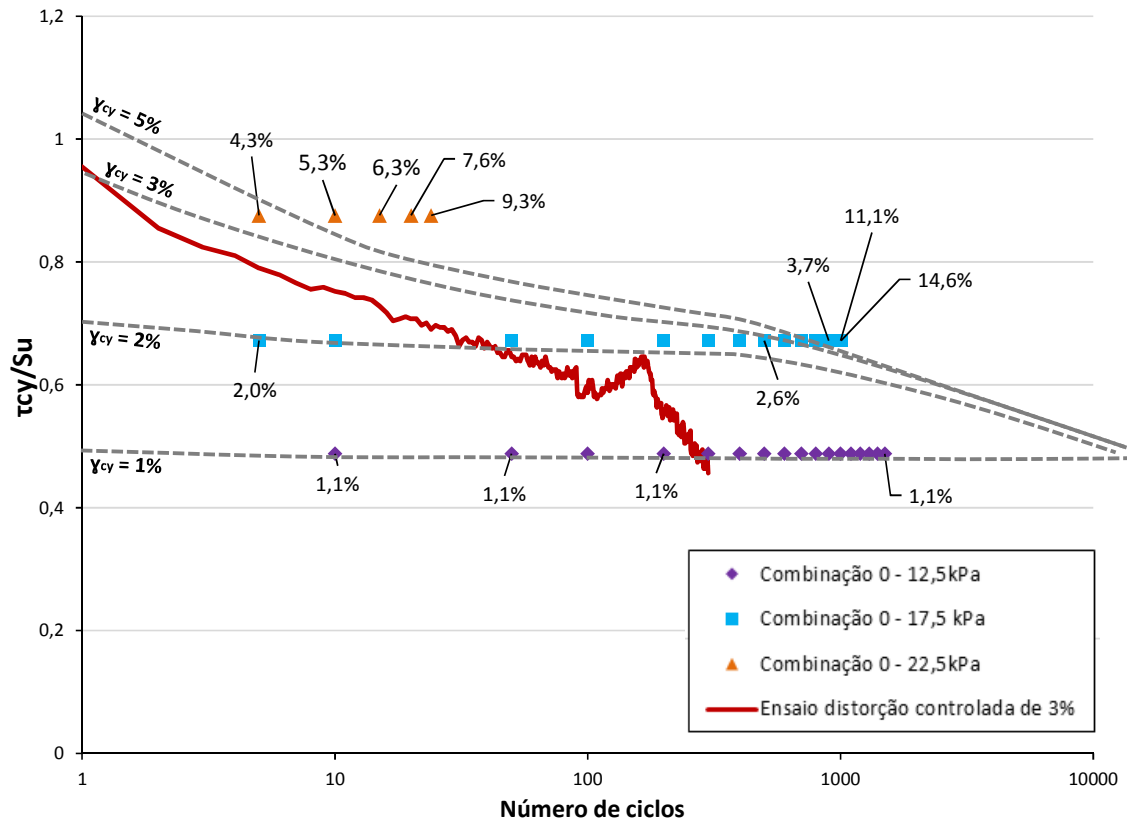


Figura 5-21 Resultado de ensaio "distorção angular controlada" plotado com as curvas de distorção obtidas de ensaios tipo "tensão controlada"- Furo B.

Apesar das curvas terem sido construídas de maneira aproximada, é possível notar que há uma diferença significativa entre os ensaios tipo “distorção angular controlada” e “tensão controlada”.

Em um ensaio tipo “distorção angular controlada”, a curva de distorção possui uma inclinação maior do que as obtidas dos ensaios tipo “tensão controlada”. Isto ocorre pois para um ensaio do tipo “tensão controlada”, o solo, para atingir a distorção angular de 3%, sofreu distorções menores nos ciclos anteriores, uma vez que as distorções vão aumentando ao longo dos ciclos, diferentemente do que ocorre no ensaio “distorção angular controlada” onde o solo foi submetido a uma distorção angular de 3% em todos os seus ciclos.

Assim sendo, as amostras de solo aqui analisadas sofreram maior degradação de sua estrutura quando submetidas ao ensaio tipo “distorção angular controlada” do que quando submetidas ao ensaio tipo “tensão controlada” (ANDERSEN, 2015).

Uma crítica que poderia ser feita diz respeito às diferenças de velocidade entre os ensaios de tensão controlada e “distorção angular controlada”. Entretanto, mesmo com essa diferença, o comportamento esperado foi verificado.

Cabe salientar que o caso do Furo A não foi traçado em função de não se ter conseguido uma tendência coerente, talvez em função do pequeno número de ciclos para se atingir a ruptura no Furo A, como anteriormente comentado.

## 6 RESUMO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 6.1 Resumo e conclusões

Amostras obtidas de amostrador *Jumbo Piston Corer*, extraídas em um campo experimental *offshore* brasileiro, foram utilizadas para a realização de ensaios cíclicos de cisalhamento simples (“direct simple shear, DSS”). Os ensaios foram de dois tipos: tensão controlada e “distorção angular controlada” (velocidade de distorção angular controlada). Os ensaios de tensão controlada foram realizados por uma empresa externa em seu laboratório, envolvendo tensões cisalhantes médias nulas e parcelas da resistência ao cisalhamento não drenada. Várias combinações de tensão cisalhante média e cíclica foram empregadas.

Os ensaios de “distorção angular controlada” foram realizados no Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares, um dos Laboratórios de Geotecnia Prof. Jacques de Medina, do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, com tensões cisalhantes médias nulas. As distorções angulares máximas nesses ensaios foram de 3%.

Os corpos de prova utilizados para os ensaios na COPPE/UFRJ foram provenientes dos mesmos tubos amostradores utilizados nos ensaios efetuados no laboratório externo. A avaliação da qualidade dos corpos de prova ensaiados na COPPE/UFRJ foi levada a efeito com o emprego do critério de LUNNE *et al.* (1997), tendo-se obtido a classificação muito pobre a pobre, o que de certa forma era esperado, em função de emprego de amostrador tipo gravidade. Empregaram-se também *Bender elements* para determinar a velocidade de propagação da onda cisalhante,  $v_s$ , nos corpos de prova. Entretanto a falta de referência dos valores de  $v_s$  de campo para comparação ocasionou a necessidade de se empregarem correlações genéricas de valores de  $v_s$  com os resultados de  $q_t$  ensaios de cone. Chegou-se a uma classificação razoável a boa, que não é condizente com a classificação de LUNNE *et al.* (1997a) nem com a simples observação das curvas de compressão dos ensaios de adensamento. Conclui-se ser necessária a realização de ensaios sísmicos de campo para se avaliar a qualidade da amostra a partir da velocidade de propagação da onda cisalhante.

Tanto nos casos dos ensaios “tensão controlada” como “distorção angular controlada” houve casos de comportamento não simétrico onde a tensão média ou a distorção angular média era nula, o que foi atribuído a pequenas variações de tensão máxima ou distorção angular máxima em cada ciclo, as quais, acumuladas, acabam por ocasionar a mencionada assimetria.

Diagramas de contorno foram traçados a partir dos ensaios de tensão controlada, que forneceram tendências semelhantes às encontradas na literatura internacional.

Os ensaios de tensão controlada realizados no furo A romperam com um número muito menor de ciclos do que no Furo B. O fato foi atribuído à interpretação dos resultados de ensaios DSS monótonos no caso do Furo A. Conclui-se que é fundamental dispor-se de ensaios de referência de DSS monótonos com extrema confiabilidade.

Os ensaios de carregamento monótono realizados nos dois laboratórios foram comparados. Os valores da resistência não drenada foram semelhantes, mas os valores de módulo cisalhante dos ensaios realizados na COPPE/UFRJ foram maiores, que foi decorrente de deformações iniciais elevadas verificadas no laboratório comercial, o que foi atribuído à existência de uma pequena folga entre o corpo de prova e os anéis, ou ainda a uma falta de ajuste físico do equipamento, permitindo um deslocamento maior do que o esperado no início.

Ensaio de carregamento monótono realizados em amostras previamente cicladas foram também realizados na COPPE/UFRJ. O comportamento pré e pós ciclagem foi analisado, tendo-se concluído que a desestruturação dos corpos de prova nos ensaios cíclicos de “distorção angular controlada” foi muito pequena, e verificada apenas no índice de rigidez e não na resistência não drenada.

O efeito de velocidade foi verificado através da comparação entre os ensaios monótonos realizados com velocidade padrão e velocidade empregada no ensaio cíclico.

A geração de excesso poropressão foi positiva em todos os ensaios monótonos, exceto nos ensaios pós-cíclicos, em função do descarregamento gerado pela ciclagem, que gera um efeito semelhante a um sobreadensamento. Nesses casos a variação do excesso de poropressão é negativa em relação à última etapa de cisalhamento cíclico.

Uma comparação entre ensaios de tensão controlada e “distorção angular controlada” em um gráfico tensão cíclica *versus* número de ciclos permitiu constatar que, em um ensaio tipo “distorção angular controlada”, a curva de distorção possui uma inclinação maior do que as obtidas dos ensaios tipo “tensão controlada”. Isto ocorre pois para um ensaio do tipo “tensão controlada”, o solo, para atingir a distorção angular de 3%, sofreu distorções menores nos ciclos anteriores, uma vez que as distorções vão aumentando ao longo dos ciclos, diferentemente do que ocorre no ensaio “distorção angular controlada” onde o solo foi submetido a uma distorção angular de 3% em todos os seus ciclos.

## **6.2 Sugestões para pesquisas futuras**

Verificar os comportamentos mencionados na presente pesquisa em amostras de boa a excelente qualidade.

Verificar os comportamentos mencionados na presente pesquisa em amostras completamente amolgadas. Comparar esse comportamento com amostras adensadas para tensões muito acima das tensões existentes *in situ*.

Utilizar outras distorções angulares máximas em ensaios de “distorção controlada” maiores que 3%, de modo a provocar a ruptura.

Realizar mais combinações de tensões médias e cíclicas em ensaios de tensão controlada, de modo a se ter diagramas de contorno mais bem definidos.

Realizar ensaios semelhantes aos realizados na presente pesquisa em equipamentos distintos, inclusive com o emprego de membrana reforçada.

Realizar ensaios triaxiais cíclicos de compressão e extensão seguindo os mesmos moldes do realizado na presente pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDERSEN, K.H. “*Cyclic clay data for foundation design of structures subjected to wave loading*”. Keynote Lecture, International Conference on Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Alemanha, 31.3-2.4, p.371-387, 2004.

ANDERSEN, K.H. “*Cyclic soil parameters for offshore foundation design*”. Third ISSMGE McClelland Lecture. Frontiers in Offshore Geotechnics III – Volume 1, Oslo, 2015.

ANDERSEN, K.H., FOSS, I., DAHLBERG, R. “*Research Project, Repeated Loading on Clay – Summary and Interpretation of Test Results*”. Norwegian Geotechnical Institute Report, n°74037-9, 1 ed. Oslo, Noruega, 1975.

ANDERSEN, K.H., HANSTEEN, O.E., HØEG, K., PRÉVOST, J.H. “*Soil deformations due to cyclic loads on offshore structures*”. Norwegian Geotechnical Institute - Publication 120, Oslo, 1978.

ANDERSEN, K.H.. Comunicação pessoal a F.DANZIGER e G. JANNUZZI, 2017.

ANDERSEN, K.H.; KLEVEN, A.; HEIEN, D. “*Cyclic soil data for design of gravity structures*”, Norwegian Geotechnical Institute - Publication 175. Oslo, 1988.

ANDERSEN, K.H.; LAURITZSEN, R. “*Bearing capacity for foundations with cyclic loads*”. Norwegian Geotechnical Institute - Publication 175. Oslo, 1988.

BERRE, T.; BJERRUM, L. “*Shear strength of normally consolidated clays*”. Proceedings of the 8th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 1, Moscow, p. 39-49, 1973.

BJERRUM, L. “*Geotechnical properties of Norwegian marine clays*”. Geotechnique N. 4, pp. 49-69, 1954.

BJERRUM, L., LANDVA, A. “*Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay*”. Géotechnique, v. 16(1), p. 1-20, 1966.

CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., ROBERTSON, P.K., 1982. “*Pore pressures during cone penetration testing*”. Proc., 2nd ESOPT, Amsterdam, Vol. 2, p. 507-512, 1982.

CORE CATCHER. Disponível em <<http://www.gouda-geo.com/products/spt-dpt-equipment/soil-sampling-tubes/soil-sampling-tubes-closed-with-liner.>> Acesso em: 20 de março de 2017.

COSTA, A. M., AMARAL, C. S. “*Relatório Interpretativo dos Dados Geomecânicos de Bordo Obtidos em Águas Profundas na Campanha de Investigação Geotécnica Realizada pelo Navio “M/S” – Bucentaur*”. Rio de Janeiro, 1992 – Confidencial.

DANZIGER, F. A. B. “*Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaio de piezocone: aplicação a argilas moles*”. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.

DYVIK, R., MADSHUS, C. “*Lab measurements of Gmax using bender elements*”. Proc. ASCE, Recent Advances in Instrumentation Data Acquisition and Testing in Soil Dynamics, p. 86-101, 1985.

DYVIK, R., BERRE, T., LACASSE, S., RAADIM, B. “*Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests*”. Géotechnique, v. 37, No 1, p. 3-10, 1987.

IDRISS, I. M., DOBRY, R., SINGH, R.D. “*Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading*”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 104, No. GT12, p.1427 - 1447, 1978.

ISO 22476-1. “*Geotechnical investigation and testing – Field testing*”. International Organization for Standardization, Setembro, 2012.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T., and LANCELLOTTA, R. “*New developments in field and laboratory testing of soils*”. Proceedings, 11th, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, p. 57–153, San Francisco, 1985.

JANNUZZI, G.M.F. “*Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológico-geotécnica da argila mole de Sarapuú II*”. Tese de D.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.

KJELLMAN, W. “*Testing the shear strenght of clay in Sweden*”. Geotechnique 2, No.3, p. 225-232, 1951.

KOUMOTO, T.; HOUSLBY, G.T. “*Theory and practice of the fall cone*”. Géotechnique, volume 51, n.8, p. 701-712, 2001.

LANDON, M.M., DEGROOT, D.J., SHEAHAN, T.C. “*Non-destructive sample quality assessment using shear wave velocity*”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007.

LARSSON, R. “*Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays*”. Canadian Geotechnical Journal, N.2, 1980.

LEFEBVRE, G.; LEBOEUF, D. “*Rate effects and cyclic loading of sensitive clays*”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 113, No. 5, 476-489, 1987.

LUNNE, T., BERRE, T., STRANDVIK, S. “*Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay*”, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, COPPE/UFRJ, p. 81-102, Rio de Janeiro, 1997a.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K., POWELL, J.J.M. “*Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*”. 1 ed. Nova Iorque, EF Spon/Routledge Publishers, 1997b.

MARTINS, I.S.M. Comunicação pessoal a G. JANNUZZI, 2012.

MARTINS, I.S.M. Comunicação pessoal a M. SÁ, 2016.

MAYNE, P.W. “*Cone Penetration Testing state-of-practice*”. Transportation Research Board Synthesis Study, NCHRP Project 20-05, Topic 37-14, 2007.

McGEARY, D.F.R., DAMUTH J.E. “*Postglacial Iron-Rich Crusts in Hemipelagic Deep-Sea Sediment*”, Geological Society of America Bulletin, vol. 84, p.1201-1212, 1973.

OCHI, V.T. “*Investigações geotécnicas aplicadas a projetos de dutos submarinos em solos moles*”. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2014.



PISTON CORER. Disponível em: < <http://www.whoie.edu/instruments/viewInstrument.do?id=8087>>. Acesso em: 31 de janeiro de 2017.

ROSCOE, K. H. “*An apparatus for the application of simple shear to soil sample*”. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, Zur, volume 1, p.186-191, 1953.

SÁ, M.R.T. “*Ensaio de Cisalhamento Simples (DSS) Cíclico na argila mole de Sarapuí II*”. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2016.

SENNESET, K., JANBU, N. “*Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests*”. Proc. of the Symp. on Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements. ASTM 04-883000-38, San Diego, p. 41-54, 1984.

SKEMPTON, A. W. “*A possible relationship between true cohesion and the mineralogy of clays*”. Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 7, p. 45–46, Rotterdam, 1948.

SKEMPTON, A. W. “*The colloidal “activity” of clays*”. Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich vol. 1, p. 57–61, 1953.

TAYLOR, D. W., 1953. “*A direct shear test with drainage control*”. American Society for Testing Materials, Special Technical Publication 131, p. 63-74, 1953.

TORVANE. Disponível em: < [http://www.solotest.com.br/novo/produtos/vane-tester-portatil-\(torvane\)-/3.537.003](http://www.solotest.com.br/novo/produtos/vane-tester-portatil-(torvane)-/3.537.003)>. Acesso em: 30 de março de 2017.

VAID, Y. P.; CAMPANELLA, R. G. “*Time-dependent behavior of undisturbed clay*”. Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE 103, No. GT7, p. 693-709, 1977.

VUCETIC, M., DOBRY, R. “*Effect of soil plasticity on cyclic response*”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 117, No GT1, p.89 - 107, 1991.

**ANEXO 1 – Resultados dos ensaios DSS cíclico  
de tensão controlada.**

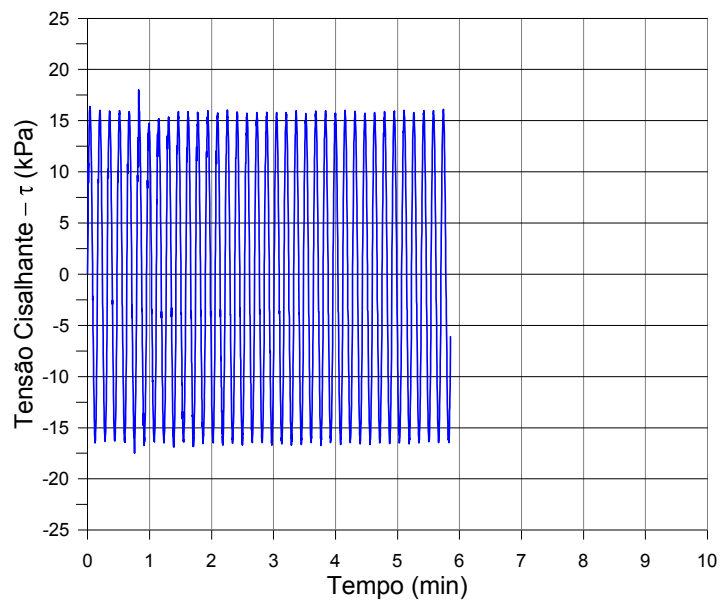
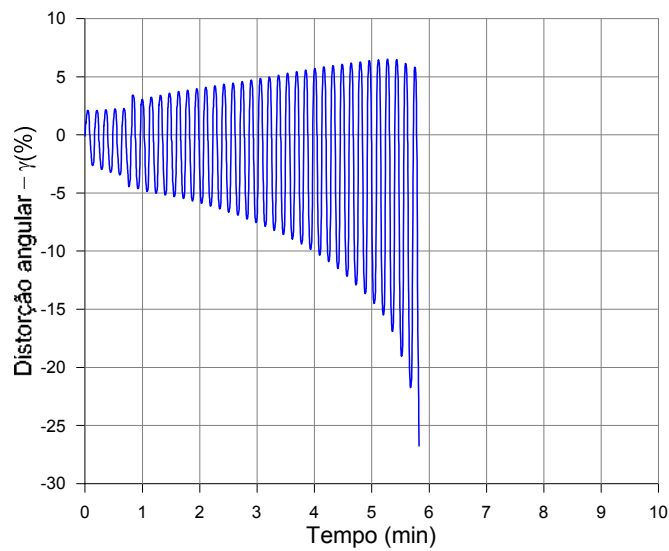
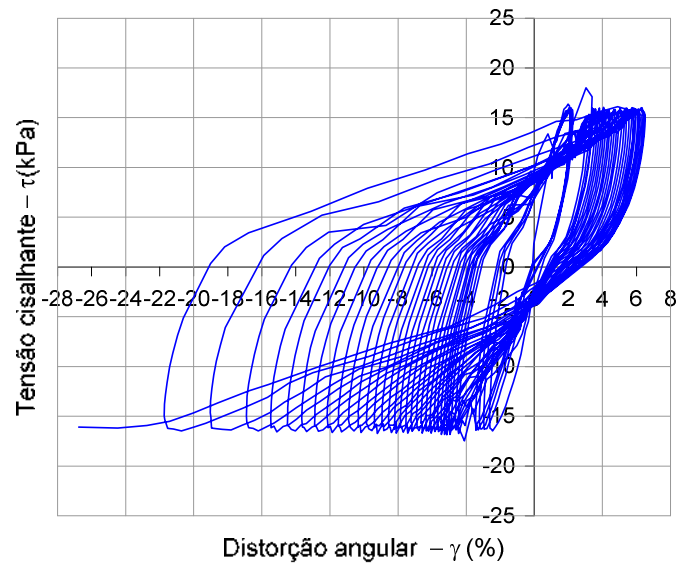


Figura A1-1 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=16,2$  - Furo A.

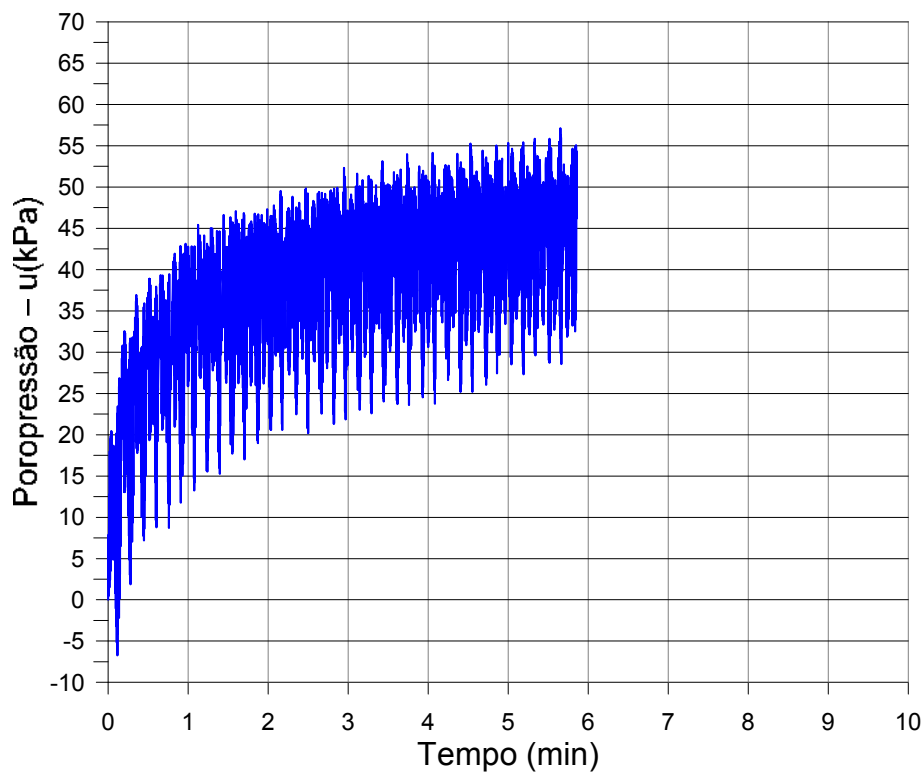
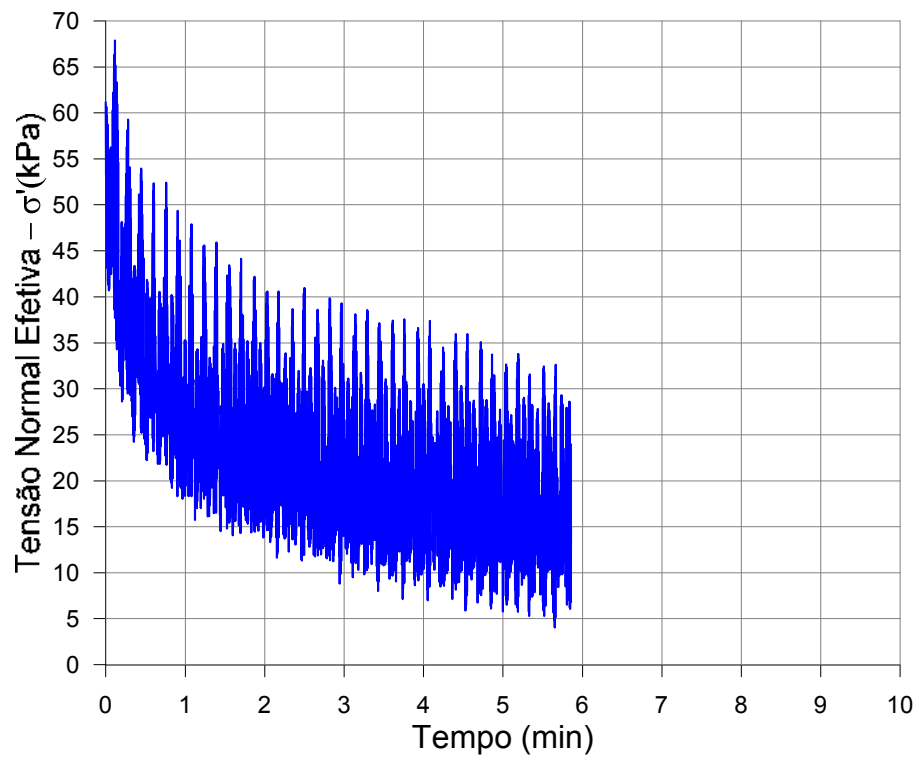


Figura A1-2 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=16,2$  - Furo A.

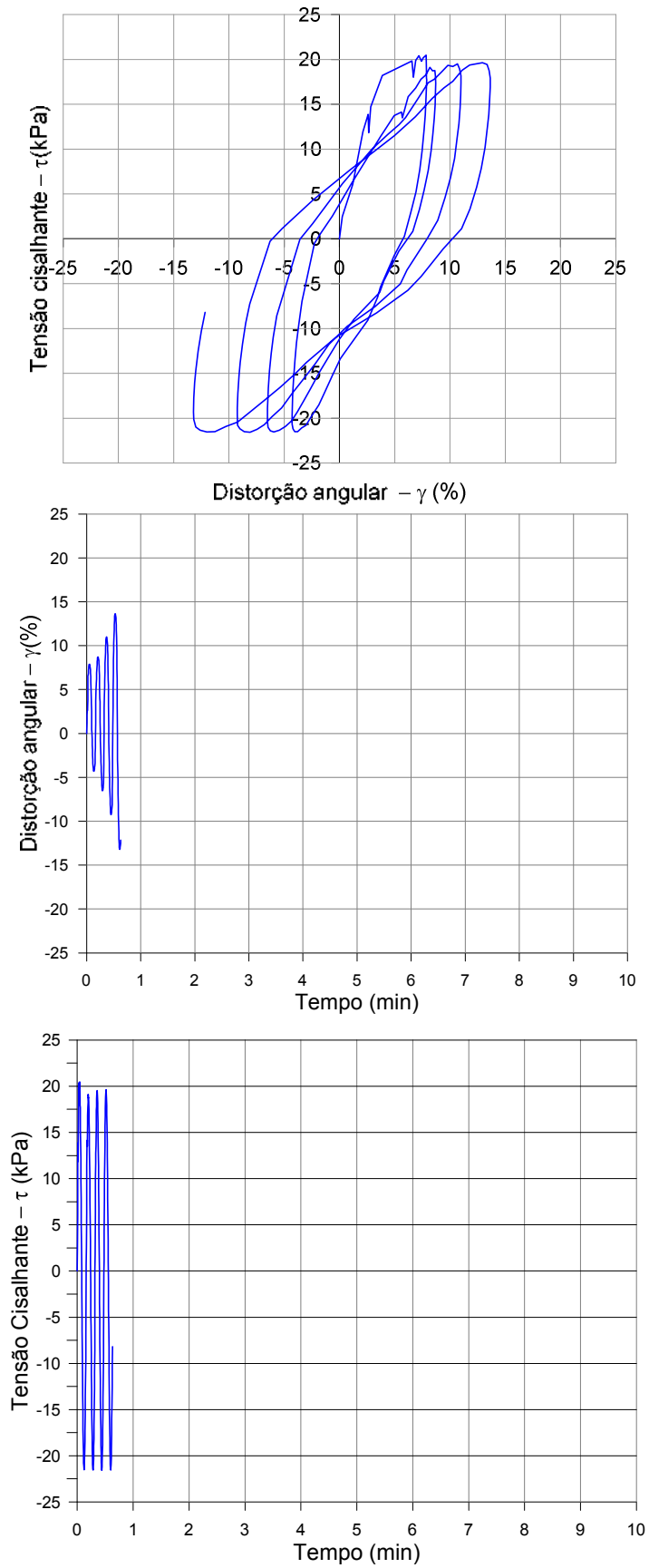


Figura A1-3 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=20,9$  - Furo A.

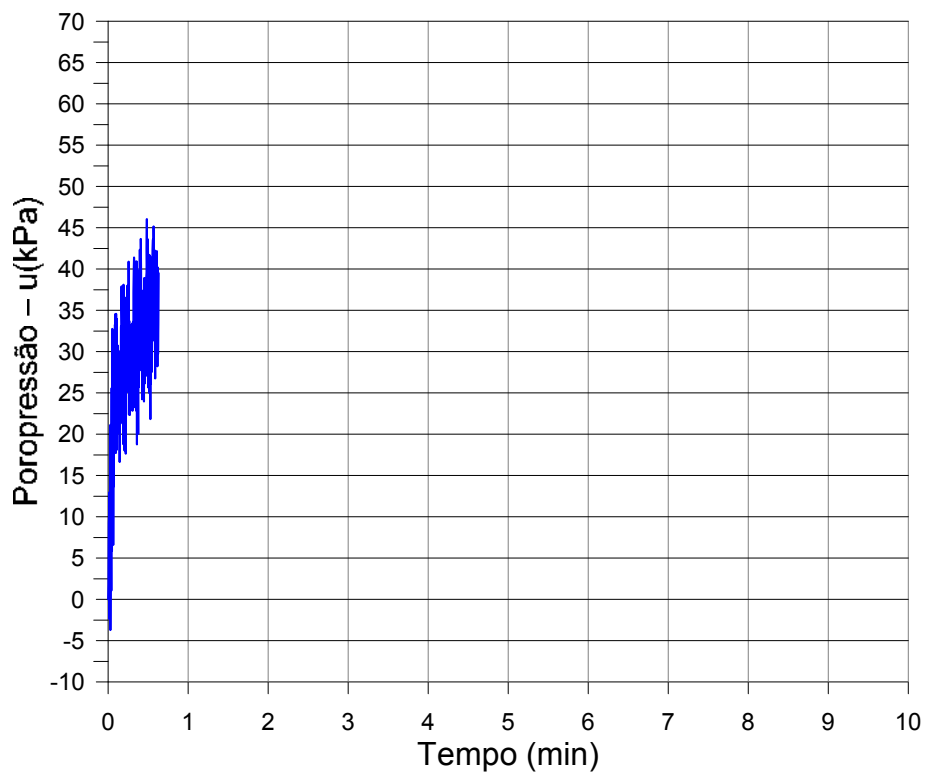
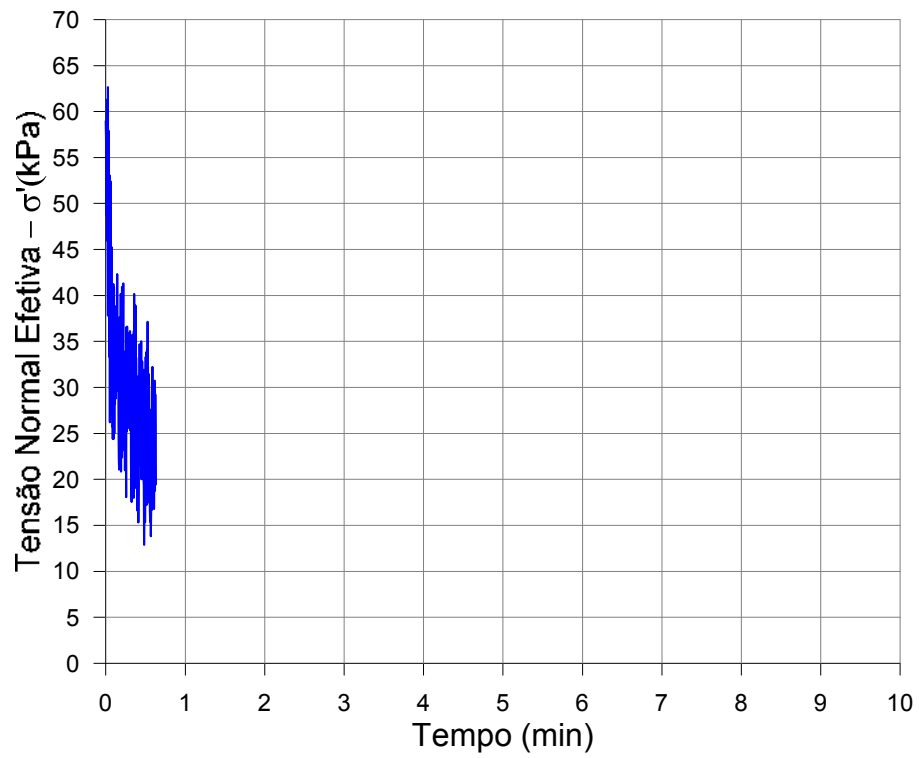


Figura A1-4 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=20,9$  - Furo A.

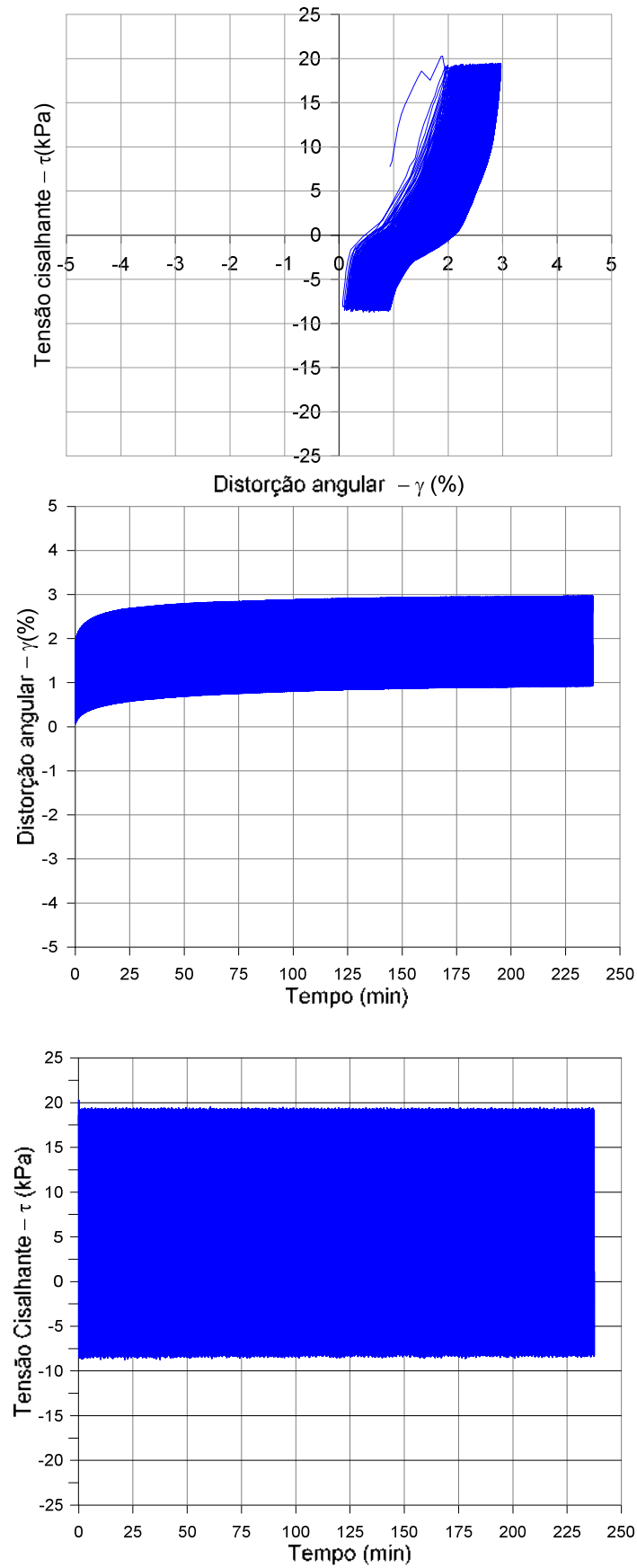


Figura A1-5 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=5,8$  e  $\tau_{cy}=13,9$  - Furo A.

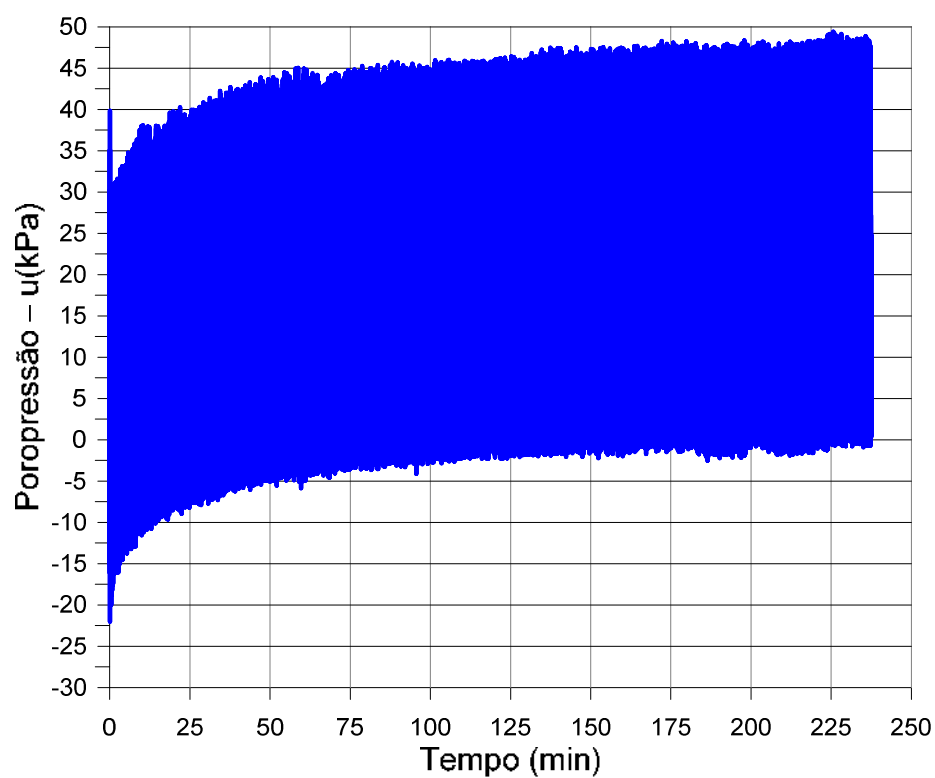
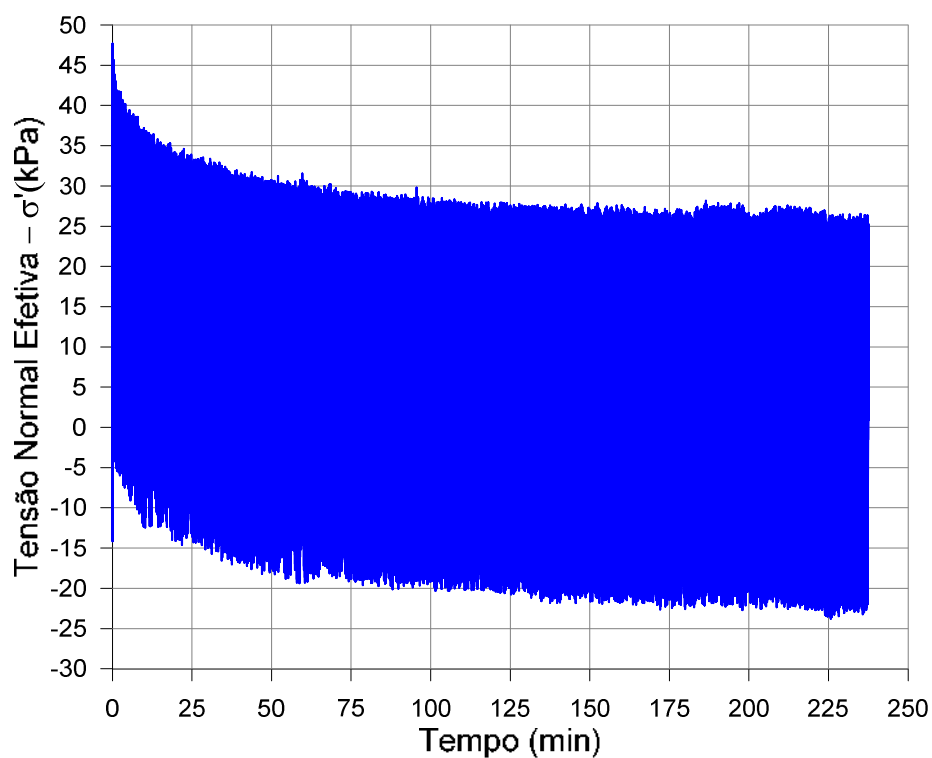


Figura A1-6 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=5,8$  e  $\tau_{cy}=13,9$  - Furo A.



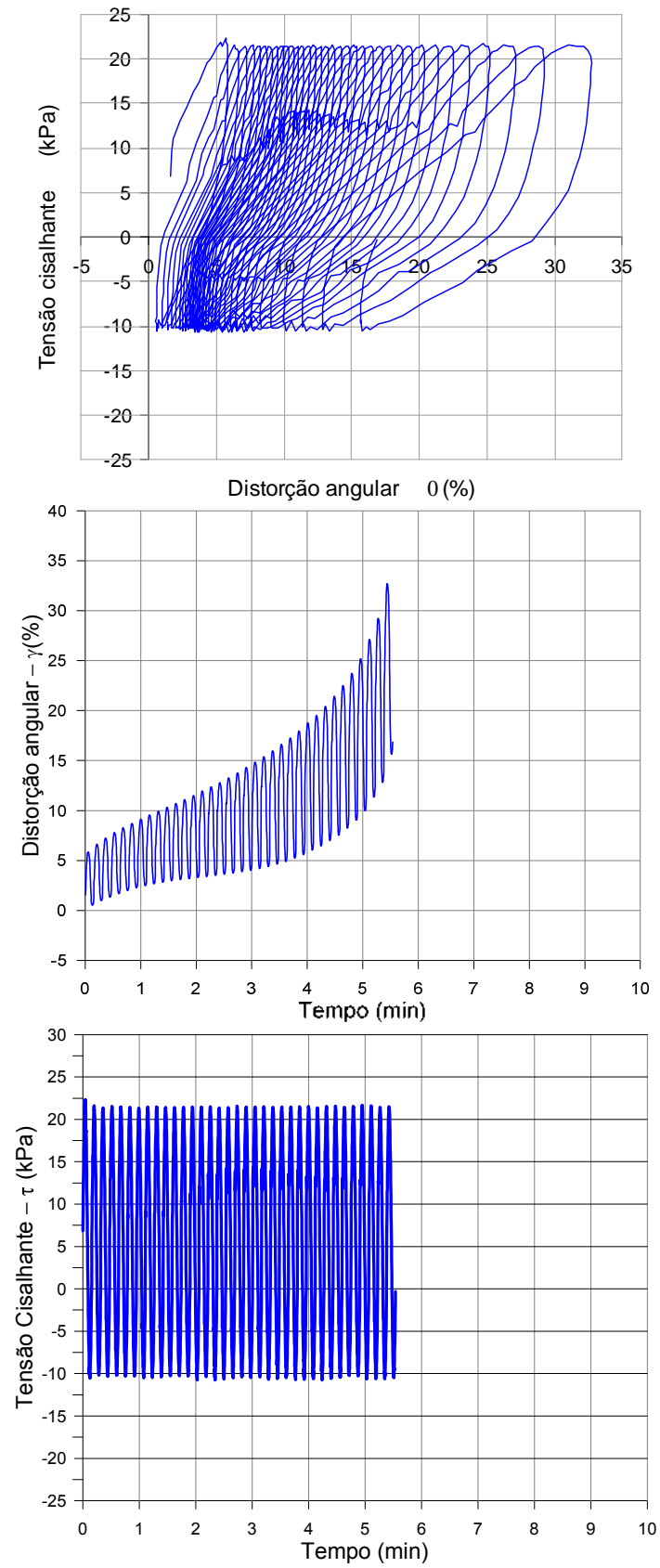


Figura A1-7 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=5,8$  e  $\tau_{cy}=16,2$  - Furo A.

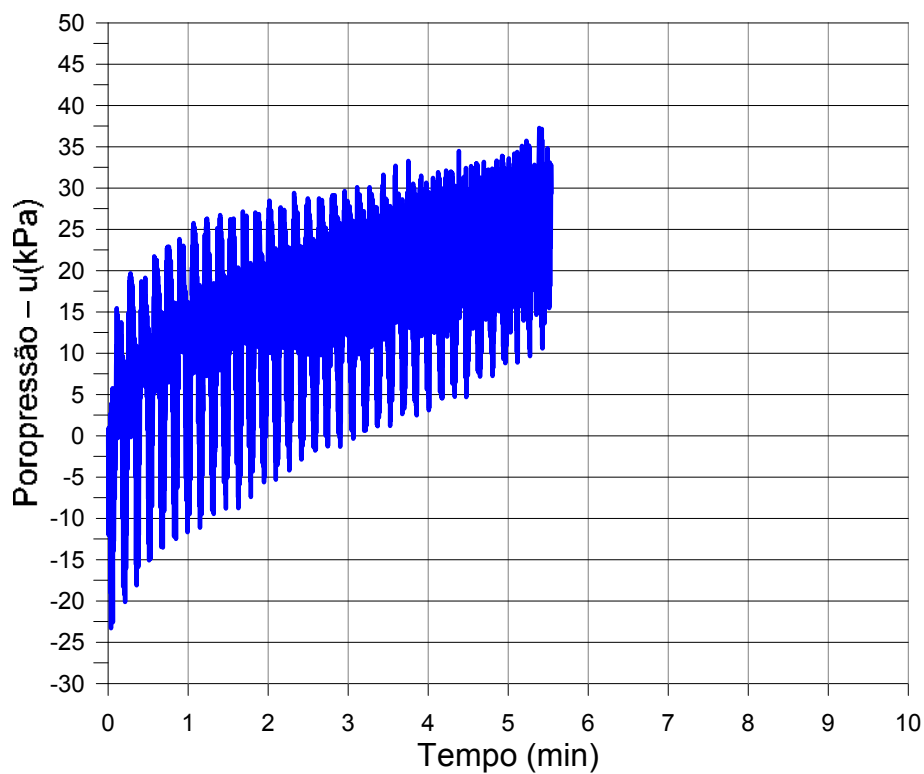
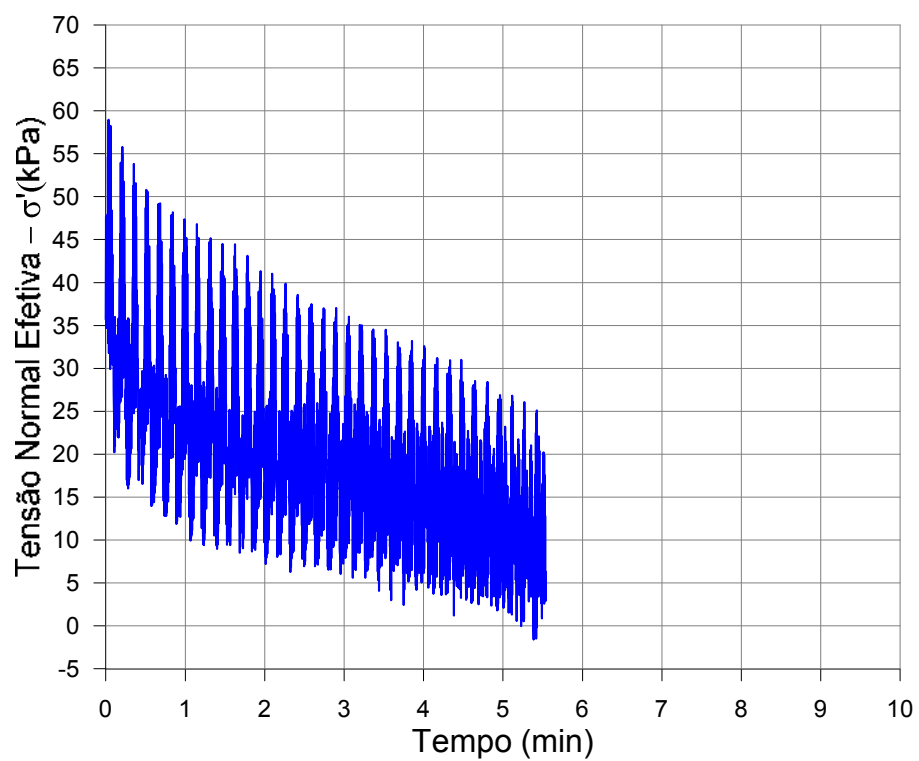


Figura A1-8 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=5,8$  e  $\tau_{cy}=16,2$  - Furo A.

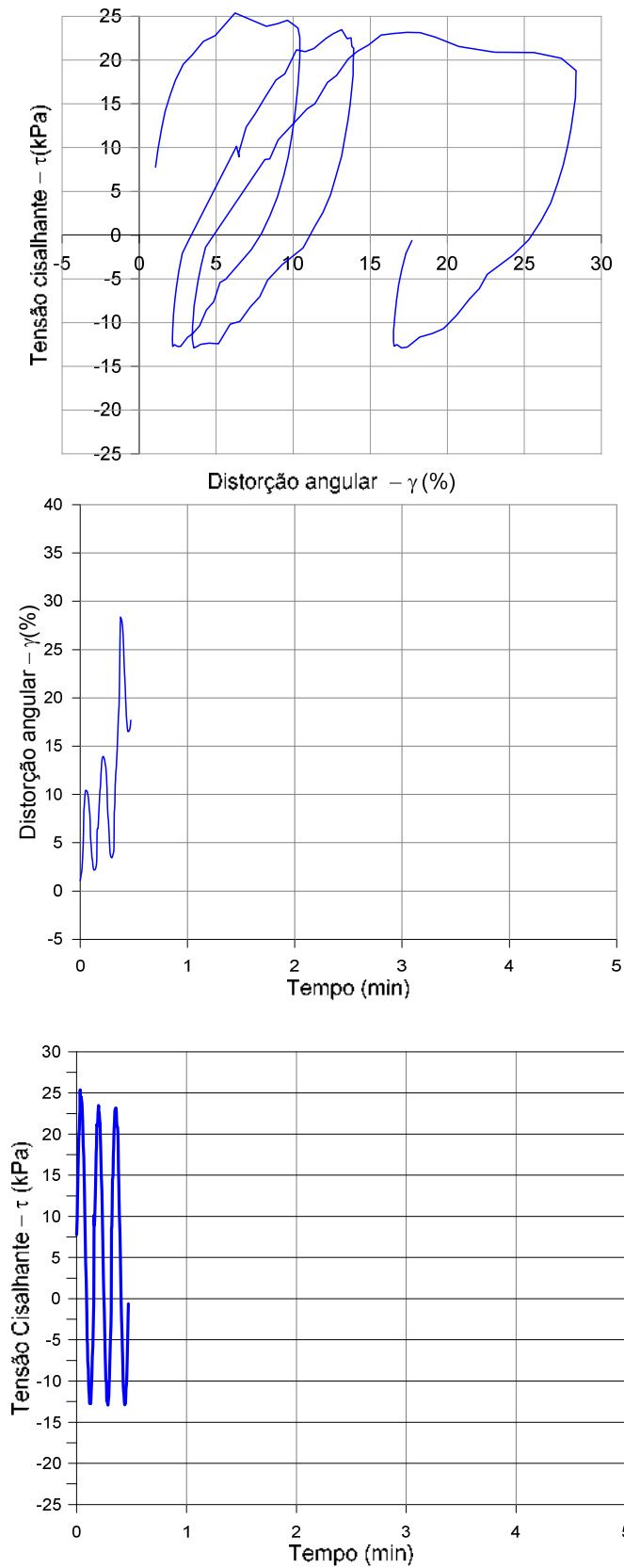


Figura A1-9 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=5,8$  e  $\tau_{cy}=18,6$  - Furo A.

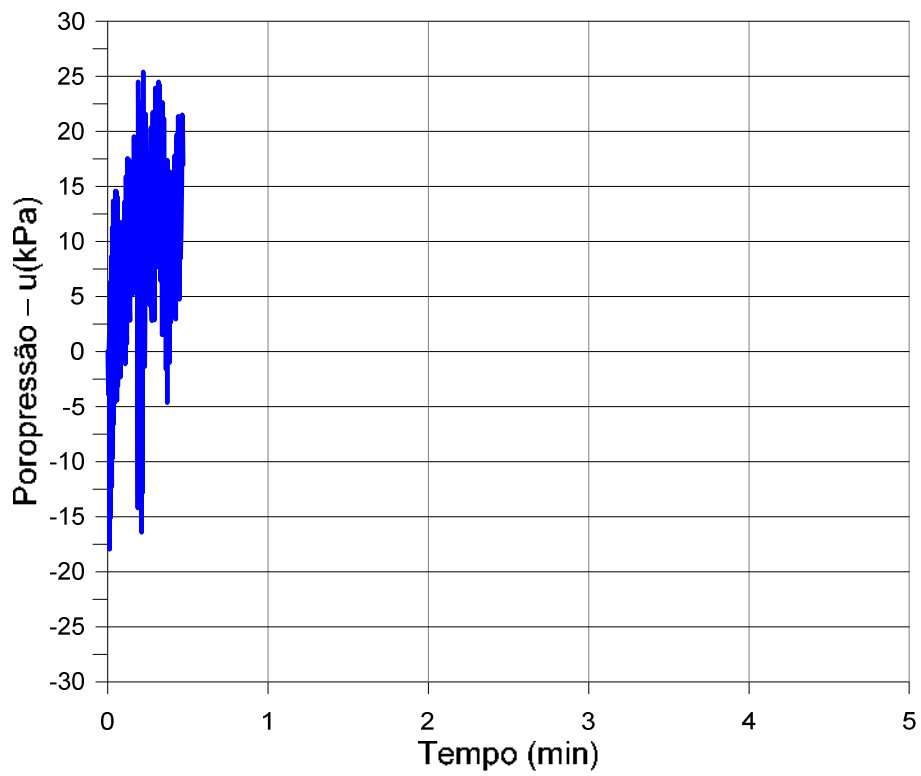
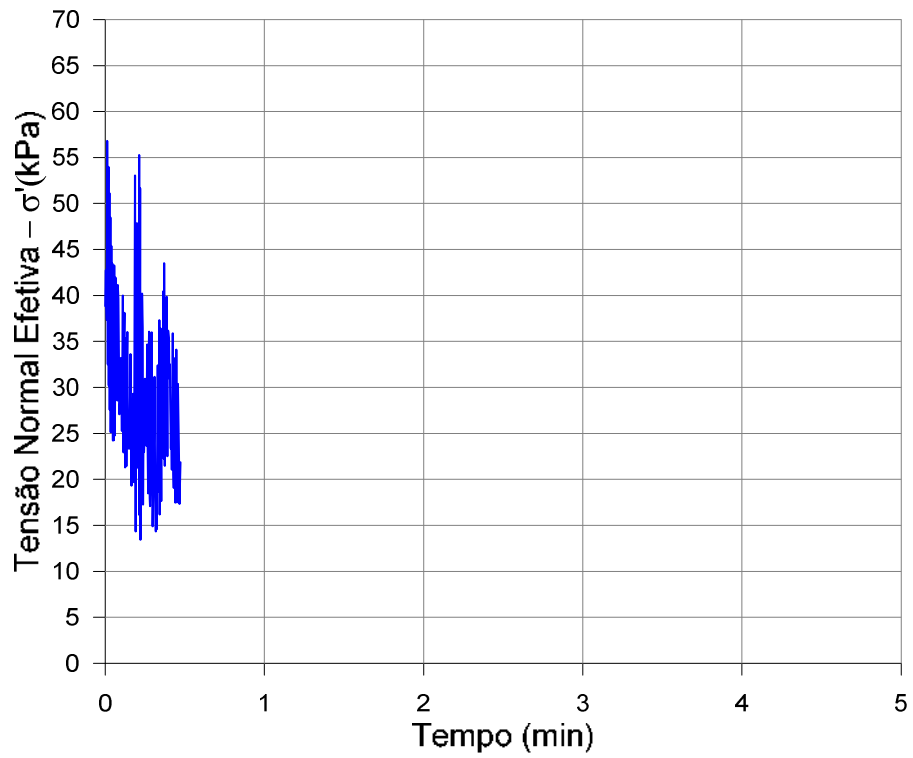


Figura A1-10 Tensão normal efetiva e poropressão induzida *versus* tempo, combinação  $\tau_a=5,8$  e  $\tau_{cy}=18,6$  - Furo A.

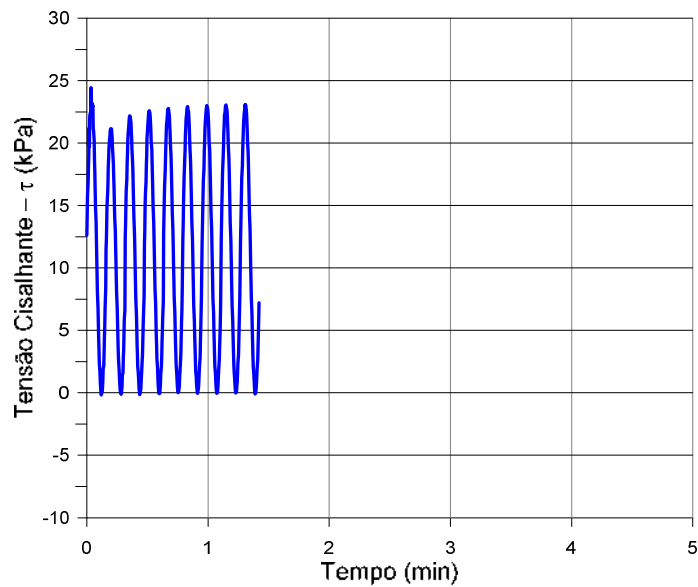
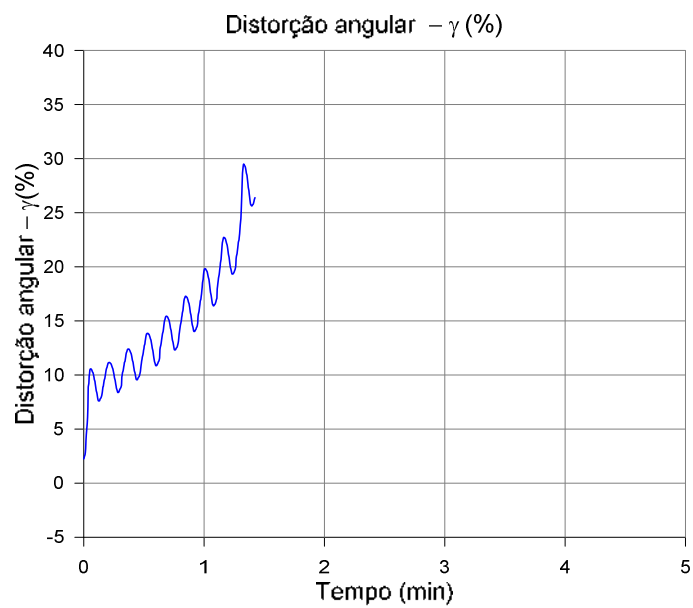
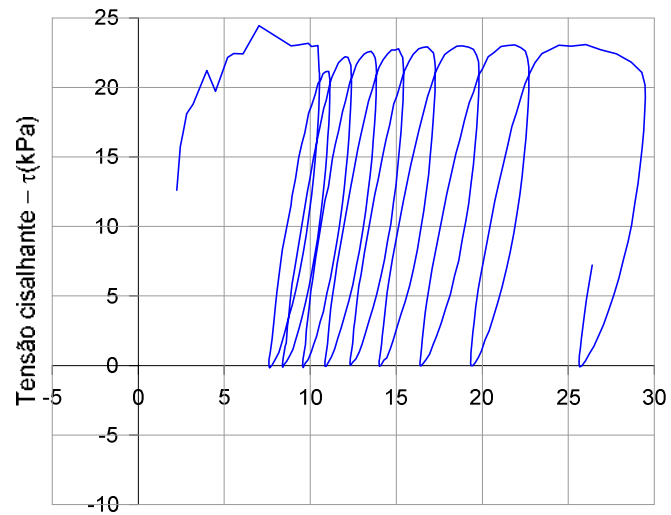


Figura A1-11 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=11,6$  e  $\tau_{cy}=11,6$  - Furo A.

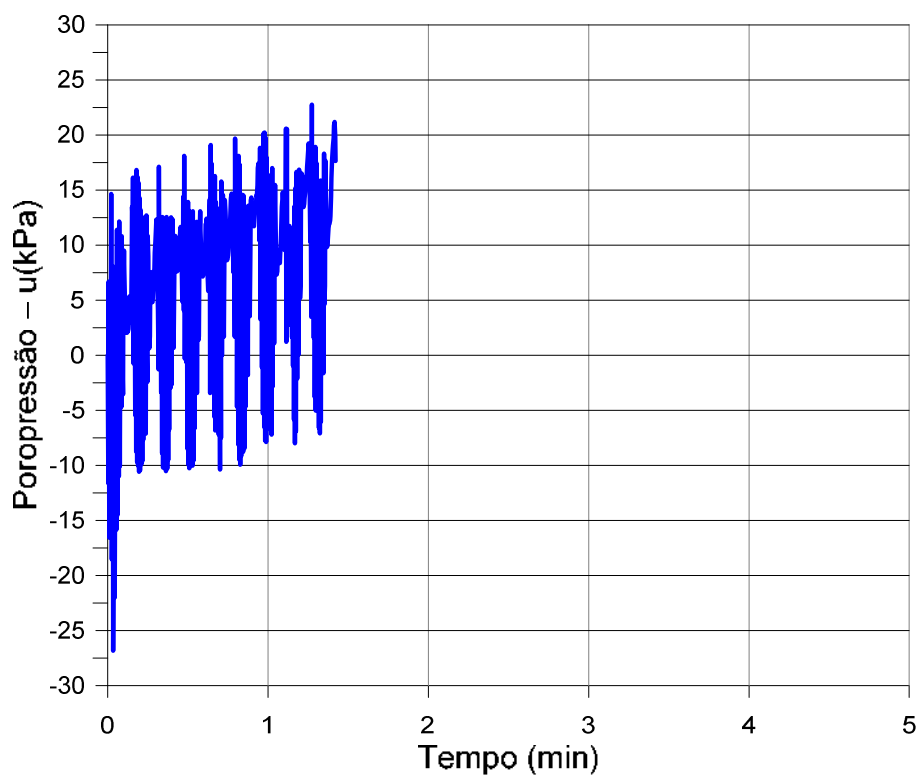
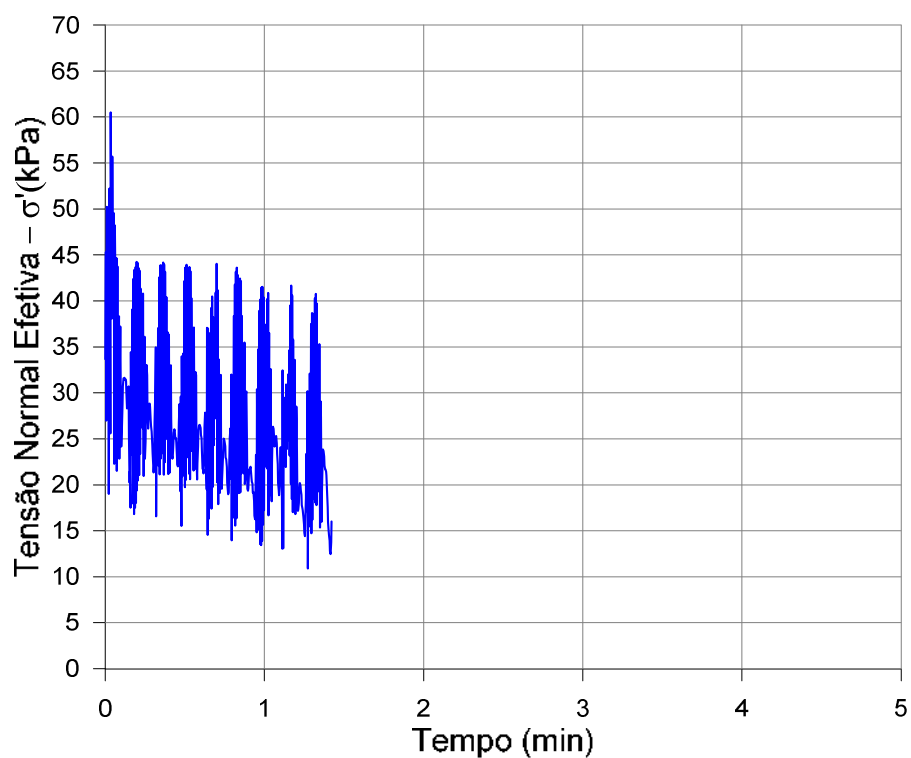


Figura A1-12 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=11,6$  e  $\tau_{cy}=11,6$  - Furo A.

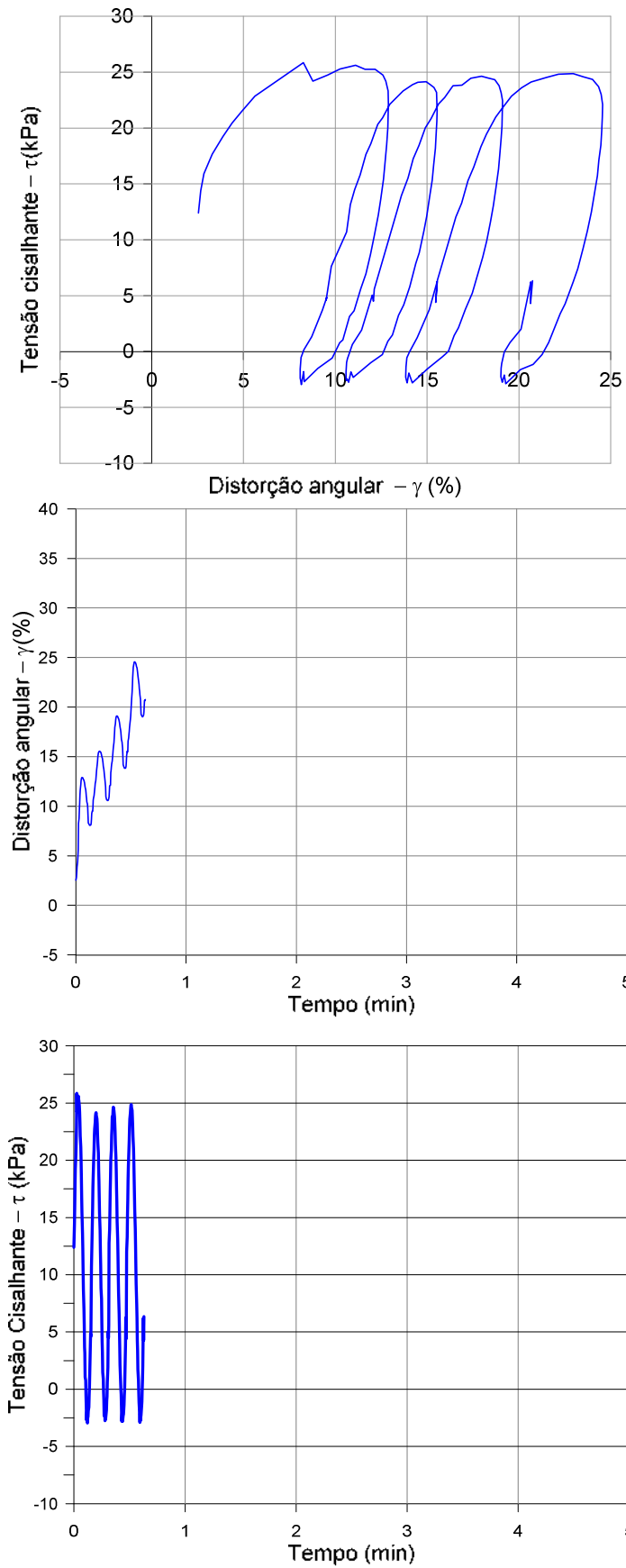


Figura A1-13 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=11,6$  e  $\tau_{cy}=13,9$  - Furo A.

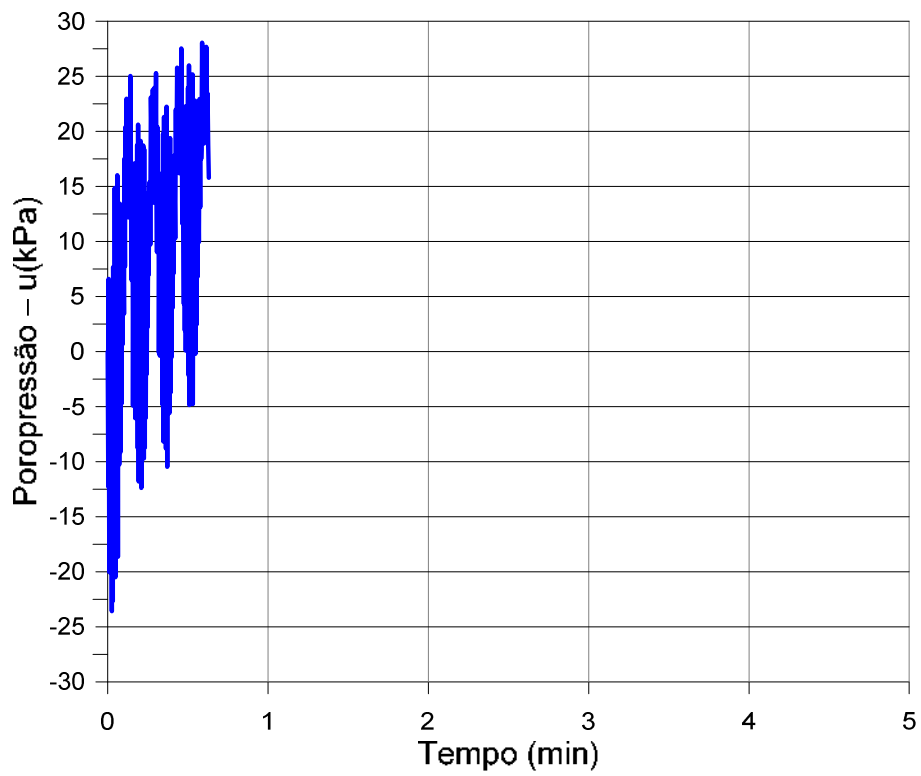
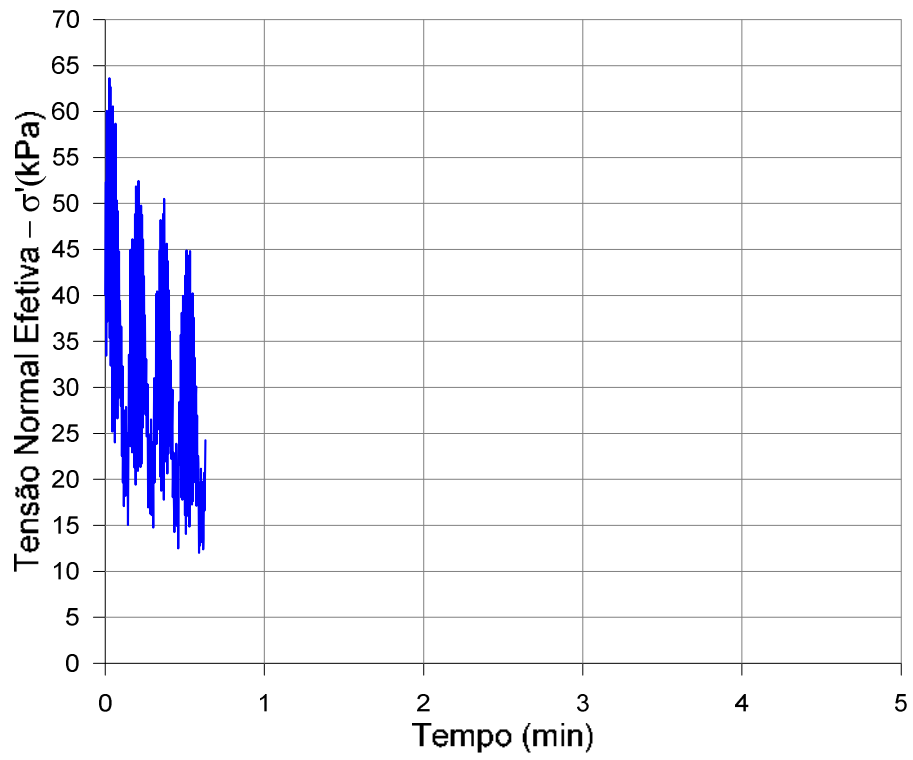


Figura A1-14 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=11,6$  e  $\tau_{cy}=13,9$  - Furo A.



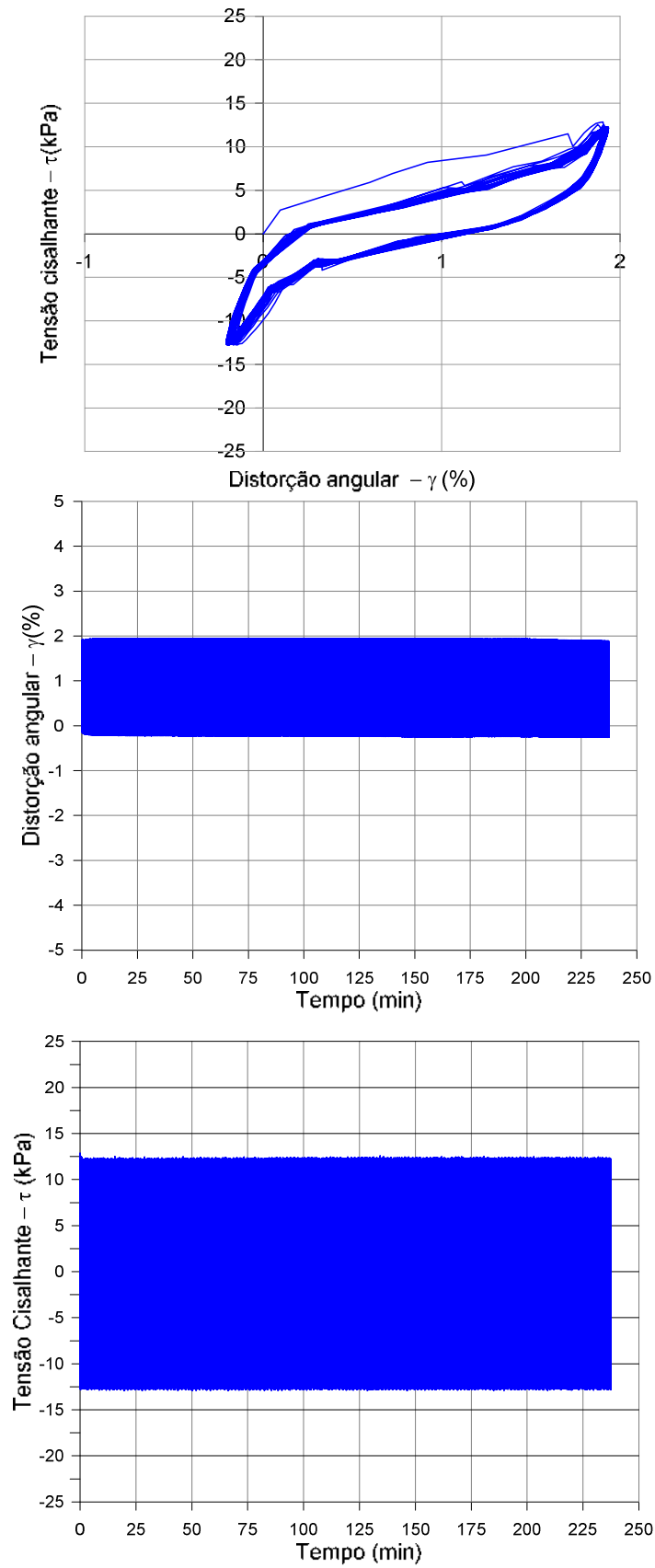


Figura A1-15 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=12,5$  - Furo B.

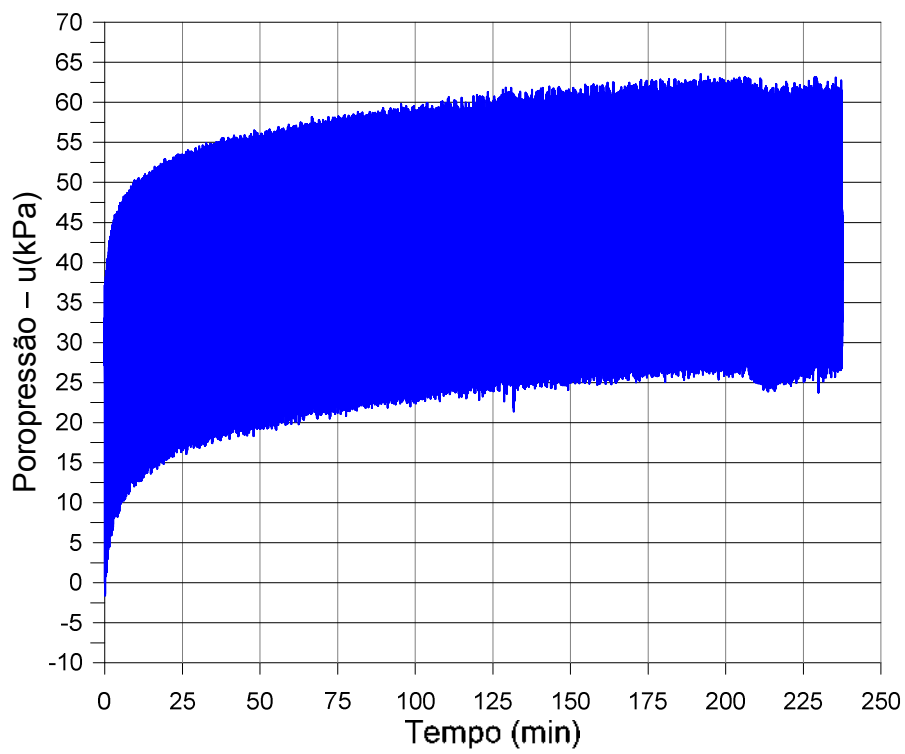
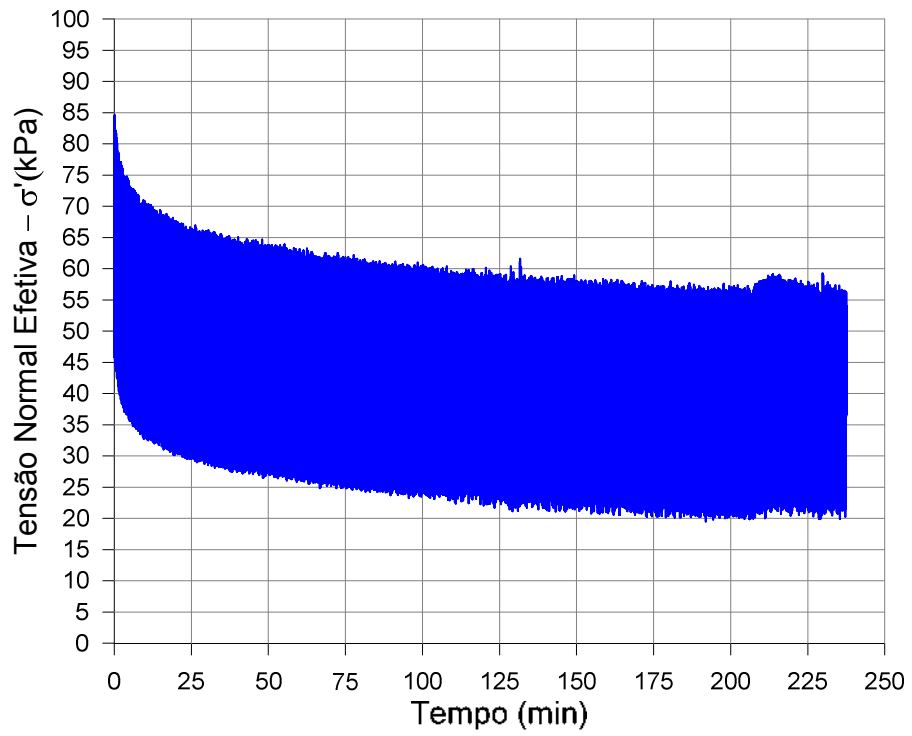


Figura A1-16 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=12,5$  - Furo B.

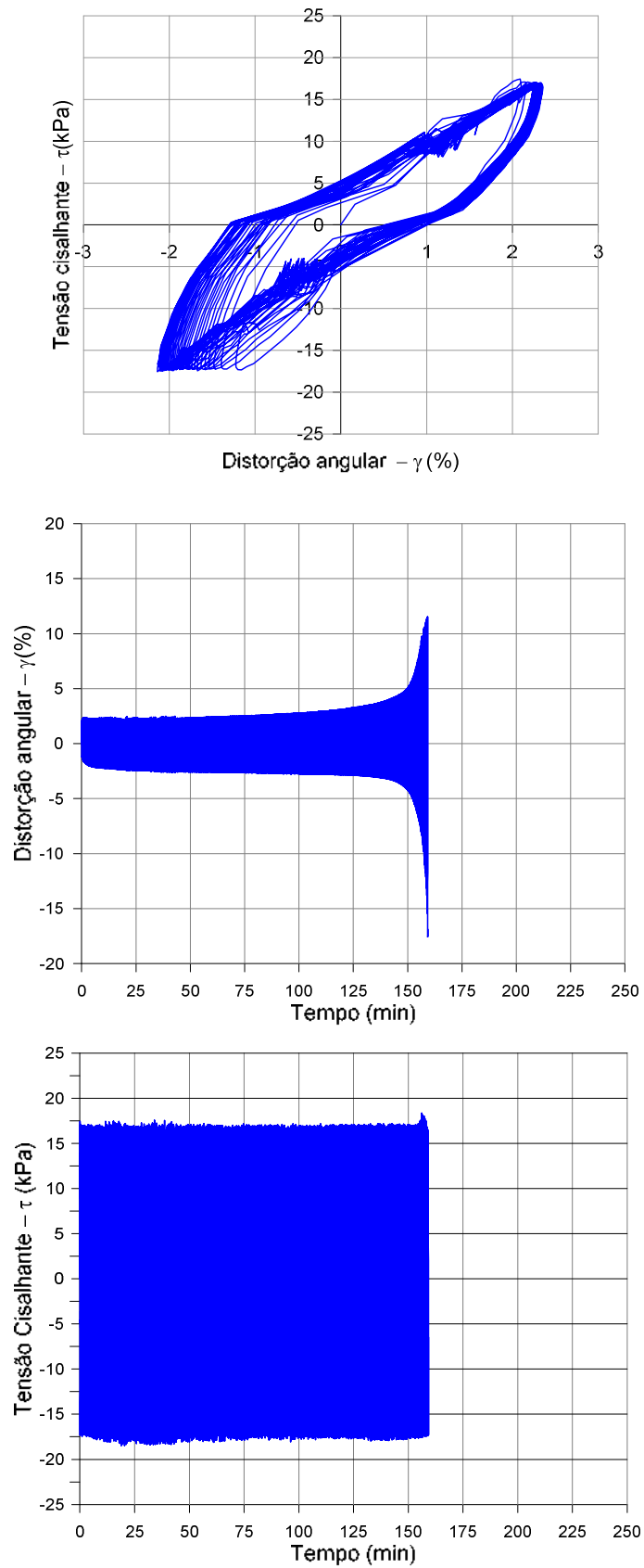


Figura A1-17 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=17,5$  - Furo B.

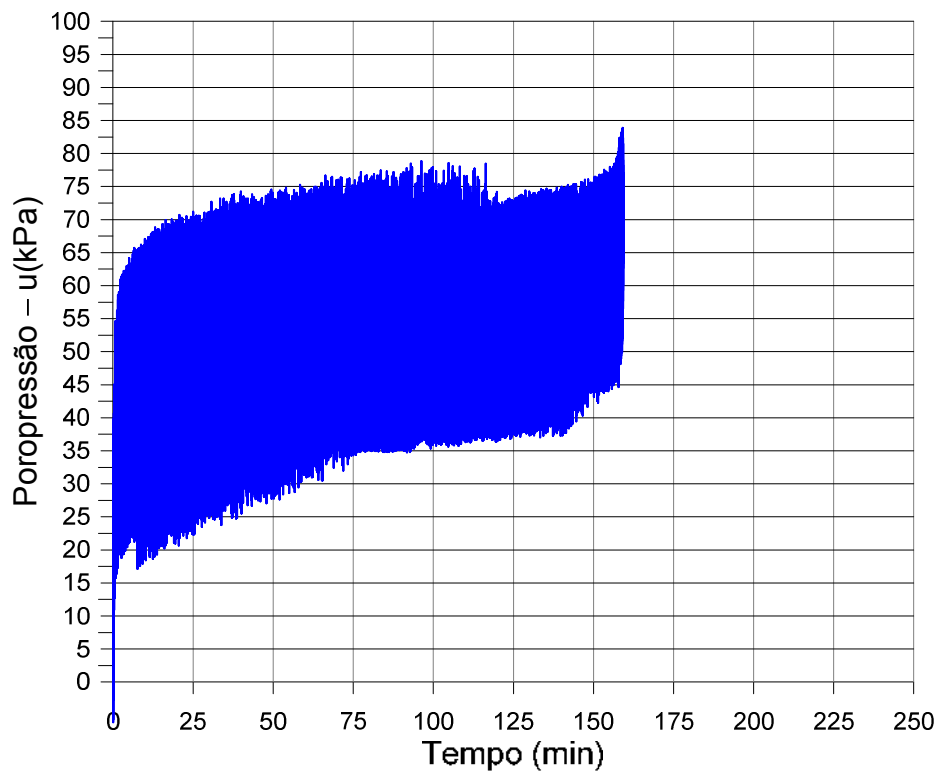
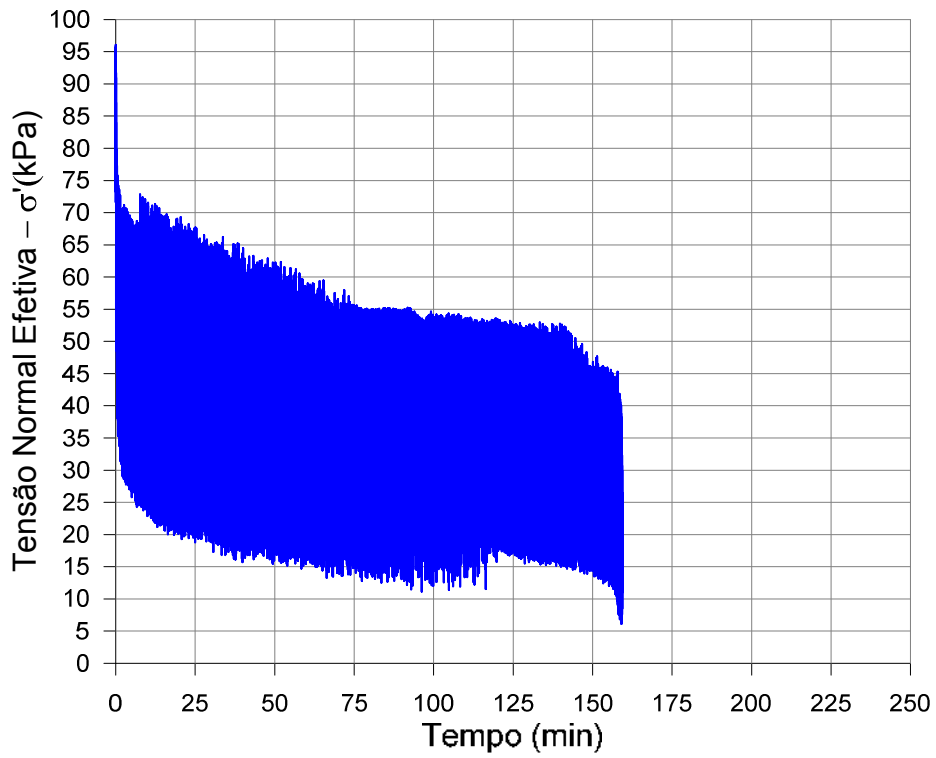


Figura A1-18 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=17,5$  - Furo B.

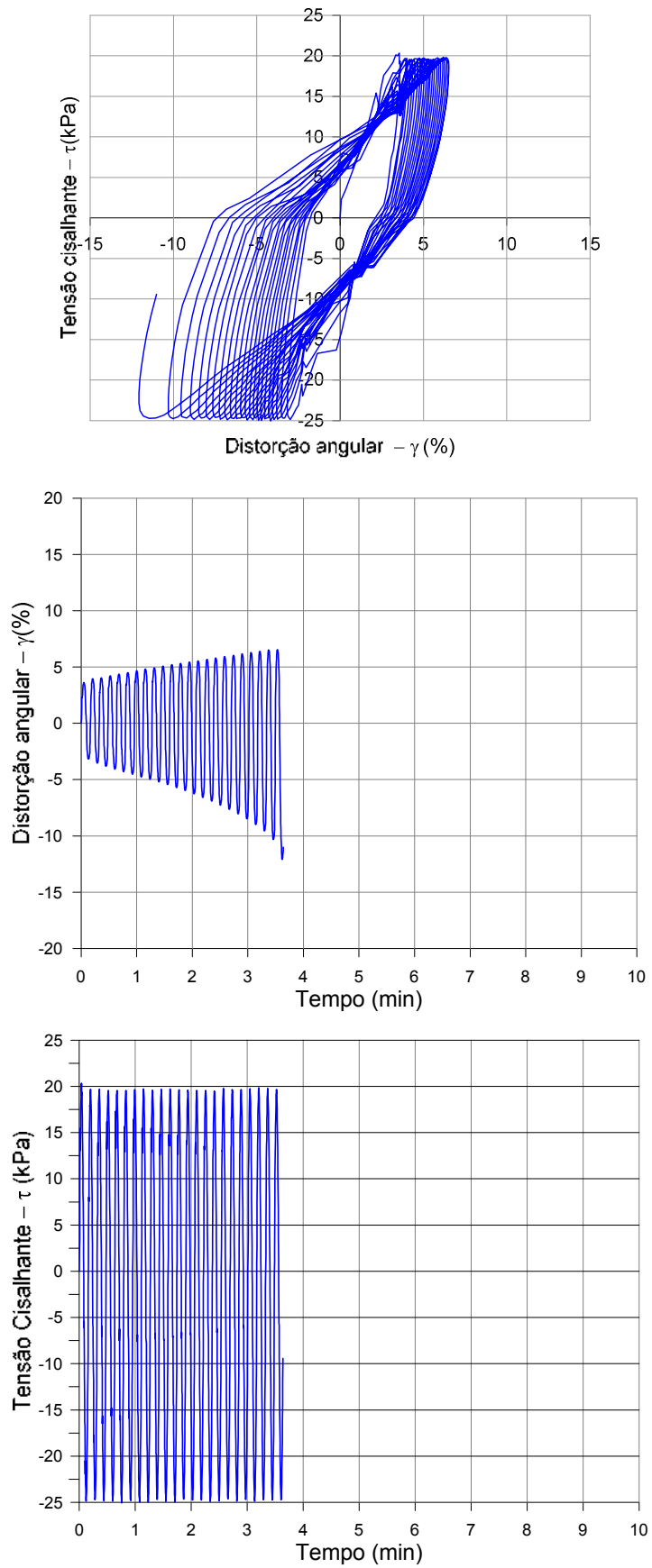


Figura A1-191 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=22,5$  - Furo B.

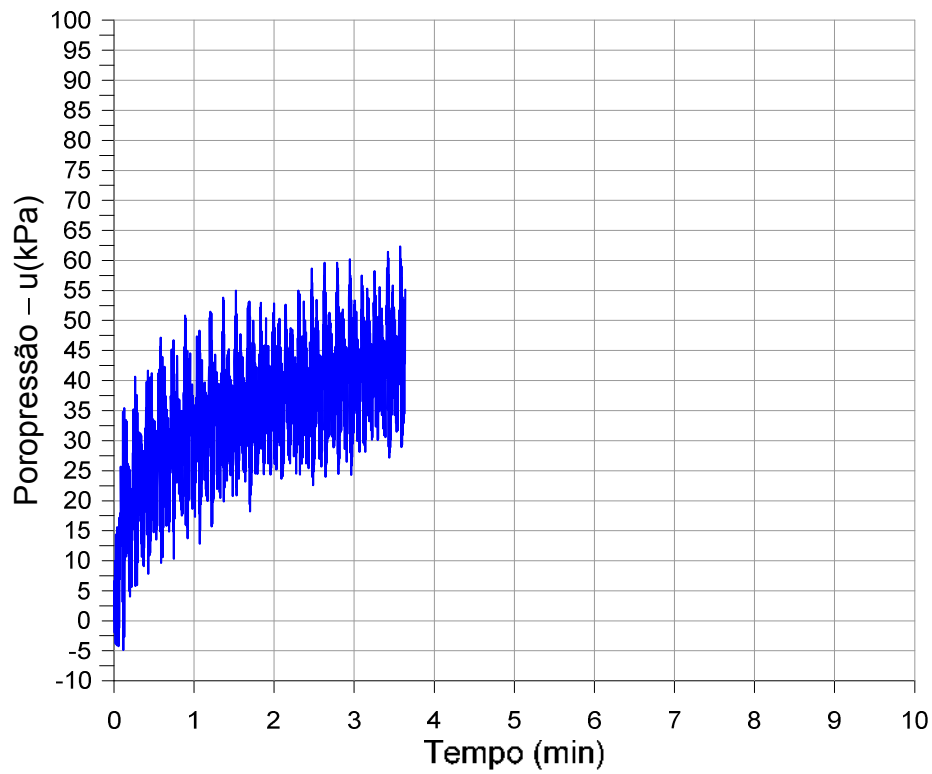
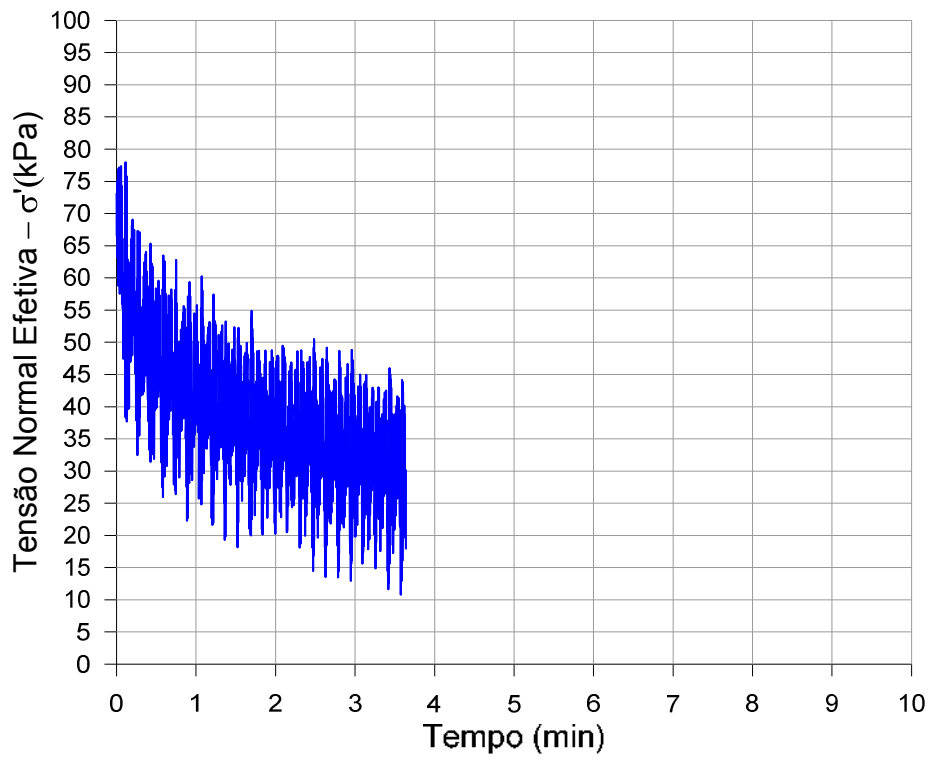


Figura A1-20 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=0,0$  e  $\tau_{cy}=22,5$  - Furo B.

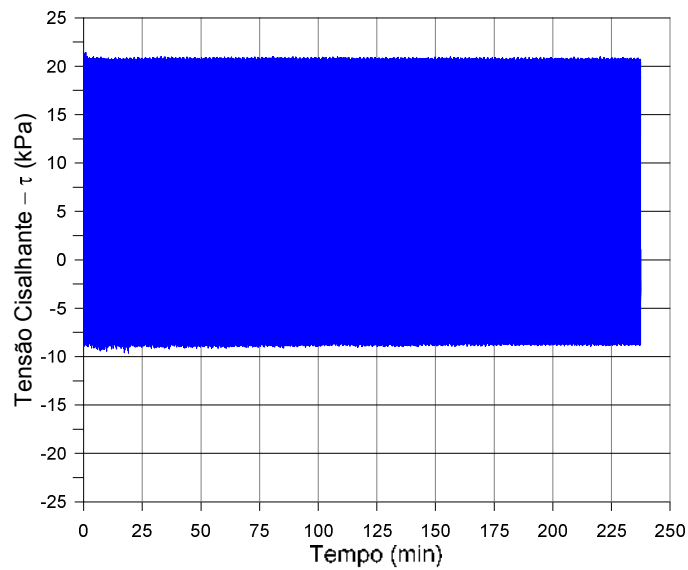
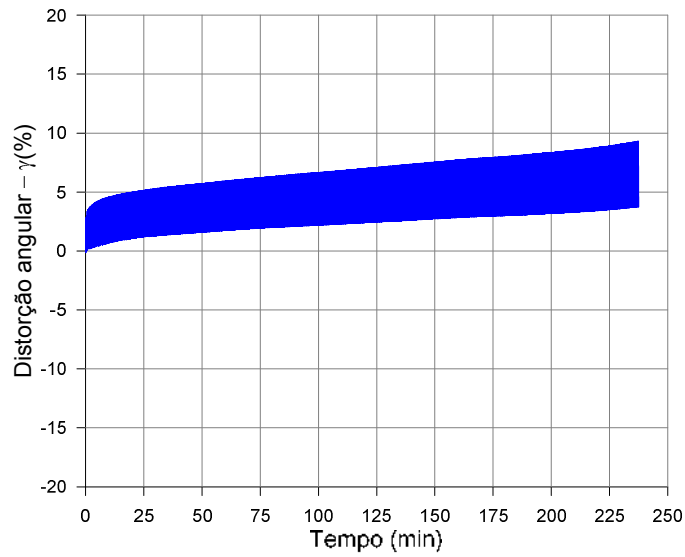
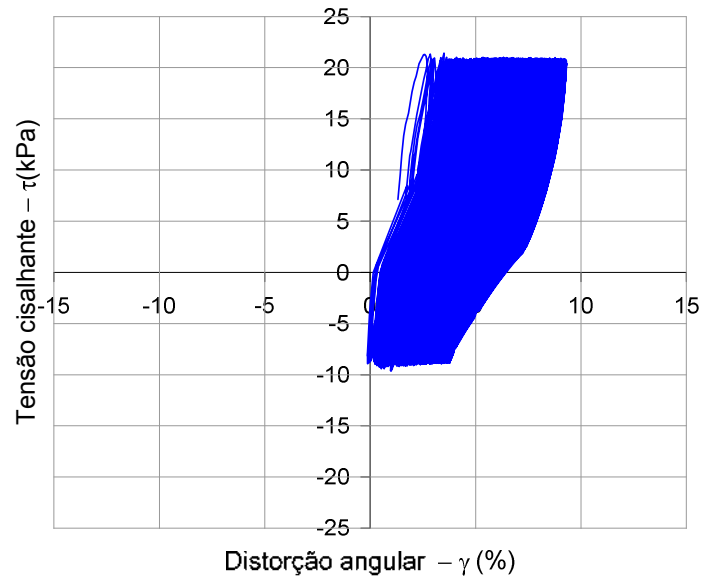


Figura A1-21 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=6,25$  e  $\tau_{cy}=15,0$  - Furo B.

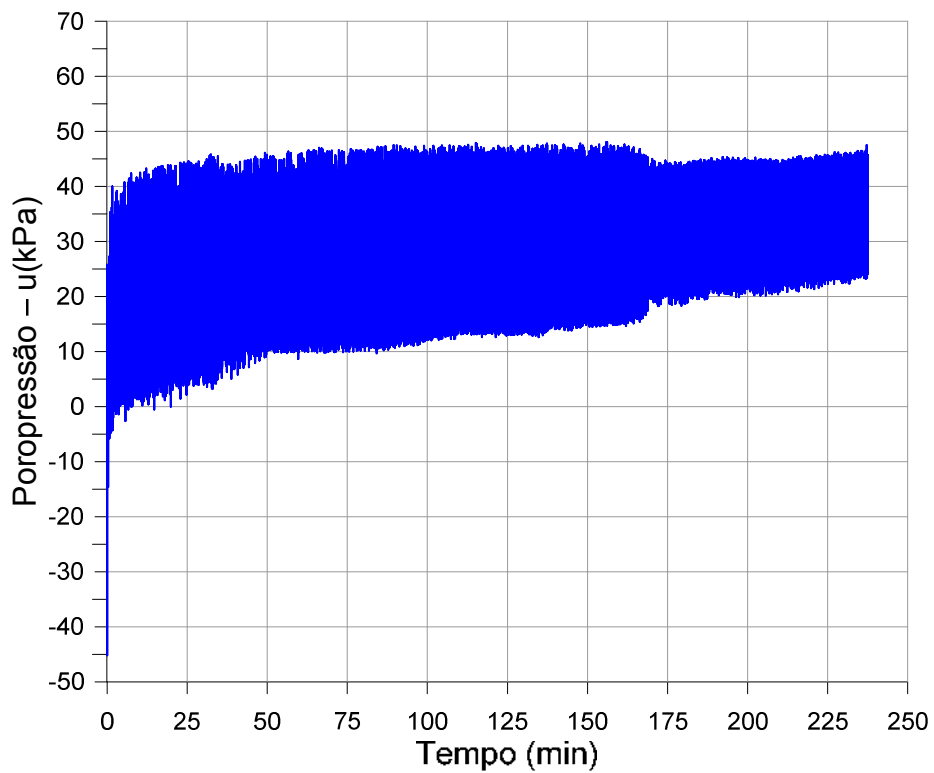
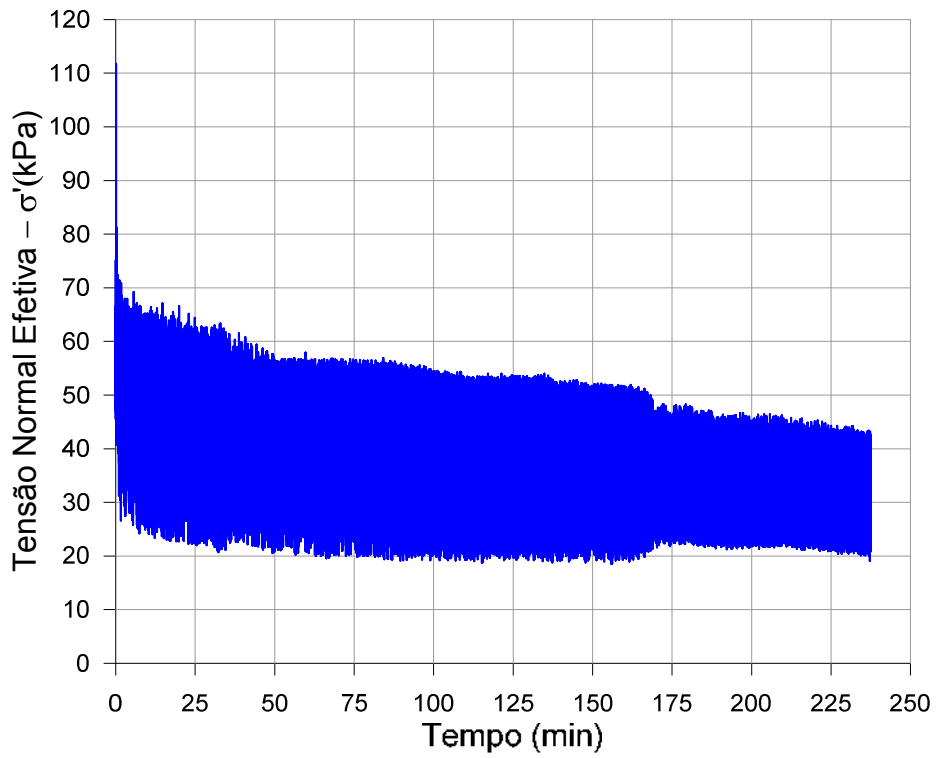


Figura A1-22 Tensão normal efetiva e poropressão versus tempo, combinação  $\tau_a=6,25$  e  $\tau_{cy}=15,0$  - Furo B.



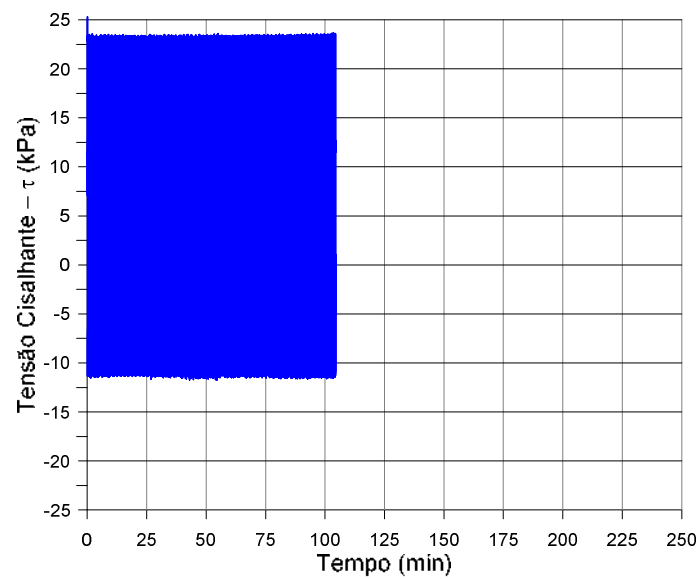
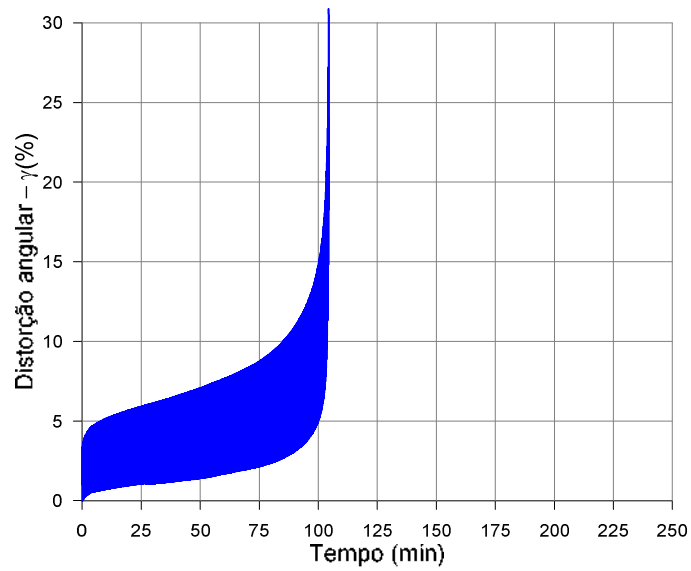
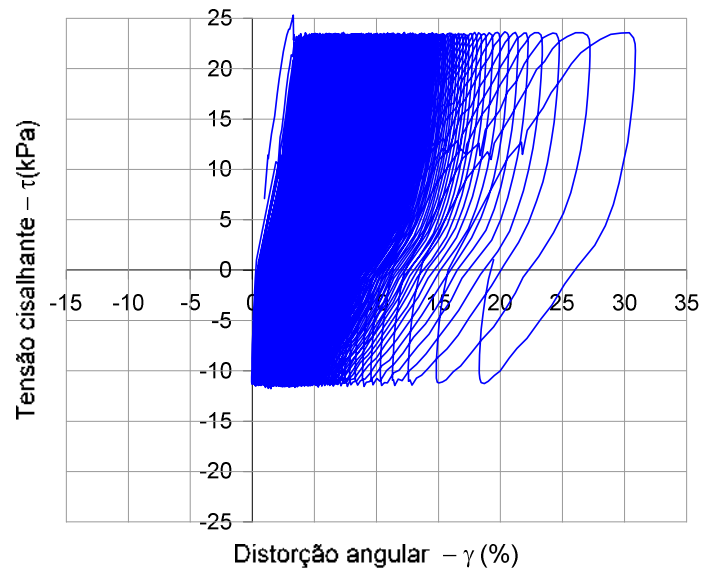


Figura A1-23 Tensão cisalhante versus distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante versus tempo, combinação  $\tau_a=6,25$  e  $\tau_{cy}=17,5$  - Furo B.

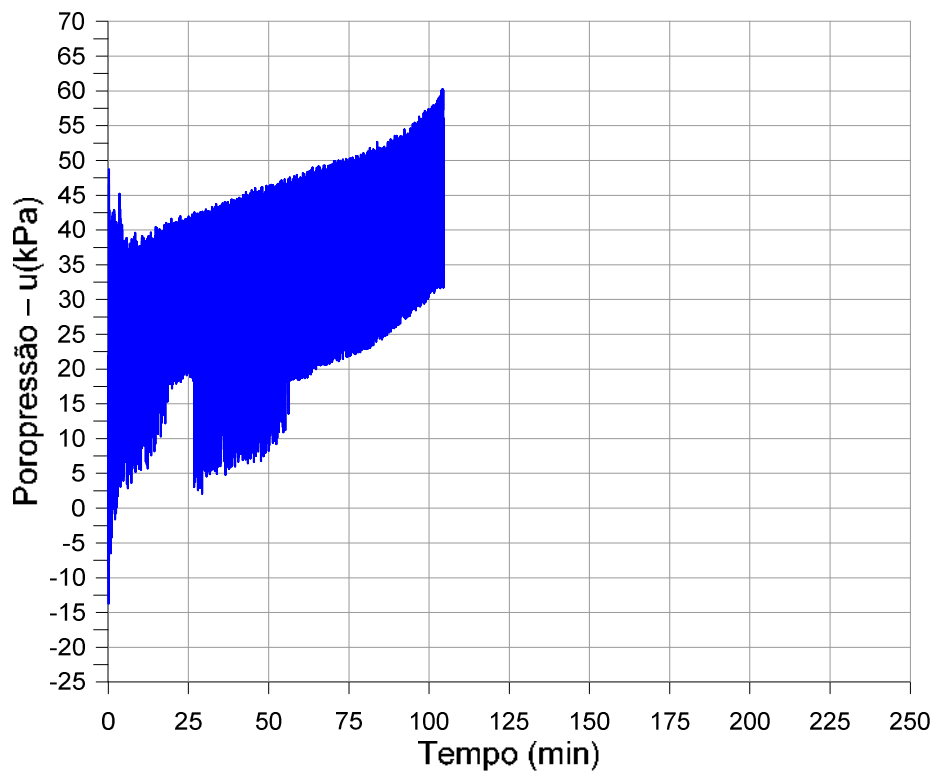
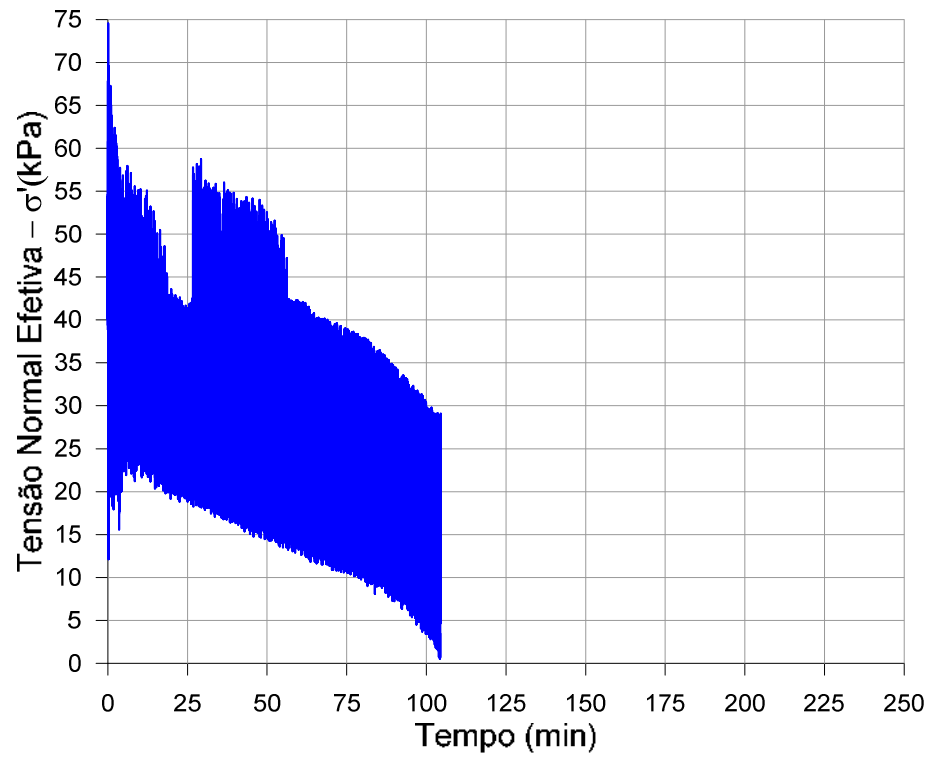


Figura A1-24 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=6,25$  e  $\tau_{cy}=17,5$  - Furo B.

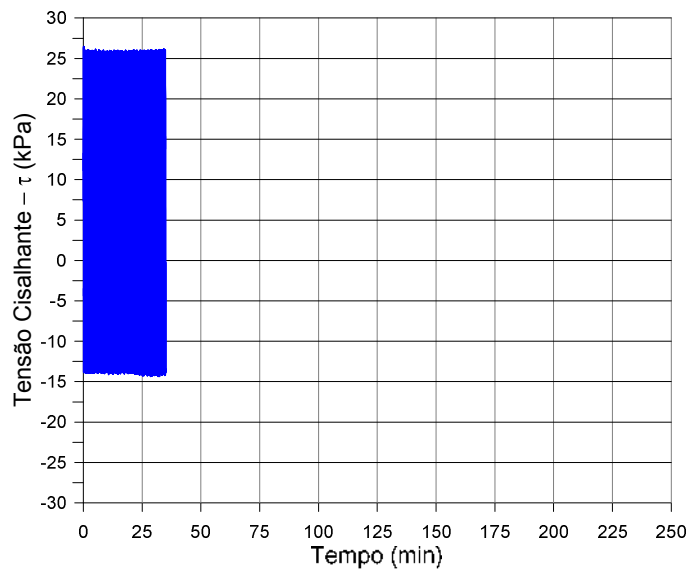
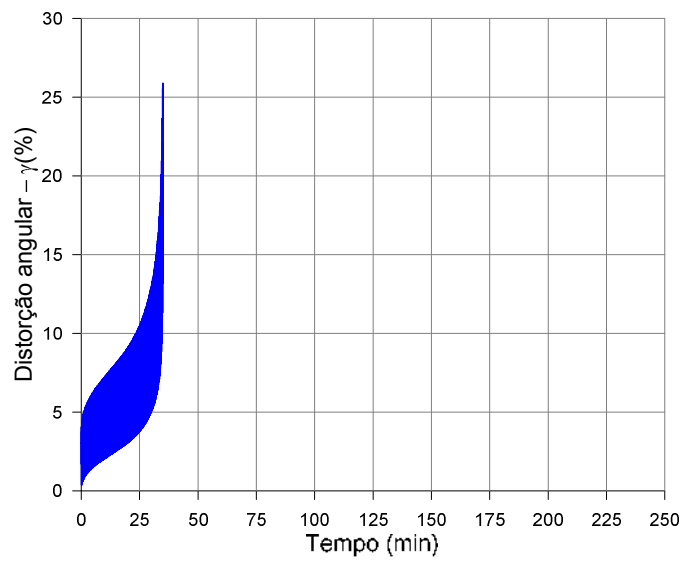
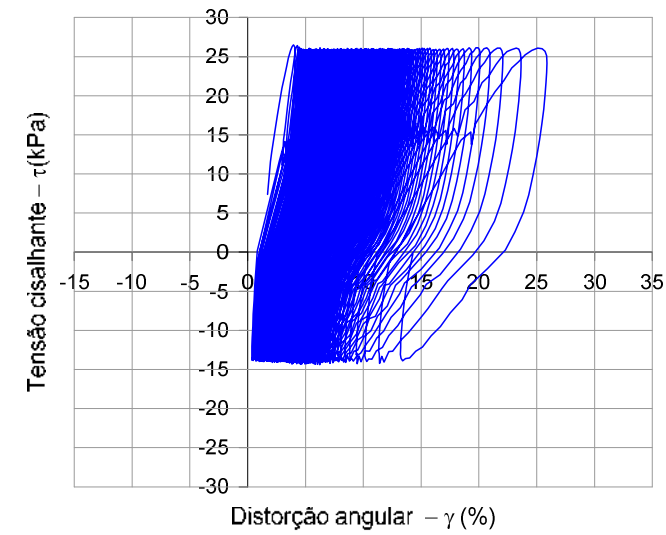


Figura A1-25 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=6,25$  e  $\tau_{cy}=20,0$  - Furo B.

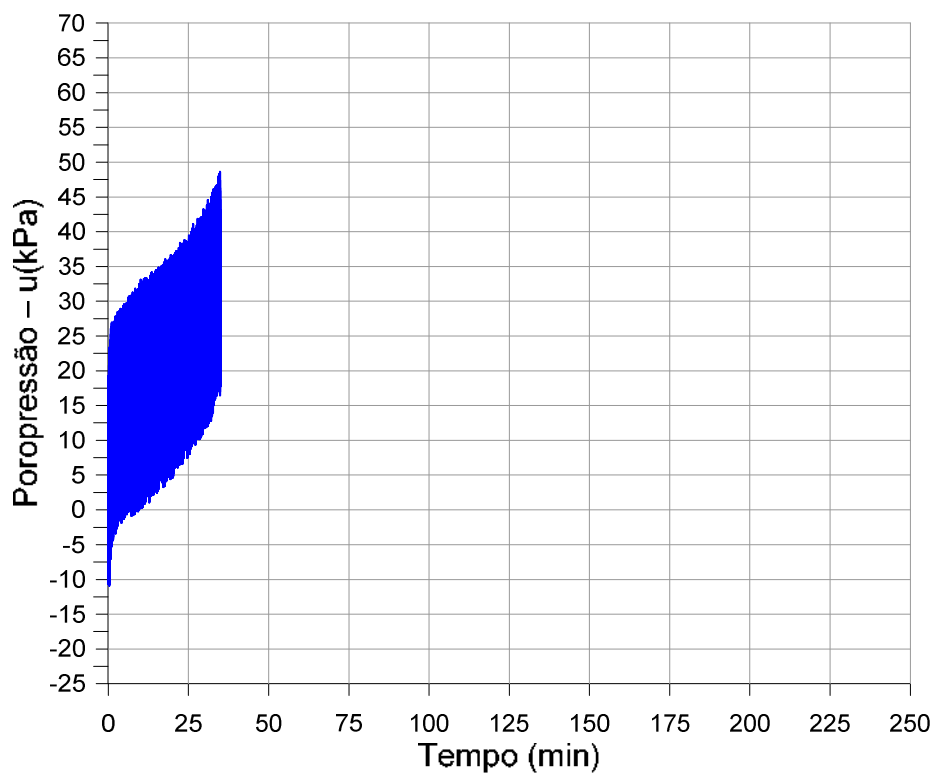
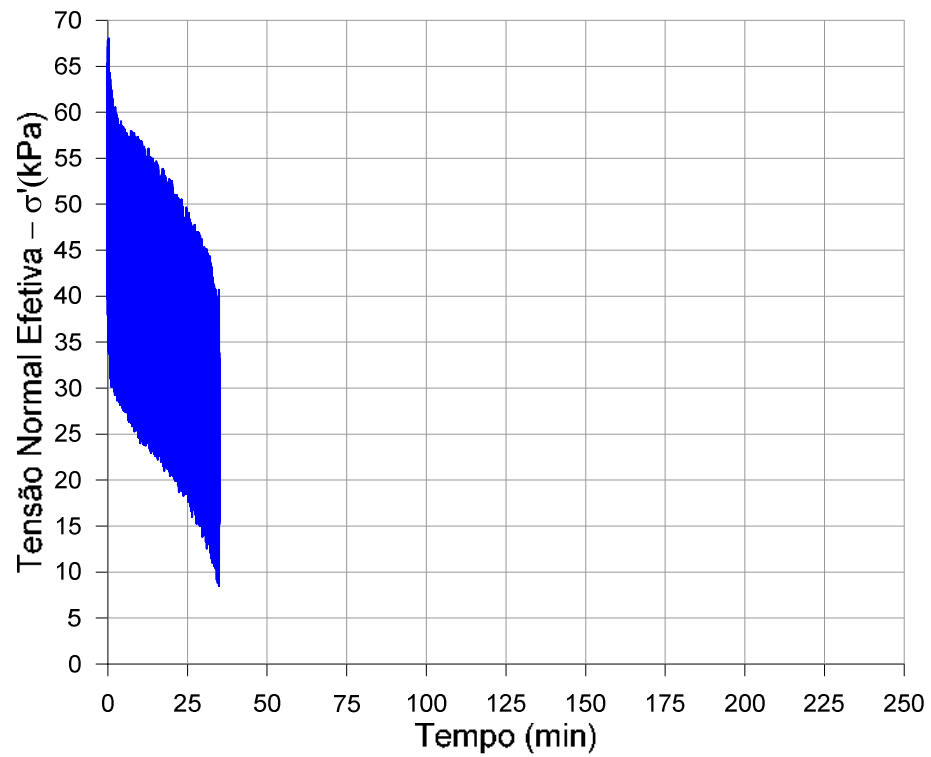


Figura A1-26 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=6,25$  e  $\tau_{cy}=20,0$  - Furo B.

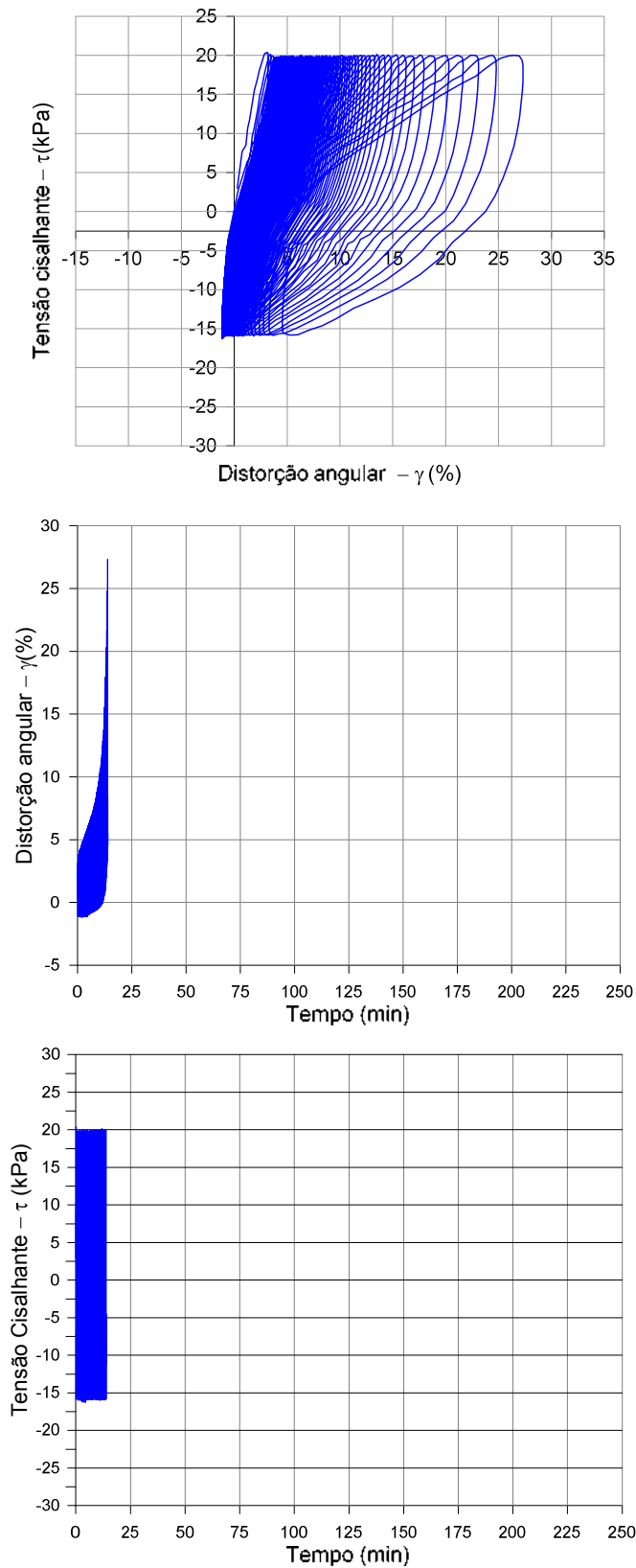


Figura A1-27 Tensão cisalhante *versus* distorção angular, distorção angular e tensão cisalhante *versus* tempo, combinação  $\tau_a=2,5$  e  $\tau_{cy}=18,75$  - Furo B.

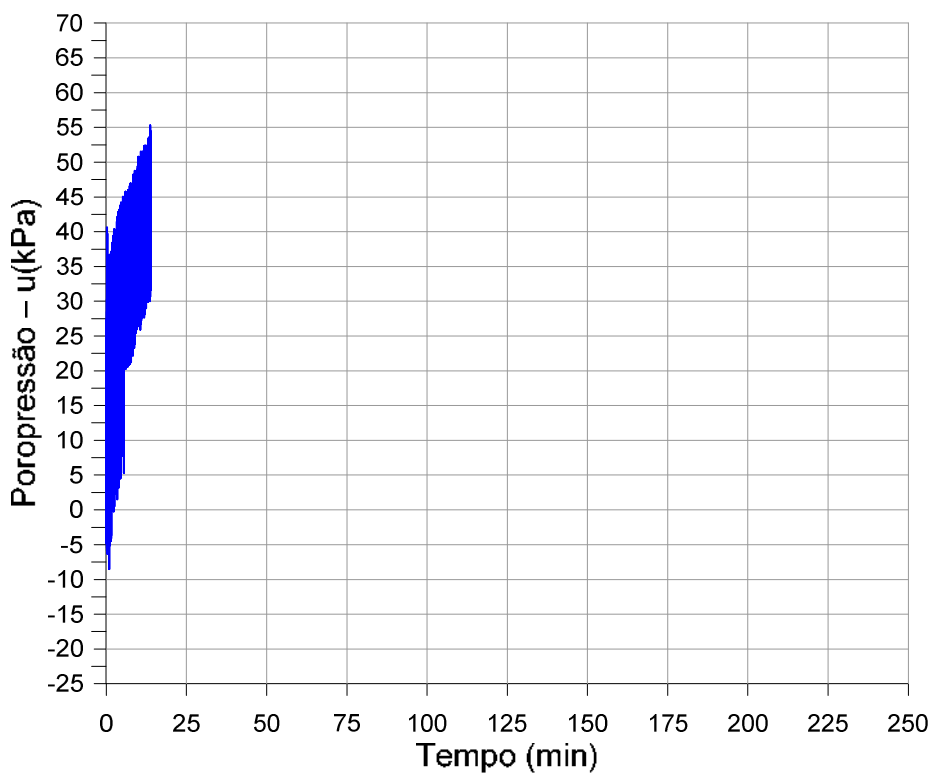
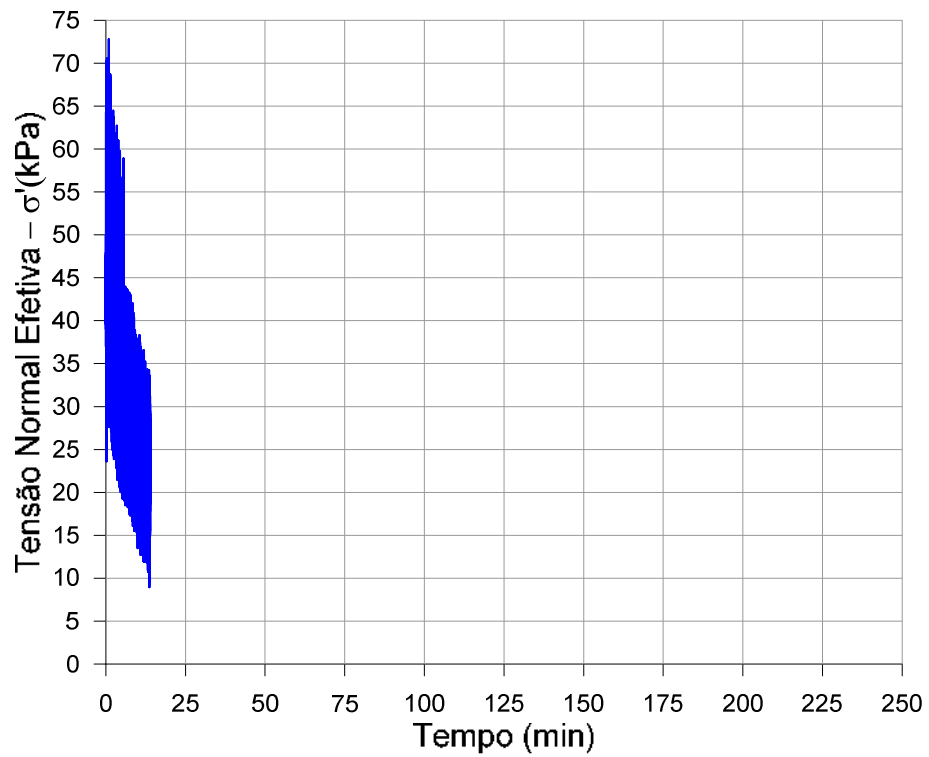


Figura A1-28 Tensão normal efetiva e poropressão *versus* tempo, combinação  $\tau_a=2,5$  e  $\tau_{cy}=18,75$  - Furo B.

**ANEXO 2 – Resultados dos ensaios DSS cíclico  
de distorção angular controlada.**

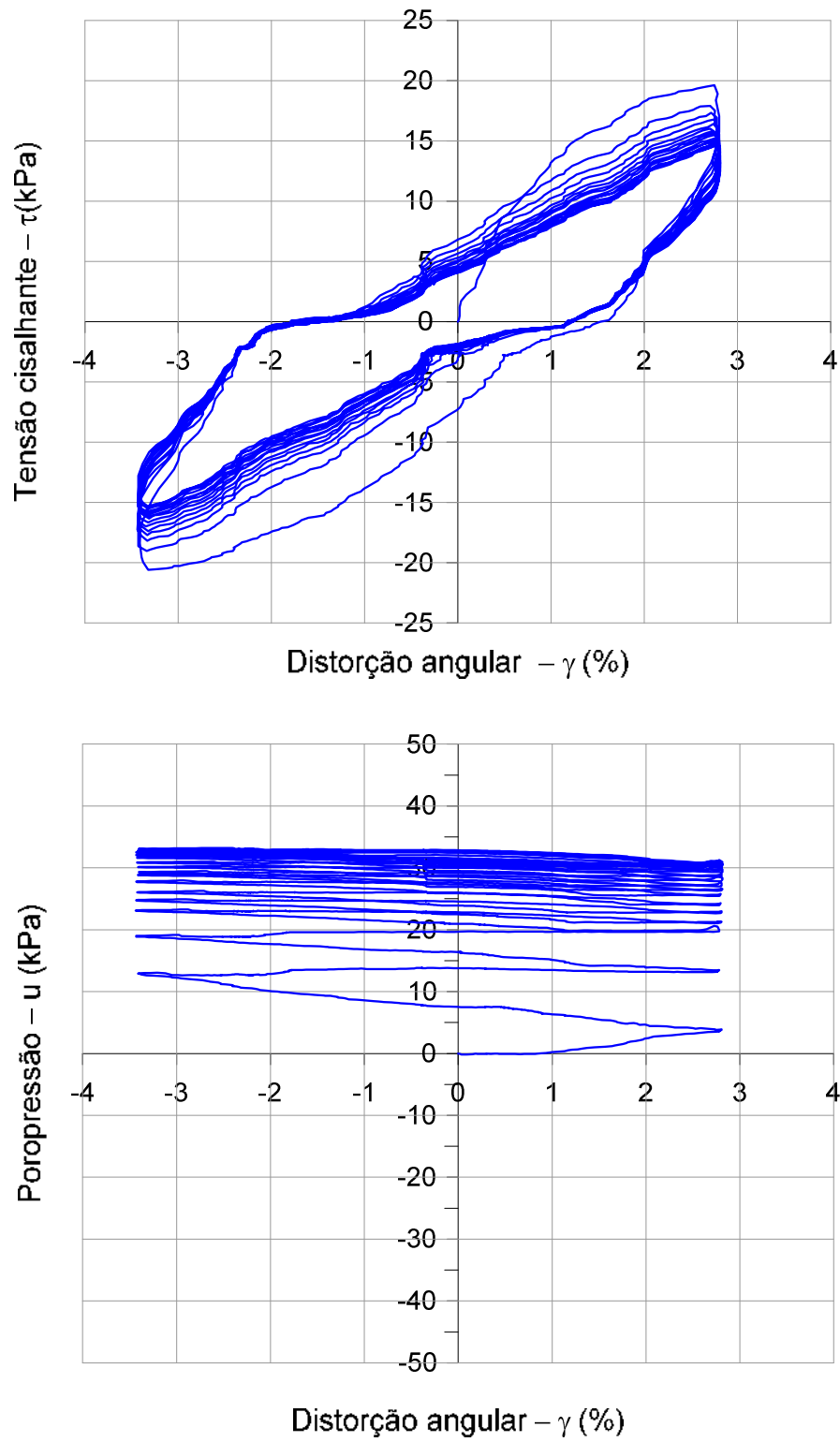


Figura A2-1 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 1 (ciclos 1 ao 15), prof. 13,42m do Furo A



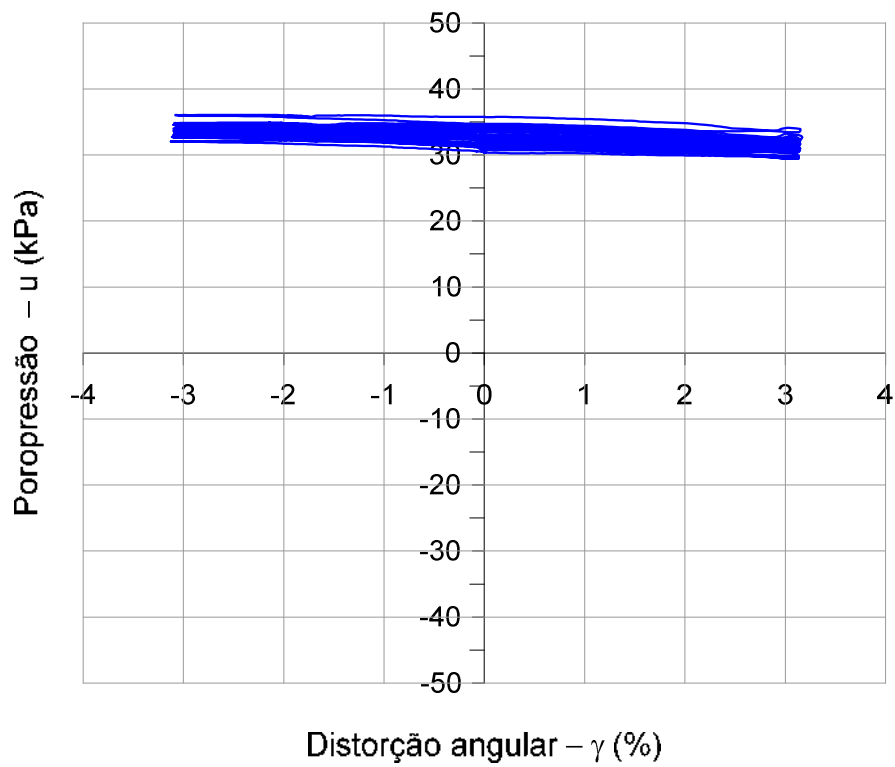
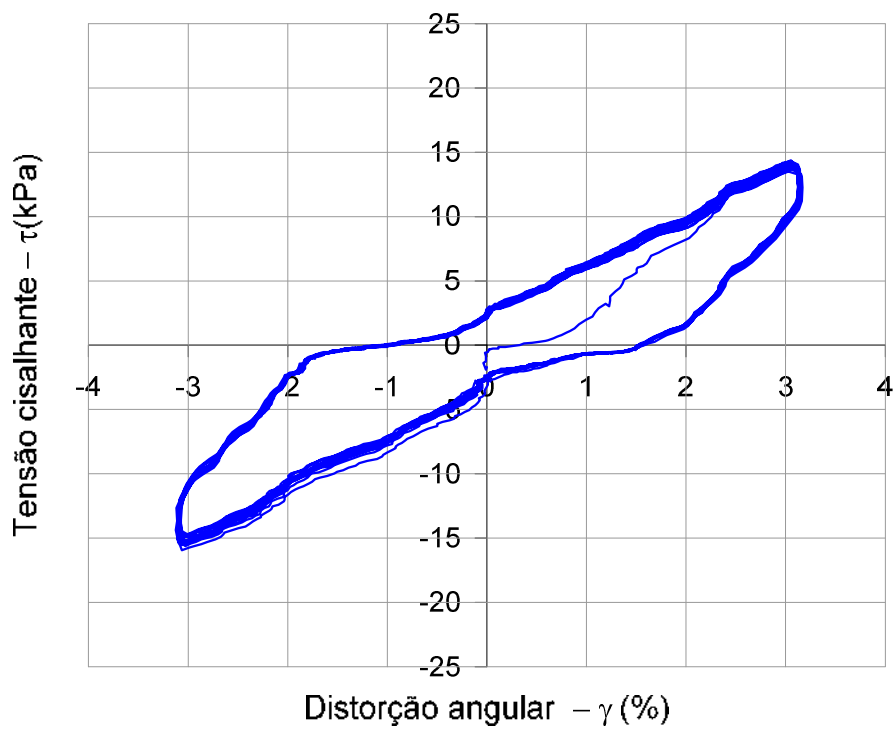


Figura A2-2 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 2 (ciclos 16 ao 30), prof. 13,42m do Furo A

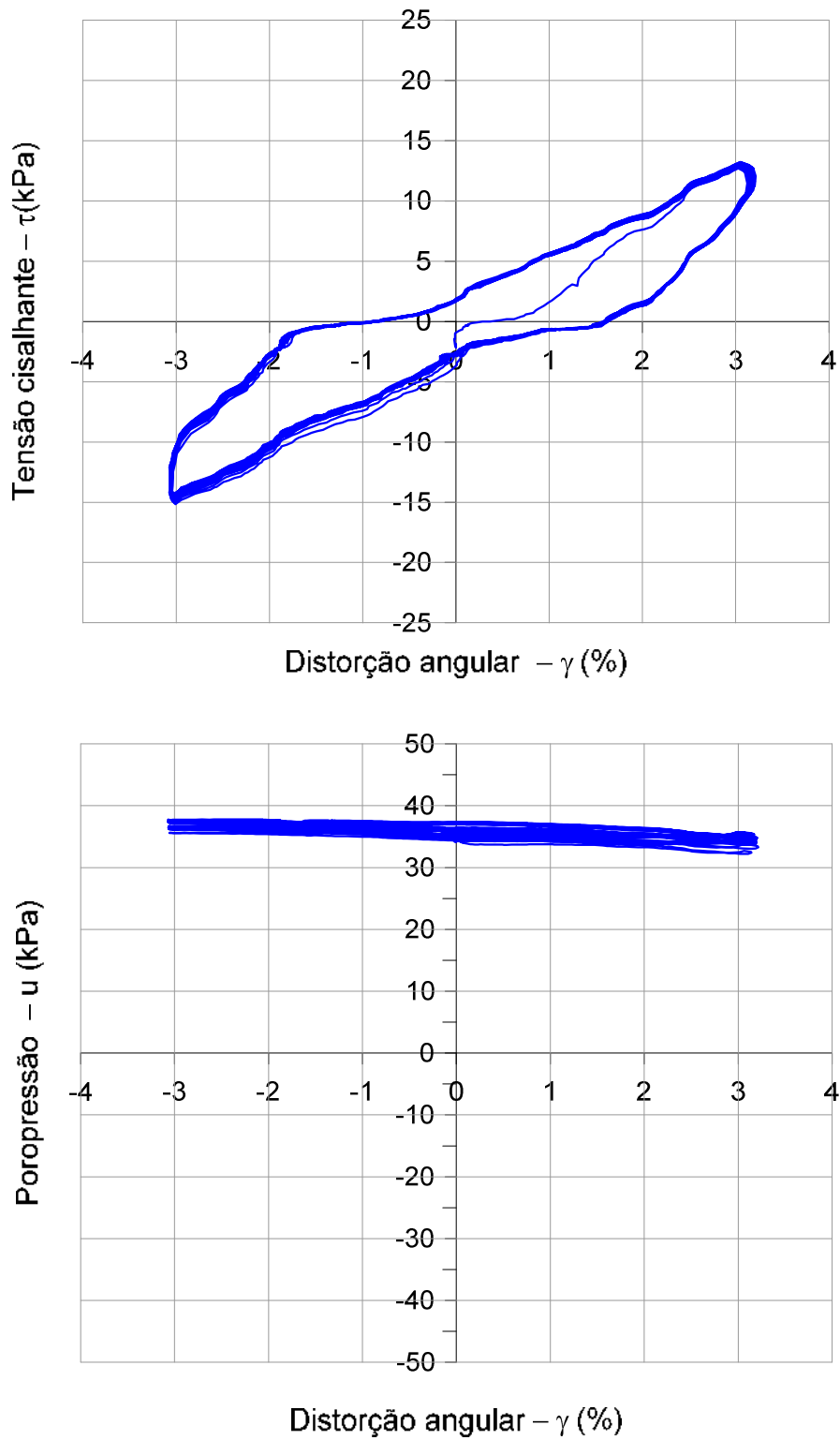


Figura A2-3 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 3 (ciclos 31 ao 45), prof. 13,42m do Furo A

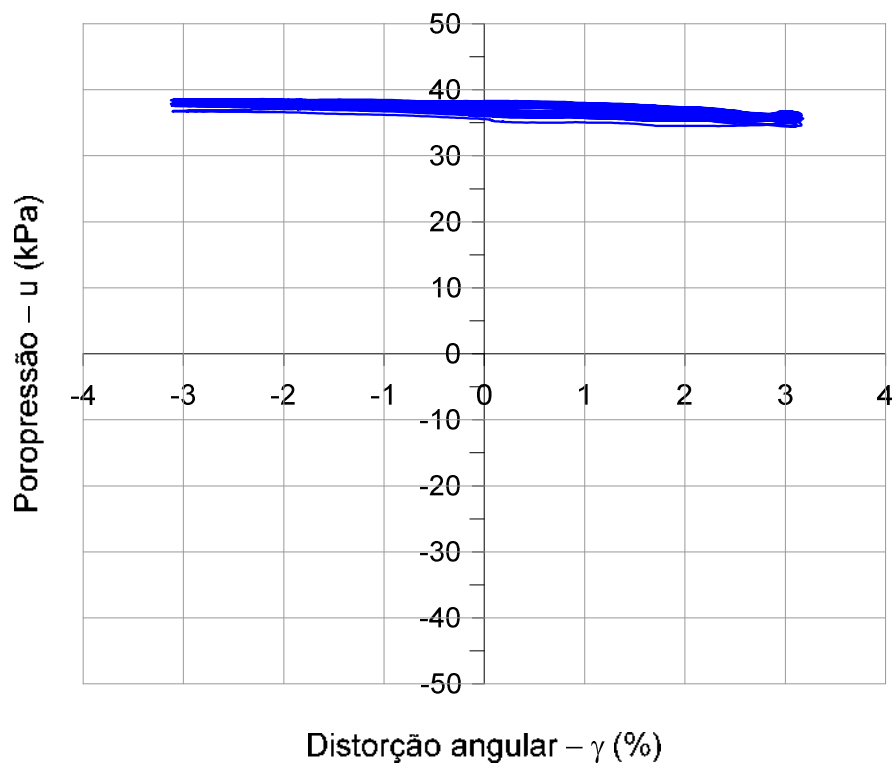
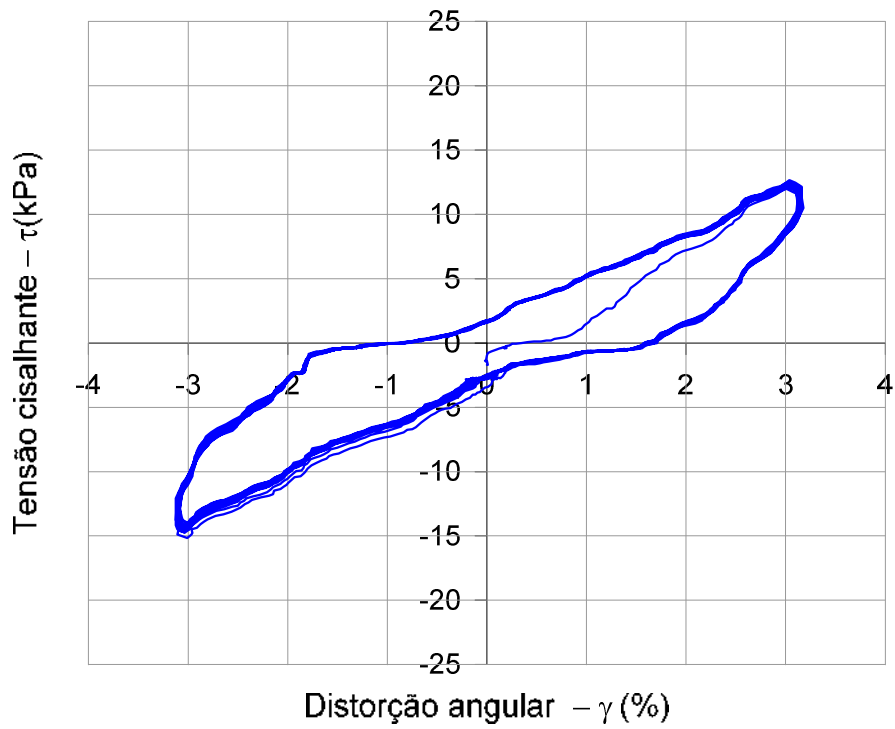


Figura A2-4 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 4 (ciclos 46 ao 60), prof. 13,42m do Furo A

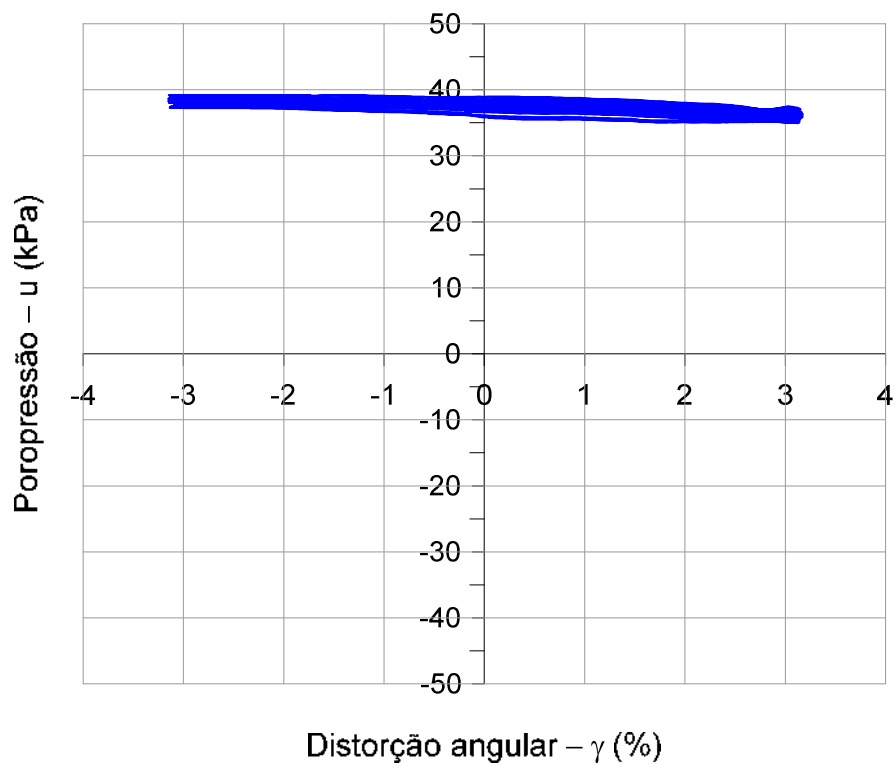
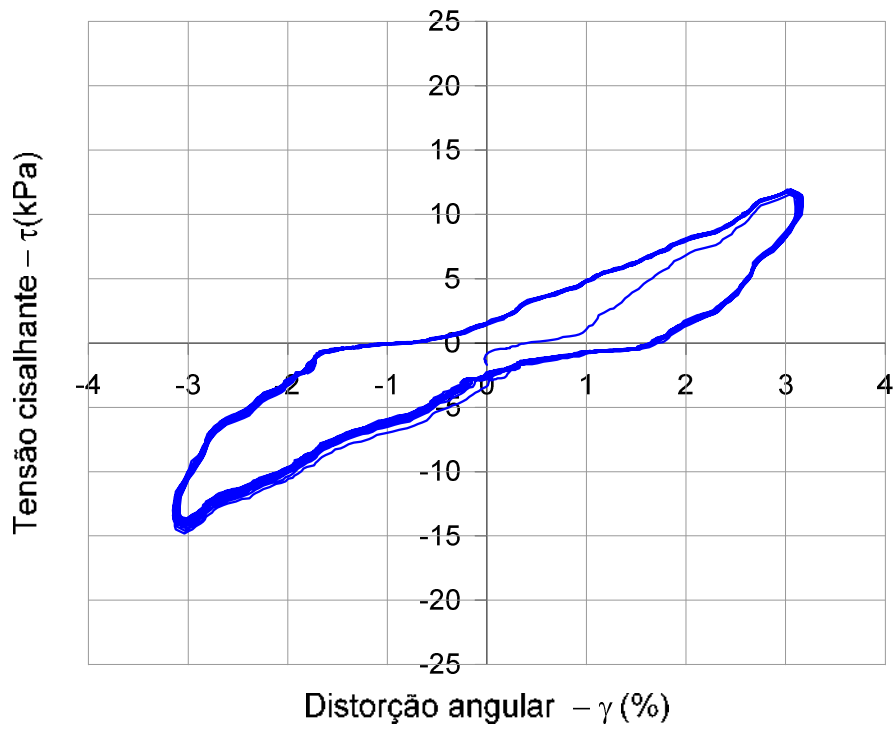


Figura A2-5 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 5 (ciclos 61 ao 75), prof. 13,42m do Furo A

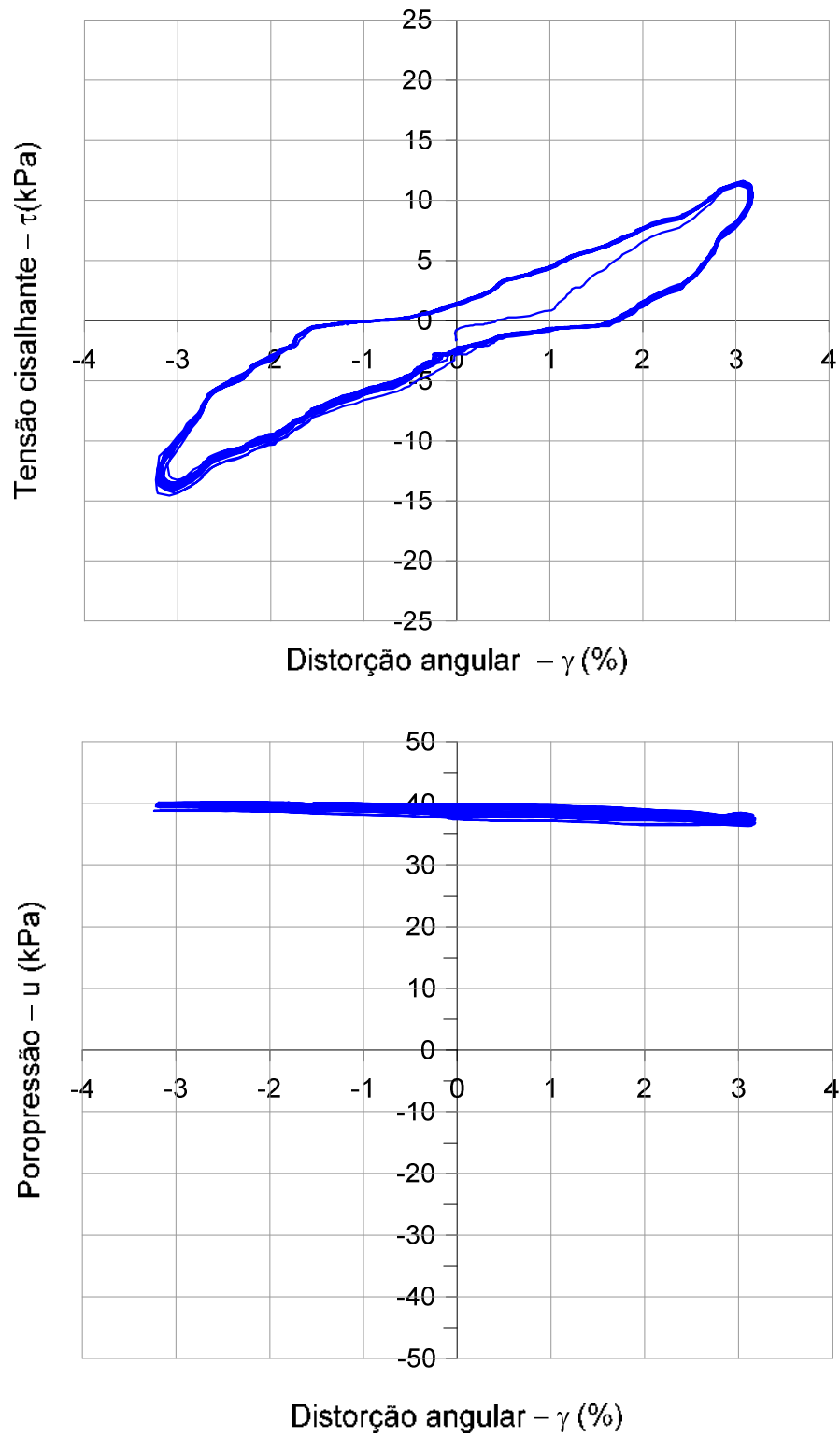


Figura A2-6 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 6 (ciclos 76 ao 90), prof. 13,42m do Furo A

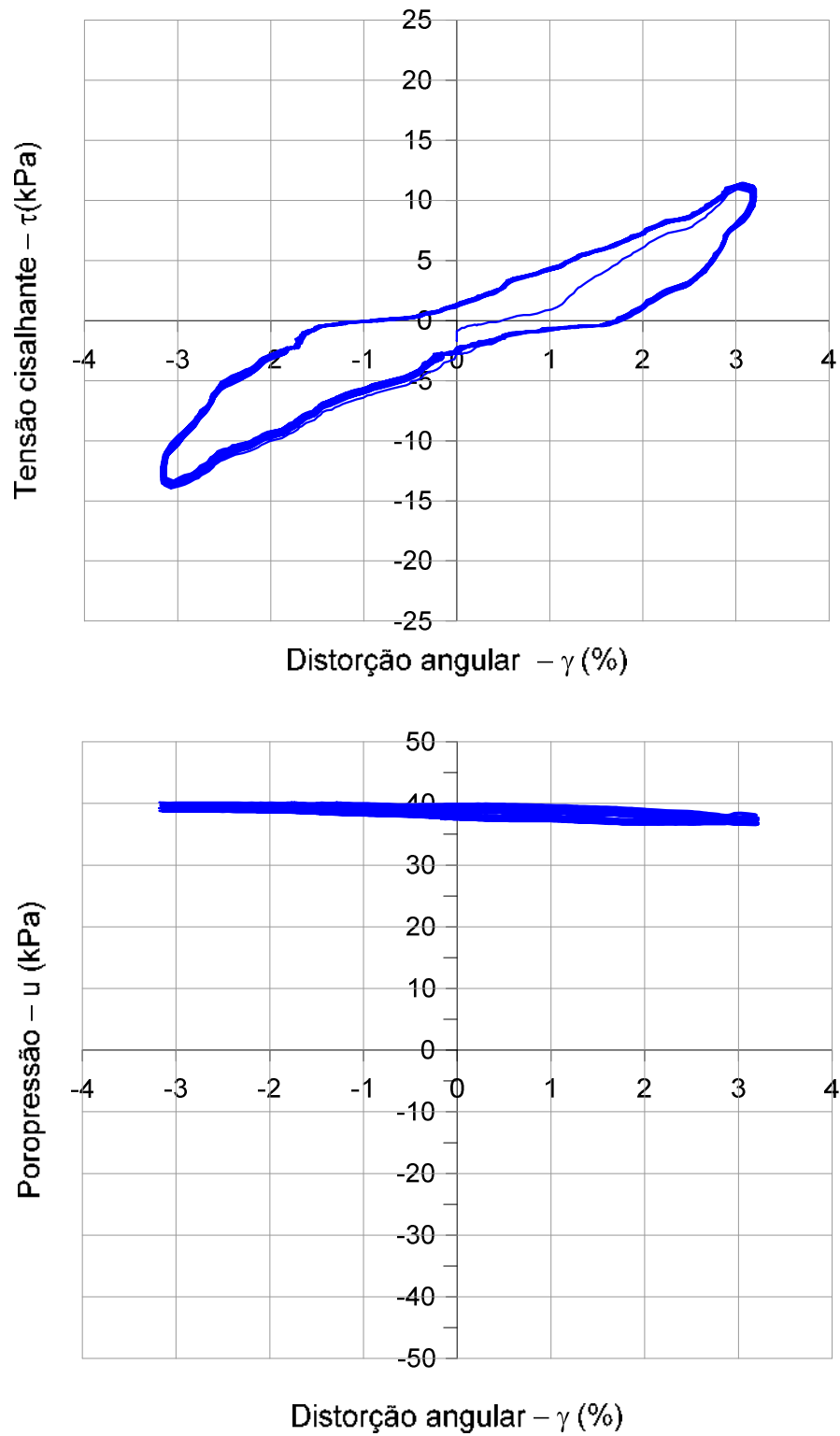


Figura A2-7 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 7 (ciclos 91 ao 105), prof. 13,42m do Furo A

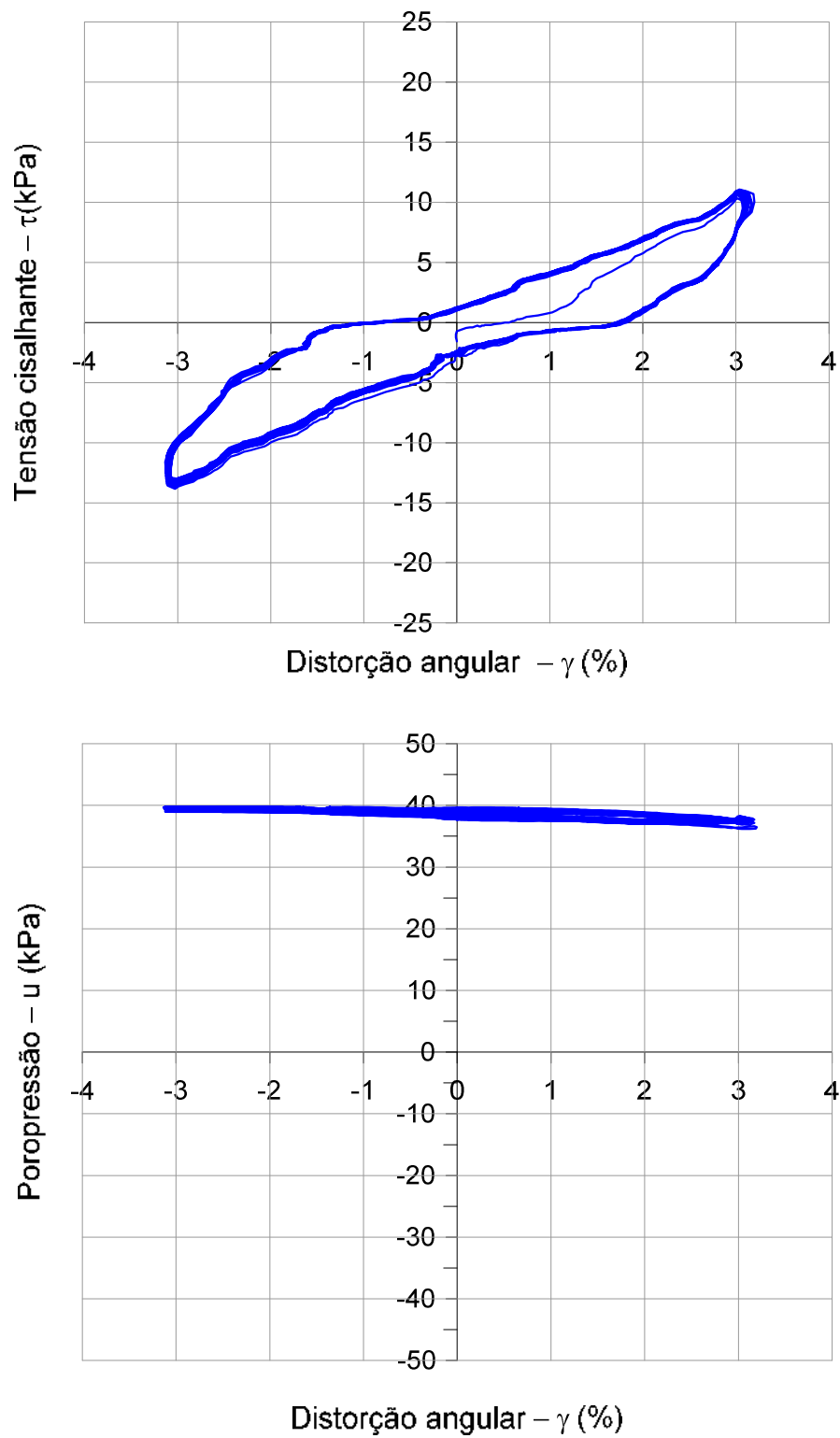


Figura A2-8 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 8 (ciclos 106 ao 120), prof. 13,42m do Furo A

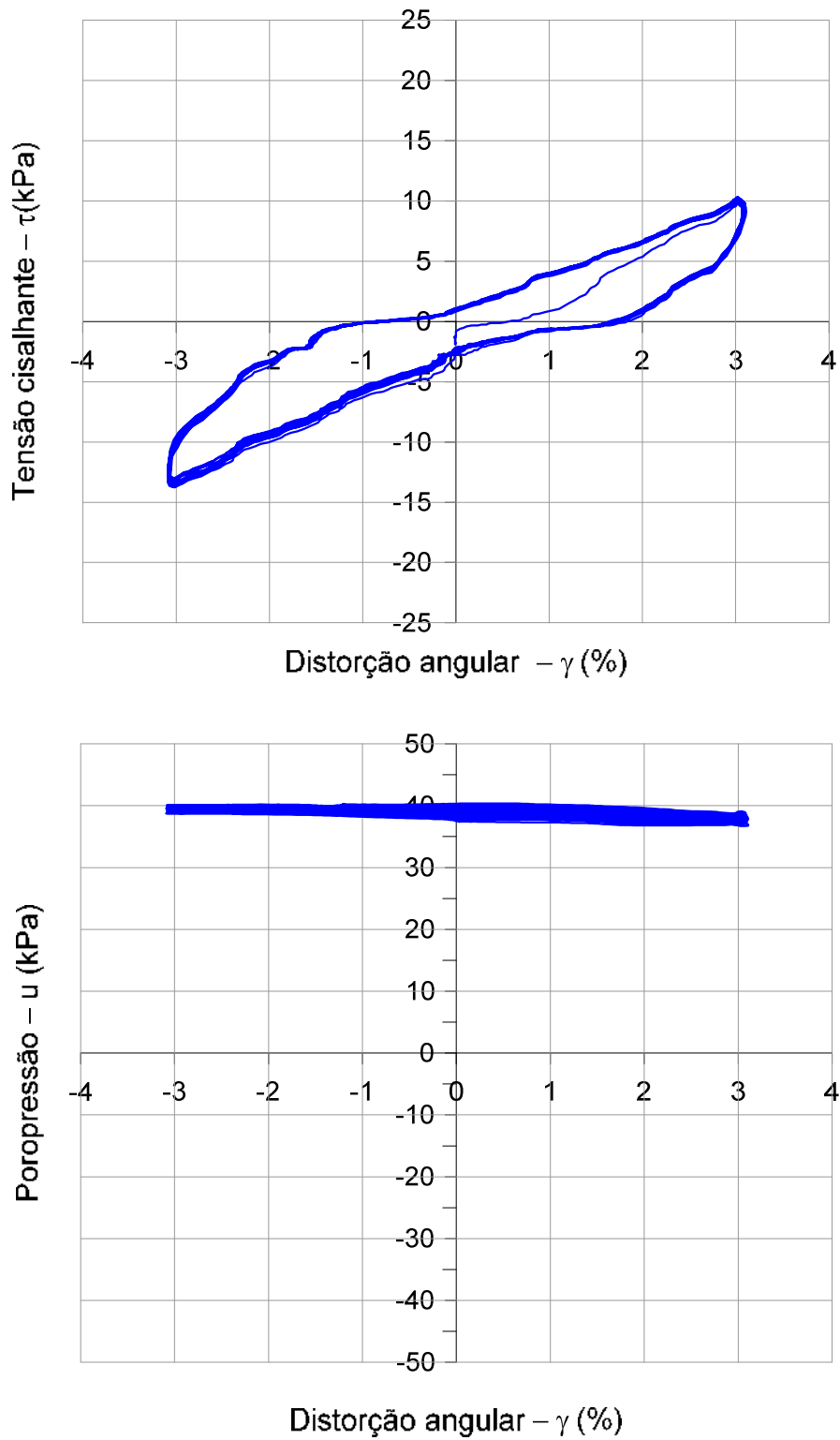


Figura A2-9 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 9 (ciclos 121 ao 135), prof. 13,42m do Furo A



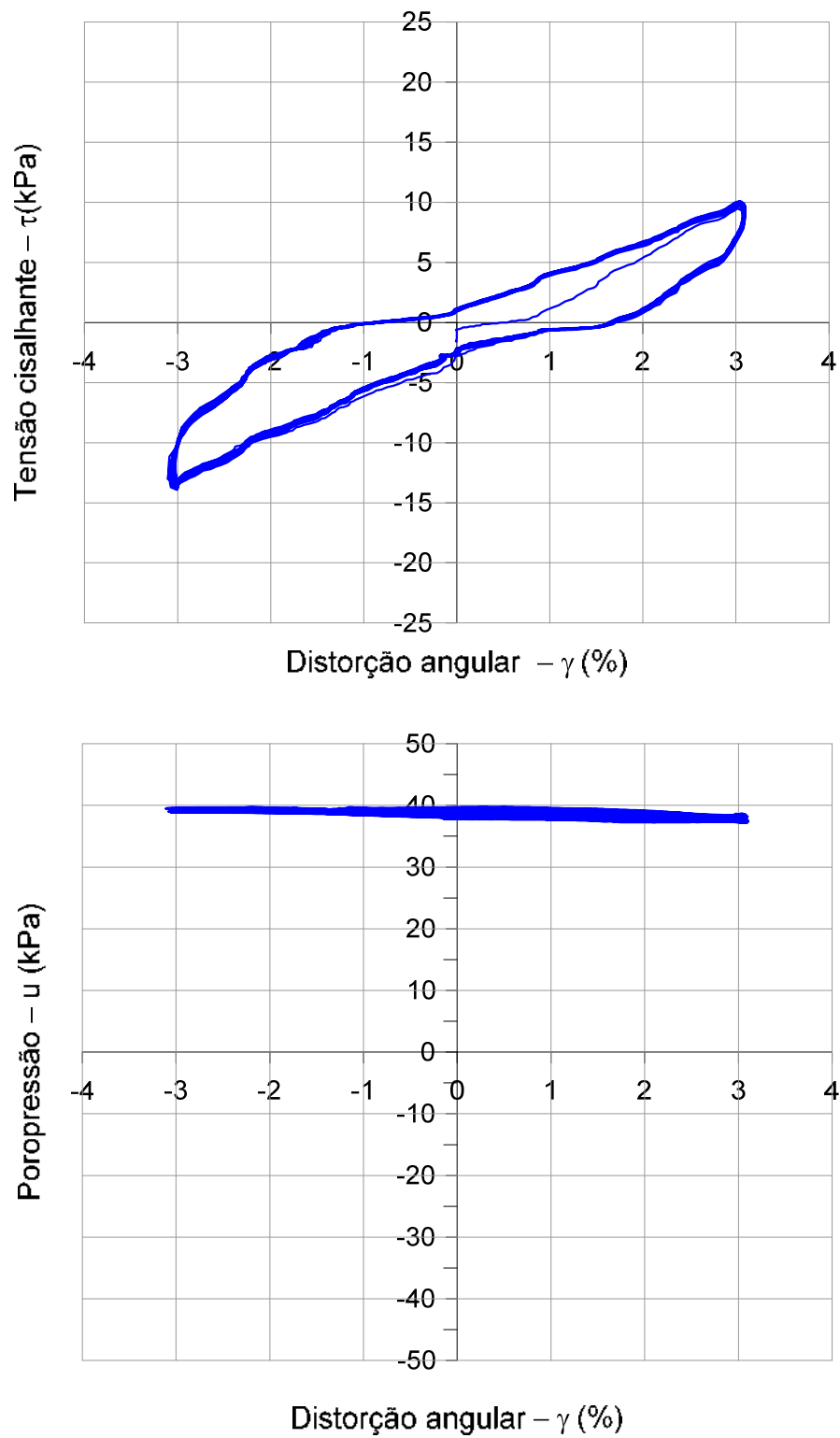


Figura A2-10 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 10  
(ciclos 136 ao 150), prof. 13,42m do Furo A

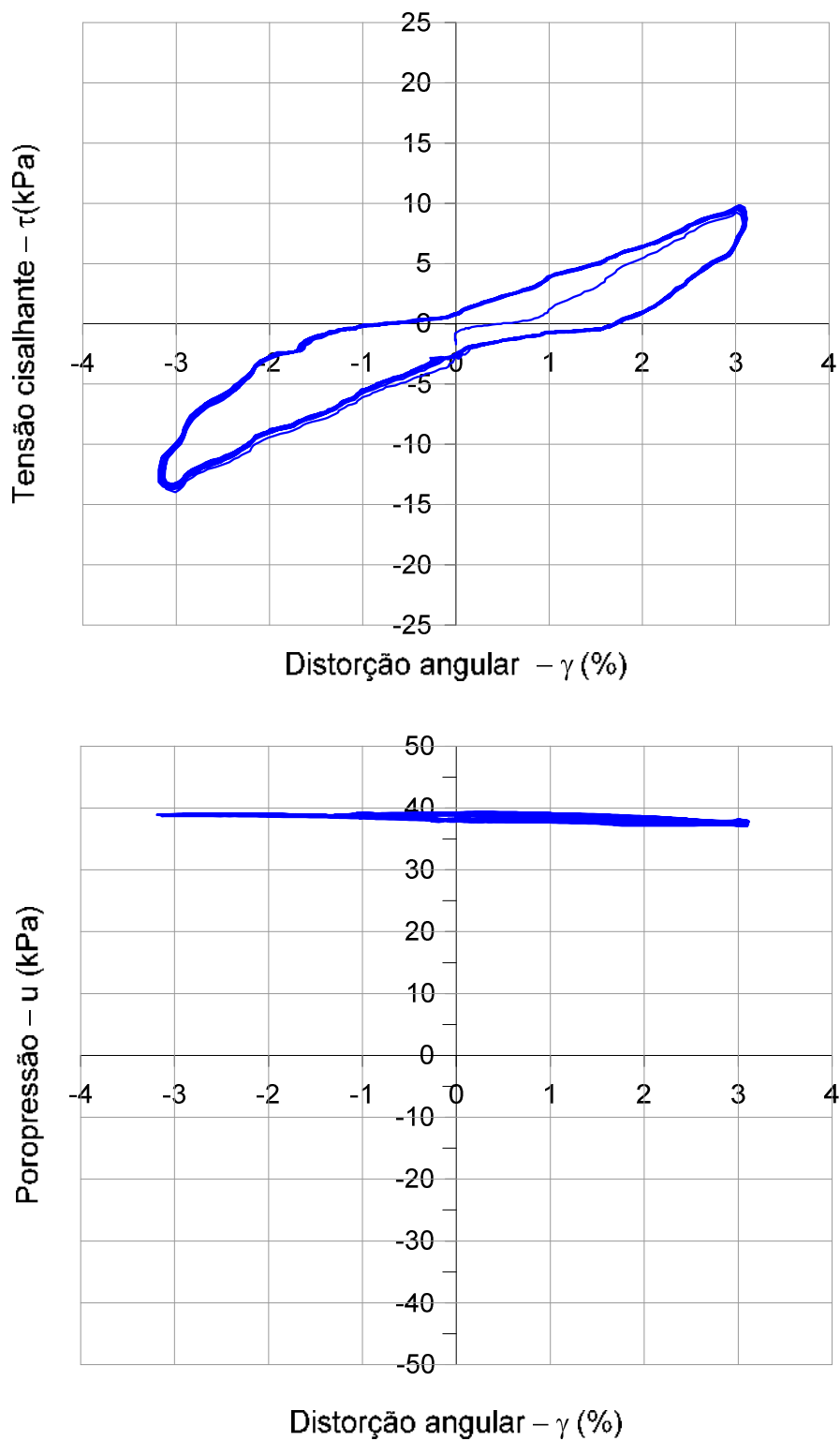


Figura A2-11 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 11  
(ciclos 151 ao 165), prof. 13,42m do Furo A

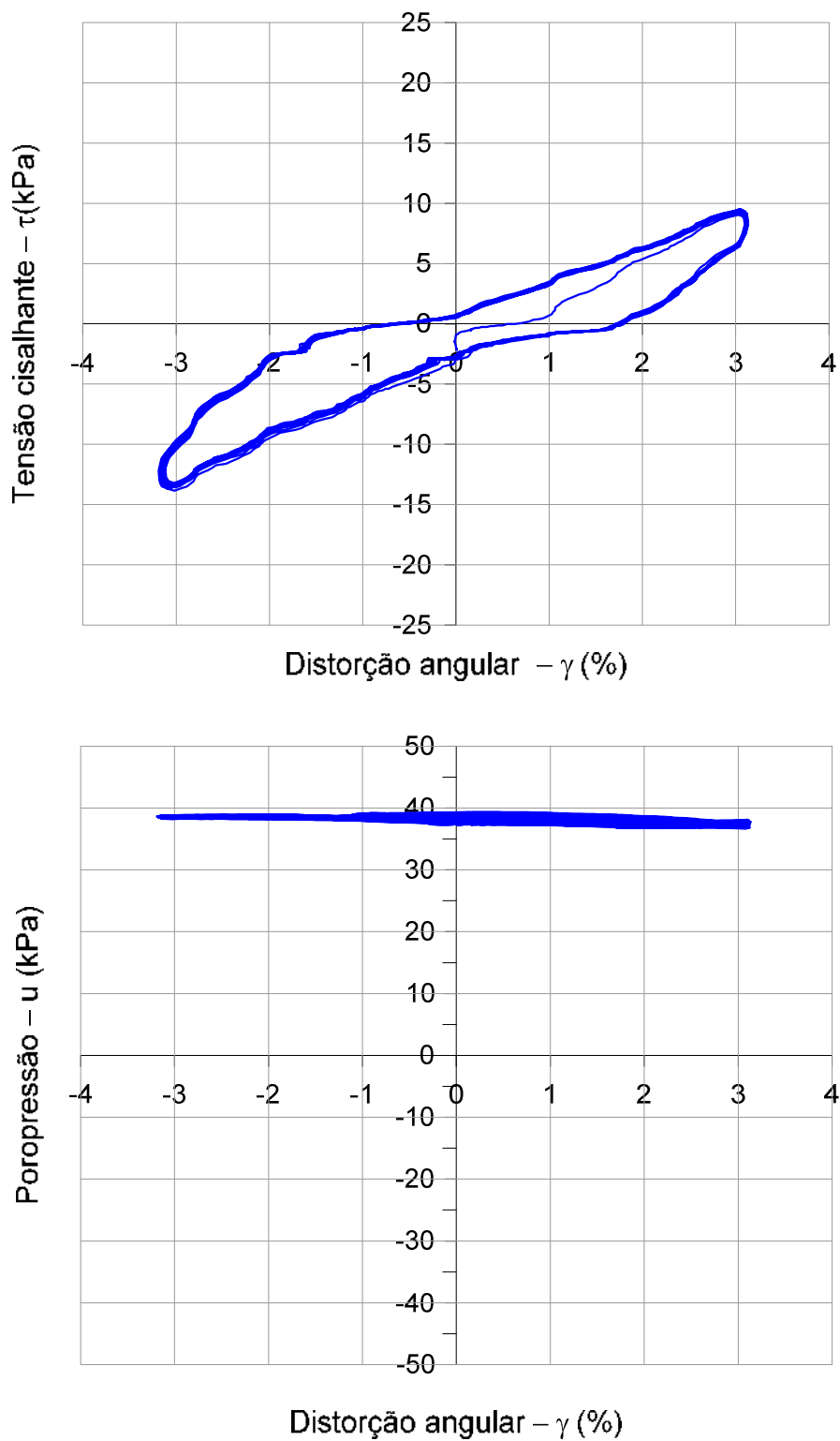


Figura A2-12 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 12  
(ciclos 166 ao 180), prof. 13,42m do Furo A

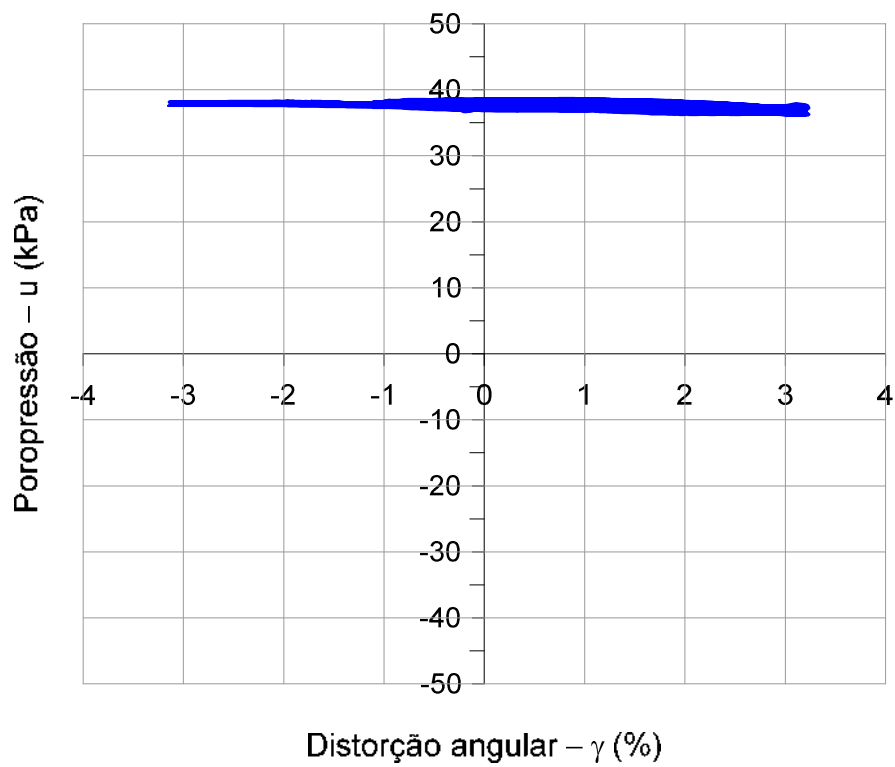
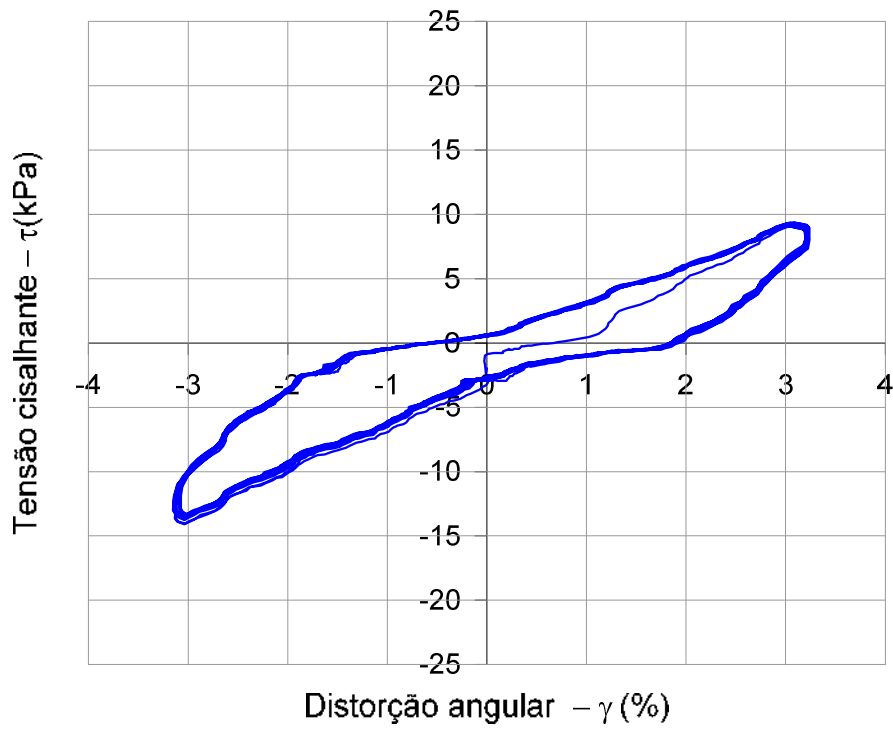


Figura A2-13 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 13 (ciclos 181 ao 195), prof. 13,42m do Furo A

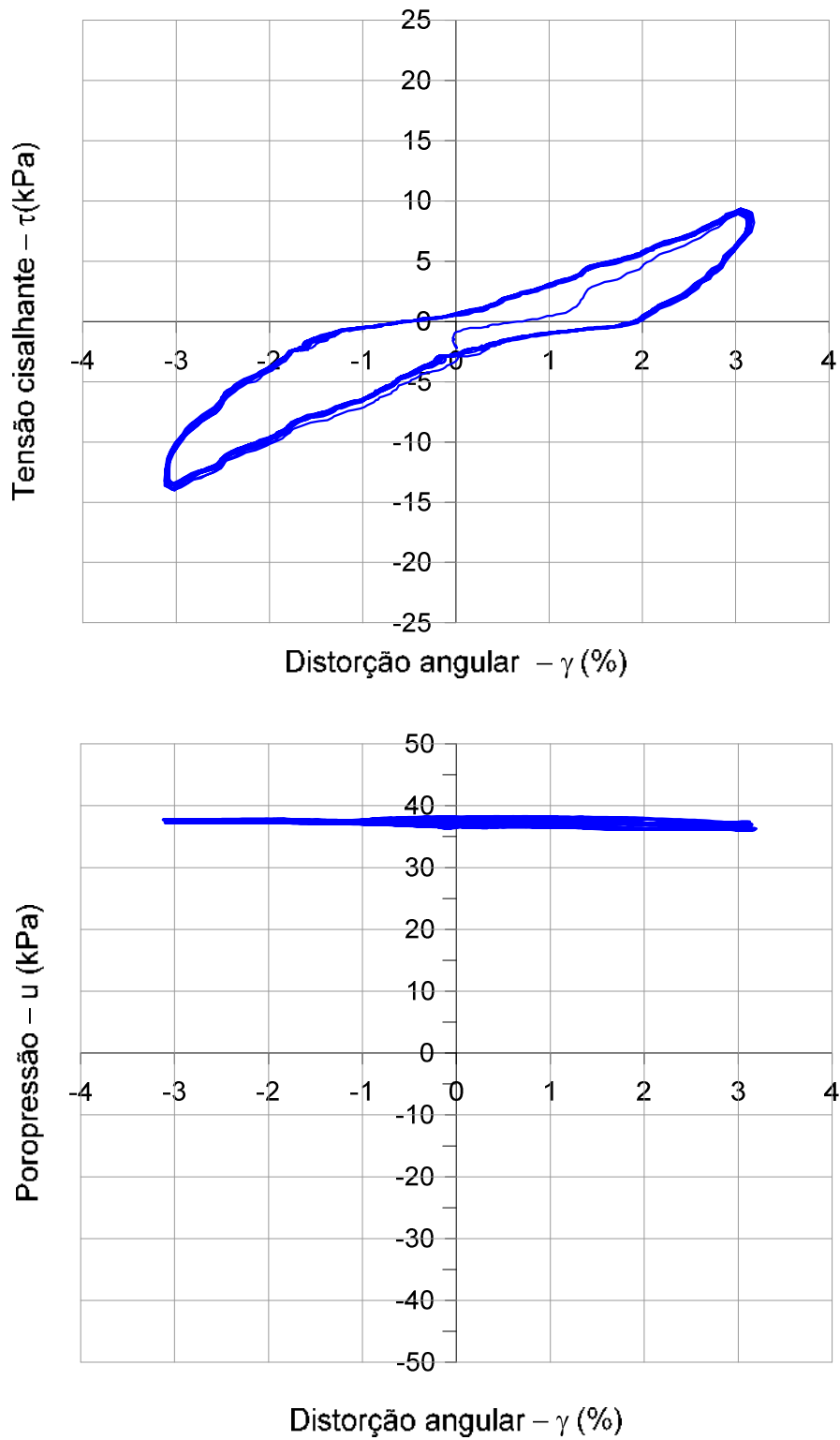


Figura A2-14 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 14 (ciclos 196 ao 210), prof. 13,42m do Furo A

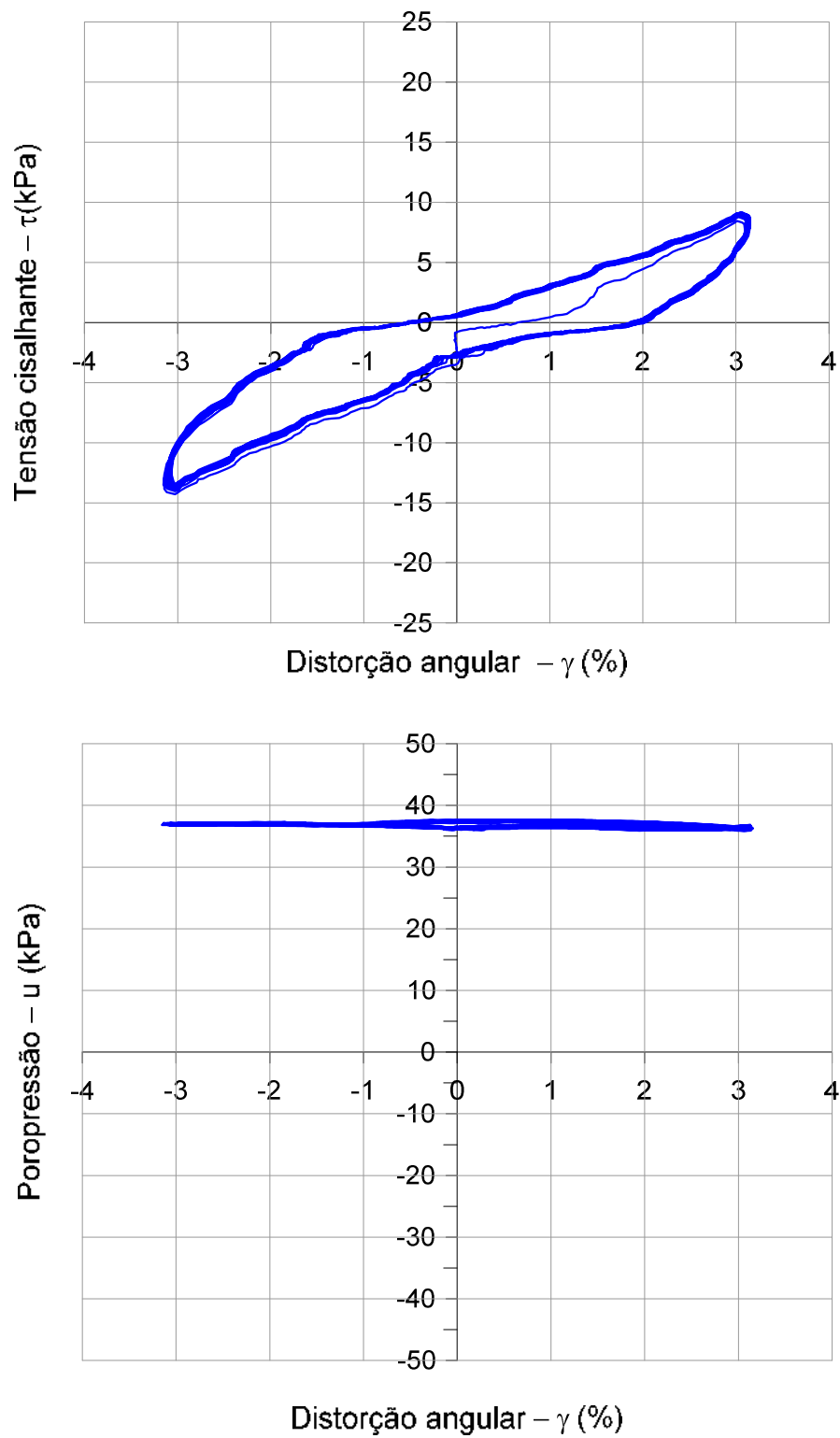


Figura A2-15 Tensão cisalhante e poropressão induzida *versus* distorção angular, Etapa 15 (ciclos 210 ao 225), prof. 13,42m do Furo A

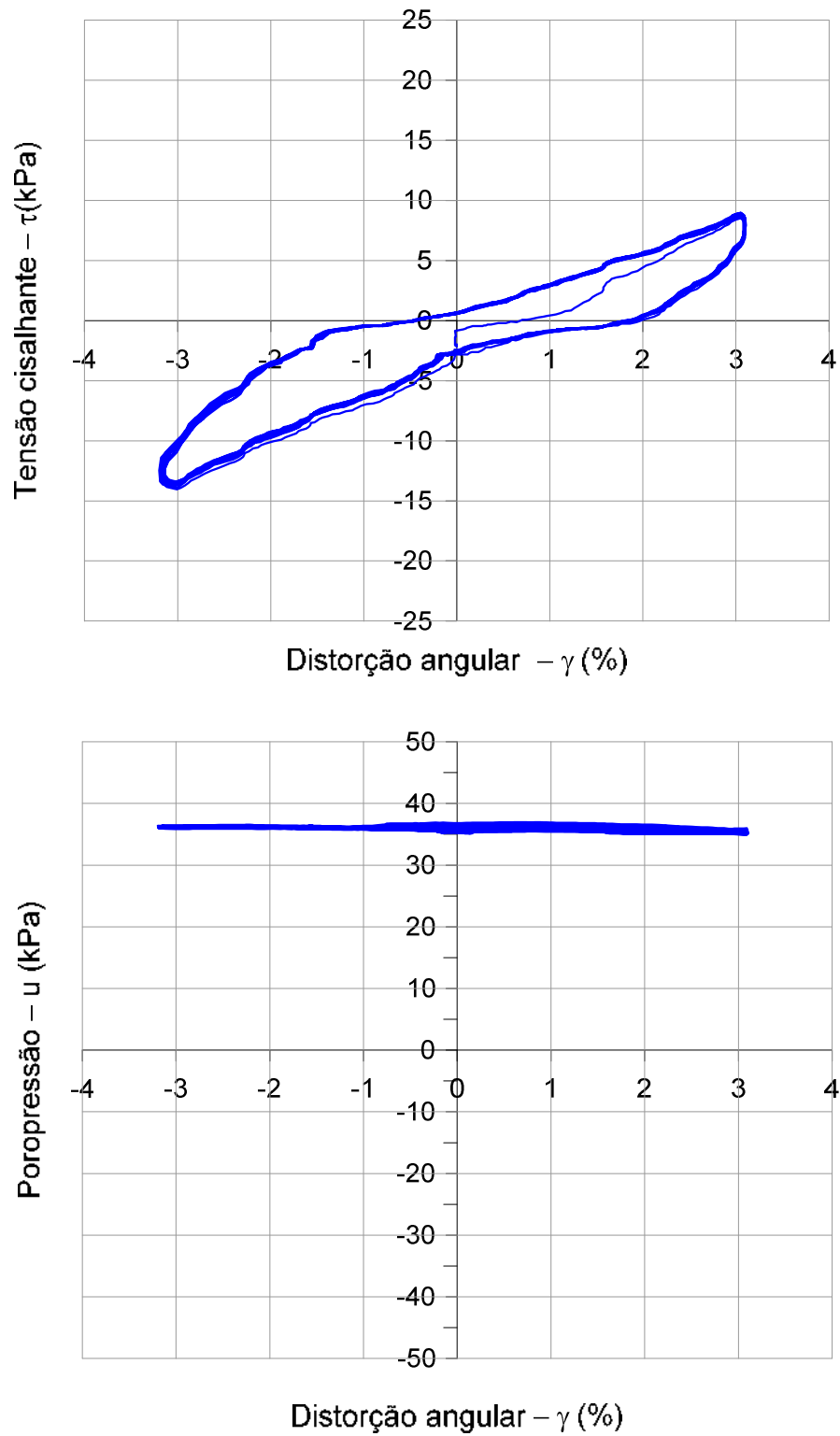


Figura A2-16 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 16 (ciclos 226 ao 240), prof. 13,42m do Furo A

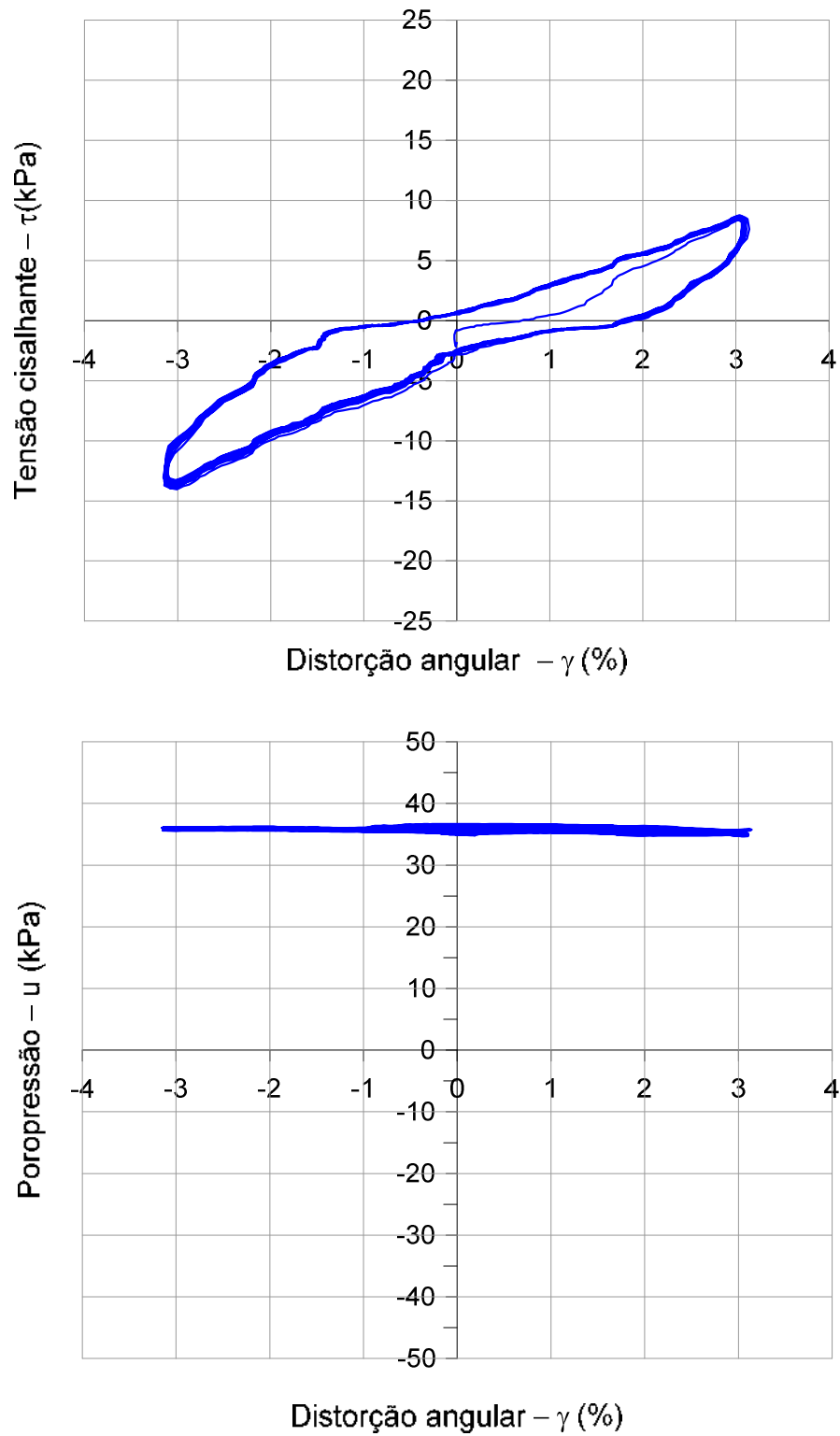


Figura A2-17 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 17 (ciclos 241 ao 255), prof. 13,42m do Furo A



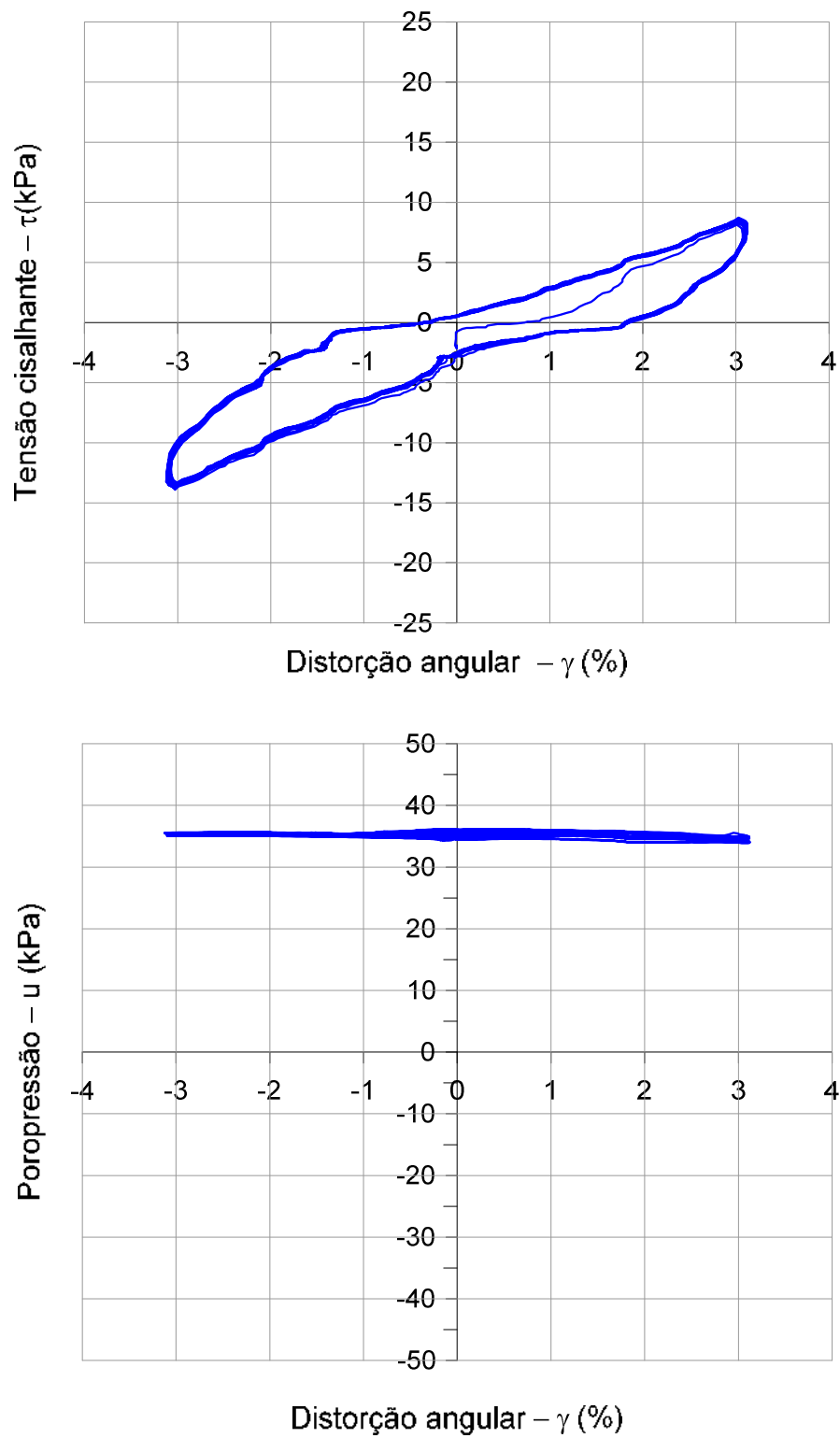


Figura A2-18 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 18 (ciclos 256 ao 270), prof. 13,42m do Furo A

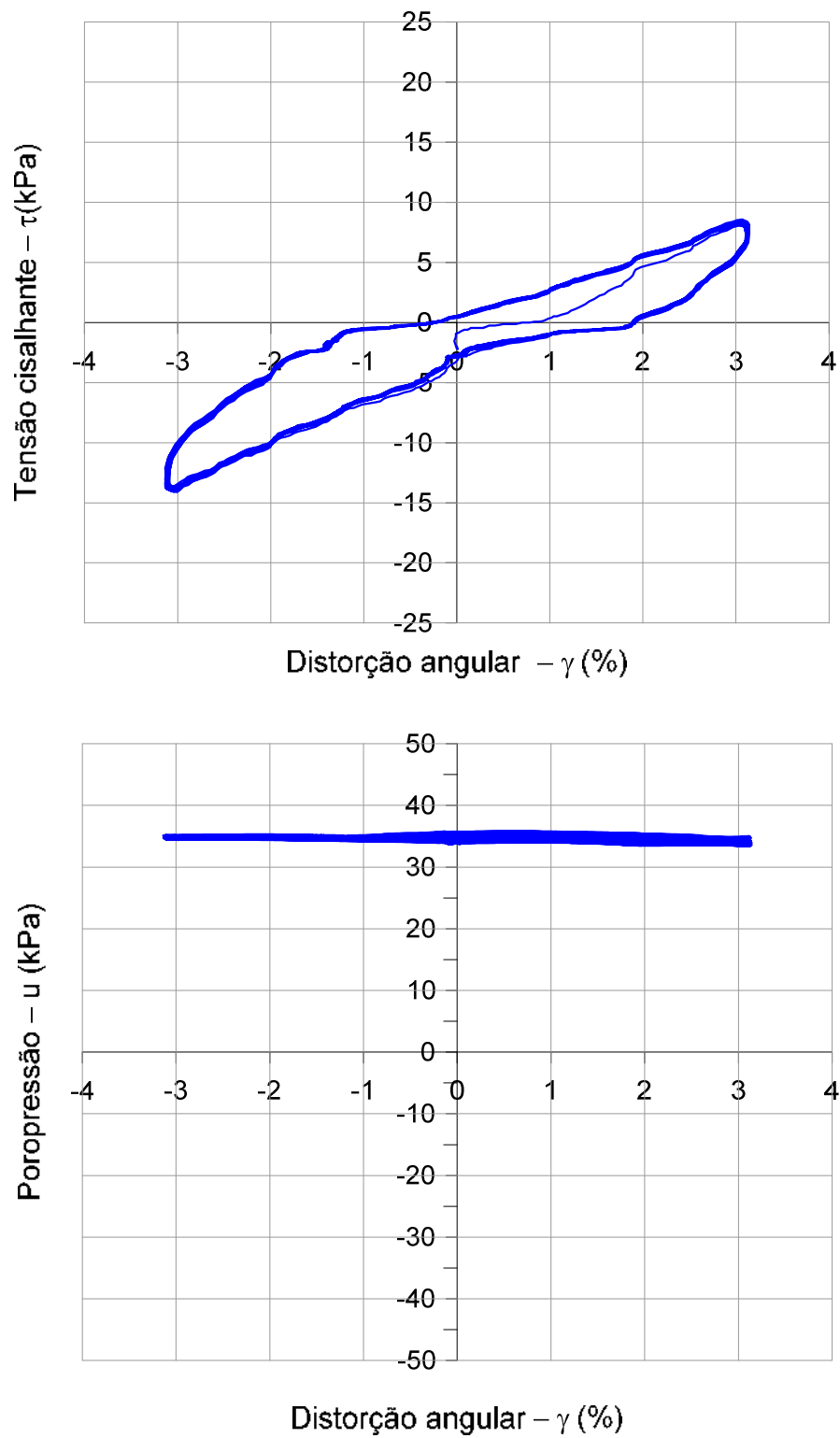


Figura A2-19 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 19 (ciclos 271 ao 285), prof. 13,42m do Furo A

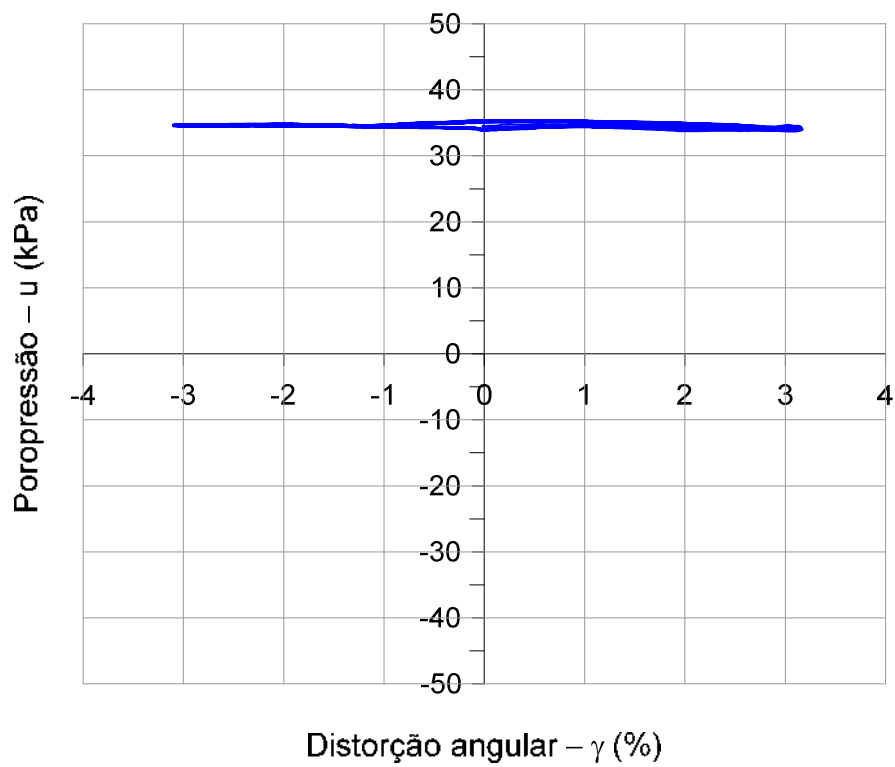
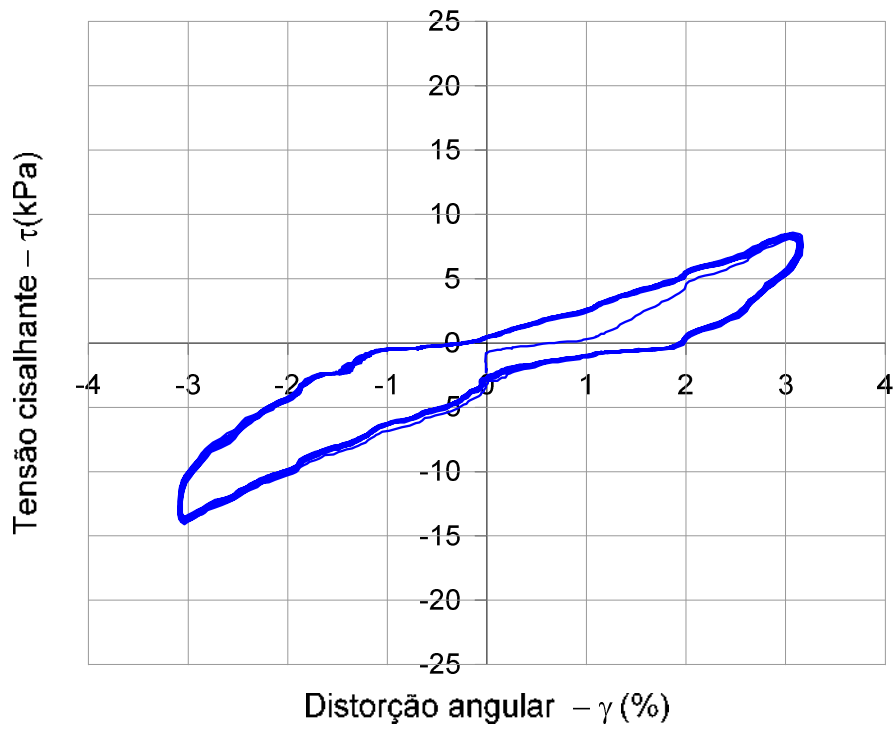


Figura A2-20 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 20 (ciclos 286 ao 300), prof. 13,42m do Furo A

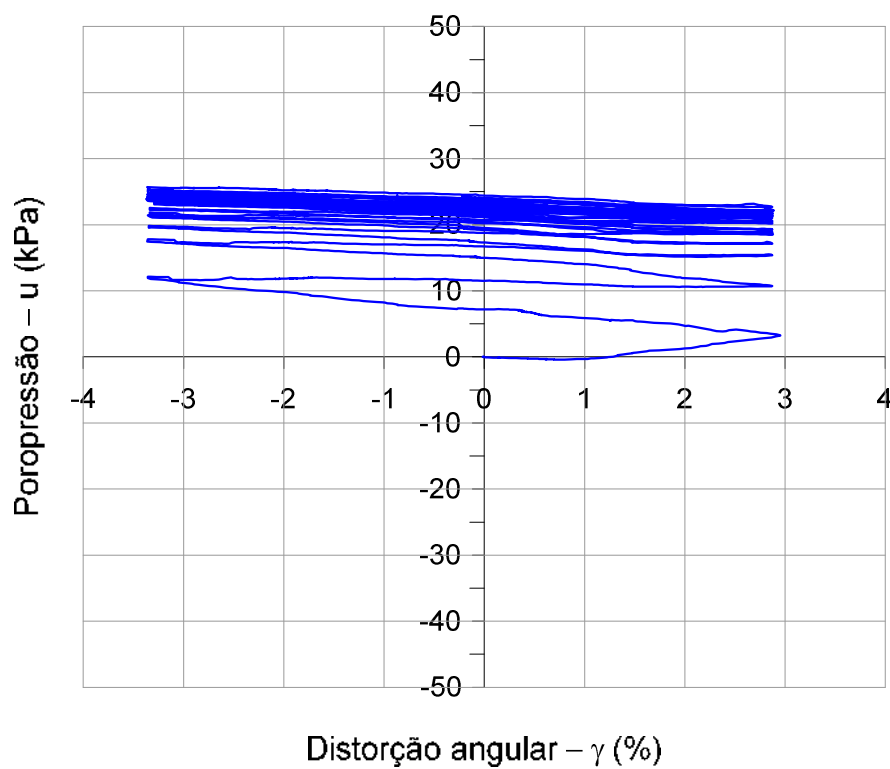
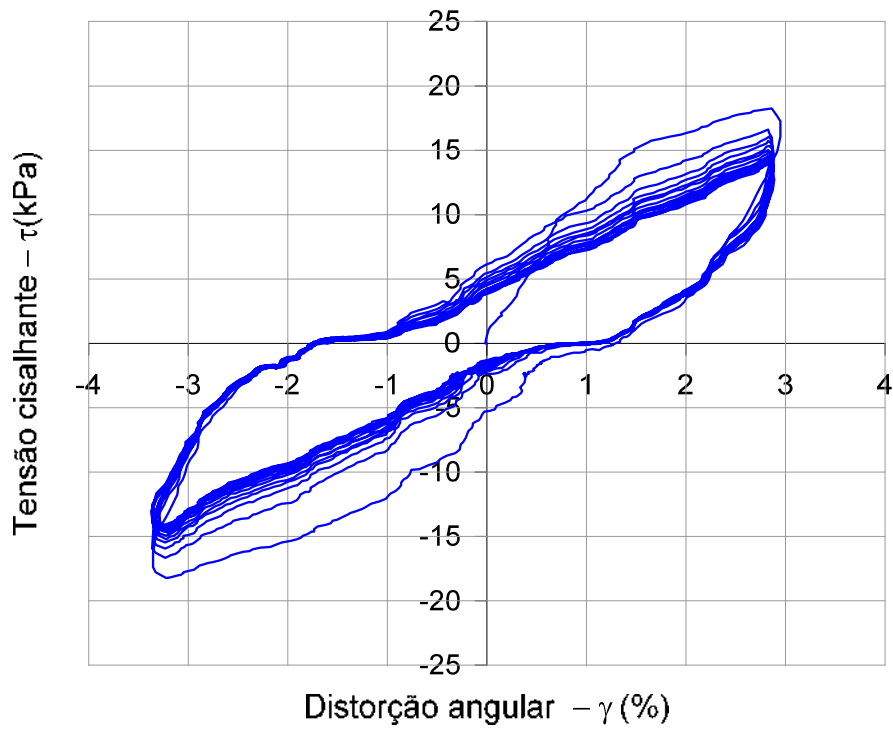


Figura A2-21 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 1 (ciclos 1 ao 15), prof. 11,33m do Furo B.

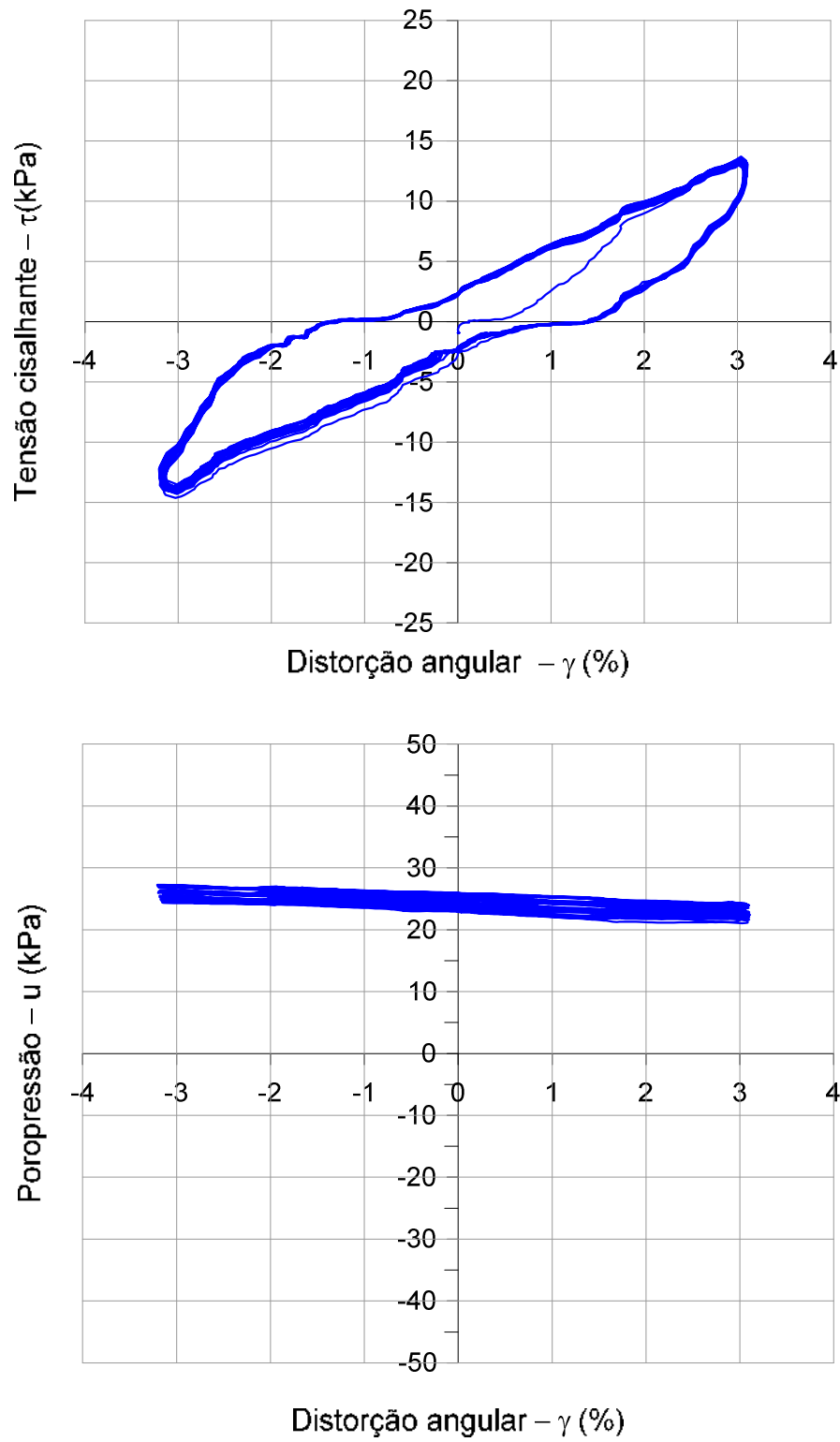


Figura A2-22 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 2 (ciclos 16 ao 30), prof.11,33m do Furo B.

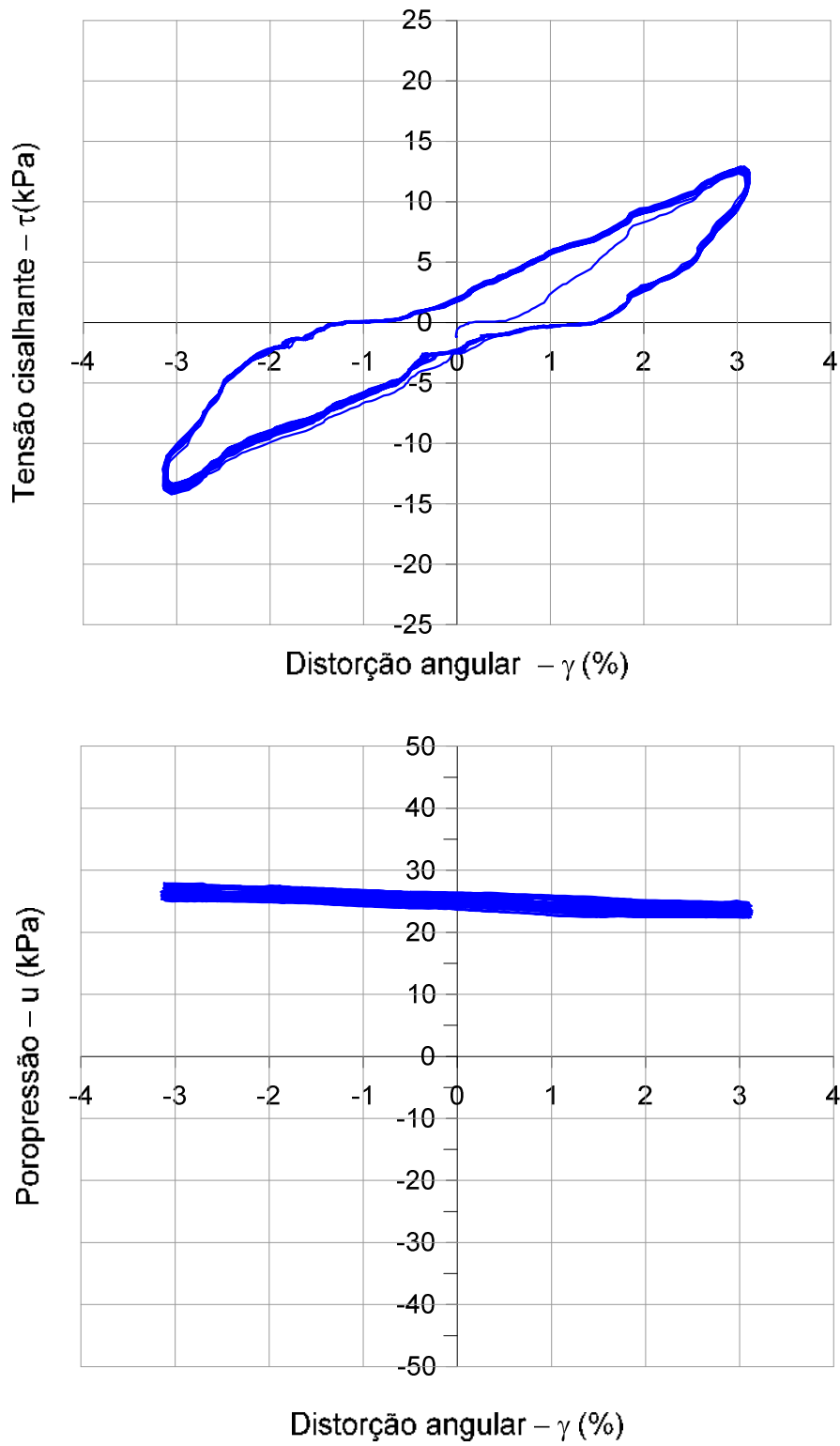


Figura A2-23 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 3 (ciclos 31 ao 45), prof. 11,33m do Furo B.

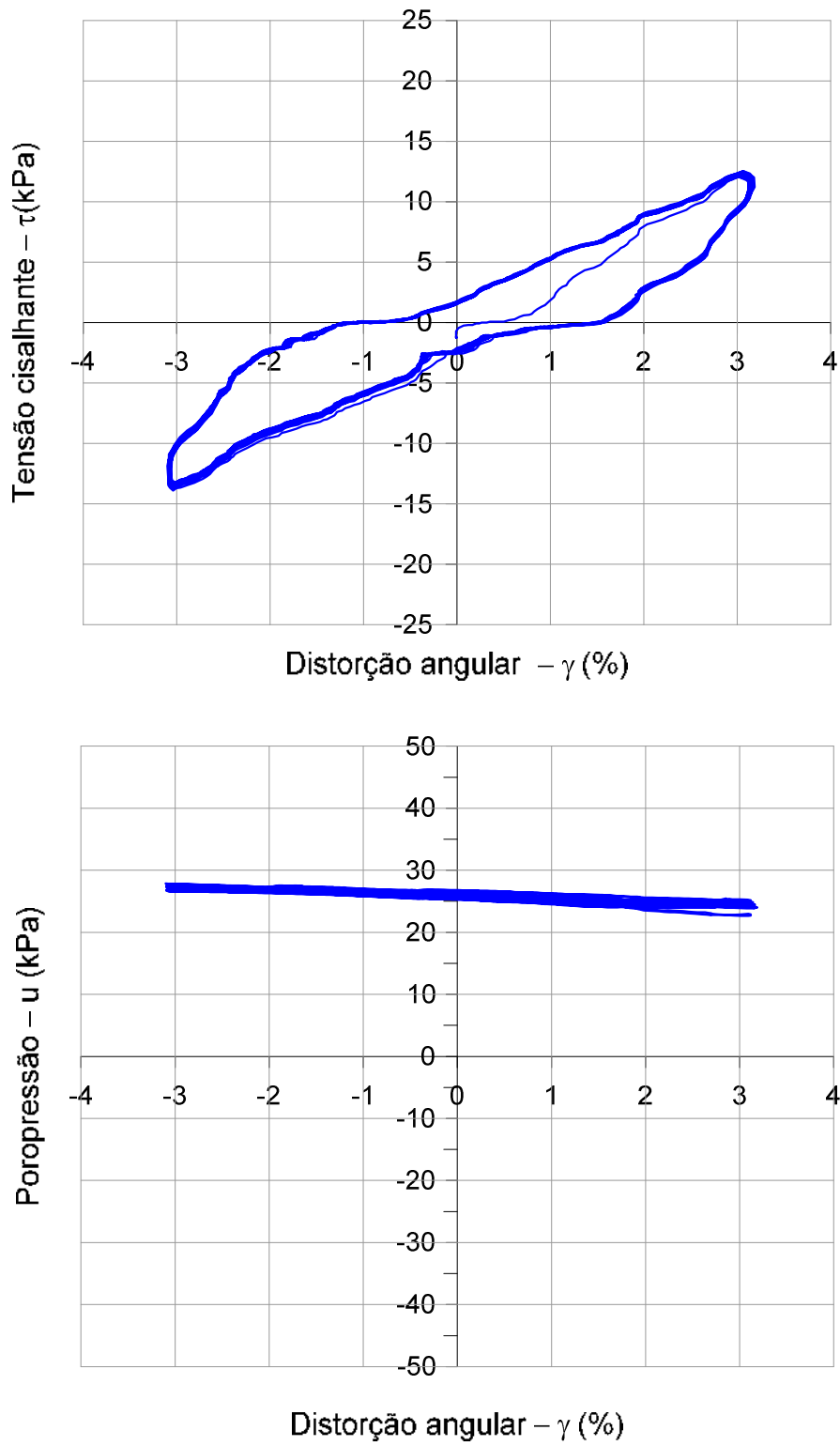


Figura A2-24 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 4 (ciclos 46 ao 60), prof. 11,33m do Furo B.

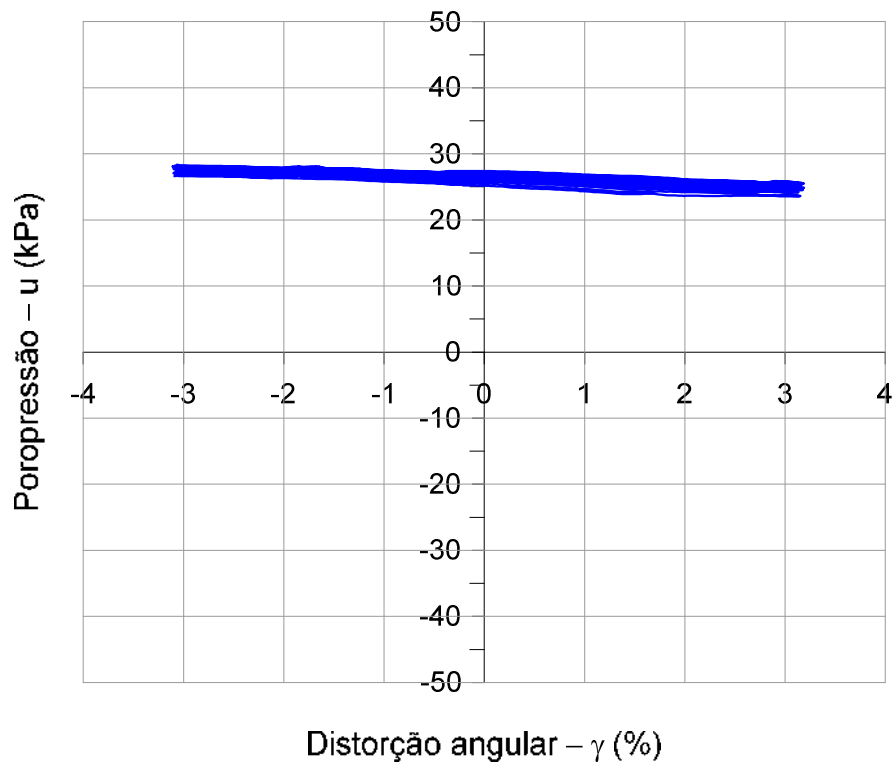
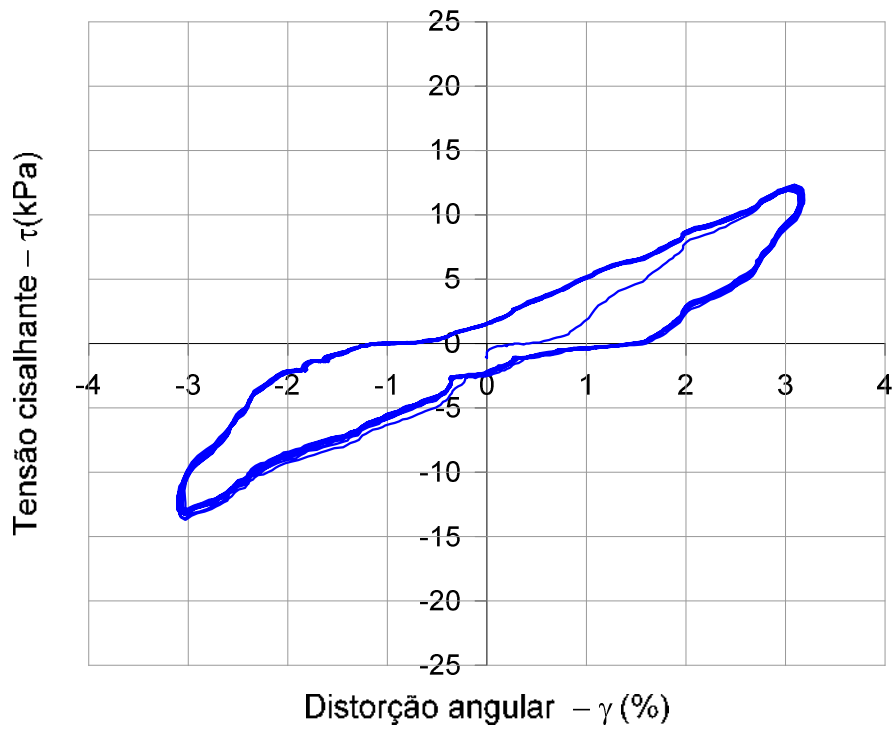


Figura A2-25 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 5 (ciclos 61 ao 75), prof. 11,33m do Furo B.



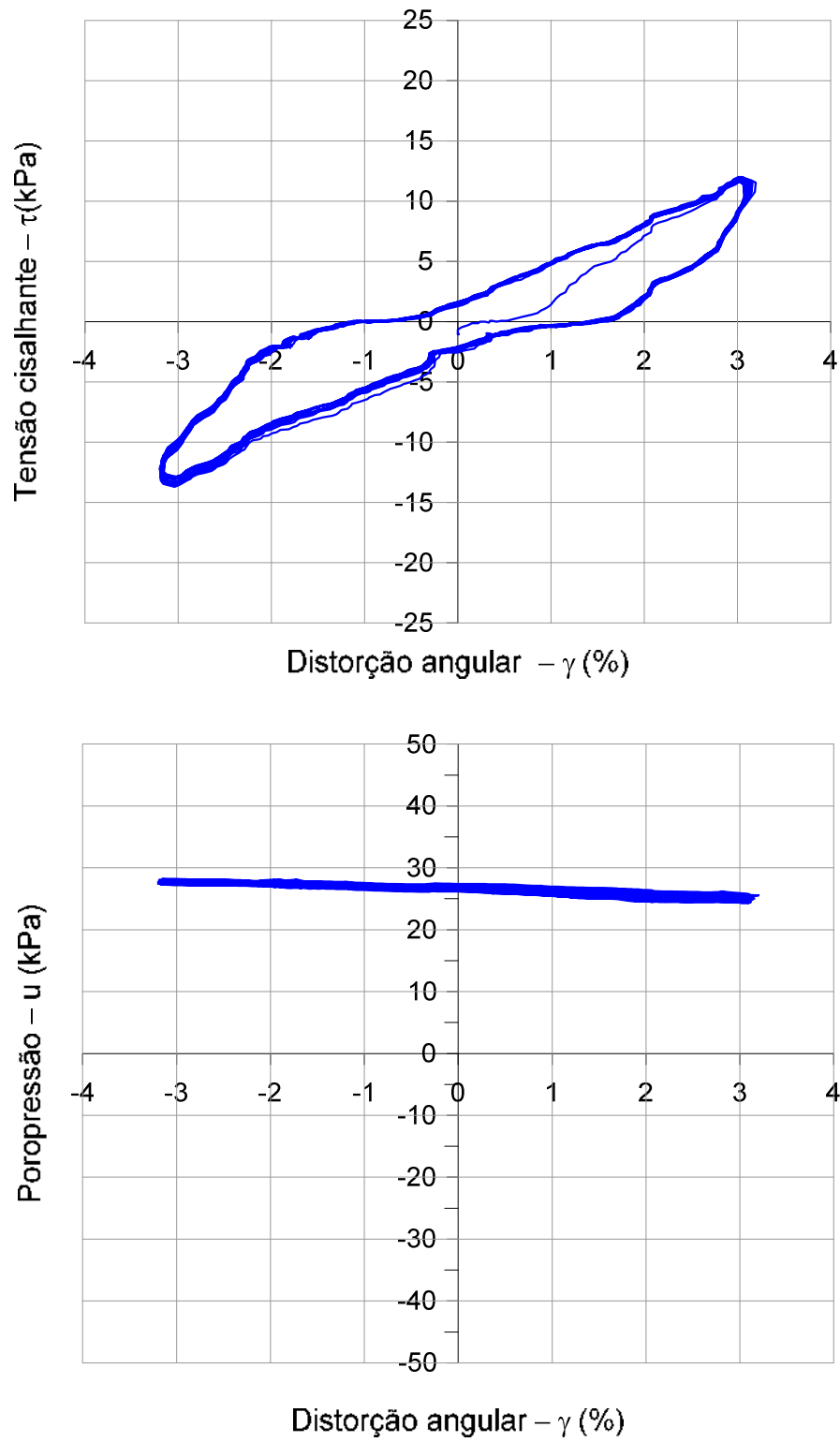


Figura A2-26 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 6 (ciclos 76 ao 90), prof. 11,33m do Furo B.

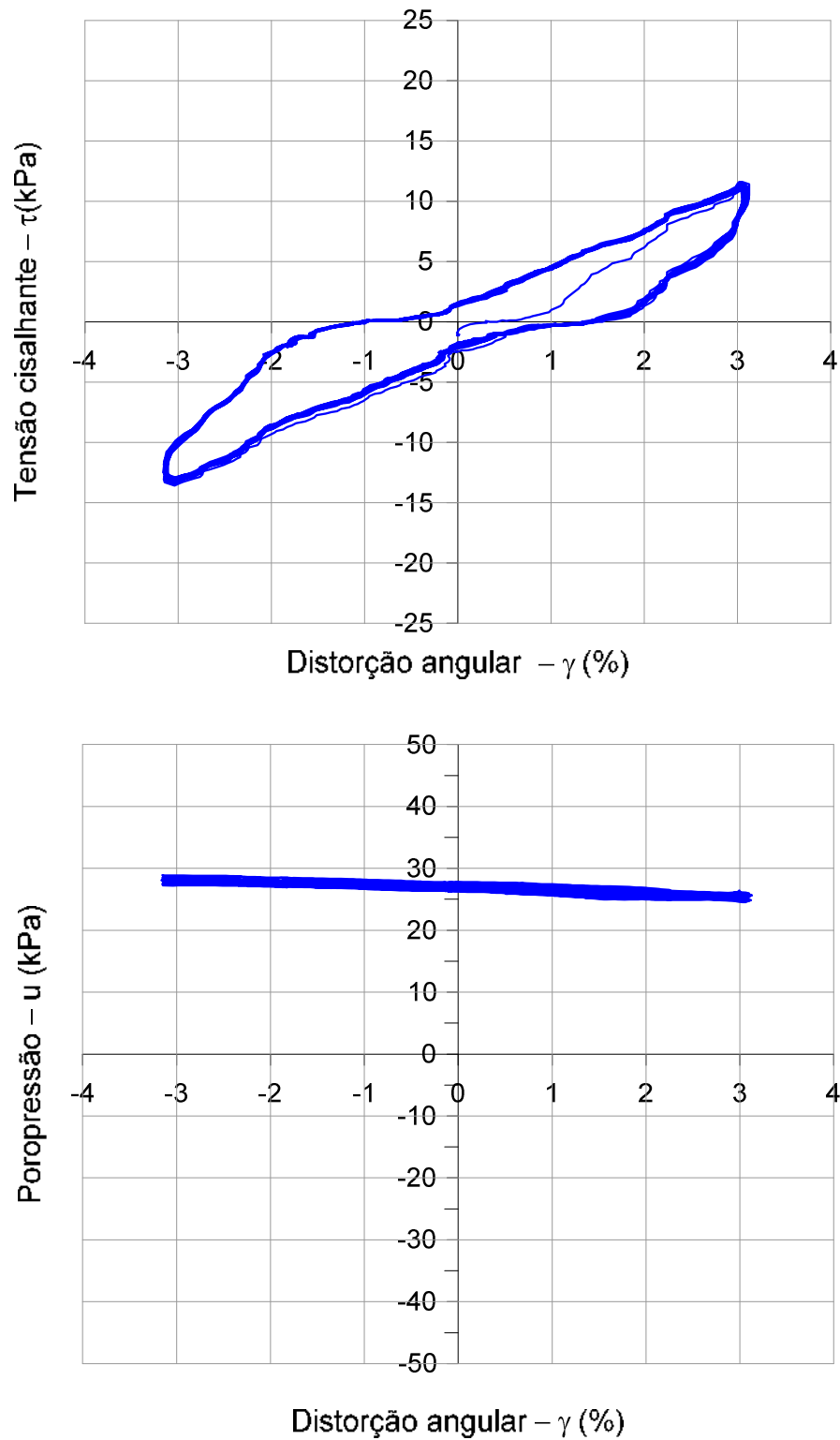


Figura A2-27 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 7 (ciclos 91 ao 105), prof. 11,33m do Furo B.

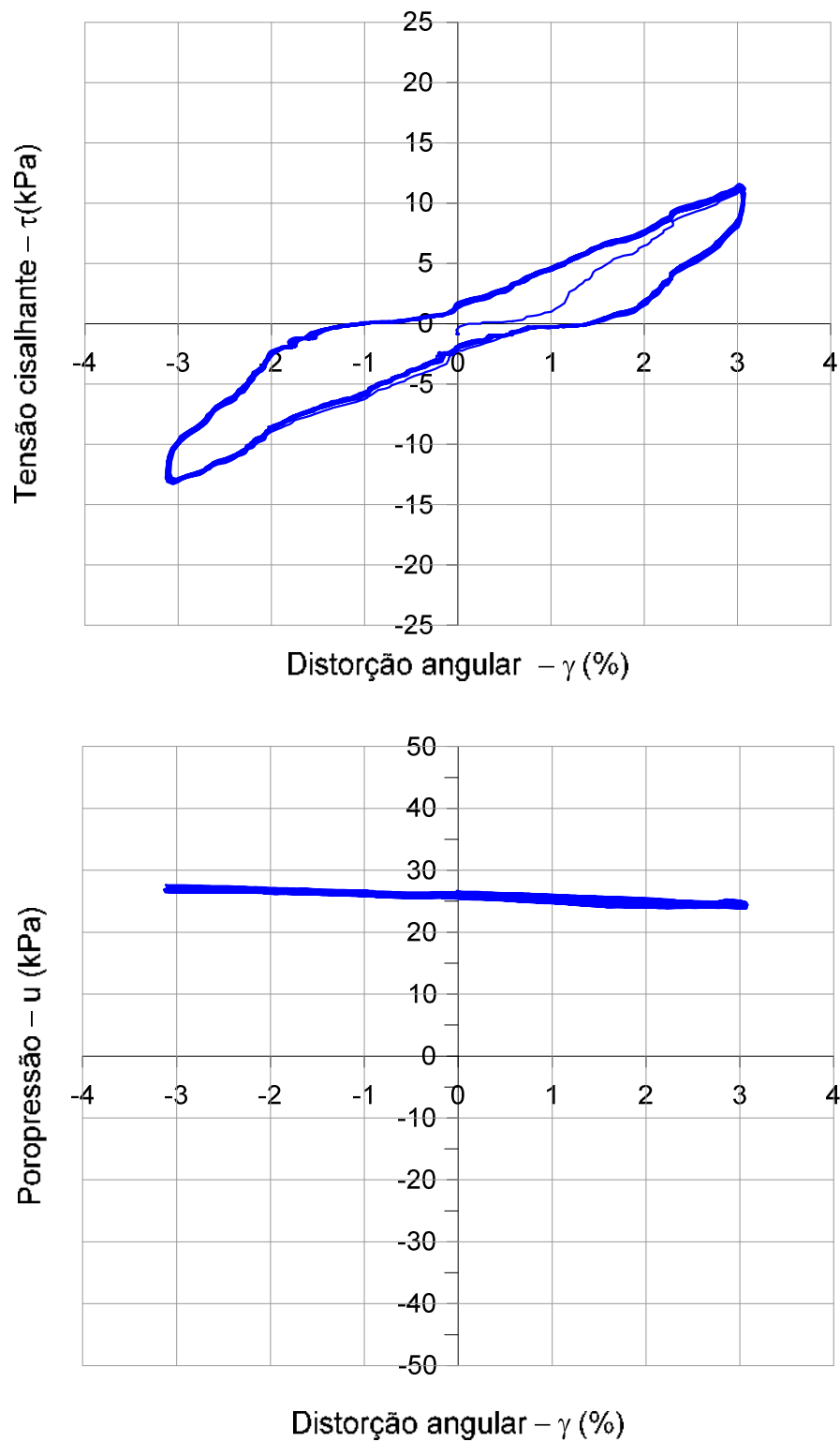


Figura A2-28 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 8 (ciclos 106 ao 120), prof. 11,33m do Furo B.

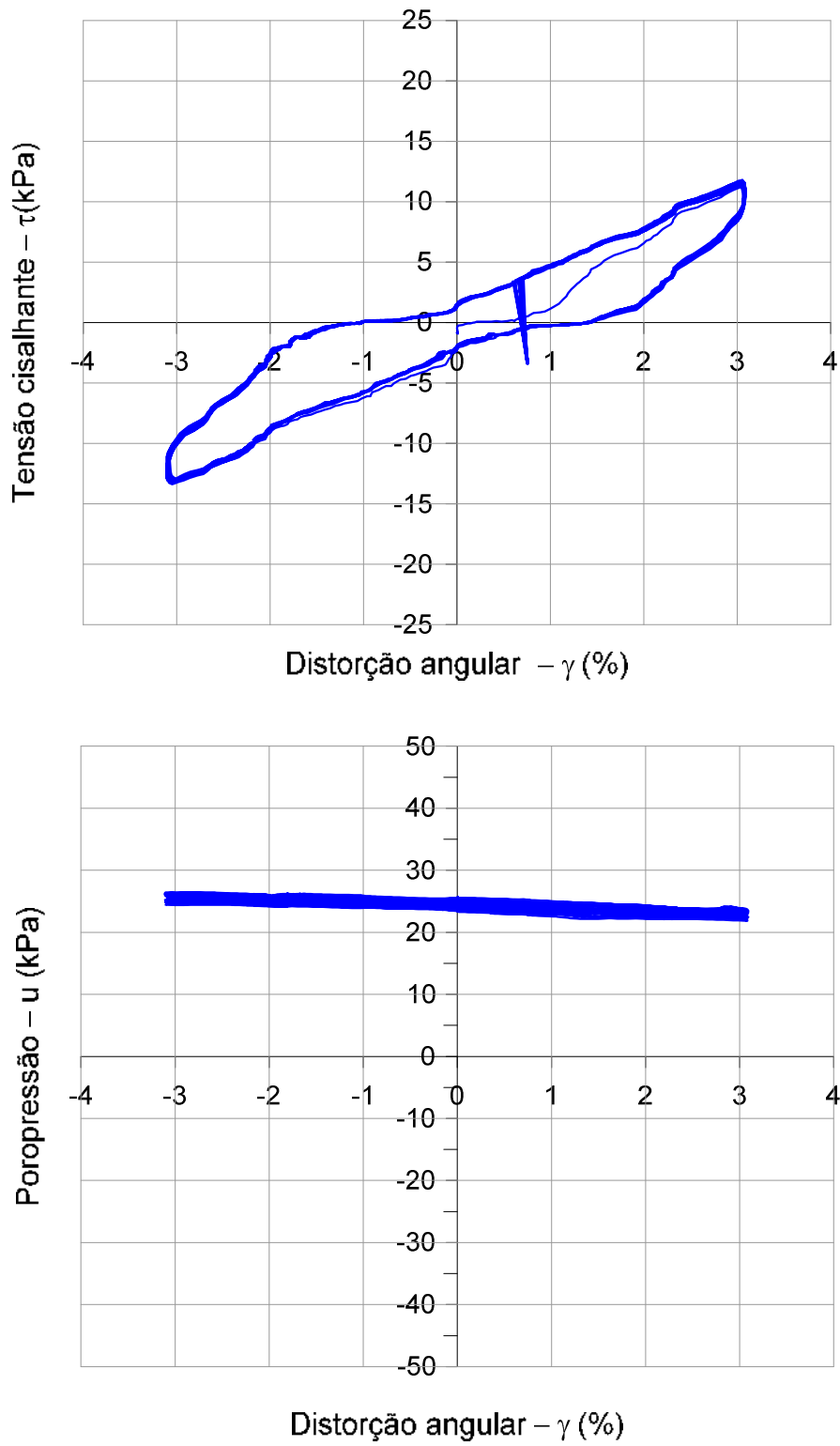


Figura A2-29 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 9 (ciclos 121 ao 135), prof. 11,33m do Furo B.

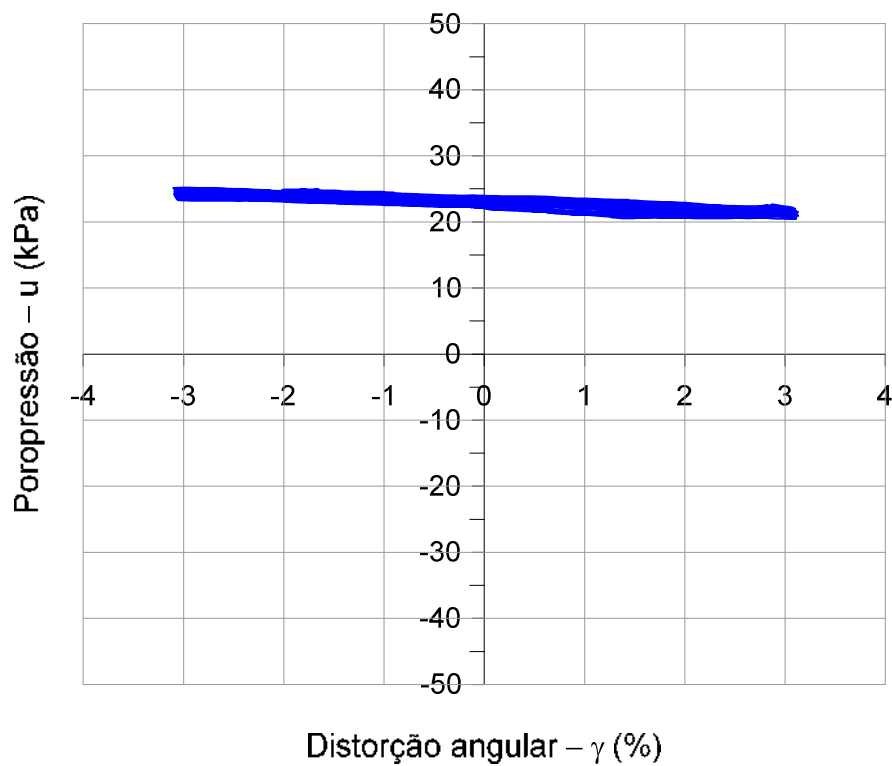
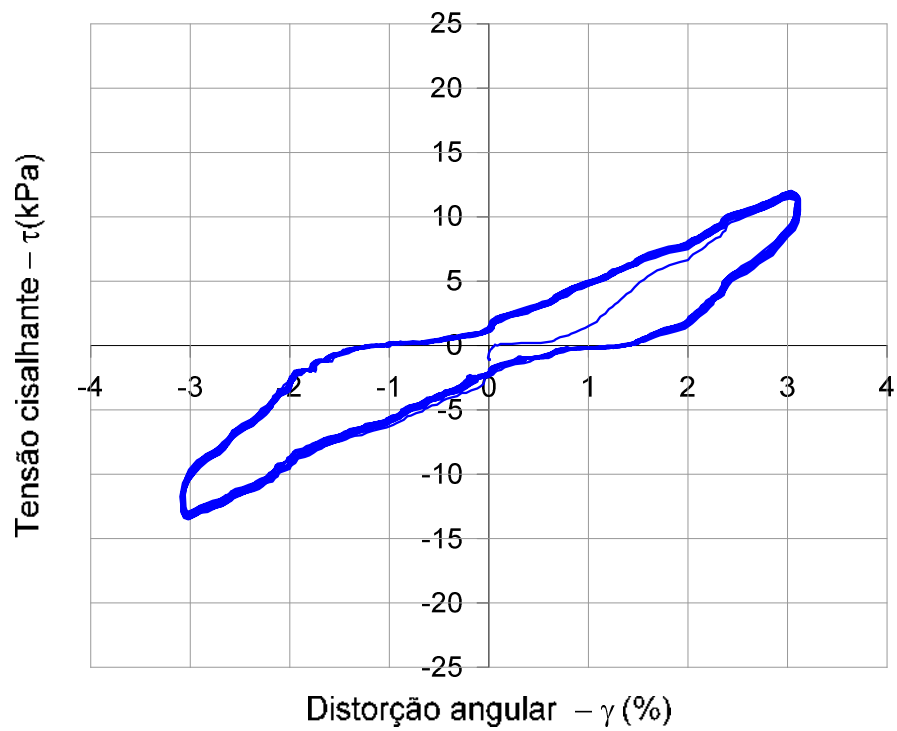


Figura A2-30 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 10 (ciclos 136 ao 150), prof. 11,33m do Furo B.

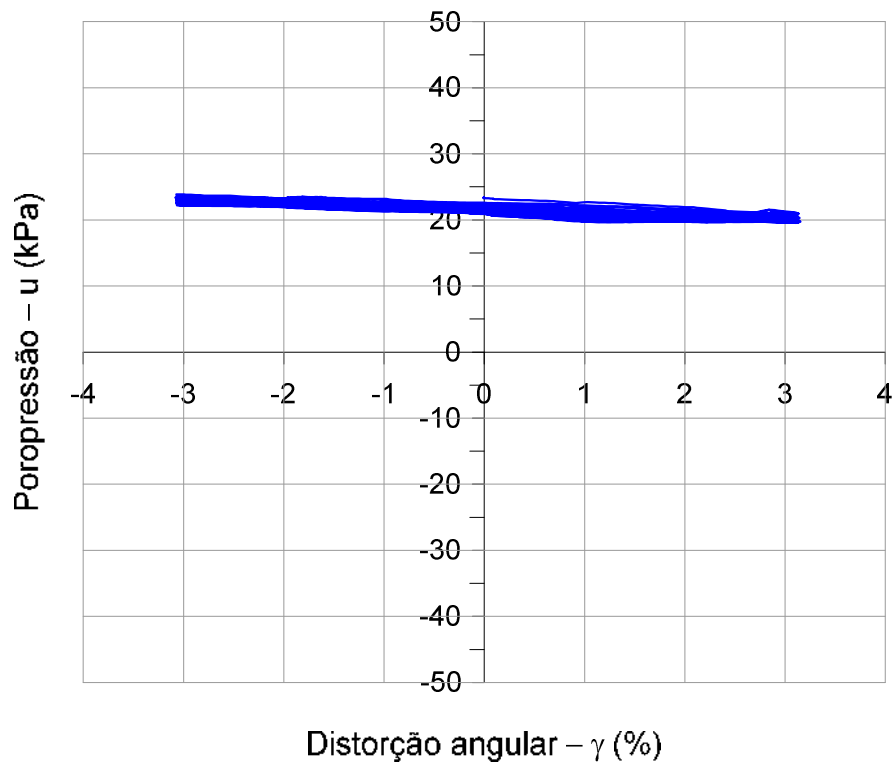
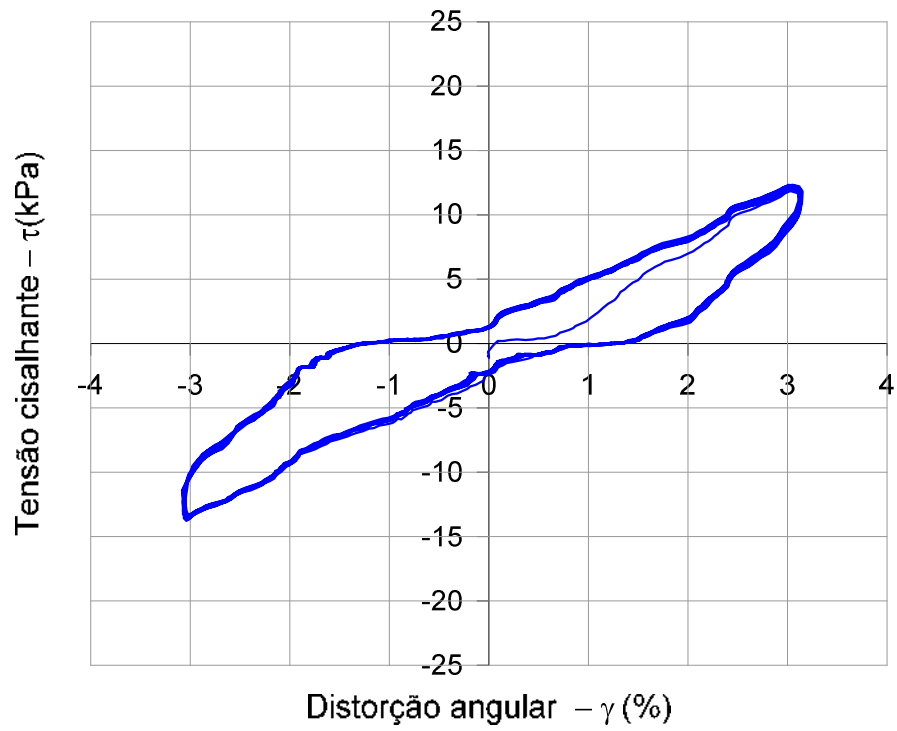


Figura A2-31 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 11 (ciclos 151 ao 165), prof. 11,33m do Furo B.

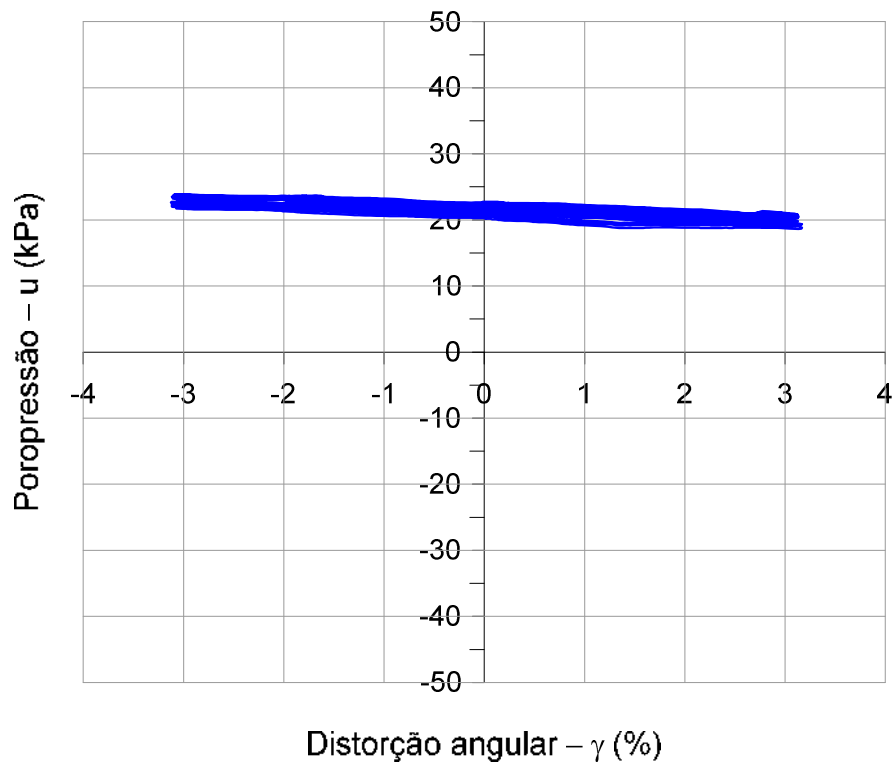
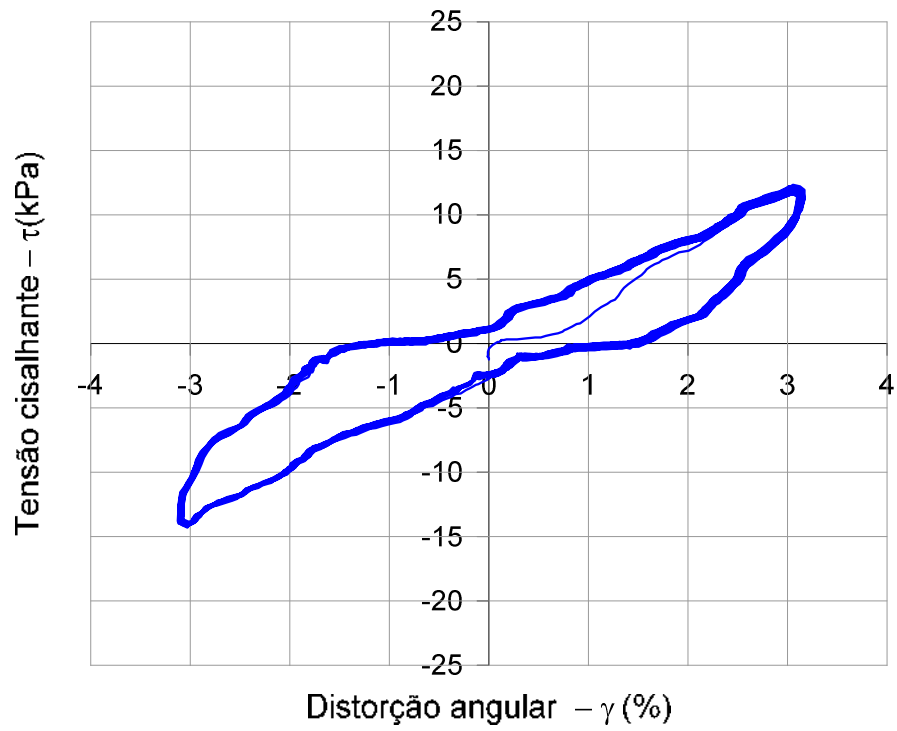


Figura A2-32 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 12 (ciclos 166 ao 180), prof. 11,33m do Furo B.

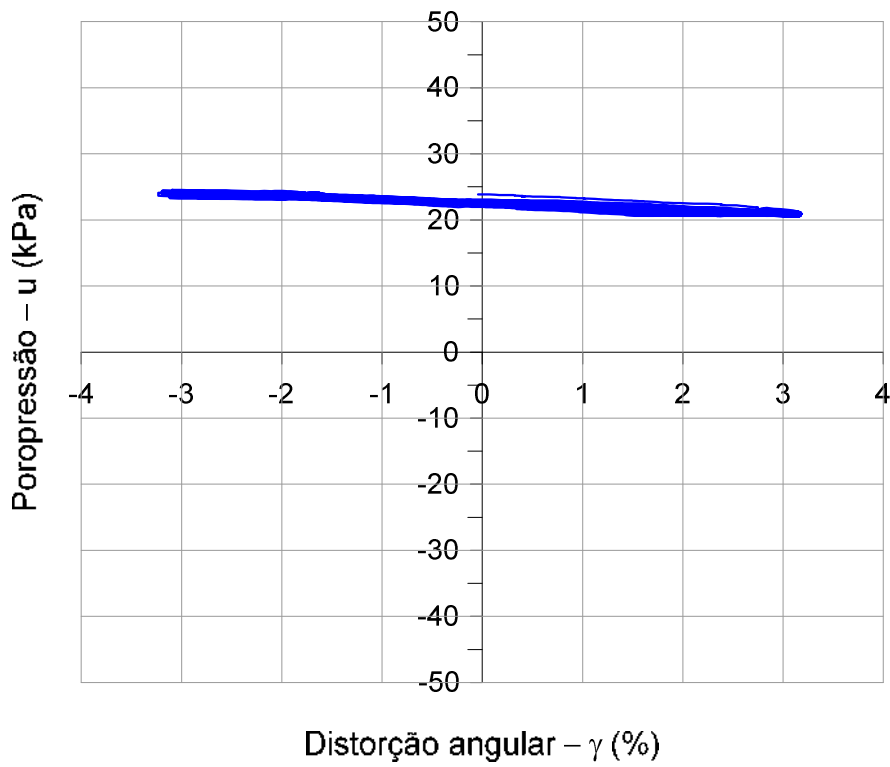
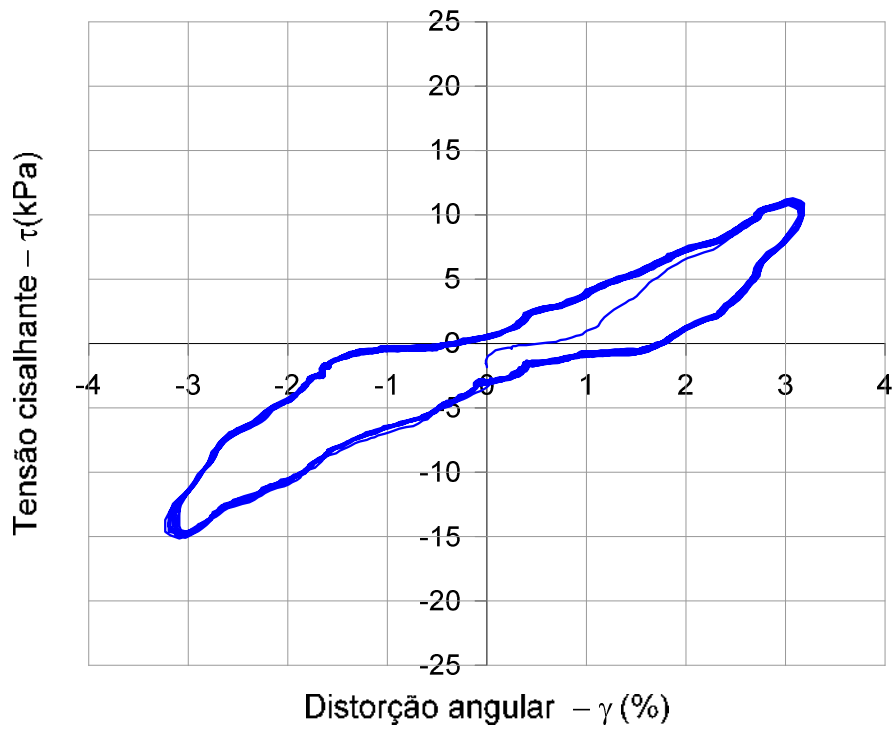


Figura A2-33 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 13 (ciclos 181 ao 195), prof. 11,33m do Furo B.



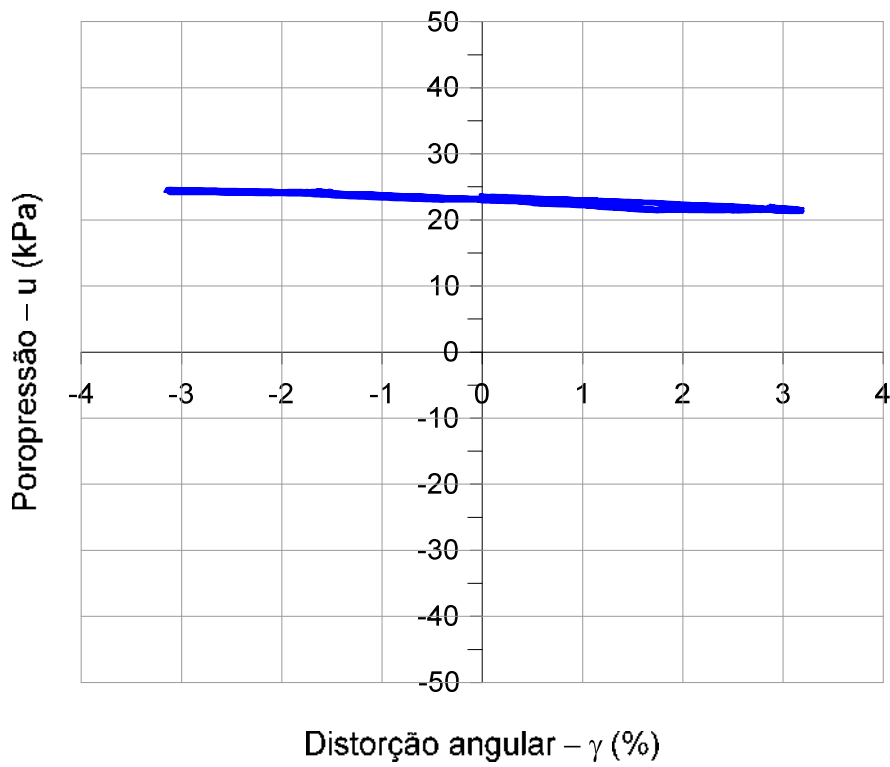
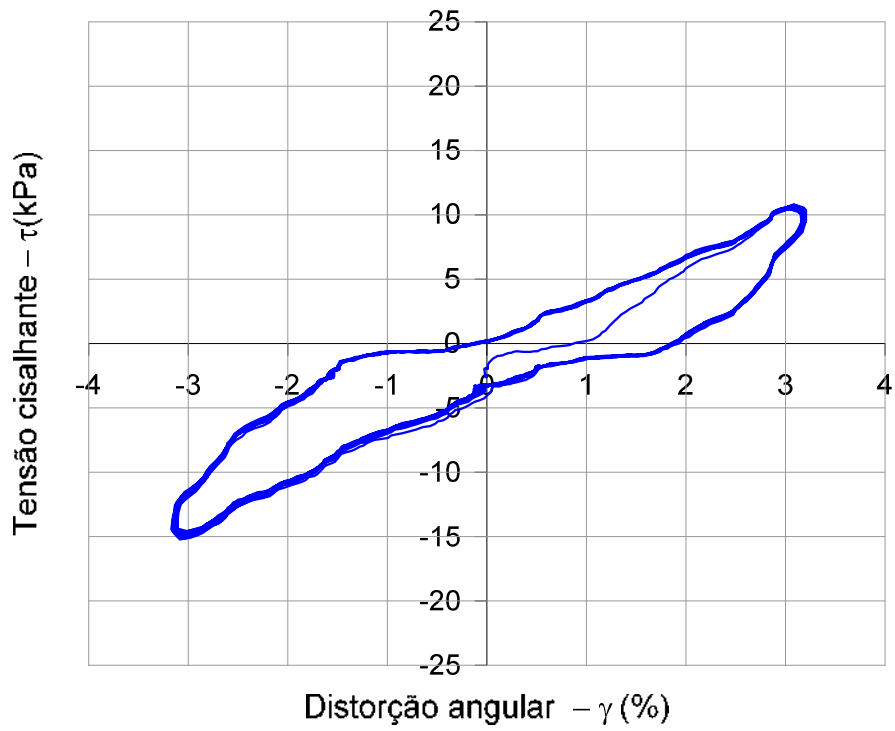


Figura A2-34 Tensão cisalhante e poropressão versus distorção angular, Etapa 14 (ciclos 196 ao 210), prof. 11,33m do Furo B.

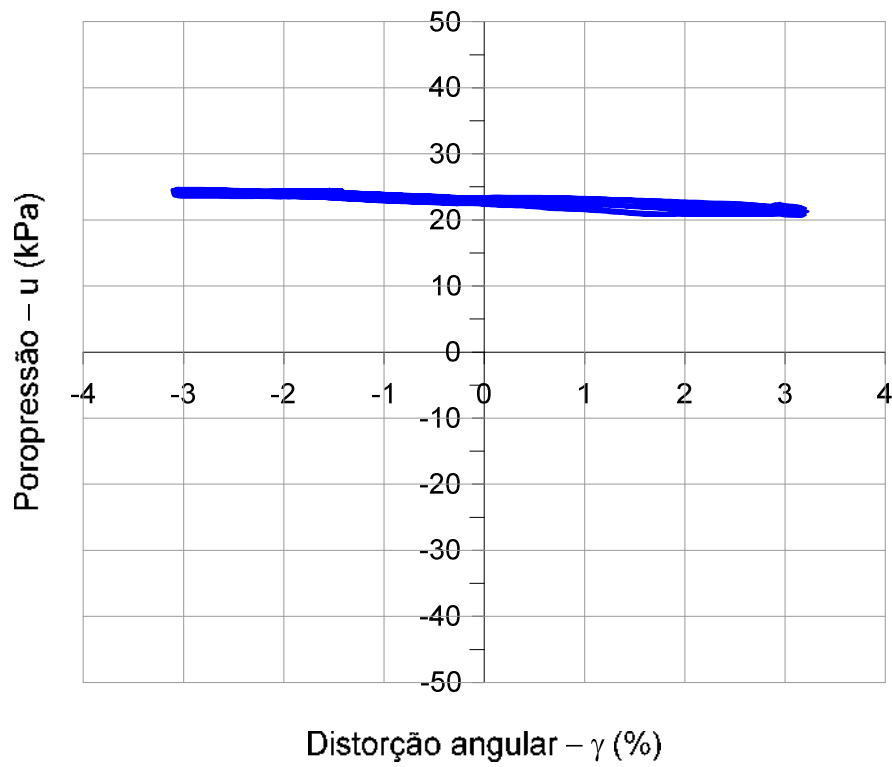
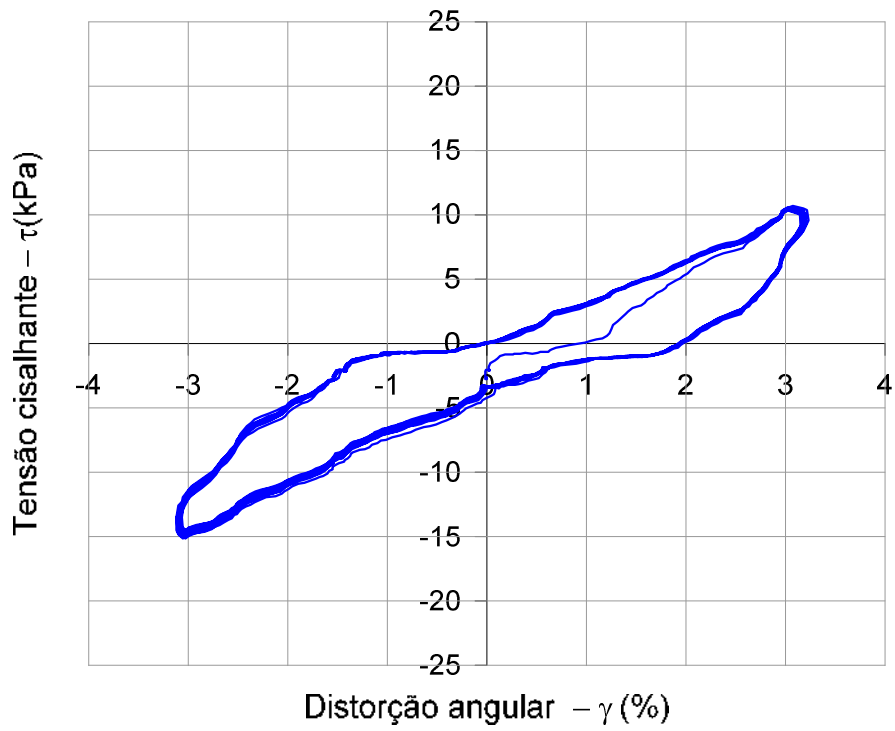


Figura A2-35 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 15 (ciclos 211 ao 225), prof. 11,33m do Furo B.

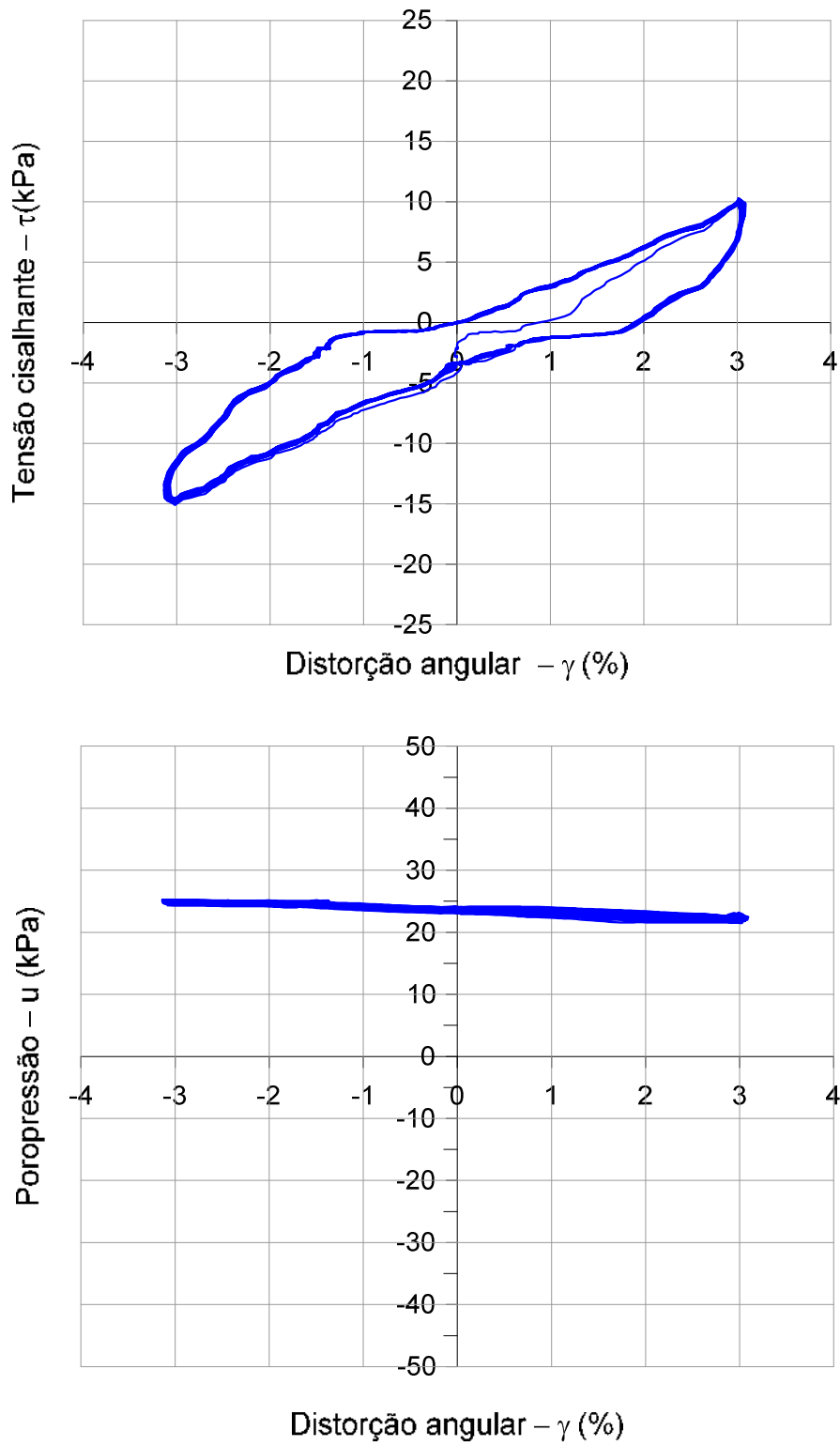


Figura A2-36 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 16 (ciclos 2266 ao 240), prof. 11,33m do Furo B.

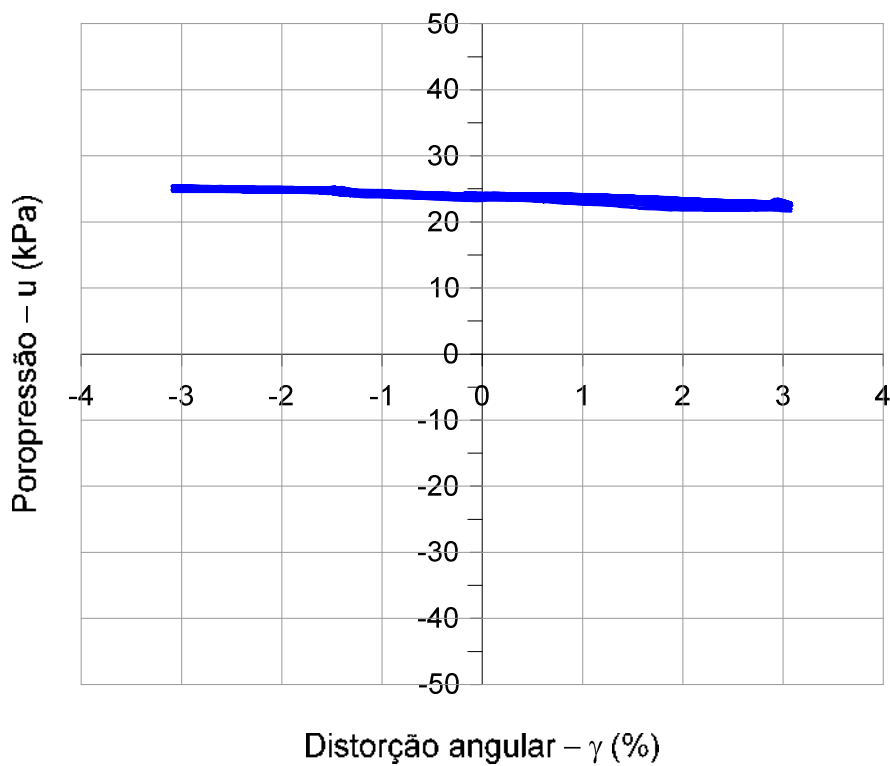
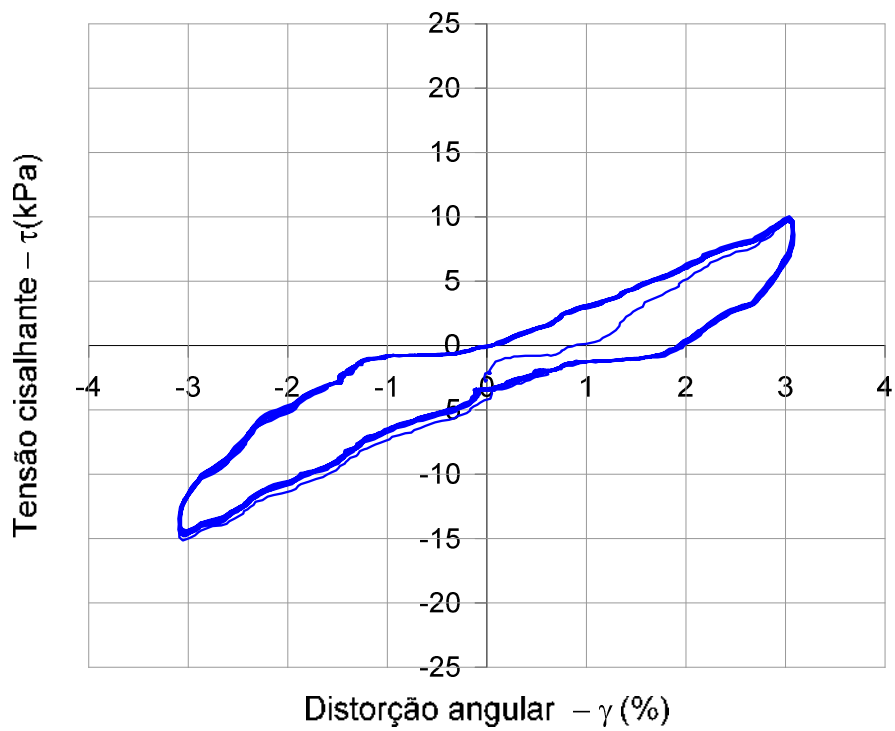


Figura A2-37 Tensão cisalhante e poropressão versus distorção angular, Etapa 17 (ciclos 241 ao 255), prof. 11,33m do Furo B.

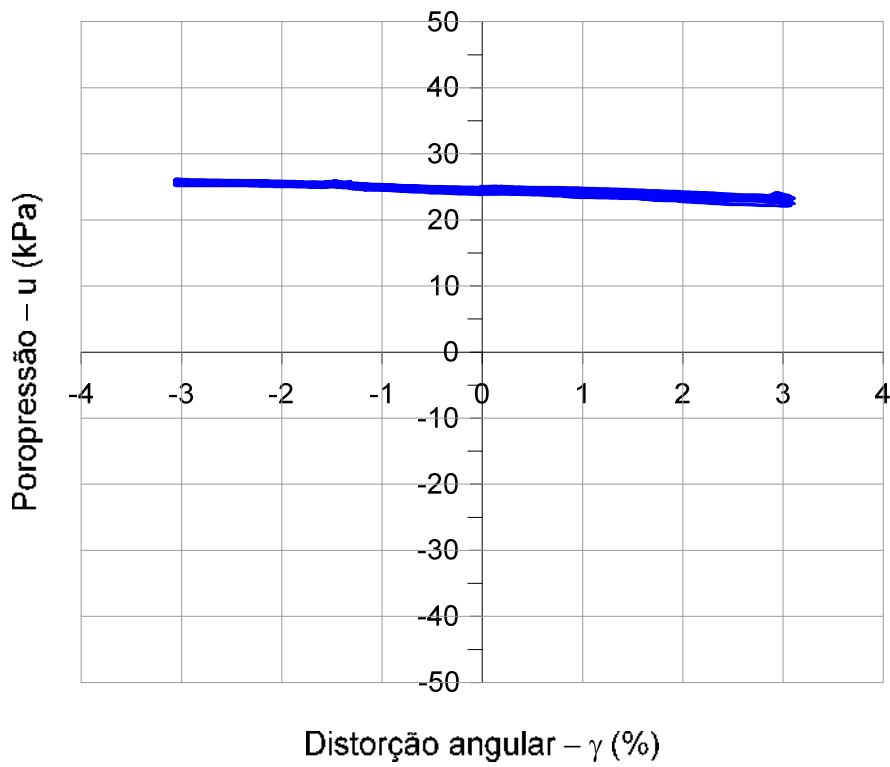
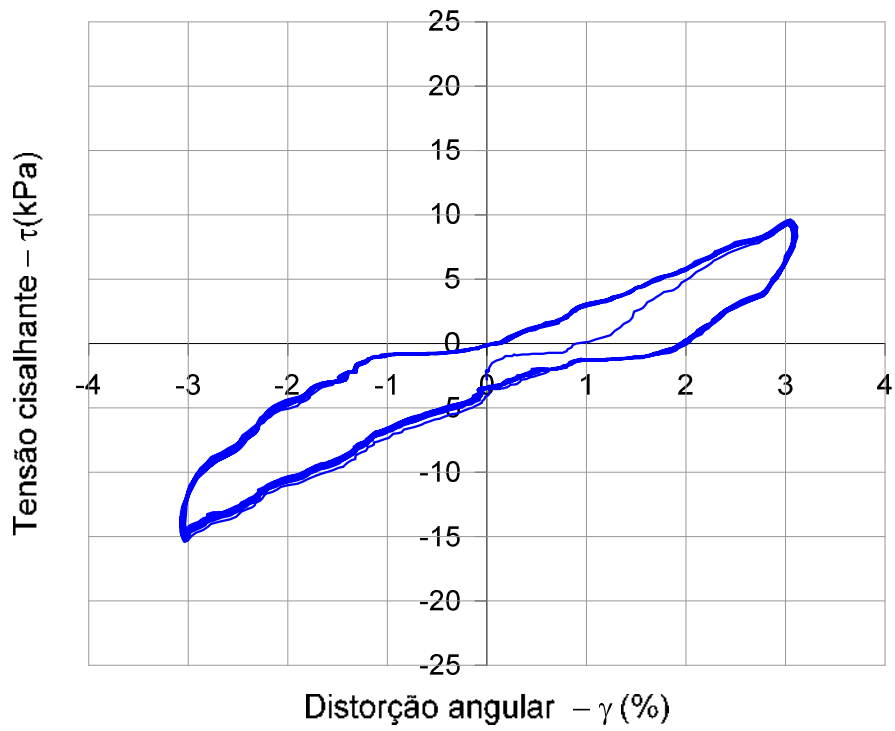


Figura A2-38 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 18 (ciclos 256 ao 270), prof. 11,33m do Furo B.

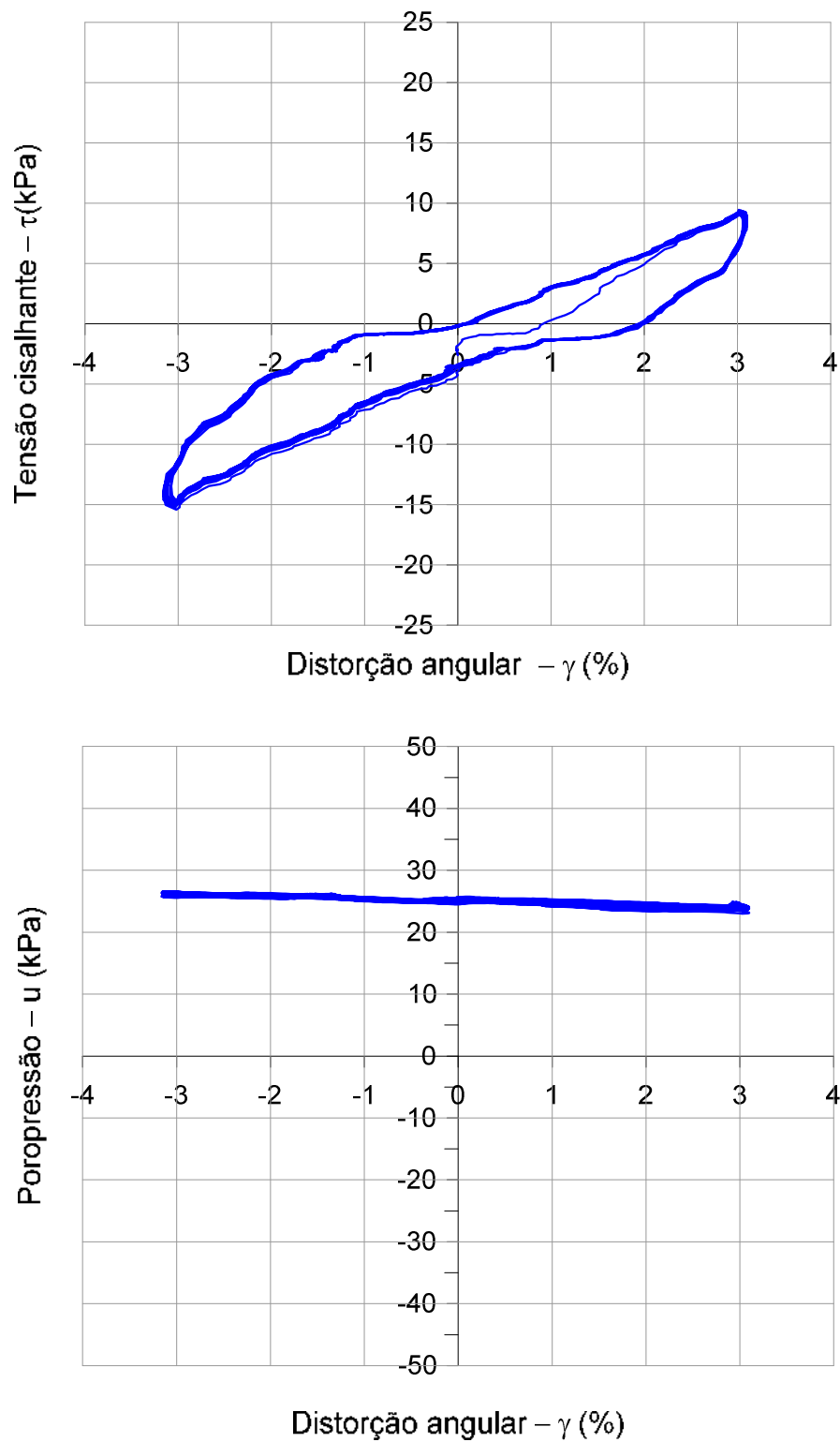


Figura A2-39 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 19 (ciclos 271 ao 285), prof. 11,33m do Furo B.

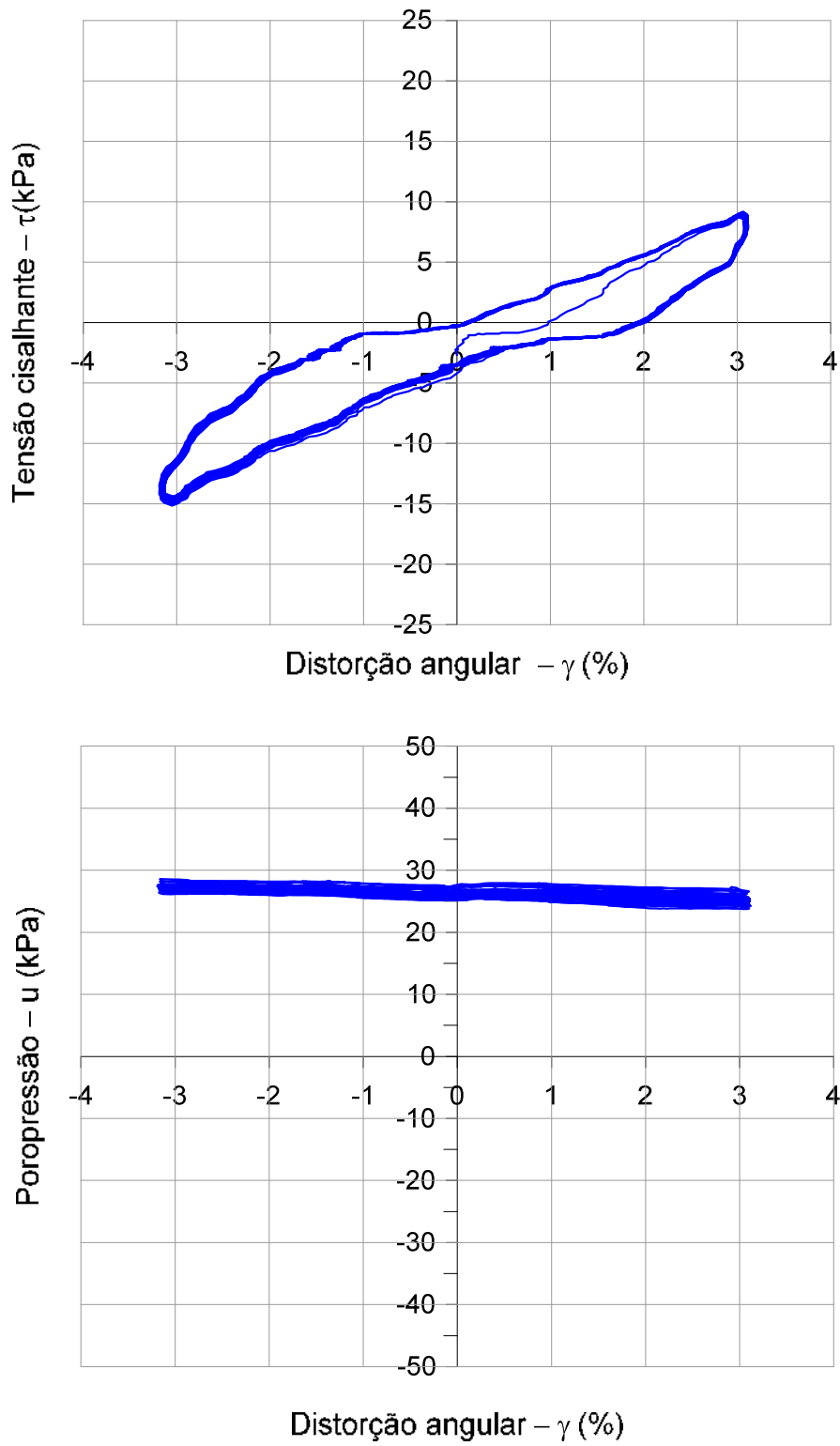


Figura A2-40 Tensão cisalhante e poropressão *versus* distorção angular, Etapa 20 (ciclos 286 ao 300), prof. 11,33m do Furo B.