

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas
Tensões de Confinamento

Sérgio Filipe Veloso Marques

Porto Alegre
2016

Sérgio Filipe Veloso Marques

**COMPORTAMENTO DE UMA AREIA ARTIFICIALMENTE
CIMENTADA ATÉ ALTAS TENSÕES DE CONFINAMENTO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Orientação: Prof. Ph.D. Nilo Cesar Consoli
Coorientação: Prof. Dr. Lucas Festugato

Porto Alegre
2016

Marques, Sérgio Filipe Veloso
Comportamento de um Areia Artificialmente
Cimentada até Altas Tensões de Confinamento / Sérgio
Filipe Veloso Marques. – 2016
239f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli
Coorientador: Lucas Festugato

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre BR-RS,
2016.

1. triaxial de altas tensões confinantes. 2.
razão vazios/cimento. 3. Cura sob tensão. 4. modelo
comportamento. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II.
Festugato, Lucas, coorient. III. Título

SÉRGIO FILIPE VELOSO MARQUES

**COMPORTAMENTO DE UMA AREIA ARTIFICIALMENTE
CIMENTADA ATÉ ALTAS TENSÕES DE CONFINAMENTO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Porto Alegre, 7 de julho de 2016.

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph. D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Lucas Festugato
Dr. Eng. pela Universidade Federal do
Rio Grande do Sul
Coorientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Fernando Schnaid
Ph. D. pela University of Oxford, UK

Prof. Gonzalo Suazo
Ph. D. pela University of Western Austrália, Austrália

Prof.^a Karla Salvagni Heineck
Dr. Eng. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto
Dr. Eng. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Aos meus Pais
António e Emília

AGRADECIMENTOS

Quero aproveitar este espaço para agradecer a todos que, diretamente ou indiretamente, ajudaram na realização deste trabalho.

Não querendo ferir a suscetibilidade de ninguém, queria deixar um agradecimento especial:

Ao Prof. Nilo Consoli, orientador deste trabalho, pela orientação, motivação, competência e sugestões dadas para complemento do trabalho, mas principalmente, pelo apoio e amizade oferecidos desde o primeiro dia.

Ao Prof. Lucas Festugato, que além de amigo e ‘coorientador’ deste trabalho, um transmissor de conhecimento, sempre disponível para ajudar, incentivar e orientar. Muito obrigado pela ajuda em todas as fases, desde a moldagem, ao desenvolvimento do triaxial e análise de resultados.

À minha *pequena* Paula, e seus Pais, Valdir e Marilene, e família, pelo amor, apoio e acolhimento.

A todos os amigos que me acompanham nesta trajetória. Obrigado pela vivência, amizade e companheirismo, Benjamim Pereira, Carlos Costa, David Moises, Gonçalo Narciso, Inês Caldeira, Jorge Florez, Jose Guilherme, Miguel Jorge, Mónica Verissimo, Santiago Muñoz, Rovena Zanchet, Rui Silveira e a todos do mundo ‘*Andaraí*’. Queria deixar um agradecimento especial ao David Lourenço e ao Vitor Faro, por todo o acompanhamento e conselhos durante o trabalho, mas principalmente pela amizade oferecida.

A todos do LEGG/ENVIRONGEO pelo modo como me receberam e ajudam nos trabalhos desenvolvidos naquele laboratório. Agradeço o apoio, nos momentos de descontração também, e amizade dos colegas, Alejandro, Alemão, Alisson, Amanda, Carina, Caberlon, Daniel, Daniela, Diego, Floss, Fonini, Francisco, Jorge, Lidiane, Marina, Mozara, Naloan, Nestor, Viviane. Este trabalho também não seria possível sem a ajuda incansável, alguns durante mais tempo que outros, de todos os bolsistas que auxiliaram na pesquisa deste trabalho. Muito Obrigado Barbara, Camila, Giovanna, Gonçalo (valeu!), Henrique, Heloisa, Pedro, Rafael, Ricardo, William.

Ao responsável pelo laboratório, João Diniz, por toda a amizade e ajuda oferecida, desde a busca e visita a fornecedores até à compra de material.

Agradecimento ao Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER) pelos ensaios de caracterização realizados.

Ao Renato Gasparini, da empresa LRI, por todo o apoio técnico dado durante o desenvolvimento e montagem da parte eletrônica do triaxial.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, nas pessoas de Liliani, Ana Luiza e Carmen.

Ao Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra, nas pessoas do Prof. Paulo da Venda e Prof. António Alberto, pela permissão da realização de ensaios triaxiais.

O meu profundo agradecimento à CAPES e CNPq, pela concessão da bolsa de doutorado que permitiu o desenvolvimento deste trabalho.

At least but not the least, não podia deixar de agradecer aos meus Pais, Irmão e Avó por todo o amor, apoio e sacrifícios feitos, não durante esta temporada, mas em todos os momentos.

Muito Obrigado!

O único Homem que está isento de erros
é aquele que nunca arrisca

Albert Einstein

RESUMO

MARQUES, S. F. V. Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas Tensões de Confinamento. 2016. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A busca por novas soluções técnicas que, de modo sustentável, diminuam o tempo de construção de obras de engenharia e as tornem mais econômicas, tem tomado, cada vez mais, as linhas de pesquisa do grupo de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, onde já foram realizadas inúmeras pesquisas para estudar e compreender o comportamento de solos artificialmente cimentados. O cimento Portland é mundialmente utilizado no melhoramento da resistência e da deformabilidade dos solos, outrora impróprios para utilização. Para estudar a contribuição da cimentação para altas tensões de confinamento, foi construído um equipamento triaxial com capacidade de atingir 10 MPa de tensão confinante que permite o estudo do comportamento tensão-deformação-dilatância de solos artificialmente cimentados curados sob tensão. Juntamente, foi realizado um estudo em uma areia fina e uniforme, artificialmente cimentada, para três tempos de cura (3, 7 e 28 dias), da resistência à compressão simples (q_u) e da resistência à compressão diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}). Os resultados mostraram que a resistência aumenta com a redução da relação vazios/cimento (η/C_{iv}) e com o aumento do tempo de cura (t), sendo que a relação tração/compressão (q_t/q_u) é independente do tempo de cura e apresenta um valor médio de 0,15. Além dos resultados proferidos, outras misturas de solos granulares com diferentes tipos de cimento, variados tempos de cura, foram analisados e normalizados, obtendo-se uma curva única em que a resistência à compressão simples (q_u) e a resistência à compressão diametral (q_t) foram normalizadas e estão em função da relação vazios/cimento (η/C_{iv}). Paralelamente pretendeu-se verificar qual o efeito do tipo de cura (sob tensão ou atmosférica) em misturas cimentadas com a realização de ensaios para tensões efetivas médias desde 250 kPa até 4000 kPa. Além disso, avaliou-se a variação do η/C_{iv} e do tempo de cura para amostras curadas sob tensão. Os resultados mostram que, de um modo geral, com o aumento da tensão efetiva média, o tipo de cura não afeta os valores das tensões de desvio máximas. A parcela friccional tem uma predominância no comportamento tensão-deformação. O tipo de cura tem influência na definição da superfície de plastificação e da rigidez, verificando-se o aumento destas propriedades para amostras curadas sob tensão em relação a amostras curadas sob pressão atmosférica. Com base nos resultados obtidos nesta pesquisa, um modelo elasto-plástico com degradação da rigidez, que tem como parâmetros a resistência a compressão simples (q_u), ângulo de atrito (ϕ') e uma deformação equivalente ($\epsilon_s^{0,7}$), foi proposto para simular o comportamento tensão-deformação de misturas de areias artificialmente cimentadas em ensaios triaxiais, apresentando resultados satisfatórios.

Palavras-chave: triaxial de altas tensões confinantes; razão vazios/cimento; cura sob tensão; modelo comportamento

ABSTRACT

MARQUES, S. F. V. Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas Tensões de Confinamento. 2016. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The search for new technical solutions to reduce construction time of engineering works and to make them more cost-effective has been object of the research lines of the group of Geotechnical Engineering of Federal University do Rio Grande do Sul. Numerous studies have been conducted to analyse and understand the behaviour of artificially cemented. Portland cement is widely used for improving strength and deformability characteristics of soils. To study the contribution of cementation under high pressures, a 10 MPa confining pressure triaxial apparatus was built to study the stress-strain-dilatancy behaviour of artificially cemented soils cured under stress. In parallel a study was conducted on a artificially cemented uniform sand at three curing times (3, 7 and 28 days) to determine the unconfined compressive strength (q_u) and splitting tensile strength (q_t) according to voids/cement ratio (η/C_{iv}) dosage methodology. The results showed that strength increases with the reduction of voids/cement ratio (η/C_{iv}) and with the increasing of cure time (t). The tensile/compression ratio (q_t/q_u) is independent of curing time and presents a mean value of 0.15. In addition to these results, other granular soils mixtures with distinct types of cement and different curing times were analysed. A unique normalized curve was fit to unconfined compressive strength (q_u) and splitting tensile strength (q_t) against voids/cement ratio (η/C_{iv}). At the same time, the effect of the curing type (under stress or atmospheric) was verified through triaxial compression tests with mean effective stresses ranging from 250 kPa to 4000 kPa. In addition, the variation of η/C_{iv} and cure time was evaluated for samples cured under stress. The results show that, in general, by increasing the mean effective stress, the type of cure does not affect the values of the maximum deviatoric stress. The frictional portion is predominant in the stress-strain behavior. The type of cure affects the yielding surface and the stiffness of the samples. It was observed the increase in this properties for samples cured under stress compared to samples cured with atmospheric stress. Based on the outcomes of this study, with satisfactory results, an elastoplastic model with stiffness degradation (using unconfined compressive strength (q_u), friction angle (ϕ') and an equivalent strain ($\varepsilon_s^{0.7}$)) was proposed to simulate the stress-strain behaviour of artificially cemented sands in triaxial tests.

Key-words: high pressure triaxial apparatus; voids/cement ratio; under stress cure; elastoplastic model

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2 OBJETIVO GERAL.....	2
1.2.1 Objetivos Específicos	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 SOLOS ESTRUTURADOS E CIMENTADOS.....	5
2.1.1 Solos Residuais	6
2.1.2 Solos Sedimentares Cimentados	6
2.1.3 Solos Artificialmente Cimentados.....	7
2.2 EFEITOS DA CIMENTAÇÃO EM SOLOS ESTRUTURADOS E CIMENTADOS ...	8
2.2.1 Composição da mistura.....	8
2.2.2 Propriedades Mecânicas e de Rigidez	8
2.2.3 Tensão de Confinamento	10
2.2.4 Fator vazios/cimento	12
2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO EM SOLOS ESTRUTURADOS E CIMENTADOS	16
2.3.1 Compressão Não Confinada	16
2.3.2 Plastificação e Desestruturação.....	19
2.3.3 Carregamento Unidimensional e Isotrópico	26
2.3.4 Cisalhamento.....	31
2.3.4.1 Comportamento Tensão-Deformação.....	31
2.3.4.2 Comportamento Tensão-Dilatância	38
2.3.5 Rigidez para pequenas deformações	42
2.4 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO.....	44
2.4.1 Conceitos Fundamentais	44
2.4.2 Comportamento em Areias	51
2.5 CRITÉRIOS DE RUPTURA	54
2.5.1 Mohr-Coulomb.....	54
2.5.2 Griffith	59
2.5.3 Hoek-Brown.....	60
3 EQUIPAMENTO TRIAXIAL DE ALTAS PRESSÕES CONFINANTES	63
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	63
3.2 EQUIPAMENTO TRIAXIAL.....	63
3.3 DESENVOLVIMENTO DE UM EQUIPAMENTO TRIAXIAL PARA ALTAS PRESSÕES CONFINANTES	67
3.3.1 Câmara Triaxial.....	68
3.3.2 Controlador de pressão	74
3.3.3 Pórticos de reação.....	80
3.3.4 Sistema de controle e aquisição de dados e instrumentação.....	85
3.4 VALIDAÇÃO DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL	92
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	95
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	95
4.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS.....	95

4.2.1	Ensaaios de resistência não confinada.....	95
4.2.2	Ensaaios Triaxiais	97
4.3	MATERIAIS.....	99
4.3.1	Areia de Osório	99
4.3.2	Cimento.....	101
4.3.3	Água.....	103
4.4	MÉTODOS	104
4.4.1	Preparação das amostras	104
4.4.2	Moldagem e cura dos corpos-de-prova	104
4.4.4	Ensaio de resistência à compressão simples	106
4.4.5	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	107
4.4.6	Ensaaios Triaxiais	111
5	RESULTADOS E ANÁLISES.....	113
5.1	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E DE COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	113
5.1.1	Considerações Iniciais	113
5.1.2	Ensaaios de Resistência à Compressão Simples.....	114
5.1.3	Ensaaios de Resistência à Compressão Diametral.....	118
5.1.4	Comparação dos Resultados Tração-Compressão	123
5.2	PROPOSTA DE UM MODELO DE RESISTÊNCIA SEM CONFINAMENTO PARA MATERIAIS GRANULARES ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS	125
5.2.1	Modelo de Normalização de Resultados de Resistência Sem Confinamento para misturas de solos granulares com cimento	126
5.2.2	Aplicação do Modelo Proposto a Casos da Bibliografia	136
5.2.2.1	Aplicação do Modelo proposto a misturas in-sample.....	137
5.2.2.2	Aplicação do Modelo proposto a misturas <i>out-of-sample</i>	139
5.3	ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	143
5.3.1	Considerações Iniciais	143
5.3.2	Cálculos e Definições Básicas	145
5.3.3	Compressão Isotrópica	147
5.3.4	Comportamento Tensão-Deformação.....	153
5.3.5	Análise Tensão-Dilatância	162
5.3.6	Aplicação da Teoria do Estado Crítico.....	168
5.3.7	Envoltórias de Resistência e Plastificação.....	169
5.3.7.1	Proposta de Modelos de Degradação da Cimentação	173
5.3.8	Degradação da Rigidez com o Cisalhamento	178
5.3.9	Comentário Final.....	188
6	PROPOSTA DE UM MODELO ELASTO-PLASTICO COM DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ.....	190
6.1	METODOLOGIA PARA A PREVISÃO DA RESISTÊNCIA DE PICO DE ENSAIOS TRIAXIAIS COM DIFERENTES TRAJETÓRIAS DE TENSÃO	190
6.2	PROCEDIMENTOS PARA A DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO DE UMA AMOSTRAS DESESTRUTURADA	193
6.2.1	Metodologia para determinação dos parâmetros de Hoek-Brown.....	194
6.3	APLICAÇÃO DE METODOLOGIAS NA DETERMINAÇÃO DE ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA A ENSAIOS TRIAXIAIS.....	196
6.3.1	Aplicação a Ensaaios Triaxiais da Bibliografia.....	196
6.3.2	Aplicação aos Ensaaios Triaxiais realizados nesta pesquisa.	205

6.4 APLICAÇÃO DO MODELO ELASTO-PLASTICO COM DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ A ENSAIOS TRIAXIAIS	214
7 CONCLUSÕES.....	219
7.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL	219
7.2 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS DE RESISTÊNCIA SEM CONFINAMENTO.....	220
7.3 ENSAIOS TRIAXIAIS.....	220
7.3.1 Equipamento Triaxial	220
7.3.2 Comportamento tensão-deformação.....	222
7.3.3 Tensão-Dilatância.....	223
7.3.4 Degradação da Rigidez com o Cisalhamento	223
7.4 PROPOSTA DE UM MODELO ELASTO-PLASTICO COM DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ	224
7.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	224
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	226
APÊNDICES	239
APÊNDICE A - EQUIPAMENTO TRIAXIAL	
A.1 - Projeto do Equipamento Triaxial	
A.2 - Ligações Eletrônicas no Equipamento Triaxial	
A.3 - Gráficos de Calibração da Instrumentação Interna	
APÊNDICE B - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL	
APÊNDICE C - ENSAIOS TRIAXIAIS	
C.1 - Relatórios dos Ensaios Triaxiais	
C.2 - Curvas das Resistências Normalizadas com Deformação Distorcional e Dilatância	
C.3 - Curvas do Módulo Cisalhante Secante e Tangente em função da Deformação Distorcional	
APÊNDICE D - RESULTADOS DO MODELO ELASTO-PLÁSTICO COM DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ	

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Linhas isotrópicas compressão para areia, areia-fibra, areia-cimento e areia-cimento-fibra (adaptado de Santos <i>et al.</i> , 2010b).....	11
Figura 2.2 – Relação vazios/cimento <i>versus</i> resistência à compressão simples (adaptado de Larnach, 1960).....	13
Figura 2.3 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimentos (Consoli <i>et al.</i> , 2007a).....	14
Figura 2.4 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimentos corrigida (Consoli <i>et al.</i> , 2007a).....	15
Figura 2.5 – Variação da resistência compressão simples (q_u) e resistência diamteral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) (Consoli <i>et al.</i> 2010).....	16
Figura 2.6 – Efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland e curados por 7 dias (adaptado de Ingles & Metcalf, 1972).	17
Figura 2.7 – Comparação entre as resistência à compressão simples para diferentes processos de confecção dos corpos-de-prova e diferentes umidades iniciais da areia (Ruver, 2011).....	18
Figura 2.8 – Ponto de plastificação de um solo natural estruturado (adaptado de Martins, 2001).	19
Figura 2.9 – Tipos de plastificação (adaptado de Leroueil & Vaughan, 1990).....	20
Figura 2.10 – Múltiplas superfícies de plastificação de materiais cimentados (adaptado de Tatsuoka <i>et al.</i> , 1999).....	24
Figura 2.11 – Definição experimental dos pontos de plastificação no cisalhamento (adaptado de Malandraki & Toll, 2000).....	25
Figura 2.12 – Idealização da plastificação para materiais cimentados (adaptado de Malandraki & Toll, 2001).	25
Figura 2.13 – Comparação em ensaios de compressão isotrópica do comportamento idealizado de um solo destruturado e a) solos estruturado (adaptado de Leroueil & Vaughan, 1990); e b) areias fortemente e fracamente cimentadas (adaptado de Cuccovillo & Coop, 1999a).	26
Figura 2.14 – Trajetória de tensões em carregamento K_0 para uma rocha branda (adaptado de Petley <i>et al.</i> , 1993).	28

Figura 2.15 – Modelo teórico de formação de depósitos sedimentares estruturados: a) mecanismos que causam o desenvolvimento da estrutura e b) curva de compressão do solo estruturado (adaptado de Kavvadas e Anagnostopoulos, 1998).....	29
Figura 2.16 – Linhas compressão isotrópica para um solo-siltoso não cimentado e cimentado (1%, 2% e 3% de cimento) (adaptado de Consoli & Foppa, 2014).....	30
Figura 2.17 – Mobilização das componentes de resistência do modelo de cisalhamento para rochas frágeis: a) curva tensão-deformação do ensaio triaxial; b) evolução das fissuras numa amostra durante um ensaio triaxial [adaptado de Hajiabdolmajid <i>et al.</i> (2002)].	32
Figura 2.18 – Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação de uma rocha frágil e porosa (Elliot & Brown, 1985).	33
Figura 2.19 – Comportamento idealizado para solos cimentados onde a parcela coesiva é dominante: a) Trajetória de tensões; b) Comportamento tensão-deformação (Adaptado de Coop & Atkinson, 1993).	34
Figura 2.20 – Comportamento idealizado para solos cimentados onde a parcela friccional é preponderante: a) Trajetória de tensões; b) Comportamento tensão-deformação (Adaptado de Cuccovillo & Coop, 1999a).....	35
Figura 2.21 – Comportamento tensão-deformação-volumétrico de um solo artificialmente cimentado: a) curado sem tensão; b) curado sob tensão (Adaptado de Consoli <i>et al.</i> , 2000)..	36
Figura 2.22 – Comportamento tensão-deformação axial-defomração volumétrica de ensaios triaxiais não drenados para um $\eta/C_{iv}=30$ (moldados com dois diferentes índices de vazios e porcentagens de cimento) [adapatado de Consoli <i>et al.</i> (2012a)].....	37
Figura 2.23 - a) Esquema de lâminas representando o intertravamento das partículas de solo e b) Forças resultantes (Wood, 1990).	38
Figura 2.24 a) Cisalhamento das partículas circulares na forma fofa; b) Cisalhamento das partículas circulares na forma densa; c) Variação do volume durante o cisalhamento (adaptado de Wood, 2004).	39
Figura 2.25 – Caixa de Cisalhamento direto (Wood, 2004).....	40
Figura 2.26 – Resultados ensaio de cisalhamento direto na areia de Ottawa: a) Curvas tensão vs deslocamento e b) Curvas volume vs deslocamento (adaptado de Taylor (1948) <i>apud</i> Wood, 2004).	40
Figura 2.27 – Curvas tensão-dilatância no cisalhamento para o arenito de Castlegate (adaptado de Coop & Wilson, 2003).	41
Figura 2.28 – Representação da Linha Isotrópica de Compressão e de descarregamento (adaptado de Atkinson, 1993).....	46

Figura 2.29 – Linha Estado Crítico (Adaptado de Atkinson, 1993).....	47
Figura 2.30 – a) Representação da envoltória de pico e b) da Superfície Limite de Estado (adaptado de Atkinson, 1993).....	47
Figura 2.31 – a) Parâmetros para normalização (adpatado de Atkinson, 1993) e b) Superfície Limite de Estado no plano normalizado (adaptado de Atkinson & Bransby, 1978).....	49
Figura 2.32 – a) Representação da Superfície Limite de Estado Completa no plano normalizado e b) no espaço $q:p':v$ (adptado Atkinson & Bransby, 1978).....	50
Figura 2.33 – Relação entre q/p' e a taxa de dilatação $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ (adaptado de Atkinson, 1993)	51
Figura 2.34 – Representação dos critérios de ruptura: a) de Coulomb e b) de Mohr e Mohr-Coulomb (Adaptado de Grazina, 2009).	55
Figura 2.35 – Representação do critério de cedência de Mohr-Coulomb: a) no espaço das tensões principais, b) no plano desviatório e c) no plano triaxial (Adaptado de Grazina, 2009).	56
Figura 2.36 – Envoltória de Mohr-Coulomb baseada nos círculos de Mohr para os ensaios de compressão simples e diametral [adaptado de Consoli <i>et al.</i> (2013a)].....	58
Figura 2.37 - Comparação entre os critérios de ruptura de Coulomb (C), de Griffith (G) e o Griffith Modificado (MG) no a) plano de tensões e no b) plano de Mohr.....	60
Figura 3.1 – Diagrama esquemático do equipamento triaxial.....	63
Figura 3.2 - Esquema de um corpo-de-prova dentro de uma câmara triaxial.	64
Figura 3.3 – a) Representação genérica do comportamento tensão de desvio – deformação axial de um ensaio triaxial e b) Círculos de Mohr e envoltória de Mohr-Coulomb obtida de resultados de compressão triaxial.....	66
Figura 3.4 – Trajetórias de tensão para ensaios de compressão e extensão (adaptado Wood, 1994).	67
Figura 3.5 – Reservatório cilíndrico de paredes finas.....	68
Figura 3.6 - Modelo elástico perfeitamente plástico com o critério de ruptura de Von Mises.	70
Figura 3.7 – Modelo e condições de contorno utilizados na análise numérica.	70
Figura 3.8 – Distribuição a) de tensões cisalhantes (em MPa) e b) deformações (em metros) para o cilindro da câmara triaxial para a pressão máxima de trabalho de 10 MPa.	71
Figura 3.9 – Resultado do cálculo numérico para a) tensão cisalhante vs pressão interna e b) tensão cisalhante vs deformação no cilindro da câmara triaxial para a pressão limite interna.	71

Figura 3.10 – Câmara Triaxial: a) Base Inferior; b) Base Intermediária; c) Base Superior; d) Cilindro; e) Topo.	72
Figura 3.11 – Modelo e condições de contorno utilizados na análise numérica tridimensional.	73
Figura 3.12 – Distribuição de tensões cisalhantes (em MPa) no a) modelo tridimensional; b) na interface entre base superior/topo com cilindro.	73
Figura 3.13 – Fotografia e Desenho Esquemático do Controlador de pressão.	74
Figura 3.14 – Determinação da espessura do cilindro hidráulico do controlador de pressão: a) deformação vs espessura; b) tensão cisalhante vs espessura e c) redução deformação vs espessura.....	76
Figura 3.15 - Distribuição a) de tensões cisalhantes (em MPa) e b) deformações (em metros) no cilindro hidráulico do controlador de pressão para a pressão máxima de trabalho de 10 MPa.	77
Figura 3.16 - Resultado do cálculo numérico para a) tensão cisalhante vs pressão interna e b) tensão cisalhante vs deformação no cilindro do controlador de pressão para a pressão limite interna.....	78
Figura 3.17 – Distribuição de tensões cisalhantes (em MPa) na interface do suporte com cilindro hidráulico.....	78
Figura 3.18 – Controlador de pressão: a) base para conjunto servomotor e redutor e patins; b) pistão e fuso de esferas; c) suporte para castanha e cilindro; d) suporte para ligação hidráulica e cilindro; e) cilindro hidráulico e haste; f) conjunto suportes, cilindros e hastes.	79
Figura 3.19 – Desenho esquemático do pórtico de reação.....	80
Figura 3.20 – Círculo de Mohr para determinação tensão desvio para um material com ângulo atrito de 50° para uma tensão efetiva de 10 MPa.....	81
Figura 3.21 – Diagrama de esforços para a viga de reação superior: a) esquema carregamento; b) esforço cortante; c) momento fletor.....	82
Figura 3.22 - Diagrama de esforços para a viga de reação inferior: a) esquema carregamento; b) esforço cortante; c) momento fletor.....	82
Figura 3.23 - Diagrama de esforços para as hastes: a) esquema carregamento; b) esforço normal.	83
Figura 3.24 – Pórtico de reação: a) reação superior; b) reação inferior; c) hastes.	84
Figura 3.25 – Macaco Mecânico LK Tipo 2 Serie A 20 Ton.....	85
Figura 3.26 – Transdutor de pressão ASHCROFT K1.....	86
Figura 3.27 – Transdutor de pressão KSL Controles.....	86

Figura 3.28 - Transdutor Linear GEFTRAN LT100.....	86
Figura 3.30 – Célula de carga HBM C16AC3 20 Ton.	87
Figura 3.31 – Sensor de Efeito Hall.....	87
Figura 3.32 – Esquema do sistema DAQ.....	89
Figura 3.33 – Módulo para a introdução de dados de um novo ensaio.	90
Figura 3.34 – Módulo para a o enchimento da câmara triaxial.	90
Figura 3.35 – Módulo da Consolidação Isotrópica.....	91
Figura 3.36 – Código do módulo de Cisalhamento	91
Figura 3.37 – Vista geral do equipamento triaxial	92
Figura 3.38 – Realização do ensaio de calibração para $p'=2000$ kPa na Universidade de Coimbra.....	93
Figura 3.39 – Comparação entre os ensaios de validação realizados para $p'=2000$ kPa.....	94
Figura 3.40 - Comparação entre os ensaios de validação realizados para $p'=250$ kPa.	94
Figura 4.1 - Localização da cidade de Osório/RS – Brasil (imagens Google Maps – acessado em 1/7/2014).....	100
Figura 4.2 – Curva granulométrica da Areia de Osório (laser).....	100
Figura 4.3 – Areia de Osório: a) Ampliada 40 vezes e b) Ampliada 500 vezes por microscopia eletrônica de varredura (Dalla Rosa, 2009).....	100
Figura 4.4 – Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (adaptado de ABCP, 2002).....	102
Figura 4.5 - Ganho resistência prevista pela NBR 6118/14 em função do tempo de cura para diferentes tipos de cimentos.	103
Figura 4.6 – Molde tripartido utilizado na moldagem dos corpos-de-prova.....	105
Figura 4.7 – Processo moldagem de um corpo de prova: a) Pesagem areia; b) Adição do cimento; c) Mistura areia-cimeto; d) Adição água; e) Mistura água com areia e cimento; f) Pesagem de uma camada; g) final compactação; h) desmoldagem; i) pesagem; j) medições; l) embalagem.....	105
Figura 4.8 – Prensa e anel utilizados no ensaio de compressão simples	107
Figura 4.9 – a) Cilindro comprimido entre duas superfícies paralelas pela carga em linha W e b) ruptura típica por este tipo de carregamento (adaptado de Jaeger <i>et al.</i> , 2007).....	108
Figura 4.10 – Posição relativa de ensaios numa possível envoltória de resistencia.....	109

Figura 4.11 – Ensaio Compressão Diametral: a) Prensa e anel utilizados; b) momento na ruptura; c) ruptura típica.....	110
Figura 4.12 Procedimentos montagem de um corpo de prova para um ensaio triaxial: a) preparação membrana latex; b) colocação membrana; c) colocação no pedestal e top-cap; d) colocação da instrumentação interna; e) colocação da câmara; f) colocação da reação superior e da célula carga; g) colocação do medidor de deformação externa.	112
Figura 5.1 – Resistência compressão simples (q_u) vs porcentagem cimento (C_i) em função do índice vazios (e) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) 3, 7 e 28 dias de cura e um $e=0,70$	115
Figura 5.2 – Resistência compressão simples (q_u) vs porosidade (η) em função da porcentagem de cimento (C_i) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) 3, 7 e 28 dias de cura com 12% cimento.....	116
Figura 5.3 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) os tempos de cura de 3,7 e 28 dias.	118
Figura 5.4 – Resistência compressão simples (q_t) vs porcentagem cimento (C_i) em função do índice vazios (e) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) 3, 7 e 28 dias de cura e um $e=0,70$	120
Figura 5.5 – Resistência compressão diametral (q_t) vs porosidade (η) em função da porcentagem de cimento (C_i) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) 3, 7 e 28 dias de cura com 7% cimento.....	121
Figura 5.6 – Variação da resistência à compressão diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) os tempos de cura de 3,7 e 28 dias.	122
Figura 5.7 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) e da resistência à compressão diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura.....	124
Figura 5.8 – Determinação da razão entre resistência de tração (q_t) e resistência de compressão (q_u).....	124
Figura 5.9 – Curvas granulométricas das misturas utilizadas no modelo proposto.	127

Figura 5.10 – Fotografias aumentadas em 400 vezes utilizando um Microscópio Eletrônico de Barrido do solo a) Areia de Osório; b) Arenoso Basáltico, c) Arenoso Granítico e d) Areia de Ágata.	129
Figura 5.11 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) e da resistência à compressão diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para as 17 misturas de materiais granulares com cimento.	130
Figura 5.12 – Determinação das resistências de normalização.	131
Figura 5.13 – Normalização de q_u e q_t (para toda variação de η/C_{iv}) para $\nabla=\eta/C_{iv} = 20$ de diferentes materiais granulares, para diferentes tipos de cimento e tempos de cura de 2 a 28 dias.	133
Figura 5.14 – Normalização de q_u e q_t (para toda variação de η/C_{iv}) para $\nabla=\eta/C_{iv} = 40$ de diferentes materiais granulares, para diferentes tipos de cimento e tempos de cura de 2 a 28 dias.	134
Figura 5.15 – a) Variação dos resíduos padronizados com o η/C_{iv} e b) Frequência de distribuição dos resíduos padronizados.	135
Figura 5.16 – a) Curva obtida pelo modelo proposto e b) Comparação da resistência à compressão simples (q_u) de diferentes razões vazios/cimento (η/C_{iv}) de uma mistura de Areia de Osório com cimento CP V com 14 dias de cura, com a curva obtida pelo modelo proposto	139
Figura 5.17 - Comparação das curvas obtida pelo modelo proposto para uma Areia Carbonatada com <i>Gypsum Cement</i> e 7 dias de cura (Huang & Airey, 1998) com os ensaios de a) resistência à compressão simples (q_u) e b) resistência à compressão diametral (q_t).....	141
Figura 5.18 - Comparação da curva obtida pelo modelo proposto com os ensaios de resistência à compressão simples (q_u) de uma Areia de Monterey tratada com cimento CP III para 14 dias de cura (Clough <i>et al.</i> , 1961).	141
Figura 5.19 - Comparação das curvas obtida pelo modelo proposto de uma mistrua de um solo Arenoso-Predrugulhoso tratado com cimento CP V e 7 dias de cura (Floss, 2012) com os ensaios de a) resistência à compressão simples (q_u) e b) resistência à compressão diametral (q_t).	142
Figura 5.20 – Ensaio isotrópicos de calibração dos parâmetros de moldagem.	145
Figura 5.21 – Curvas tensão-volume específico para todos ensaios realizados [comparação com os ensaio de Santos <i>et al.</i> (2010b)].	149
Figura 5.22 – Carregamento e descarregamento numa amostra de areia-cimento moldada com $\eta/C_{iv} = 10$	149

Figura 5.23 – Curvas tensão-volume específico para ensaios com $\eta/C_{iv}=17$ (ou índice vazios equivalente) e que foram até $p'=4000$ kPa.....	150
Figura 5.24 – K _{tan} -evol para o carregamento isotrópico de ensaios realizados.	151
Figura 5.25 – Curvas tensão-deformação de amostras de AREIA, ATM e ST para um $\eta/C_{iv} = 17$ (ou índice vazios equivalente): a) ensaio completo e b) fase inicial do ensaio ($\varepsilon_s < 1\%$). 154	
Figura 5.26 – Ensaios das amostras de ATM e ST para um $\eta/C_{iv} = 17$ e p' até 2000 kPa até $\varepsilon_s = 5\%$: a) curvas tensão-deformação distorcional e b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional.	155
Figura 5.27 – Comparação das curvas tensão-deformação dos ensaios ST-3(17)500_CA-500 e AREIA-0(17*)0_CA-500.....	156
Figura 5.28 – Comparação das curvas tensão-deformação distorcional-deformação volumétrica de amostras curadas sob tensão com a) variação do η/C_{iv} de cura para um mesmo tempo de cura e b) variação do tempo de cura para um mesmo η/C_{iv}	157
Figura 5.29 – Trajetórias de tensões, envoltórias de resistência e pontos de plastificação para os ensaios triaxiais: a) AREIA(17*); b) ATM-3(17); c) ST-3(10); d) ST-3(17); e) ST-3(30); f) ST-7(17).....	159
Figura 5.30 – Relação do η/C_{iv} com a coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ').....	161
Figura 5.31 – Curvas tensão-deformação distorcional-deformação volumétrica para os ensaios ATM-3(17).	162
Figura 5.32 – Comparação da razão de tensões com a deformação distorcional para todos os ensaios.	163
Figura 5.33 – Curvas tensão-dilatância para todos os ensaios.	163
Figura 5.34 – Curvas tensão-dilatância dos ensaios: a) de areia artificialmente cimentada (Consoli <i>et al.</i> , 2012a) e b) areia (Santos <i>et al.</i> , 2010a).....	164
Figura 5.35 – Curvas tensão-deformação para todos os ensaios realizados neste trabalho juntamente com ensaios da bibliografia.....	165
Figura 5.36 – Comparação, no espaço $q/p':\delta\varepsilon_{vol}/\delta\varepsilon_s$, de amostras cimentadas para diferentes tensões efetivas médias.	167
Figura 5.37 - Relação do η/C_{iv} com a parametro M para os ensaios de solo cimentado.....	168
Figura 5.38 – Linha Estado Crítico para Areia-cimento.	169
Figura 5.39 – Resistências de pico e tensões de plastificações com as suas envoltórias e LECs para os ensaios: a) AREIA-0(17*); b) ATM-3(17); c) ST-3(10); d) ST-3(17); e) ST-3(30); f) ST-3(17).	170
Figura 5.40 – Comparação das envoltórias de plastificação para todos os ensaios.....	172

Figura 5.41 – Determinação da tensão de plastificação.....	172
Figura 5.42 – Comparação dos ensaios triaxiais ST-3(10) com as parcelas da equação 2.1.	173
Figura 5.43 – Comparação das taxas de correção (K) em função do p'_i para os 3 modelos propostos.	175
Figura 5.44 – Comparação dos ensaios triaxiais ST-3(10) com a equação 5.30 para os modelos: a) K_1 ; b) K_2 ; c) K_3	176
Figura 5.45 - Comparação dos ensaios triaxiais ATM-3(17) com a equação 5.30: a) Taxa de correção dos 3 modelos; b) Modelo K_1 ; c) Modelo K_2 ; d) Modelo K_3	177
Figura 5.46 – Características rigidez-deformação do solo com intervalos típicos de deformação para ensaios de laboratório e estruturas (Adaptado de Benz, 2007).	178
Figura 5.47 – Variação do módulo cisalhante tangente e secante de solos para cisalhamento monotômico (adaptado de Wood, 2004).	179
Figura 5.48 – Ajuste do modelo aos resultados de G_{sec} do ensaio no espaço $G:\varepsilon_s$	180
Figura 5.49 – Ajuste do modelo à curva tensão-deformação do ensaio no espaço $q:\varepsilon_s$ para: a) ensaio completo; b) até $\varepsilon_s = 1\%$	180
Figura 5.50 – Análise Paramétrica do G_0 referente à equação 5.35 no espaço: a) $G:\varepsilon_s$ e b) $q:\varepsilon_s$	181
Figura 5.51 - Análise Paramétrica do a referente à equação 5.35 no espaço: a) $G:\varepsilon_s$ e b) $q:\varepsilon_s$	181
Figura 5.52 - Análise Paramétrica do b referente à equação 5.34 no espaço: a) $G:\varepsilon_s$ e b) $q:\varepsilon_s$	182
Figura 5.53 – Comparação entre os valores observados e previstos de G_0/q_u	185
Figura 5.54 – Relação do modulo cisalhante secante normalizado com a deformação distorcional para todos os ensaios.	185
Figura 5.55 – Determinação do $\varepsilon_s^{0,7}$ para cada tipo de ensaios triaxiais realizados: a) AREIA-0(17*); b) ATM-3(17); c) ST-3(17) e ST-7(17).	186
Figura 5.56 – Comparação entre o modelo da equação 5.37 e os resultados de rigidez normalizados para todos os ensaios.	187
Figura 6.1 – Relação do q_u com $q_{ruptura}^{pico}$ para os ensaios: a) de Schnaid <i>et al.</i> (2001); b) desta pesquisa.	191
Figura 6.2 – Comparação das três trajetórias de tensão para um ensaio triaxial de compressão.	193

Figura 6.3 – Círculos de Mohr do ensaio nc30_t3 com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli <i>et al.</i> ; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit).....	198
Figura 6.4 – Círculos de Mohr do ensaio nc17_t7 com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli <i>et al.</i> ; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit).....	199
Figura 6.5 – Círculos de Mohr do ensaio nc10_t28 com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli <i>et al.</i> ; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit).....	200
Figura 6.6 – Comparação das metodologias utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb para os ensaios com um tempo de cura de: a) 3 dias; b) 7 dias e c) 28 dias.	201
Figura 6.7 – Comparação da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.	204
Figura 6.8 – Círculos de Mohr do ensaio ST-3(30) com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli <i>et al.</i> ; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit).....	205
Figura 6.9 – Comparação das metodologias utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos ensaios ST-3: a) ângulo atrito; b) coesão.....	206
Figura 6.10 – Círculos de Mohr do ensaio ST-3(30) com as envoltórias de a) Hoek-Brown e b) Hoek-Brown (MC Fit).	207
Figura 6.11 – Comparação das metodologias utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos ensaios ST-3 com as novas equações: a) ângulo atrito; b) coesão.	208
Figura 6.12 – Círculos de Mohr do ensaio ATM-3(17) com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli <i>et al.</i> ; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit).....	209
Figura 6.13 – Comparação das metodologias utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos ensaios ATM-3(17) com as novas equações: a) ângulo atrito; b) coesão.	209
Figura 6.14 - Comparação da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.	211
Figura 6.15 – Comparação com a introdução da correção K_1 da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.	213
Figura 6.16 – Comparação com a introdução da correção K_2 da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.	213
Figura 6.17 – Comparação com a introdução da correção K_3 da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.	214

Figura 6.18 – Comparação entre o ensaio ATM-3(17)0_CA-4000 e o modelo proposto para a) todo o ensaio; b) até $\varepsilon_s = 1\%$	216
Figura 6.19 – Comparação entre o ensaio ST-7(17)500_CA-500 e o modelo proposto para a) todo o ensaio; b) até $\varepsilon_s = 1\%$	216
Figura 6.20 – Comparação entre o modelo proposto e o modelo proposto sem o critério de ruptura.	216
Figura 6.21 – Comparação entre o ensaio ST-3(30)4000_CA-4000 e o modelo proposto para a) todo o ensaio; b) até $\varepsilon_s = 1\%$	217
Figura 6.22 - Comparação entre o ensaio ATM-3(17)0_CA-4000 e o modelo proposto com correção K1 no critério de ruptura para a) todo o ensaio; b) até $\varepsilon_s = 1\%$	218
Figura 7.1 – Comparação entre o sinal bruto e o sinal filtrado.	221

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Relações propostas do módulo de cisalhamento G_0 com diferentes grupos de solos (adaptado Benz, 2007).	43
Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas do material utilizado no equipamento triaxial (Hibberler, 2004)	69
Tabela 3.2 – Propriedades do pórtico e reação.....	84
Tabela 3.3 – Características da instrumentação	87
Tabela 3.4 – Ligações, resolução e ruído dos equipamentos de instrumentação	88
Tabela 4.1 - Programa de ensaios de compressão não confinada.....	97
Tabela 4.2 – Variáveis investigadas no programa de ensaios triaxiais.....	99
Tabela 4.3 – Índices Físicos da Areia de Osório	101
Tabela 4.4 – Composição do cimento Portland de alta resistência inicial (adaptado de ABCP, 2002)	101

Tabela 4.5 – Ganho resistência previsto pela NBR 6118/14 em função do tempo de cura para diferentes tipos de cimentos.	103
Tabela 5.1 – Relações propostas do módulo de cisalhamento G_{θ} com diferentes grupos de solos (adaptado Benz, 2007).	43
Tabela 5.1 – Determinação do novo M para B=1,24 dos ensaios de RCS.	117
Tabela 5.2 – Determinação do novo M para B=1,21 dos ensaios de RCD.....	119
Tabela 5.3 – Caracterização dos solos utilizados no modelo proposto e na sua validação. ..	128
Tabela 5.4 – Tabela Resumo dos parâmetros de moldagem, cura e normalização das misturas utilizadas.	132
Tabela 5.5 – Parâmetros de moldagem dos casos de estudo da bibliografia utilizados.....	137
Tabela 5.6 – Resumo dos parâmetros de entrada e de saída da aplicação do modelo proposto a misturas de diferentes materiais granulares tratados com cimento.	140
Tabela 5.7 – Valores de η/C_{iv} de moldagem para cada nível de tensão efetiva média de cura.	145
Tabela 5.8 – Tabela Resumo dos parâmetros de moldagem e do final da consolidação para todos os ensaios.....	152
Tabela 5.9 – Tabela Resumo dos resultados para o cisalhamento, ruptura e plastificação dos ensaios triaxiais.....	158
Tabela 5.10 – Tabela resumo dos parâmetros de resistência para os conjuntos de ensaios triaxiais.....	161
Tabela 5.11 – Tabela resumo dos parâmetros M para os conjuntos de ensaios triaxiais realizados neste trabalho.....	167
Tabela 5.12 – Tabela Resumo dos resultados de deformabilidade obtidos para cada ensaio.....	183
Tabela 6.1 – Tabela Resumo com ensaios triaxiais da bibliografia	197
Tabela 6.2 – Tabela resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento observados e estimados para o modelo de Mohr-Coulomb.	202
Tabela 6.3 – Tabela resumo com a comparação entre valores q_{\max}^{ensaio} e os $q_{\max}^{\text{previsto}}$ para as duas metodologias.....	203
Tabela 6.4 – Tabela resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento observados e estimados para o modelo de Mohr-Coulomb.	210

Tabela 6.5 – Tabela resumo com a comparação entre valores q_{\max}^{ensaio} e os $q_{\max}^{\text{previsto}}$ para as duas metodologias.....	211
Tabela 6.6 – Resumo do parâmetros e valores utilizados para a aplicação do modelo elasto-plástico com degradação da rigidez a ensaios triaxiais.....	215

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Alfabeto Latino

B: Expoente da equação de regressão de potência

c: Valor na origem da reta de Coulomb

c': Coesão efetiva

C_c: Coeficiente de curvatura

C_u: Coeficiente de uniformidade

C_i: Teor de cimento calculado em relação à massa de solo seco e expresso em percentagem

C_{iv}: Teor volumétrico de cimento, expresso em percentagem do volume total

D₁₀: Diâmetro médio passando na peneira ASTM 10

D₃₀: Diâmetro médio passando na peneira ASTM 30

D₆₀: Diâmetro médio passando na peneira ASTM 60

e: Base do logaritmo neperiano (2,7183)

e: Índice de vazios

e_{min}: Índice de vazios mínimo

e_{max}: Índice de vazios máximo

E: Módulo de elasticidade (módulo de Young)

G: Módulo Cisalhante

G₀: Módulo Cisalhante Inicial

G_{max}: Módulo Cisalhante máximo

K₀: Coeficiente de empuxo no repouso

M: Inclinação da linha do estrado crítico no plano q:p'

m: Parâmetro do Modelo de Hoek-Brown

M: Multiplicador da equação de regressão de potência

N: Volume específico ou intercepto da LIC para p'=1 kPa no plano v:lnp'

p': Tensão efetiva média

q: Tensão desvio
p'_e: Pressão equivalente
p'_c: Pressão crítica
p_r: Pressão de referência
q_{rup}: Resistência de ruptura de ensaios triaxiais
q_u: Resistência à Compressão Simples (compressão)
q_t: Resistência à Compressão Diametral (tração)
R²: coeficiente de correlação
s: Desvio Padrão
t: Tempo de cura
V_v: Volume de vazios
V_{ci}: Volume de cimento
V_{total}: Volume Total

Alfabeto grego

ε_a: Deformação Axial
ε_s: Deformação Distorcional ou cisalhante
ε_v: Deformação Volumétrica
dε_v/dε_s : Taxa dilatância
φ: Ângulo de Resistência ao Corte
φ': Ângulo de Resistência ao Corte Efetivo do Material ou Ângulo de Atrito
φ'_{cv}: Ângulo de atrito interno no estado crítico
γ: Deformação cisalhante ou distorcional
γ_{0,7}: Deformação Cisalhante para 0,7G₀
γ_d: Peso Específico Aparente Seco
γ_{nat}: Peso Específico Aparente Natural
η: Porosidade

λ : Declividade da linha isotrópica de compressão no plano $v:lnp'$
 Γ : Volume específico ou intercepto da LEC para $p'=1$ kPa no plano $v:lnp'$
 κ : Declividade da linha de expansão no plano $v:lnp'$
 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: Componentes Normais Da Tensão Num Sistema De Coordenadas Cartesianas
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Tensões Principais
 σ' : Tensão Efetiva
 $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$: Tensões Efetivas Principais
 ν : Coeficiente de Poisson
 ξ : Escalar que Relaciona Tração com Compressão
 μ : Média
 ω : Teor de umidade
 τ : Tensão de Cisalhamento
 v : Volume específico do solo
 ψ : Ângulo de Dilatância

Abreviaturas

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI: American Concrete Institute
ASTM: American Society for Testing and Materials
LIC: Linha Isotrópica de Compressão
LVDT: Linear Variable Differential Transformer
LEGG: Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais
PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
RCS: Resistência Compressão Simples
RCD: Resistência Compressão Diametral
TEC: Teoria do Estado Crítico
UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A busca por novas soluções técnicas que tornem as obras de engenharia mais econômicas e com a mínima agressão ao meio ambiente tem sido uma das linhas de pesquisa do grupo de Geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Inúmeras pesquisas sobre solos estruturados ou cimentados têm sido realizadas na UFRGS [Prietto (1996), Heineck (1998), Rotta (2000), Schnaid *et al* (2001), Consoli *et al.* (1998, 2003, 2007a, 2010, 2011a, 2012a, 2013a, 2014a, 2014b;2015; 2016a; 2016b), Martins (2001), Heineck (2002), Prietto (2004), Foppa (2005), Cruz (2008), Dalla Rosa (2009), Fonini, (2012), Festugato, (2013), Marques *et al* (2014), Consoli (2014), Faro *et al.* (2015), Saldanha *et al.* (2016) entre outros] através de simulações numéricas, ensaios laboratoriais e de campo, no sentido de se alargar o conhecimento sobre solos artificialmente cimentados.

Poucos autores têm investigado o efeito da formação da cimentação sob tensão. O trabalho pioneiro foi publicado por Zhu *et al.* (1995), que estudou o comportamento de amostras artificialmente cimentadas curadas sob tensão em ensaios oedométricos. Heineck, (1998), Rotta (2000), Consoli *et al.* (2000), Rotta *et al.* (2003), Consoli *et al.* (2006, 2007b), Dalla Rosa *et al.* (2008) e Consoli & Foppa (2014) verificaram a importância da consideração das tensões de cura e do índice de vazios de cura no comportamento mecânico de solos cimentados através de ensaios isotrópicos e triaxiais em uma areia siltosa artificialmente cimentada. Ismail *et al.* (2000), Ahnberg (2007) e Dalla Rosa (2009) realizaram estudos semelhantes, mas com a utilização de outros solos e diferentes materiais aglomerantes. Os resultados de todos os autores mostram que as alterações dos estados, bem como dos valores das tensões (isotrópico ou anisotrópico) de confinamento durante a cura, apresentam influência no comportamento tensão-deformação-dilatância das amostras artificialmente cimentadas.

Pelos estudos geológicos, sabe-se que a cimentação existente em solos naturalmente cimentados é função das pressões geostáticas existentes no local de formação. O que

corresponde à tensão aplicada durante a cura para a cimentação dos solos artificialmente cimentados.

Para contornar o problema da, cada vez maior, escassez de solos que apresentem a resistência e deformabilidade adequadas para obras de engenharia civil, a utilização de solos artificialmente cimentados tem servido de solução no melhoramento de solos, tornando-os adequados para utilização. Melhoramentos próximos da superfície, como por exemplo, melhoramento de fundações superficiais, são praticamente indiferentes da tensão aplicada durante a cura, já que esse valor é reduzido. Mas para aplicações a grandes profundidades (e.g. grandes aterros, bases de plataformas marítimas, poços de exploração de petróleo, etc.) a função da tensão durante a cura passa a ter muita influência no comportamento tensão-deformação do solo artificialmente cimentado.

1.2 OBJETIVO GERAL

Neste contexto, o objetivo geral da pesquisa é avaliar o comportamento de uma areia artificialmente cimentada até altas tensões de confinamento e com cura realizada sob tensão.

1.2.1 Objetivos Específicos

- Desenvolver, calibrar, automatizar e validar um equipamento triaxial para altas tensões confinantes (10 MPa);
- Avaliar o comportamento tensão-deformação-dilatância em função da tensão efetiva média e do tempo de cura;
- Estudar o comportamento da superfície de plastificação em função da tensão efetiva média e do tempo de cura;
- Verificar a evolução da rigidez em função da tensão efetiva média e do tempo de cura;
- Analisar o comportamento da resistência à compressão simples (q_u) e de compressão diametral (q_t) em função do fator vazios/cimento (η/C_{iv}) para diferentes tempos de cura;
- Verificar a razão tração/compressão (q_t/q_u) para diferentes tempos de cura;
- Normalizar os valores da resistência de ensaios não confinados em função do fator vazios/cimento (η/C_{iv}) para diferentes materiais granulares;
- Aplicar e analisar metodologias para a determinação de parâmetros de resistência de modelos de ruptura de solos através de resultados de ensaios não confinados.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está estruturado em sete capítulos. O capítulo 1 é o introdutório, onde são apresentados os problemas e a relevância da pesquisa e são definidos os objetivos gerais e específicos do trabalho.

O capítulo 2 constitui uma revisão da literatura acerca de aspectos do comportamento mecânico de solos estruturados e de alguns modelos utilizados para estabelecer o critério de ruptura em ensaios triaxiais.

O capítulo 3 mostra todas as etapas do desenvolvimento de um equipamento triaxial de altas pressões confinantes.

No capítulo 4 é feita uma descrição detalhada do programa experimental adotado, especificando as variáveis de interesse, os materiais e métodos utilizados.

O capítulo 5 se divide em duas partes. A primeira parte apresenta os resultados e análises obtidos a partir dos ensaios de compressão simples e diametral, seguindo-se uma normalização desses resultados. Essa normalização foi ainda aplicada a outros solos granulares artificialmente cimentados. A segunda parte analisa os resultados dos ensaios triaxiais realizados. Primeiramente é feito um estudo da compressão isotrópica seguindo-se da análise do comportamento tensão-deformação-dilatância e da aplicação da teoria do estado crítico. Para o final fica reservado o estudo das envoltórias de resistência e plastificação finalizando o capítulo com a análise da degradação da rigidez com o cisalhamento.

O capítulo 6 apresenta uma proposta de modelo elasto-plástico com degradação da rigidez, que foi desenvolvido com base nos resultados apresentado nos capítulo 5 e de alguns modelos simples da bibliografia.

Por fim, no capítulo 7 são apresentadas as conclusões obtidas com a realização deste trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros.

De modo a não preencher o texto com muitos gráficos, tabelas e desenhos desenvolvidos durante este trabalho foram acrescentados quatro apêndices. O primeiro (apêndice A) é referente ao equipamento triaxial e conta com o projeto desenvolvido (A.1), as ligações eletrônicas realizadas no equipamento (A.2) e as curvas de calibração da instrumentação (A.3). O apêndice B apresenta as tabelas dos resultados dos ensaios de resistência não confinado na

areia artificialmente cimentada realizados nesta pesquisa juntamente com os resultados da bibliografia utilizados. O terceiro apêndice é referente aos ensaios triaxiais realizados, que é composto pelos relatórios individuais de todos os ensaios triaxiais realizados (C.1), a segunda parte tem os gráficos das resistências normalizadas em função da deformação distorcional e da dilatação (C.2), e na terceira, e última parte, tem as curvas dos módulos cisalhantes secante e tangente em função da deformação distorcional. O último apêndice (D) apresenta a aplicação do modelo elasto-plástico com degradação da rigidez proposto aos ensaios triaxiais.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS ESTRUTURADOS E CIMENTADOS

O comportamento e as propriedades de deformabilidade e de resistência dos solos sedimentares baseiam-se nas forças transmitidas entre os contatos (que mobilizam atrito), o escorregamento e a rolagem das suas partículas constituintes. Todavia, existem solos que possuem substâncias cimentantes naturais nos contatos intergranulares. Quando as partículas constituintes desses solos são sujeitas a deslocamentos, existe, inicialmente, uma resistência por parte dessas ligações aglomerantes, só ocorrendo posteriormente a mobilização do atrito entre partículas. Essa primeira parcela da resistência é a coesão natural do solo (Souza Pinto, 2011).

As origens dessa estrutura podem ser várias, segundo Leroueil & Vaughan (1990), desde a deposição de sílica nos contatos entre as partículas de areia, a união dos contatos das partículas sob altas pressões, deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, recristalização de minerais durante o intemperismo, tixotropia, modificação da camada de água ou forças interpartículas de atração em solos argilosos. De tal modo, devido à difícil identificação da origem da estrutura e à similaridade no comportamento, apesar de estar presente em diferentes materiais, desde argilas até rochas brandas, leva a que na literatura especializada “solos estruturado”, “solo cimentado” ou “*bonded soil*” sejam termos sinônimos.

Além dos processos descritos, os solos estruturados podem ter a sua estrutura originada por um agente cimentante natural, como por exemplo, em solos residuais (Vargas, 1953; Vaughan, 1985) ou um agente cimentante artificial, permitindo misturas solo-cimento (Ismail *et al.*, 2002; Consoli *et al.*, 2007; Consoli *et al.*, 2010; Marques *et al.*, 2014) ou solo-cal (Bell, 1996; Consoli *et al.*, 2001; Consoli *et al.*, 2009b; Consoli *et al.*, 2012e). Estes materiais cimentados encontram-se situados, segundo Leroueil & Vaughan (1990), numa faixa intermediária entre os solos e as rochas, em termos de porosidade, resistência e compressibilidade e com o seu

comportamento intensamente influenciado pela estrutura, descontinuidades, níveis de tensão e confinamento (Clayton & Serratrice, 1997).

2.1.1 Solos Residuais

Os solos residuais são aqueles que ocupam o lugar da rocha que lhes deu origem, a chamada rocha-mãe, onde as partículas resultantes dessa alteração e decomposição não sofrem qualquer transporte. Este tipo de solos é especialmente frequente nas regiões de clima tropical ou clima temperado marítimo já que a precipitação, a temperatura e a umidade elevada proporcionam um ambiente favorável às reações químicas envolvidas no processo de alteração das rochas. Por outro lado, a vegetação abundante existente em climas com aquelas características defende os solos da erosão, facilitando a acumulação do material meteorizado no local de formação (Matos Fernandes, 2006).

Dependendo do grau de intemperização, os materiais alterados podem ter diferentes características, podendo ocorrer recristalização ou a formação de novos minerais, que permite a criação de uma cimentação entre as partículas. Leroueil & Vaughan (1990) indicam que a história de tensões apresenta pouca influência nas propriedades destes solos.

2.1.2 Solos Sedimentares Cimentados

Os solos sedimentares se formam por acumulação, num dado local ou depósito, de partículas minerais que resultam da decomposição e da desintegração de rochas existentes noutro local. Este tipo de solo, ao contrário dos solos residuais, sofreu processos de transporte através da gravidade, do vento e da água, quer a água líquida, quer o gelo (glaciares) (Matos Fernandes, 2006).

Sendo que grande parte da plataforma marinha é coberta de sedimentos calcários, nas quais são encontradas ligações cimentantes entre as partículas de solo (Zhu *et al.*, 1995) devido à combinação simultânea da gravidade (deposição de sedimentos) e litificação (transformação de sedimentos em rocha) (Clayton & Serratrice, 1997), sendo que a precipitação de carbonato de cálcio entre os contatos das partículas é a ação mais significativa nesse processo (Leroueil & Vaughan, 1990).

2.1.3 Solos Artificialmente Cimentados

O solo artificialmente cimentado é um “*produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, conforme este projeto, e executada de acordo com a NBR 12254*” (NBR 12253/2012). O Instituto Americano do Concreto (ACI) apresenta uma definição semelhante, considerando este material como sendo “*a mistura de solo e uma quantidade medida de cimento e água, compactada a uma alta densidade*” (ACI, 2009).

O cimento utilizado no solo vai servir de ligante, conforme se emprega no concreto, ou seja, o seu objetivo é criar ligações entre o agregado, resultando num produto com melhores características de durabilidade e resistência mecânica. A diferença entre os dois, solo-cimento e concreto é, basicamente, a quantidade de cimento utilizada na mistura. Enquanto no concreto a quantidade de cimento varia entre 200 a 500 Kg por cada metro cúbico de concreto, nas misturas solo-cimento são utilizadas quantidades de cimento que variam entre 10 e 200 Kg por cada metro cúbico de mistura (Mitchell 1981; Consoli *et al*, 2003, 2007a).

A adição de cimento ao solo tem sido denominada de diferentes maneiras, variando de autor para autor. Termos como solo estabilizado, solo melhorado, solo modificado ou solo tratado são alguns dos termos mais empregues. A ACI faz uma distinção entre solo artificialmente cimentado, que o caracteriza como um material capaz de satisfazer as características de durabilidade e/ou resistência, de modo a resistir a carregamentos impostos (como o trânsito, no caso de estradas) ou a resistir a fenômenos naturais (ciclos gelo/degelo, secagem/molhagem, erosão, abrasão sobre condições de fluxo, etc.); e solo melhorado com cimento, que tem como objetivo o de melhorar uma propriedade específica (ACI, 2009).

De um modo geral, a adição de cimento aumenta a resistência e rigidez e diminui a compressibilidade do material, como mostra os vários trabalhos que se podem encontrar na bibliografia (Mitchell, 1981; Huang & Airey, 1998; Nagaraj *et al.*, 1998; Consoli *et al.*, 1998; Consoli *et al.*, 2000; Schnaid *et al.*, 2001; Ismail *et al.*, 2002; Rotta *et al.*, 2003; Consoli *et al.*, 2007a, 2009, 2010, 2011a, 2012b, 2013c; Marques *et al.*, 2014; Faro *et al.*, 2015; entre outros)

2.2 EFEITOS DA CIMENTAÇÃO EM SOLOS ESTRUTURADOS E CIMENTADOS

2.2.1 Composição da mistura

Qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento, observando-se maior eficiência em solos arenosos, pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (Ingles & Metcalf, 1972).

Ao realizarem ensaios em misturas de areia artificialmente cimentadas, Clough *et al.* (1981) verificaram que o comportamento da mistura é intensamente influenciado pela quantidade do agente cimentante, da densidade da mistura, pressão confinante, distribuição granulométrica e pelo arranjo dos grãos. Além disso, o modo de ruptura varia com a tensão de confinamento, nível de cimentação e densidade, apresentando um aumento da resistência de pico e da mobilização da respectiva deformação com o aumento da cimentação. Os mesmos autores ainda concluíram que solos naturalmente cimentados com uma maior presença de finos apresentavam maior resistência do que aqueles com menor quantidade ou até sem finos.

Coop & Atkinson (1993) viram que a presença de cimento tinha outros efeitos no comportamento dos solos, como por exemplo, na mudança da sua curva granulométrica e na baixa quantidade presente nos solos cimentados devido aos espaços vazios estarem preenchidos pelo cimento, o que dificulta uma comparação direta dos comportamentos de solos cimentados e não cimentados.

2.2.2 Propriedades Mecânicas e de Rigidez

A introdução de um agente cimentante na areia produz um material com dois componentes de resistência, um devido à coesão criada pela adição do cimento, que tem um papel predominante na resistência (Akinmusuru, 1987), e outro devido ao atrito entre as partículas, que apresenta valores similares entre areais cimentadas e não cimentadas (Clough *et al.*, 1981). Schnaid *et al.* (2001) nos seus estudos indicaram que, para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é uma medida do grau de cimentação. Assim, a resistência ao cisalhamento no ensaio triaxial pode ser expressa em função de dois parâmetros: o ângulo de resistência ao corte (ϕ') do material no estado desestruturado e a resistência à compressão simples do material cimentado (q_u). Segundo os autores, a tensão de desvio na ruptura (q_f) de solos artificialmente

cimentados, obtida de ensaios triaxiais convencionais, pode ser expressa como uma função linear e que depende do grau de cimentação e da tensão média inicial (p_i') através da equação:

$$q_f = \frac{2 \times \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \times p_i' + q_u \quad (2.1)$$

A primeira parcela da equação 2.1 representa a tensão de desvio na ruptura do solo não-cimentado em função do seu ângulo de atrito (ϕ') e da tensão efetiva média inicial (p_i'); a segunda parcela representa o grau de cimentação avaliado pela resistência à compressão simples (q_u) do mesmo solo cimentado. Os autores aplicaram esta mesma equação a resultados experimentais de solos cimentados relatados na literatura. Apesar das consideráveis variações na densidade, mineralogia e natureza de agentes cimentantes, uma grande concordância entre os valores previstos e observados foi obtida.

Sob um carregamento, uma estrutura de solo-cimento irá, inicialmente, se comprimir, mas a sua tendência é de se dilatar (como um material denso), havendo o início da plastificação da estrutura cimentada para deformações axiais entre 0,3% e 1%, ao mesmo tempo que a resistência ao atrito se torna predominante. Pode-se observar, também, que altas pressões hidrostáticas de confinamento podem destruir a cimentação (Saxena & Lastrico, 1978; Coop & Atkinson, 1993). Mesmo com esse ganho de resistência devido à parte coesiva, a resistência residual de uma areia cimentada é similar à de uma areia não cimentada (Clough *et al.*, 1981), encontrando-se ângulos de atrito crítico para solos cimentados ($\phi' \approx 37^\circ$) um pouco inferiores aos encontrados para areia não cimentadas ($\phi' \approx 40^\circ$), provavelmente devido à influência da cobertura das partículas pelo cimento. Por outro lado, as amostras cimentadas e não cimentadas atingem, essencialmente, a mesma linha do estado crítico (Coop & Atkinson, 1993).

Uma maior taxa de cimentação adicionada ao solo permite atingir, além do aumento da rigidez e de resistência de pico, maiores valores de tensões principais antes da plastificação, ou seja, provoca um aumento da superfície de plastificação (Huang & Airey, 1993), ao mesmo tempo que as curvas de consolidação de solos cimentados e não cimentados convergem na mesma direção (Gens & Nova, 1993).

Em relação ao comportamento tensão-deformação, Schnaid *et al.* (2001) observou que a areia cimentada tem um comportamento rígido, aparentemente linear até ao ponto de plastificação, o qual passa a sofrer crescentes deformações plásticas até à ruptura.

Algumas aplicações práticas de material artificialmente cimentado podem ser encontradas na bibliografia, como a utilização de camadas cimentadas sobre um espesso estrato homogêneo de solo arenoso compactado, com e sem reforço de fibras de polipropileno, como reforço de fundação. Consoli *et al.* (2003 e 2009c) constataram que houve um aumento considerável da capacidade de carga da fundação sugerindo, inclusivamente, que a utilização de fibras tem um grande potencial de aplicação em obras que possam sofrer deformações excessivas, já que apresentam uma ruptura dúctil. Faro *et al.* (2015) estudaram o carregamento lateral em fundações profundas reforçadas superiormente com uma areia artificialmente cimentada e registaram aumentos muito consideráveis da capacidade de carga de carga horizontal e da rigidez do conjunto, em comparação com fundações não reforçadas.

2.2.3 Tensão de Confinamento

Tal como em solos não cimentados a tensão de confinamento aplicada a uma mistura cimentada influencia na sua resistência de pico e rigidez, aumentando os seus valores com o acréscimo do confinamento, no que diz respeito ao comportamento tensão-deformação (Clough *et al.*, 1981; Aknmusuru, 1987; Consoli *et al.*, 2003).

Segundo Lade & Overton (1990), o efeito da cimentação é muito menor em comparação com os efeitos friccionais em altas tensões confinantes, enquanto para baixas tensões confinantes a componente coesiva da cimentação é a que tem mais influência na resistência de pico (Coop & Atkinson, 1993). Os ensaios realizados pelos primeiros autores mostraram que o módulo inicial, ou seja, a rigidez, aumenta com a tensão confinante e com a quantidade de cimento enquanto a resistência à ruptura aumenta com a tensão confinante e com a diminuição da quantidade de cimento. O solo compactado apresentou um comportamento dúctil seguindo o pico de ruptura; o comportamento se tornou frágil com o aumento da quantidade de cimento. Os mesmos autores ainda verificaram que a deformação volumétrica indica que a taxa de dilatação na ruptura diminui com o aumento da tensão confinante. Assim, o aumento da rigidez causado pelo incremento da quantidade de cimentação claramente tem efeito no comportamento da deformação volumétrica.

Coop & Atkinson (1993) analisaram o comportamento de uma areia artificialmente cimentada em ensaios triaxiais com tensões confinantes até 9 MPa e que mostraram um importante efeito na redução no volume específico com um aumento na quantidade de finos. Isto influencia ambos os comportamentos tensão-deformação e resistência de pico nas deformações entre aquelas requeridas para fraturar as ligações cimentantes. Santos *et al.* (2010b) realizaram ensaios isotrópicos até tensões de confinamento de 40 MPa em uma areia (a mesma utilizada neste trabalho) em que foi misturado, também, fibra, cimento e cimento-fibra para diferentes índices de vazios. Os resultados (Figura 2.1) mostraram que, independentemente do índice de vazios inicial, a inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente na areia não cimentada, têm um efeito benéfico sobre a localização da linha isotrópica de compressão (LIC), sendo que a inserção de cimento e fibra é muito mais eficaz, talvez devido ao controle da propagação de fissuras na areia cimentada após a inclusão de fibras, aumentando ainda mais o limite de elasticidade a uma dada densidade, enquanto a mistura da areia somente com cimento apresentou uma localização intermediária da LIC.

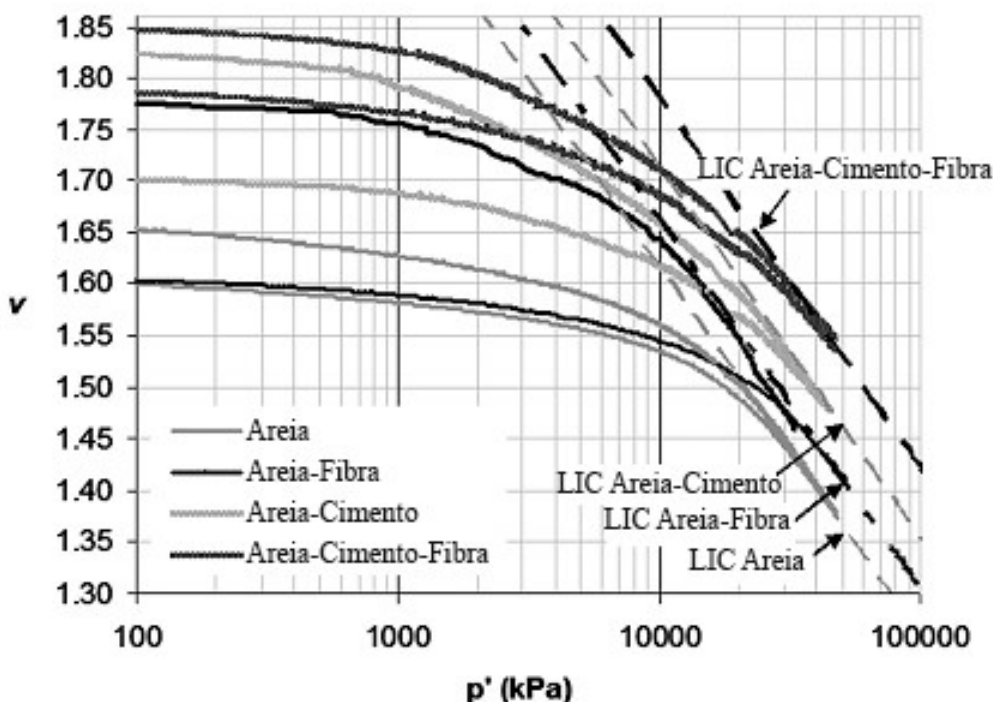


Figura 2.1 – Linhas isotrópicas compressão para areia, areia-fibra, areia-cimento e areia-cimento-fibra (adaptado de Santos *et al.*, 2010b).

Para ensaios a altas tensões em solos cimentados, a matriz cimentante inicialmente suporta a tensão confinante, prevenindo a quebra das partículas. Quando o carregamento fratura a matriz,

ele atinge as partículas, e dá-se então o início da quebra das mesmas, que coincide com a plastificação das ligações cimentantes. As trajetórias de tensões resultantes não têm picos significativos e aparentemente tem pouca influência durante o cisalhamento. Em baixas tensões, solos não cimentados carbonatados atingem estados de pico sobre a linha de estado crítico como resultado da dilatância, mas em amostras cimentadas isto ocorre até mesmo em tensões de cisalhamento de pico mais altas (Coop & Atkinson, 1993).

2.2.4 Fator vazios/cimento

Segundo Larnach (1960), como na compactação em solos ou em solos-cimento nunca se consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com o fator água/cimento, pois este só se aplica a materiais onde o ar é totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água, como no caso de argamassas e concretos tradicionais.

No seu estudo, Larnach (1960) utilizou uma areia fina misturada com uma argila pulverizada na proporção de nove partes de areia para uma de argila. As percentagens de cimento utilizadas, em relação ao peso de solo seco, foram de 5,3%, 11,1% e 17,7%. Para cada porcentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de compressão simples e de flexão em vigotas, moldadas a diferentes teores de umidade e massas específicas aparente secas, ambas determinadas a partir de curvas de compactação das misturas de solo e cimento. A relação vazios/cimento utilizada por Larnach (1960) é definida pela seguinte expressão:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (2.2)$$

A Figura 2.2 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento (V_v/V_{ci}). Para Larnach (1960), o uso deste tipo de relação, similarmente ao que ocorre em concreto, pode ser de extrema utilidade para a dosagem e controle de execução de misturas de solo-cimento em campo.

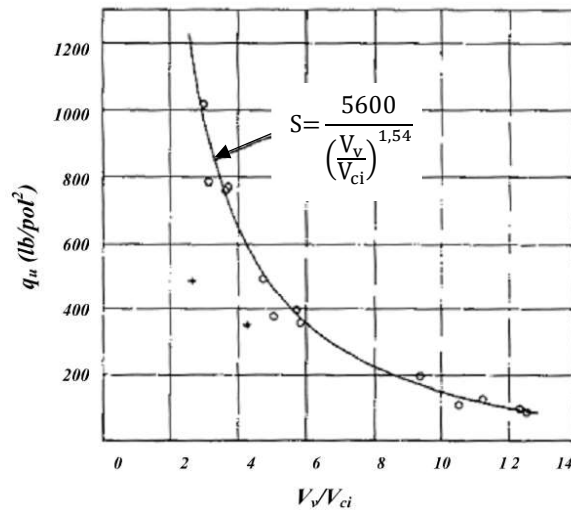


Figura 2.2 – Relação vazios/cimento *versus* resistência à compressão simples (adaptado de Larnach, 1960).

Consoli *et al.* (2007a) verificaram que, apesar dos resultados da relação vazios/cimento (V_v/V_{ci}) de uma mistura de um arenito com cimento apresentarem uma boa correlação com os valores obtidos para a resistência à compressão simples ($R^2 = 0,90$), como se pode verificar na Figura 2.3, esta não constitui a melhor maneira de representar o fenómeno, já que assume-se que para uma dada variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cimento seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho de resistência. Acredita-se que, devido à fração fina presente no solo, é necessário, para obter-se um melhor ajuste dos dados experimentais ($R^2 = 0,97$), realizar uma correção, com a introdução de um expoente, no denominador da razão vazios/cimento. Para este caso, os autores encontraram um valor do expoente igual a 0,28, ficando no eixo das abcissas da Figura 2.4 a razão $[\eta/(C_{iv})^{0,28}]$

A razão vazios/cimento (η/C_{iv}) apresentada pelos autores é equivalente à equação 2.2 apresentada por Larnach (1960), como se pode verificar pela seguinte equação:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_{ci}}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad (2.3)$$

Os autores também verificaram que, para um mesmo fator vazios/cimento, ao se variar o teor de umidade de moldagem, as resistências obtidas foram diferentes, indicando que a relação vazios/cimento estabelecida é válida apenas quando se considera um teor de umidade de moldagem constante, como vieram a confirmar Consoli *et al.* (2011d) no seu trabalho. A variação das resistências com o teor de umidade de moldagem deverá ser estudado caso a caso

já que Marques *et al.* (2014) estudaram a mistura de um solo residual com cimento para diferentes teores de umidade e os resultados mostraram que, mesmo se obtendo alguma dispersão nos resultados, uma curva única da relação vazios/cimento poderia ser considerada sem muito erro, como provou a análise estatística realizada. Para estudar este efeito Felt (1955) estudou o efeito da variação do teor de umidade sobre a resistência de solos arenosos, siltosos e argilosos através de ensaios de compressão simples, verificando que, de uma forma geral, o teor de umidade que proporciona a máxima resistência é levemente inferior ao teor ótimo de compactação, exceto para o solo mais argiloso testado.

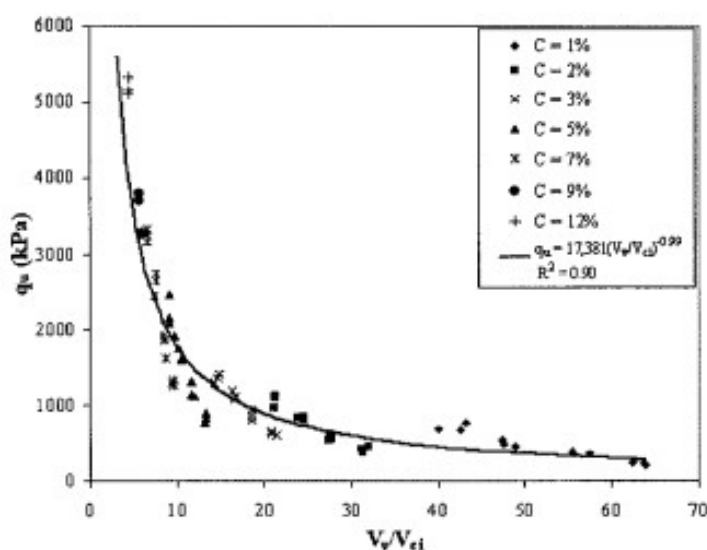


Figura 2.3 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimentos (Consoli *et al.*, 2007a).

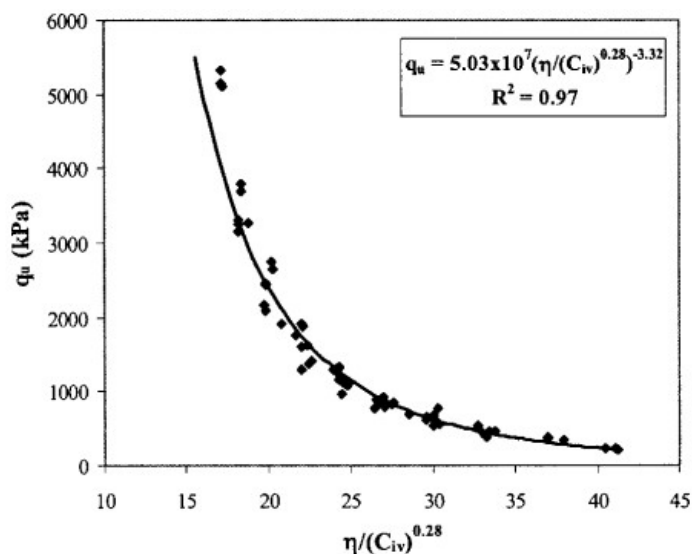


Figura 2.4 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimentos corrigida (Consoli *et al.*, 2007a).

A hipótese considerada de que a existência de uma parcela de finos no solo leve à necessidade da introdução de um expoente de correção na razão vazios/cimento se corrobora com os trabalhos de Consoli *et al.* (2009a e 2010). Eles mostram que a mistura de uma areia (a mesma utilizada neste trabalho e que não tem parcela de finos) artificialmente cimentada, com 7 dias de cura, apresentam a melhor correlação entre os valores da resistência (q_u e q_t) e da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) sem a adoção de um expoente de correção (Figura 2.5). Examinado a mesma figura, se pode aferir que os resultados de compressão simples (q_u) e compressão diametral (q_t) apresentam tendências similares, permitindo relacionar a razão q_t/q_u . Pela equação 2.4 os autores mostram que esta mesma razão (q_t/q_u) é um escalar da mistura areia-cimento, sendo independente da porosidade, percentagem de cimento, ou mesmo da razão vazios/cimento (η/C_{iv}). Este escalar mostra que, na média, o valor da resistência à compressão diametral (q_t), para um mesmo valor de η/C_{iv} , é 15% do valor da resistência à compressão (q_u).

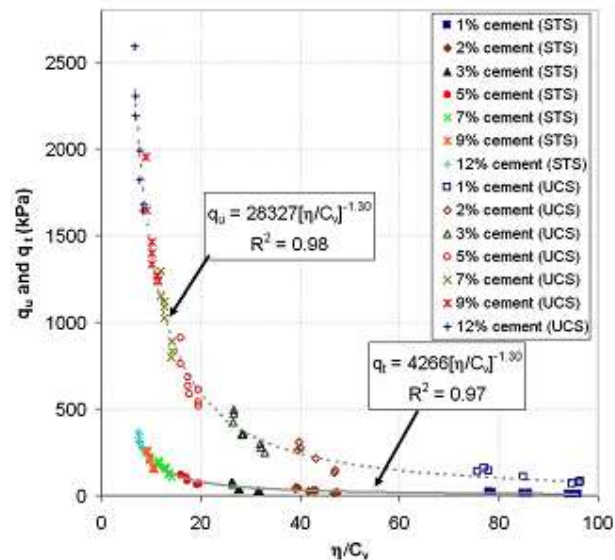


Figura 2.5 – Variação da resistência compressão simples (q_u) e resistência diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) (Consoli *et al.* 2010).

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{4266 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1.30}}{28327 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1.30}} = 0.15 \quad (2.4)$$

A compreensão da relação vazios/cimento no comportamento dos solos artificialmente cimentados é de muita importância já que permite escolher, de modo racional, a quantidade de cimento e a energia de compactação a proporcionar a uma mistura que atenda à resistência de um determinado projeto ao menor custo possível. A razão vazios/cimento pode ser também de extrema utilidade no controle de uma compactação inferior à prescrita, podendo-se estimar, com confiabilidade, a perda da resistência decorrente desse fato e aplicar medidas de correção de modo a atingir-se o definido em projeto.

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO EM SOLOS ESTRUTURADOS E CIMENTADOS

2.3.1 Compressão não Confinada

A resistência à compressão simples e a resistência aos ciclos de gelo e degelo e/ou molhagem e secagem são as medidas mais comuns da efetividade da estabilização com cimento (Catton, 1959; El-Rawi *et al.*, 1967; Ingles & Metcalf, 1972 e Porbaha *et al.*, 2000).

Prietto (1996) verificou que, para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é uma medida do grau de cimentação. De acordo com o mesmo autor, a grande maioria dos trabalhos relatados na literatura sobre solos artificialmente cimentados, o grau de cimentação é representado pela quantidade relativa de material cimentante, normalmente pela porcentagem de cimento em relação à massa de solo seco. Isto já foi comprovado em trabalhos mais recentes, como descrito no ponto 2.2.4.

Em geral, a resistência à compressão simples aumenta linearmente com a quantidade de cimento, porém, a diferentes taxas para diferentes tipos de solo, como se pode observar na Figura 2.6.

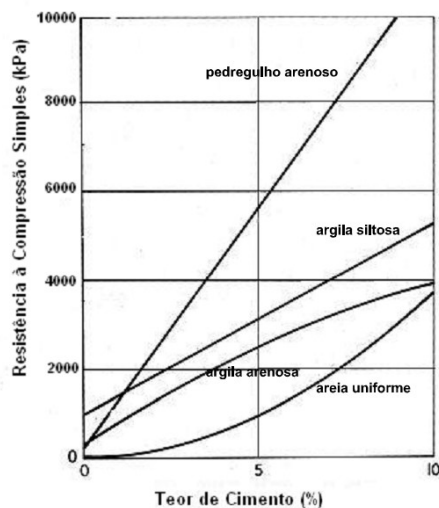


Figura 2.6 – Efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland e curados por 7 dias (adaptado de Ingles & Metcalf, 1972).

Ruver (2011) estudou o arrancamento de fundações em solos tratados com cimento numa areia fina e homogênea (proveniente da cidade de Osório/RS). Nesse trabalho, o autor utilizou as dosagens definidas por Cruz (2008), sendo que a mistura da areia e do cimento foram feitas em campo. A eficiência da mistura em campo e procedimento da cura não controlada foram determinadas por ensaios de compressão simples, onde os resultados de campo foram comparados com os resultados dos corpos de prova moldados em laboratório por Cruz (2008). Dos resultados obtidos, Ruver (2011) observou que o teor de umidade da areia afeta drasticamente a resistência à compressão simples do reaterro, já que a umidade inicial da areia próxima à umidade de dosagem (9,6%), provocou uma redução na resistência em cerca de 25% em relação à umidade inicial de 6,3% (Figura 2.7). O mesmo autor concluiu ainda que a

resistência à compressão simples obtida em campo, com uma umidade adequada (máximo de 6,3%) para a mistura do cimento, corresponde a cerca de 85% da resistência obtida em laboratório.

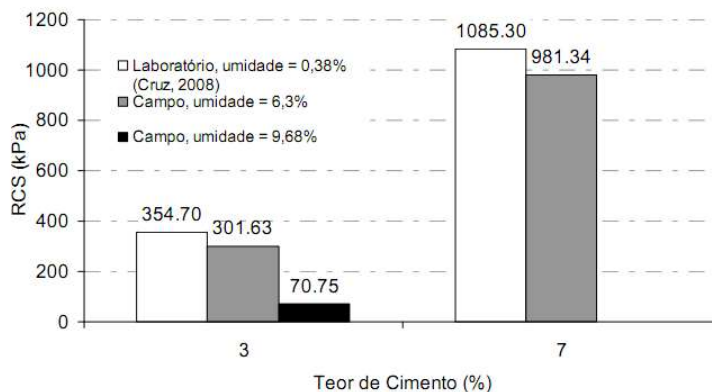


Figura 2.7 – Comparação entre as resistências à compressão simples para diferentes processos de confecção dos corpos de prova e diferentes umidades iniciais da areia (Ruver, 2011).

A resistência à tração do solo-cimento é de grande interesse e tem sido investigada por vários pesquisadores. Geralmente a resistência à tração, nas condições de umidade ótima e peso específico aparente seco, atinge cerca de 10% da resistência à compressão simples nas mesmas condições (Ingles & Metcalf, 1972); Clough *et al.* (1981) encontraram valores de resistência à tração variando de 9% a 12% e 11% a 13% da resistência à compressão simples em solos naturalmente e artificialmente cimentados, respectivamente. No ponto 2.2.4 se apresentou que Consoli *et al.* (2010) encontraram um valor de 15% para uma mistura de uma areia artificialmente cimentada. Consoli *et al.* (2014e) indicam que a razão tração/compressão pode variar, para diferentes tipos de solos e ligantes, de 9% a 18%.

2.3.2 Plastificação e Desestruturação

O fenômeno da plastificação em solos estruturados ou cimentados está diretamente relacionado com a quebra da estrutura, ou cimentação, a partir de deformações plásticas, ou irreversíveis, causando a queda da rigidez e resistência do material e é caracterizado por apresentar uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação (Leroueil & Vaughan, 1990), como mostra a Figura 2.8. Essa descontinuidade é observada em carregamentos monotônicos tanto em materiais estruturados quanto em argilas sedimentares pré-adensadas (Vaughan, 1997) apesar de terem diferentes origens – uma devido à estrutura e a outra devido à história de tensões. Mas para solos argilosos fica difícil separar os efeitos devido à estrutura dos efeitos devido à pré-consolidação ou ao adensamento secundário. O mesmo para areias, onde Ishihara & Okada (1978) demonstraram a existência de envoltórias de plastificação numa areia devido a um pré-adensamento. O mesmo fato é salientado por Airey (1993) que demonstrou que, para uma areia calcária cimentada, uma mesma envoltória de plastificação para o solo em estado desestruturado com baixos índices de vazios e para o solo estruturado com alto índice de vazios onde a superfície de plastificação origina-se de uma estrutura cimentante.

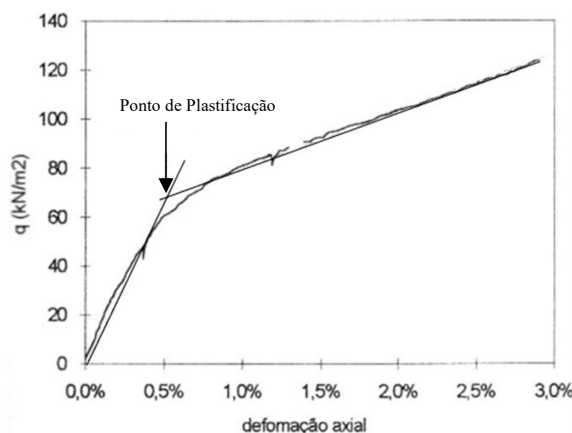


Figura 2.8 – Ponto de plastificação de um solo natural estruturado (adaptado de Martins, 2001).

Leroueil & Vaughan (1990) apresentaram as envoltórias de plastificação típicas de materiais estruturados. Em argilas, as envoltórias apresentam-se mais ou menos de forma simétrica com a linha de compressão K_0 devido à anisotropia das tensões durante a sua deposição. Em rochas brandas e solos residuais tal anisotropia não é observada e a envoltória de plastificação torna-se simétrica em relação ao eixo isotrópico. Os autores ainda apresentam três formas possíveis de ocorrer a plastificação, conforme mostra a Figura 2.9: 1) plastificação por compressão

(quando esta ocorre antes de alcançar a envoltória de resistência devido a um cisalhamento ou aumento das tensões médias); 2) plastificação por cisalhamento (quando ocorre no pico de resistência durante o cisalhamento, num estado de tensão superior à envoltória de resistência última); 3) plastificação por descarregamento (quando a cimentação não resiste às tensões geradas pela tendência de expansão das partículas argilosas).

Huang & Airey (1983) estudaram a influência da densidade e do grau de cimentação e observaram que o aumento do nível de cimentação provocava a expansão da superfície de plastificação e que esse material apresentava uma relação com estado desestruturado, relacionando-se com o aumento da tensão de pré-adensamento e, ao mesmo tempo, com as ligações cimentantes. Os autores também observaram que com o aumento da densidade, a efetividade das ligações cimentantes entre as partículas diminui, provocando uma mudança da forma da superfície de plastificação. Rotta (2000) também observou que a redução do índice de vazios ou o aumento do grau de cimentação (que está relacionado com o fator vazios/cimento relatado no ponto 2.2.4) possibilita o aumento da tensão isotrópica de plastificação, e assim, a expansão da superfície de plastificação.

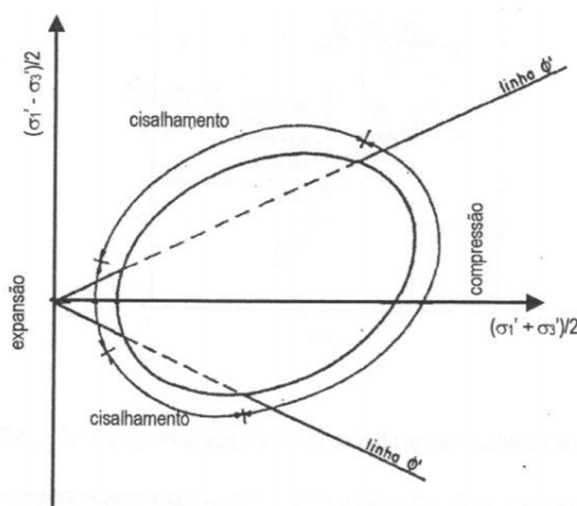


Figura 2.9 – Tipos de plastificação (adaptado de Leroueil & Vaughan, 1990).

Coop e Atkinson (1993) identificaram que o trecho elástico e o ponto de plastificação poderiam ser bem definidos em ensaios triaxiais de amostras de um solo artificialmente cimentado em que não tenha sido alcançado a plastificação por compressão isotrópica, sabendo-se assim quando se inicia a quebra das ligações cimentantes entre as partículas. É nesse ponto, da passagem do regime elástico para um regime plástico, que há o desenvolvimento de

deformações plásticas, ou permanentes, e uma variação volumétrica considerável. Um comportamento análogo também foi encontrado por Cuccovillo & Coop (1999a) para dois solos naturalmente cimentados, em que o ponto de plastificação foi determinado no fim do trecho linear da curva tensão-deformação. Após este ponto, os autores observaram a ocorrência de uma progressiva degradação da estrutura, observando-se que, para o final dos ensaios, a resistência das amostras na condição intacta e reconstituída se apresentavam um valor similar.

Mesmo que a tensão de plastificação já tenha sido atingida, a estrutura cimentante continua a ter uma forte influência no comportamento do solo, como observaram Coop e Atkinson (1993) em solos artificialmente cimentados. Essa transição do solo cimentada para a condição desestruturada pode não ser bem definida, e na medida que se vai degradando, a rigidez torna-se dependente do estado volumétrico e de tensões do material, caracterizando-se por uma progressiva transformação de um material coesivo (cimentado) em um material friccional (Cuccovillo & Coop, 1997). A resistência de pico, se ainda não atingida, é muito influenciada também pela direção da trajetória de tensões, das condições de drenagem bem como da tensão de confinamento.

O comportamento dentro dessa superfície de plastificação tem sido considerado como sendo rígido (elástica linear) e segundo Tatsuoka & Kohata (1995) vários fatores importantes são discutidos para avaliar a rigidez em relativamente pequenas deformações de solos e rochas brandas para a predição da deformação do solo e os deslocamentos de estruturas. Esta rigidez é controlada por muitos fatores, tais como (1) a dependência do estado de tensões e deformações; (2) a anisotropia inerente ou induzida e heterogeneidade; (3) a história de tensões e deformação; (4) a trajetória de tensões, a taxa de deformação, carregamento repetido e condições de drenagem; (5) a precisão das medições de deformação em testes de laboratório; e (6) a perturbação da amostra. Mostra-se que, quando os efeitos destes fatores são devidamente tidos em conta, os valores de rigidez avaliados por vários testes de campo e de laboratório e os valores obtidos por retroanálises do comportamento de campo em grande escala apresentam resultados muito semelhantes. Os autores ainda indicam que as deformações inferiores a 0,001% são essencialmente elásticas e os módulos de deformação obtidos a partir de ensaios de laboratório estático (monotônicos) apresentam valores muito próximos aos valores correspondentes obtidos a partir de testes dinâmicos (sísmicos) de laboratório e de campo.

Com o desenvolvimento de metodologias para a medição de muito baixas deformações, através da utilização de, por exemplo, *bender elements*, desenvolvidos por Shirley & Hampton (1977),

e aplicados a aparelhos triaxiais por Dyvik & Madshus (1985), têm-se verificado que o comportamento de solos estruturados ou cimentados para pequenas deformações mostra que a plastificação nestes materiais não ocorre por uma simples transição do comportamento elástico para um comportamento plástico. Vários estudos têm proposto a utilização de um modelo de comportamento baseado em múltiplas superfícies de plastificação, aperfeiçoando, assim, a concepção do comportamento destes materiais a pequenas deformações, como se pode observar pela Figura 2.10 (Tatsuoka *et al.*, 1999).

Segundo Tatsuoka *et al.* (1999) a identificação das três superfícies de plastificação (Y_1 , Y_2 , Y_3) define o comportamento do material, onde a superfície de plastificação Y_3 se assemelha a uma superfície de cedência, já que variações do estado de tensões dentro dessa superfície produzem somente pequenas deformações; no momento em que o estado de tensão atinge a superfície de plastificação Y_3 , que permanece relativamente imóvel, deformações em larga escala são observadas, e como consequência, ocorre uma progressiva degradação da estrutura cimentante.

As superfícies de plastificação Y_1 e Y_2 possuem carácter cinemático, isto é, se uma trajetória tensão qualquer atingir essas superfícies, elas serão arrastadas e expandidas junto com o ponto de tensões correntes. Elas limitam, respectivamente, as deformações elásticas, onde é possível observar que a variação do módulo de variação volumétrico ou cisalhante parece permanecer constante (as deformações máximas que delimitam esta região são, normalmente, inferior a 0,001%) e a região transitória, onde ainda não ocorrem deformações em grande escala, porém já com o início da quebra das ligações cimentantes entre os contatos das partículas, sendo que quando se supera a mesma, consideráveis mudanças no vetor de deformações plásticas ($d\epsilon_s/d\epsilon_v$) são constatadas.

De acordo com Tatsuoka *et al.* (1999) os fatores que influenciam o tamanho das regiões Y_1 e Y_2 são: (1) a história recente de tensões e o tempo decorrido até à chegada do estado corrente de tensões; (2) a formação, sob o estado de tensões corrente, de uma estrutura devido ao envelhecimento e à cimentação; e (3) a taxa de carregamento e a trajetória das tensões e deformações perturbadoras do estado corrente de tensões. De forma geral, as propriedades elásticas dos materiais cimentados são afetadas pela anisotropia, inerente ou induzida por carregamento, por processos viscosos relacionados com a taxa de deformação e fluência, e por processos de estruturação e desestruturação, estes últimos particularmente importantes para materiais muito cimentados. A Figura 2.11 e a Figura 2.12 exemplificam, através de resultados experimentais relatados por Malandraki & Toll (2000, 2001), a ocorrência das múltiplas

superfícies de plastificação mostradas por Tatsuoka *et al.* (1999) com base no modelo da Figura 2.10

Dalla Rosa *et al.* (2007) identificaram que amostras de um solo residual de arenito, curadas sob um estado de tensões isotrópico, demonstraram uma progressiva expansão da região elástica no espaço p' vs q . Ao mesmo tempo, quando os dados dos ensaios triaxiais normalizados pela pressão equivalente para o solo não cimentado, as trajetórias normalizadas atingiram valores superiores à superfície de estado último do solo sem cimentação. No caso de amostras curadas sob um estado anisotrópico de tensões, Ahnberg (2007) verificou que existiram ganhos expressivos da tensão vertical de plastificação. Verificou-se também, que o aumento do intercepto coesivo foi praticamente proporcional ao aumento da tensão vertical e proporcional ao aumento da tensão vertical de plastificação, ao passo que o ângulo de atrito não apresentou mudanças consideráveis.

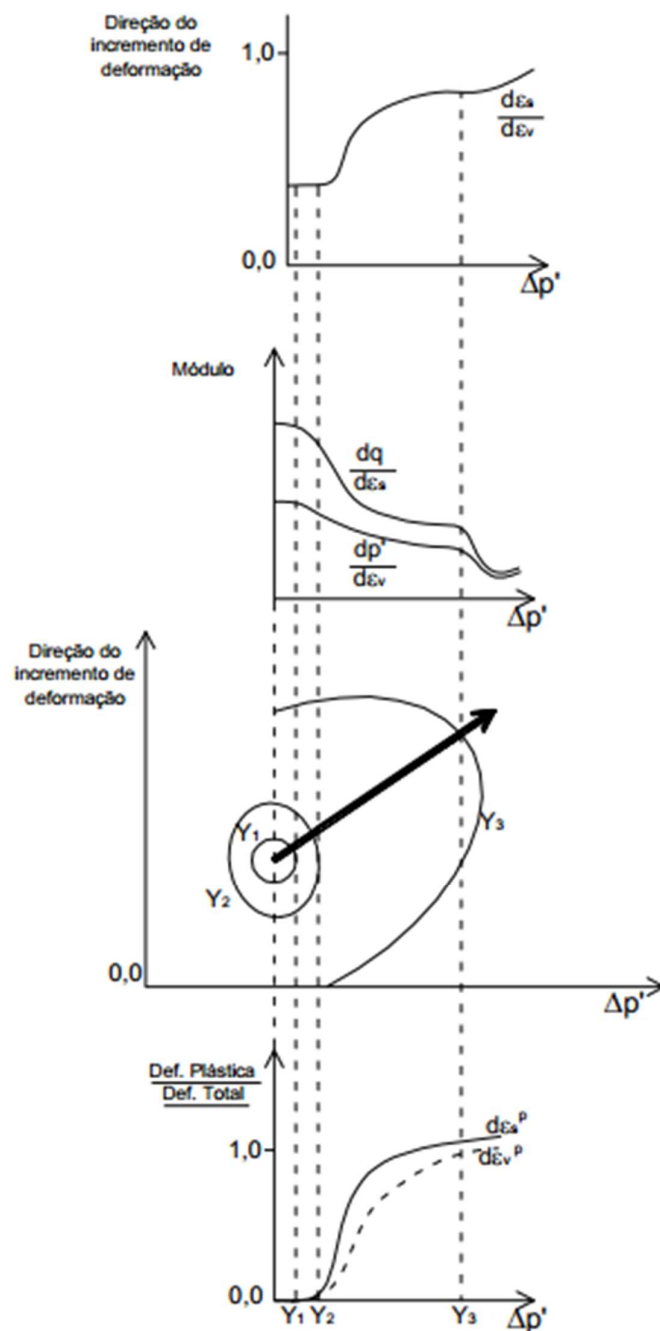


Figura 2.10 – Múltiplas superfícies de plastificação de materiais cimentados (adaptado de Tatsuoka *et al.*, 1999).

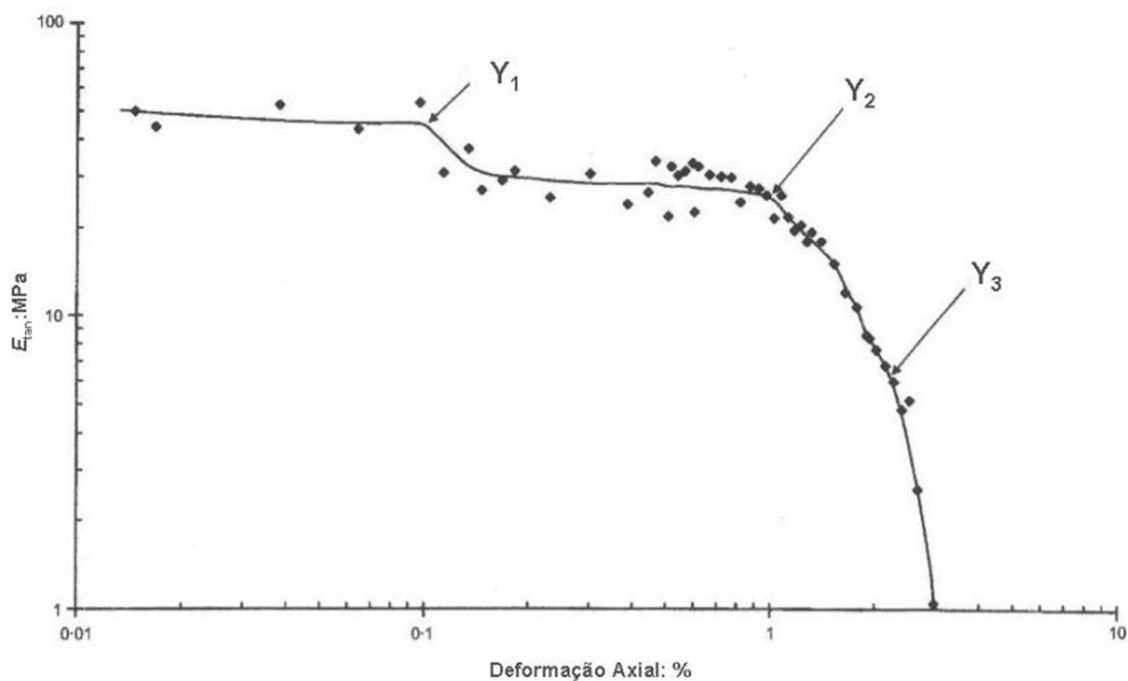


Figura 2.11 – Definição experimental dos pontos de plastificação no cisalhamento (adaptado de Malandraki & Toll, 2000).

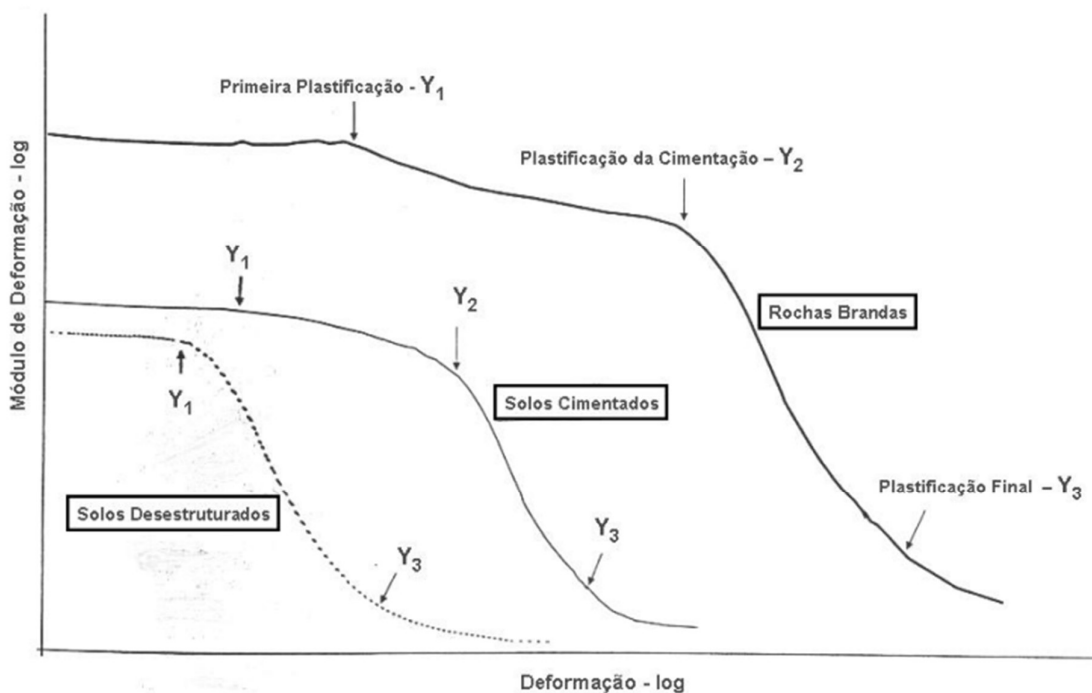


Figura 2.12 – Idealização da plastificação para materiais cimentados (adaptado de Malandraki & Toll, 2001).

2.3.3 Carregamento Unidimensional e Isotrópico

Vaughan *et al.* (1988) *apud* Leroueil e Vaughan (1990) demonstraram esquematicamente um modelo de comportamento de materiais fortemente cimentados quando submetidos a um carregamento isotrópico ou unidimensional, que pode ser observado na Figura 2.13a. O modelo proposto pelos autores conta com duas regiões no espaço tensão vs índice de vazios, sendo que uma região representa o solo na condição desestruturada, e que compreende o estado mais fofo do material para aquele nível de tensão, que é limitada pela linha de compressão virgem intrínseca; a outra região apresentada é possível devido à influência somente da estrutura presente no solo, conferindo a este uma maior tensão para um mesmo índice de vazios, comparativamente ao solo desestruturado. No espaço permitido para todos os estados estruturais as deformações são elásticas, independentemente da resistência da estrutura, até que se atinja a sua plastificação (ponto Y na Figura 2.13a), iniciando-se assim, com o incremento de tensão, a quebra progressiva da estrutura, levando à convergência com a condição desestruturado, resultando num comportamento similar a este último. Um outro modelo, este para o comportamento de areias fortemente e fracamente cimentadas sob carregamento isotrópico, foi proposto por Cuccovillo e Coop (1999a) (Figura 2.13b), mostrando que a posição do ponto Y (da Figura 2.13a) é função direta do tipo de cimentação, já que existe a plastificação, para o caso de solos fracamente cimentados (curva w na Figura 2.13b), antes de alcançar a linha de compressão virgem intrínseca do material desestruturado.

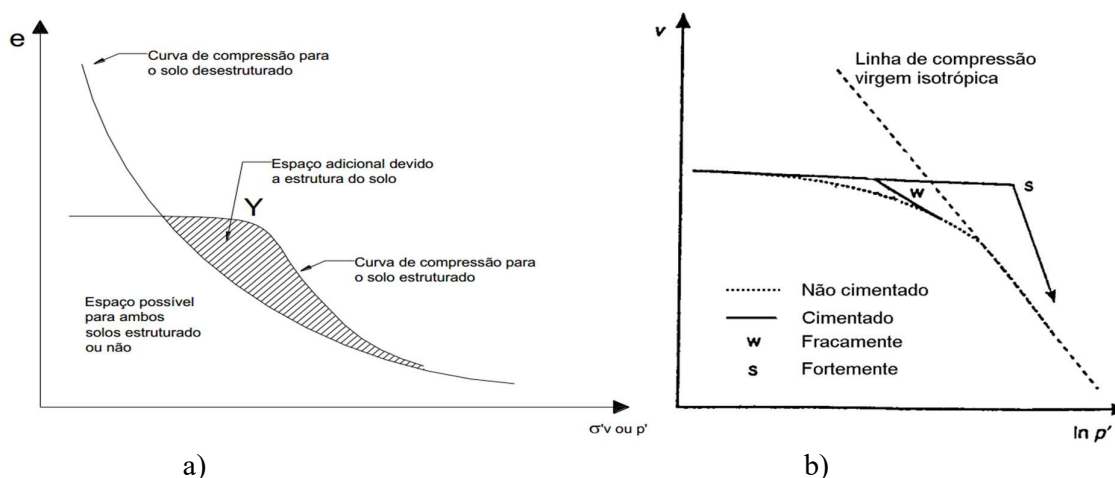


Figura 2.13 – Comparação em ensaios de compressão isotrópica do comportamento idealizado de um solo desestruturado e a) solos estruturados (adaptado de Leroueil & Vaughan, 1990); e b) areias fortemente e fracamente cimentadas (adaptado de Cuccovillo & Coop, 1999a).

Outros autores (Kavvadas *et al.*, 1993; Cuccovillo & Coop, 1993; Huang & Airey, 1993; Coop & Atkinson, 1993; Airey, 1993) também verificaram, em ensaios, isotrópicos, comportamentos muito semelhantes aos apresentados na Figura 2.13.

Nagaraj *et al.* (1998), nos seus estudos sobre argilas sensitivas cimentadas em carregamento K_0 , apresentaram um modelo diferente do proposto por Vaughan *et al.* (1988) e Cuccovillo & Coop (1999a). Nesse modelo as ligações cimentantes suportariam todas as tensões aplicadas até ao valor da plastificação, com a geração de pequenas variações volumétricas, e logo após esse valor, que seria o valor de resistência da cimentação, as ligações cimentantes não seriam quebradas e continuariam suportando uma tensão constante durante todo o carregamento. As tensões excedentes à resistência da estrutura seriam então transferidas à matriz do solo, mobilizando a resistência de atrito e assim originando maiores deformações. Com o aumento do carregamento, a parcela de resistência fornecida pela cimentação (que tem valor constante) torna-se cada vez menos significativa em relação à parcela resistida pelo comportamento friccional do solo, e este fato seria a causa da tendência apresentado pela curva do material estruturado convergir à curva do material no estado desestruturado a maiores tensões no espaço $e - \log(\sigma_v')$.

Segundo Leroueil & Vaughan (1990) e Petlet *et al.* (1993) dentro da superfície de plastificação os materiais mostram um comportamento rígido com trajetórias de tensões consistentes com materiais elásticos com baixos coeficientes de Poisson. Eles observaram que a superfície de plastificação era próxima à envoltória de ruptura, e que, quando era atingida, levando à desestruturação da cimentação e aumento da variação volumétrica, a trajetória de tensões tinha tendência para ir em direção à linha K_0 do material não cimentado, com um valor aproximado de $1 - \sin(\phi')$, como mostra a Figura 2.14, para uma rocha branda (chalk). Este comportamento foi observado pelos autores para argilas sensitivas, solos artificialmente cimentados, rochas brandas e solos residuais.

Zhu *et al.* (1995) estudaram os valores de K_0 , através de ensaios oedométricos, de amostras de areia artificialmente cimentada com diferentes teores de cimento, curadas com e sem tensões verticais aplicadas. O objetivo da cura com tensões verticais aplicadas é de simular a formação das ligações cimentantes sob tensão que ocorre nos depósitos sedimentares. As amostras que não foram curadas sob tensão mostraram que a relação tensão vertical e tensão lateral no repouso não é linear, ou seja, o valor de K_0 diminui significativamente com o aumento do teor de cimento e aumenta com o acréscimo da tensão vertical, enquanto que a tensão lateral

decreceu com a densidade da areia e como o tempo de cura. A aplicação da tensão vertical durante a cura fez o valor de K_0 , medido no descarregamento, aumentar com o grau de pré-consolidação e com o teor de cimento.

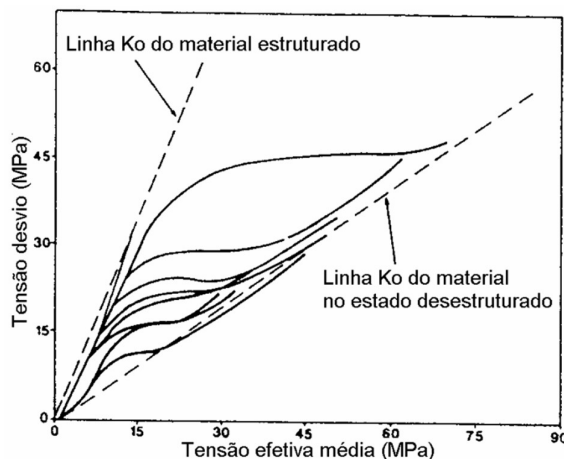


Figura 2.14 – Trajetória de tensões em carregamento K_0 para uma rocha branda (adaptado de Petley *et al.*, 1993).

Kavvas & Anagnostopoulos (1998) sugeriram um outro modelo teórico para o comportamento em compressão de depósitos sedimentares naturais cimentados, representado na Figura 2.15, que considera a origem e a formação da estrutura acoplada com a história de tensões ocorrida durante os seus processos geológicos. Na Figura 2.15 pode-se observar a linha de compressão virgem intrínseca (LCVI) do solo obtida a partir do estado mais fofo possível, conforme sugerido por Burland (1990). Kavvas & Anagnostopoulos (1998) consideraram que somente esta curva pode verdadeiramente representar o estado desestruturado de um solo. Se em um dado momento do processo de sedimentação-consolidação houver o desenvolvimento de uma estrutura, por cimentação, por exemplo, haverá, como consequência, uma redução na compressibilidade do solo. A partir daí, para novos carregamentos oriundos do processo de sedimentação-consolidação, o solo não mais seguirá a LCVI, mas sim a LCS, isto é, uma linha de compressão de sedimentação, definida originalmente por Burland (1990). A distância entre a LCVI e a LCS dependeria do tempo decorrido entre a formação da estrutura e o final da sedimentação-consolidação, e a diferença de inclinação entre as duas curvas, da relação entre a taxa de formação da cimentação e a taxa de deposição de sedimentos. No modelo proposto, se um solo, cujo estado é caracterizado pelo ponto I na Figura 2.15b, fosse solicitado na compressão, ele apresentaria inicialmente um comportamento bastante rígido até ocorrer a plastificação (ponto Y da Figura 2.15b), quando se inicia um processo gradual de quebra ou degradação da cimentação. O ponto S representaria o momento onde a taxa de degradação

aumenta significativamente e o material converge para o seu estado desestruturado (LCVI) seguindo a trajetória IYSB ou IYSC, dependendo da taxa de degradação da estrutura. Kavvadas & Anagnostopoulos (1998) sugerem ainda a existência de uma envoltória de resistência da estrutura (ERE) resultante da união dos diferentes pontos S obtidos a partir de diferentes pontos LCS (representando diferentes profundidades ao longo do perfil sedimentar, por exemplo). Alternativamente, a ERE pode ser entendida, de maneira análoga, ao proposto por Leroueil e Vaughan (1990), como uma envoltória dos estados possíveis devido à estrutura do solo.

Outra consideração importante feita por Kavvadas & Anagnostopoulos (1998) diz respeito à separação da tensão efetiva resistiva pelo solo ao longo da curva de compressão em duas parcelas: (1) uma parcela friccional dada pela distância horizontal entre o eixo das ordenadas e a LCVI; e (2) uma parcela estrutural obtida diretamente pela distância horizontal entre a LVCI e a curva de compressão do solo estruturado. Na avaliação de Rotta (2000), que analisou a aplicação do modelo proposto a um conjunto de ensaios de compressão isotrópica realizados sobre amostras artificialmente cimentadas curadas sob diferentes tensões de confinamento, o modelo, embora apresente potencialidade, ainda não foi plenamente comprovado, especialmente no que diz respeito à existência da ERE.

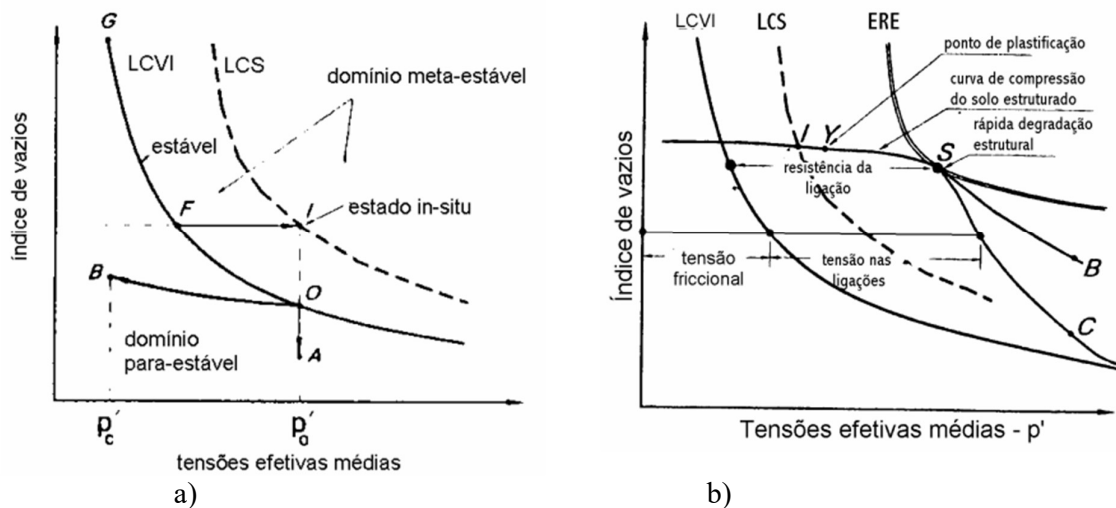


Figura 2.15 – Modelo teórico de formação de depósitos sedimentares estruturados: a) mecanismos que causam o desenvolvimento da estrutura e b) curva de compressão do solo estruturado (adaptado de Kavvadas e Anagnostopoulos, 1998).

Rotta (2000) e Rotta *et al.* (2003) realizaram ensaios de compressão isotrópica obtidos sobre amostras artificialmente cimentados, com diferentes teores de cimento de um solo residual de

arenito, e curadas sob diferentes tensões de confinamento e índice de vazios. Os autores observaram que a tensão de plastificação é uma função do índice de vazios inicial e do grau de cimentação e que o efeito da cimentação é maior para índice de vazios maiores. Por outro lado, não foi observada a convergência, para tensões efetivas médias de até 6 MPa, entre os estados cimentados e não cimentado; Consoli & Foppa (2014) complementaram que uma convergência completa das LIC não é expectável, mesmo com uma extrapolação dos resultados além dos 6 MPa, já que ela é dependente da porcentagem de cimento existente na mistura, como se pode ver pela Figura 2.16. Uma possível explicação deste comportamento, indicam os autores, é a alteração da granulometria, com o aumento da quantidade de finos devido à quebra da cimentação durante o carregamento.

Na mesma linha de pesquisa, com o mesmo solo, Martins (2001) realizou ensaios com o material no estado reconstituído, natural (fracamente cimentado) e artificialmente cimentado e observou, também, que não existia somente uma linha isotrópica de compressão normal, mas sim uma gama de linhas aproximadamente paralelas entre si (uma para cada densidade inicial) e que se normalizavam em relação ao índice de vazios inicial, sendo também observado por Heineck (2002). Posteriormente, Martins *et al.* (2001) argumentaram que as causas do comportamento podem estar associadas à granulometria do material e à mineralogia da fração fina.

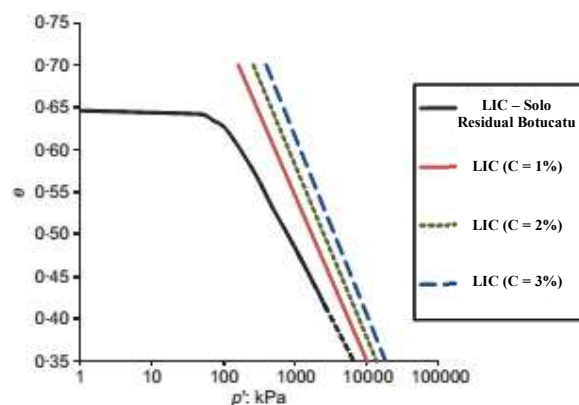


Figura 2.16 – Linhas compressão isotrópica para um solo-siltoso não cimentado e cimentado (1%, 2% e 3% de cimento) (adaptado de Consoli & Foppa, 2014).

Relativamente à resposta de solos cimentados durante o descarregamento, Airey (1993) relatou o comportamento na compressão isotrópica de amostras de areias carbonáticas naturais e fracamente cimentadas. De acordo com o autor, no descarregamento, todas as amostras apresentam um comportamento muito rígido ($\kappa = 0,006$) e a resposta durante o ciclo

descarregamento-recarregamento se aproxima de um comportamento linear elástico, onde haveria uma relação linear entre a pressão efetiva média p' e o módulo volumétrico B (*bulk modulus*). Esta resposta parece não depender do grau de cimentação, uma vez que não foi afetada pelo fato do descarregamento começar antes ou depois do ponto de plastificação. Por outro lado, a relação entre a pressão efetiva média e o módulo volumétrico foi afetada pelo estado inicial da amostra. O autor salienta que os dados obtidos foram insuficientes para se determinar a influência da densidade e do grau de cimentação sobre o módulo volumétrico. Contudo, segundo Huang & Airey (1993, 1998), o efeito da cimentação sobre o valor de κ , e portanto, sobre o módulo volumétrico, parece ser pequeno.

2.3.4 Cisalhamento

2.3.4.1 Comportamento Tensão-Deformação

De um modo geral, solos cimentados, quando submetidos a uma compressão triaxial, apresentam um comportamento idêntico. Hajiabdolmajid *et al.* (2002) apresentaram um modelo para rochas frágeis (Figura 2.17) que mostra esse comportamento, onde o início é linear (I) até ao início da desestruturação da cimentação, ou seja, até ter atingido a superfície de plastificação, sendo que a tensão confinante aplicada pouco ou nada interfere no comportamento deste tipo de solos. Esse ponto marca o início de microfissura na amostra (II) e a sua resistência deixa de ter somente uma parcela coesiva (c_i) para passar a ter, juntamente, uma parcela friccional. Com o início da quebra da cimentação da amostra, que lida com acréscimos de deformações plásticas crescentes até à ruptura, a influência do nível de tensões confinantes no comportamento tensão-deformação torna-se cada vez mais notório, devido ao aumento da parcela friccional na resistência (III). Neste ponto é interessante ver a analogia com o critério de Mohr-Coulomb (equação 2.6), que será mais profundamente descrito no ponto 2.5.1; até ao início das microfissuras somente a primeira parcela do critério (coesão) é a responsável pela resistência; com o início da perda da coesão a parcela friccional, juntamente com o valor da tensão de confinamento começa a ter maior relevância (o que seria equivalente à segunda parcela do critério de Mohr-Coulomb). Quando a resistência chega ao seu pico a parcela coesiva começa

a reduzir drasticamente (IV) até atingir um valor residual (c_r) e a resistência é controlada, quase exclusivamente, pela parcela friccional, atingindo o seu valor máximo para ε_f^p .

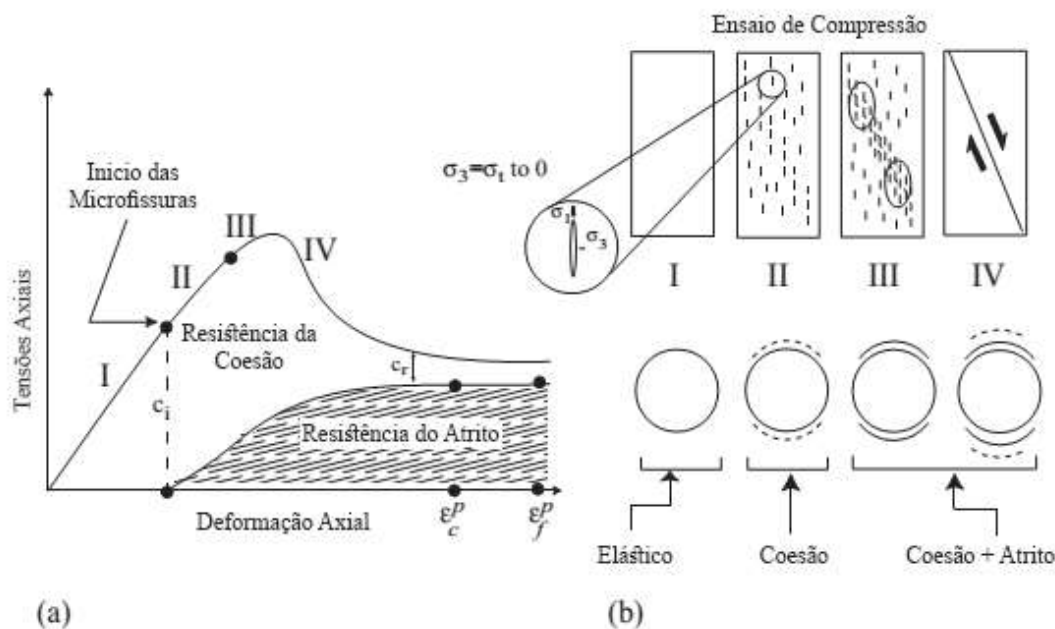


Figura 2.17 – Mobilização das componentes de resistência do modelo de cisalhamento para rochas frágeis: a) curva tensão-deformação do ensaio triaxial; b) evolução das fissuras numa amostra durante um ensaio triaxial (adaptado de Hajiabdolmajid *et al.*, 2002).

O efeito da variação da tensão de confinamento pode ser observado no trabalho de Elliot & Brown (1985) (Figura 2.18), que estudaram o comportamento de ensaios triaxiais realizados sobre amostras de uma rocha branda porosa. Os resultados mostram que para baixas tensões de confinamento se observa um comportamento frágil e dilatante, e caracterizado por deformações pós-pico de amolecimento, e à medida que a tensão confinante aumenta o comportamento muda, de forma, gradual, para dúctil e compressivo, com deformações plásticas do tipo de endurecimento. Outros autores (Leroueil & Vaughan, 1990; Coop & Atkinson, 1993; Gens & Nova, 1993; Clayton & Serratrice, 1997) relatam comportamento semelhantes. Para um melhor entendimento do fenômeno, seria interessante que o autor tivesse apresentado o eixo das ordenadas normalizado (q/p'), verificando-se assim, com uma melhor facilidade, o nível de tensão em que a amostra deixaria de apresentar pico, simbolizando que no início do cisalhamento a parcela da coesão já tivesse sido praticamente perdido devido à tensão confinante aplicada.

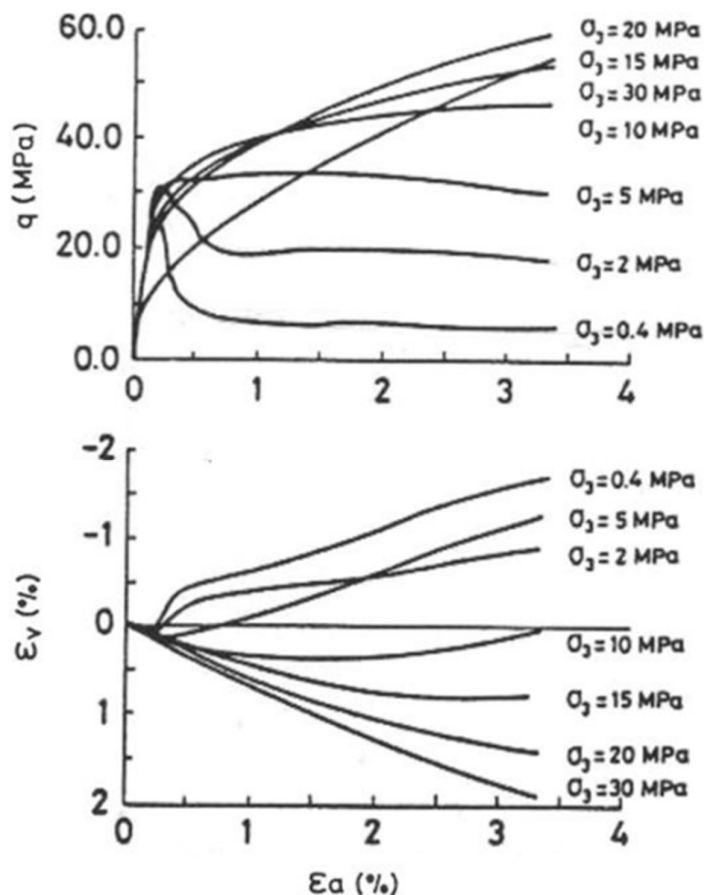


Figura 2.18 – Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação de uma rocha frágil e porosa (Elliot & Brown, 1985).

Ao analisarem o comportamento de uma variedade de materiais cimentados, Leroueil & Vaughan (1990) demonstraram que a resposta tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados depende fundamentalmente do estado inicial do material em relação à curva de plastificação e à linha de estado crítico no estado desestruturado. Coop e Atkinson (1993) afirmam que a resistência de pico obtida para um solo artificialmente cimentado a baixas tensões de confinamento, é o resultado da componente coesiva que a cimentação proporciona, porém, quando estas amostras cimentadas são cisalhadas sob altas tensões de confinamento começam a apresentar um comportamento puramente friccional. Assim, com o aumento da tensão de confinamento, ocorre uma redução da taxa de resistência de pico pela resistência no estado crítico, permitindo que a resistência de pico seja alcançada a grandes deformações. Com base nisso, estes últimos autores definem três classes de comportamento de solos cimentados durante o ensaio de compressão triaxial: a) a primeira classe de comportamento (caso 1 na Figura 2.19) a amostra é cisalhada para baixos valores de tensão de confinamento, em que a

resistência de pico se dá para pequenas deformações e para tensões bem acima da superfície limite para o solo não cimentado: b) a segunda classe de comportamento (caso 2 na Figura 2.19) ocorre para um estado de tensões de confinamento intermediárias e em que a quebra da cimentação se dá durante o ensaio de cisalhamento. Nesta classe a resistência é controlada principalmente pela componente friccional do solo, agora não cimentado; c) a terceira classe de comportamento (caso 3 na Figura 2.19) ocorre quando a amostra ultrapassa o seu ponto de plastificação durante a compressão isotrópica e o cisalhamento, neste caso, produz um comportamento similar ao da amostra não cimentada. Todas as classes, para grandes deformações, convergem para a linha do estado crítico do solo não cimentado.

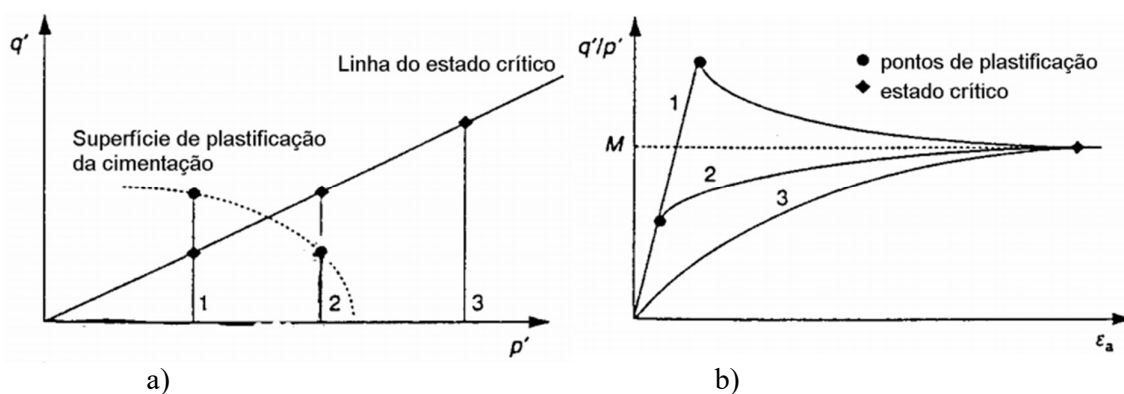


Figura 2.19 – Comportamento idealizado para solos cimentados onde a parcela coesiva é dominante: a) Trajetória de tensões; b) Comportamento tensão-deformação (Adaptado de Coop & Atkinson, 1993).

No caso onde o comportamento friccional apresenta uma maior influência, Cuccovillo & Coop (1999a) sugerem o comportamento da Figura 2.20. Neste caso, os picos de resistência e comportamento tensão-deformação linear são obtidos somente para baixas tensões de confinamento (caso 1 da Figura 2.20); para tensões de confinamento intermediárias, o comportamento tensão-deformação pode ser linear no início do cisalhamento tornando-se não linear após a quebra da cimentação (caso 2a na Figura 2.20) ou ser totalmente não linear (caso 2b na Figura 2.20), sendo que ambos os casos a resistência de pico é diretamente controlada pela dilatância do material. Por fim, as altas tensões de confinamento (caso 3 na Figura 2.20) provocaria a compressão ou quebra das partículas, levando a que a resistência fosse devida somente à parcela friccional.

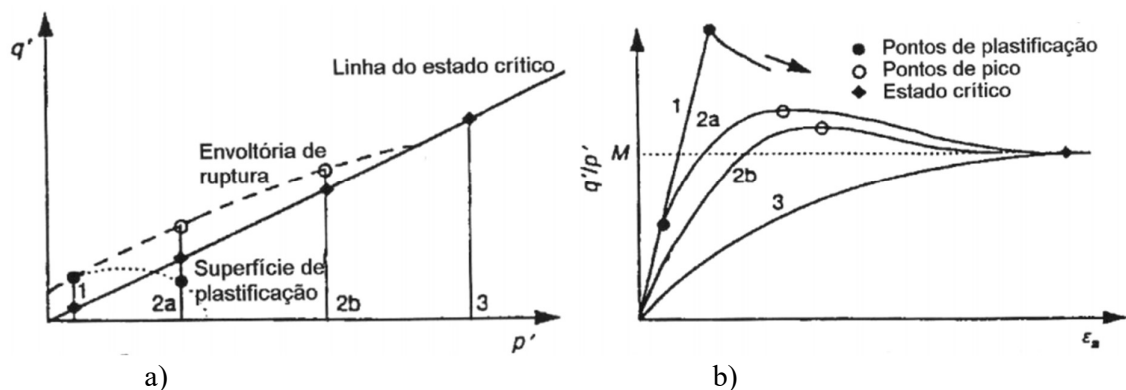


Figura 2.20 – Comportamento idealizado para solos cimentados onde a parcela friccional é preponderante: a) Trajetória de tensões; b) Comportamento tensão-deformação (Adaptado de Cuccovillo & Coop, 1999a).

Barbosa-Cruz & Tatsuoka (1999) verificaram, nos seus estudos, a influência da história de tensões durante a formação da cimentação na resistência e rigidez do material estruturado sob cisalhamento através de ensaios triaxiais drenados de areia artificialmente cimentada modificando o estado de tensões na amostra durante a cura. Inicialmente as amostras ficaram em cura sob pressão atmosférica por diferentes períodos (14 e 28 dias). Após esse período inicial, a cura continuou sob uma tensão de confinamento de 200 kPa e sob diferentes tensões de desvio (entre 0 e 950 kPa) por um período suplementar que variava de 7 a 10 dias. Os autores observaram que a modificação das tensões atuantes após o período de cura sob pressão atmosférica não causou uma influência significativa no comportamento tensão-deformação. Uma das possíveis causas possíveis destes resultados foi o longo tempo (de 14 e 28 dias) de cura sem tensão utilizados que, dependendo do tipo de cimento utilizado, poderia ser o suficiente para que todo, ou quase, o processo de cura, ou seja, das ligações cimentantes, já tivesse ocorrido. Assim, ao aplicarem uma combinação de tensão de confinamento e de desvio seria o suficiente para a quebra, quase totalmente, da cimentação entre as partículas.

Consoli *et al.* (2000) também apresentam resultados de ensaios triaxiais em amostras de solo artificialmente cimentado curadas a diferentes tensões de confinamento. Contrariamente ao trabalho de Barbosa-Cruz & Tatsuoka (1999), todo o processo de cura era realizado sob tensão e os resultados mostraram que as amostras curadas sob tensão aplicada apresentaram comportamento mecânico semelhante ao das amostras curadas sem tensão somente quando ensaiadas a pressões de confinamento inferiores à tensão isotrópica de plastificação, como se pode observar na Figura 2.21 para o ensaios com uma tensão confinante de 50 kPa, que

apresentam um comportamento semelhante para os dois tipos de cura. Para tensões superiores (250 e 500 kPa), as amostras curadas sob tensão apresentaram aumento de rigidez e resistência em relação às amostras curadas sem tensão aplicada. Estes resultados mostram que o estado de tensão atuante durante o processo de formação da matriz cimentante desempenha um papel importante no comportamento mecânico do solo cimentado.

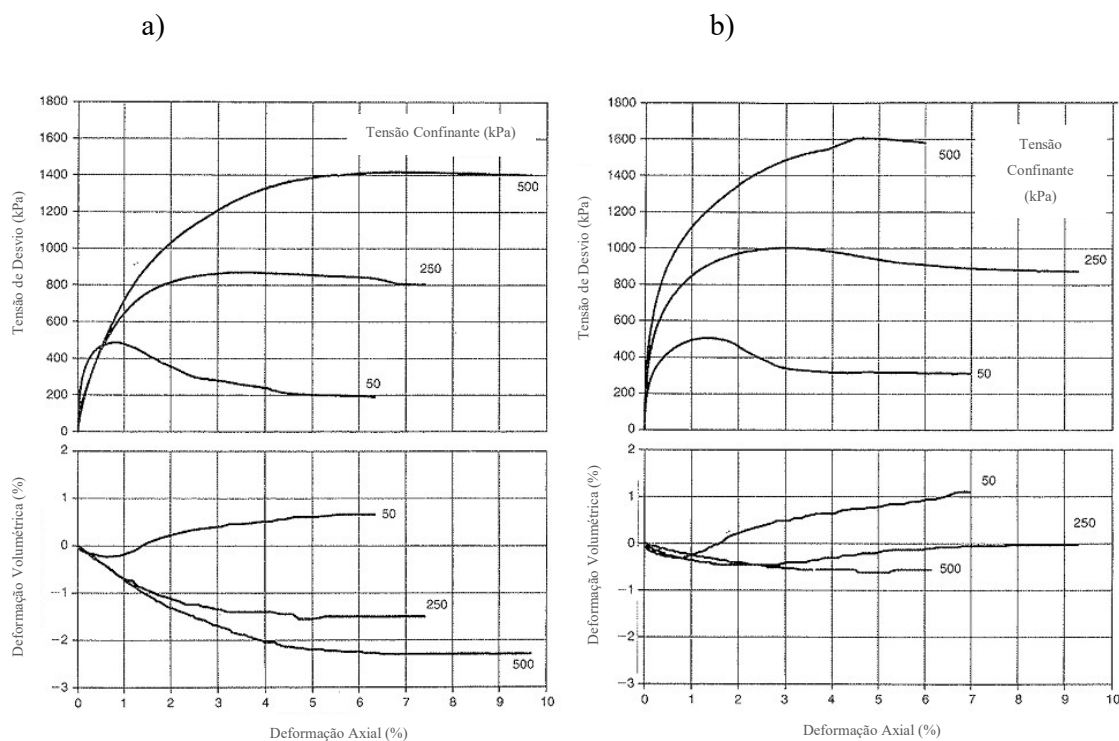


Figura 2.21 – Comportamento tensão-deformação-volumétrico de um solo artificialmente cimentado: a) curado sem tensão; b) curado sob tensão (Adaptado de Consoli *et al.*, 2000).

Como se mostrou no ponto 2.2.4 o fator vazios/cimento controla a resistência não confinada de amostras artificialmente cimentadas. Consoli *et al.* (2012a) analisaram o comportamento tensão-deformação de ensaios triaxiais com a mesma razão vazios/cimento (η/C_{iv}) mas com porosidades e teores de cimento diferentes. Chegaram a conclusão, como se pode verificar pela Figura 2.22, que a resistência de pico, o comportamento tensão-deformação para cada tensão confinante era muito semelhante, não havendo, por isso, diferença significativa na utilização de

diferentes valores de índice (e) e percentagem de cimento (ce), desde que a razão vazios/cimento seja a mesma.

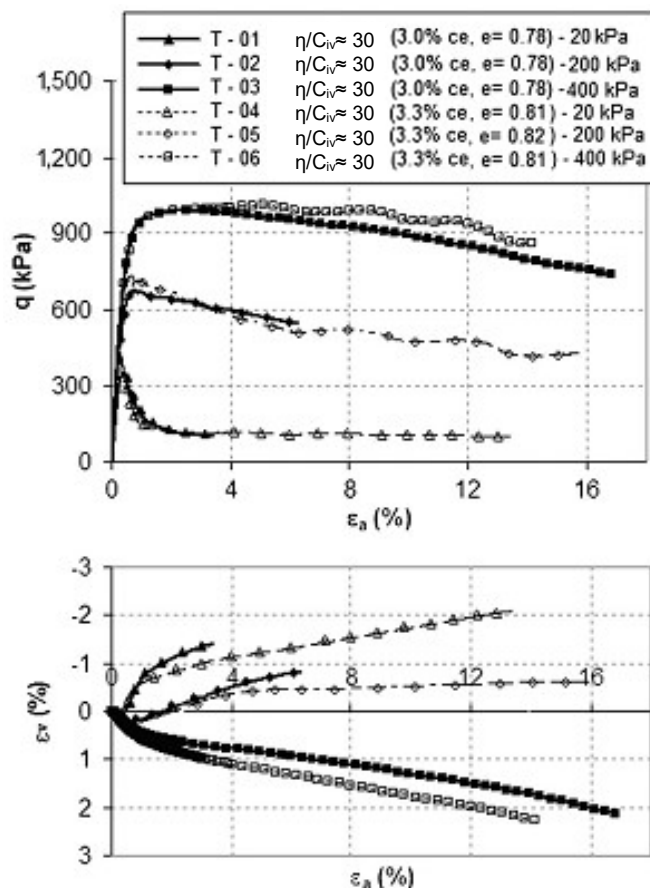


Figura 2.22 – Comportamento tensão-deformação axial-deformação volumétrica de ensaios triaxiais não drenados para um $\eta/C_{iv}=30$ (moldados com dois diferentes índices de vazios e porcentagens de cimento) (adaptado de Consoli *et al.*, 2012a).

Quando o solo cimentado, ou não cimentado também, são submetidos a um nível de carregamento constantes ao longo do tempo, como no caso de amostras curadas sob tensão, podem apresentar fluência. Este fenômeno se dá em função das características visco-plásticas que tais materiais possuem. Assim, este tipo de comportamento não deve ser ignorado na concepção de projetos que fazem uso da técnica de melhoramentos de solos a profundidades relativamente grandes. Tatsuoka (2003) apresentou uma definição para dois processos diferentes que ocorrem ao longo do tempo em solos artificialmente e naturalmente cimentados:

1. *Efeitos da taxa de carregamento*: definido como resposta do comportamento tensão-deformação, depende do tempo para um determinado tipo de material, devido às

propriedades viscosas que este material possui. Incluem-se nesse caso, efeitos da taxa de deformação de relaxação, deformações de fluência e relaxação de tensões;

2. *Efeitos de envelhecimentos (considerado como efeitos da evolução da estrutura ao longo do tempo)*: definido como as mudanças das propriedades intrínsecas do comportamento tensão – deformação que ocorrem com o tempo, incluindo assim, propriedades elásticas, plásticas e viscosas.

2.3.4.2 Comportamento Tensão-Dilatância

O fenômeno da dilatância pode ser definido como a capacidade que um material possui, neste caso o solo, de variar o seu volume quando submetido a variações na tensão cisalhante. Este fenômeno é uma característica de materiais friccionais, já que materiais coesivos (como metais, por exemplo) só apresentam variação volumétrica se submetidos a uma variação da tensão média. Uma visão geral sobre a dilatância nos solos pode ser encontrada nos trabalhos pioneiros de Rowe a partir de 1962 (Rowe, 1962) e de outros autores (Wood, 1990; Bolton, 1991; Atkinson, 1993; Coop & Wilson, 2003).

A dilatância pode ser, analogamente, descrita como o deslizamento dos dentes de uma serra sobre superfícies inclinadas, conforme mostra a Figura 2.23.

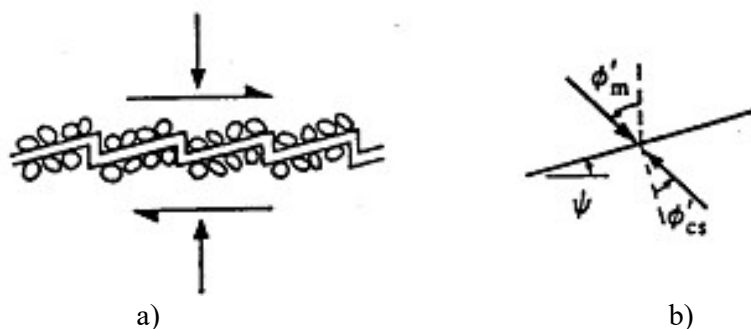


Figura 2.23 - a) Esquema de lâminas representando o intertravamento das partículas de solo e b) Forças resultantes (Wood, 1990).

Verifica-se assim, através da Figura 2.23, que o ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m) é constituído de duas parcelas. Uma pelo ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_cs), que pode ser considerado uma constante do material, e outra parcela pelo o ângulo de dilatância (ψ).

A Figura 2.24 mostra a ilustração de um conjunto bidimensional de partículas circulares sendo cisalhadas. O cisalhamento da camada de partículas que se dispõe na forma mais fofa (Figura 2.24a) se dará pelo deslocamento lateral das partículas superiores sobre os discos inferior – os primeiros irão preencher as lacunas existentes entre as partículas e o volume ocupado pelo conjunto irá diminuir. A Figura 2.23b mostra o cisalhamento sobre o conjunto de partículas no seu estado mais denso. Neste caso o cisalhamento leva a que as partículas da linha superior necessitem de “escalar” sobre a linha de partículas inferiores levando a uma expansão do volume do conjunto. A relação entre o movimento horizontal (deslocamento do cisalhamento) e o movimento vertical (variação volume) é apresentada na Figura 2.24c.

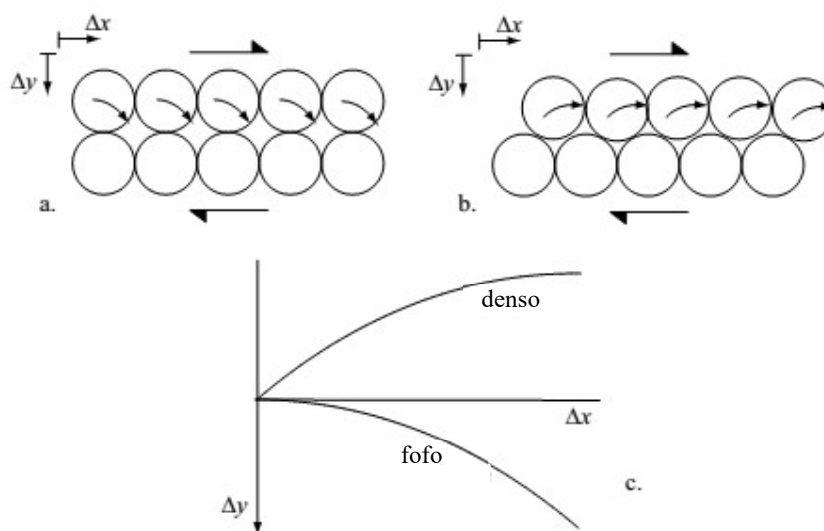


Figura 2.24 a) Cisalhamento das partículas circulares na forma fofa; b) Cisalhamento das partículas circulares na forma densa; c) Variação do volume durante o cisalhamento (adaptado de Wood, 2004).

A ilustração da Figura 2.24 serve como base ao ensaio clássico de cisalhamento direto. Nesse ensaio uma amostra de solo é cisalhada com um movimento relativo da parte superior de uma caixa (Figura 2.25). A maior parte da deformação ocorre na estreita zona de interface entre as duas metades da caixa. A Figura 2.26 mostra as curvas típicas de resposta de um ensaio de cisalhamento sobre areias fofas e densas.

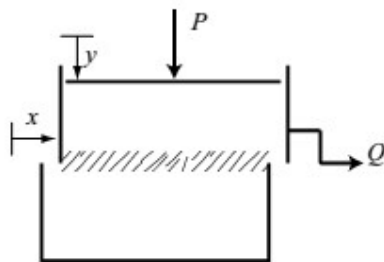


Figura 2.25 – Caixa de Cisalhamento direto (Wood, 2004).

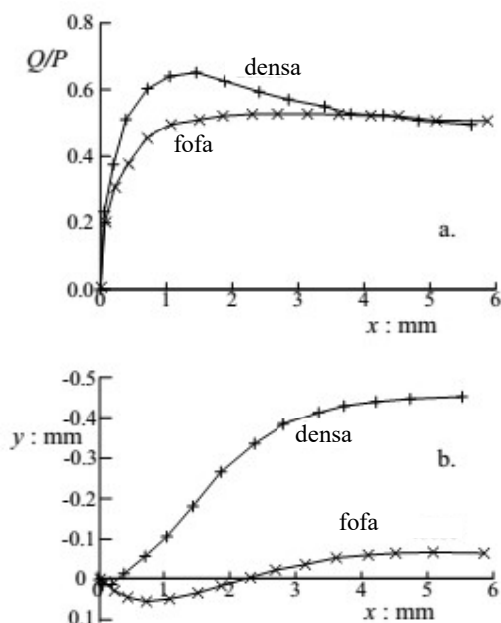


Figura 2.26 – Resultados ensaio de cisalhamento direto na areia de Ottawa: a) Curvas tensão vs deslocamento e b) Curvas volume vs deslocamento (adaptado de Taylor (1948) *apud* Wood, 2004).

Os conceitos acima apresentados foram desenvolvidos a partir do estudo de materiais granulares, ou seja, o seu comportamento é puramente friccional. Recentemente, outros pesquisadores (e.g. Leroueil & Vaughan (1990), Coop & Atkinson (1993), Coop & Wilson (2003), Cuccovillo & Coop (1999), Alvarado *et al.* (2012), etc.) tem estudado o fenômeno da dilatância em materiais que além da parcela friccional também apresentam uma parcela coesiva.

Leroueil & Vaughan (1990) observaram que a dilatância em solos estruturados é bastante pronunciada quando o cisalhamento ocorre sob baixas tensões confinantes. Verificaram também que a máxima taxa de dilatância não ocorre quando é alcançada a resistência de pico, mas sim para maiores deformações, indicando que a estrutura possui maior influência do que a densidade propriamente dita no comportamento tensão-dilatância. Já Cuccovillo & Coop (1999), ao

analisarem dois solos naturalmente cimentados, verificaram que a tensão de pico praticamente coincide com a tensão de plastificação da estrutura, a que se segue uma rápida perda da resistência associada a consideráveis deformações de compressão, o que caracteriza uma forte influência da cimentação na resistência do material. Nos resultados do segundo solo se observou a ocorrência de tensões de pico somente para tensões confinantes muito baixas, a que se seguiu, depois do pico, uma considerável dilatação, e de deformações plásticas, e resultando no início da degradação da estrutura do solo. Os autores observaram que a presença da cimentação somente contribuiu para que houvesse um aumento da rigidez inicial.

Coop & Wilson (2003) estudaram o comportamento tensão-dilatância de um arenito e, tal como o observado por Cuccovillo & Coop (1999), foram observadas duas tendências de comportamento do solo durante o cisalhamento. Como mostra a Figura 2.27, na fase inicial a parcela coesiva controla o comportamento expansivo, evitando grandes variações de volume das amostras em estudo. Com a plastificação das amostras e a degradação da cimentação, os autores observaram uma variação expressiva da dilatância (tanto maior, quanto menor a tensão de confinamento aplicada) e onde o comportamento do solo passa a seguir uma tendência (friccional) idêntica.

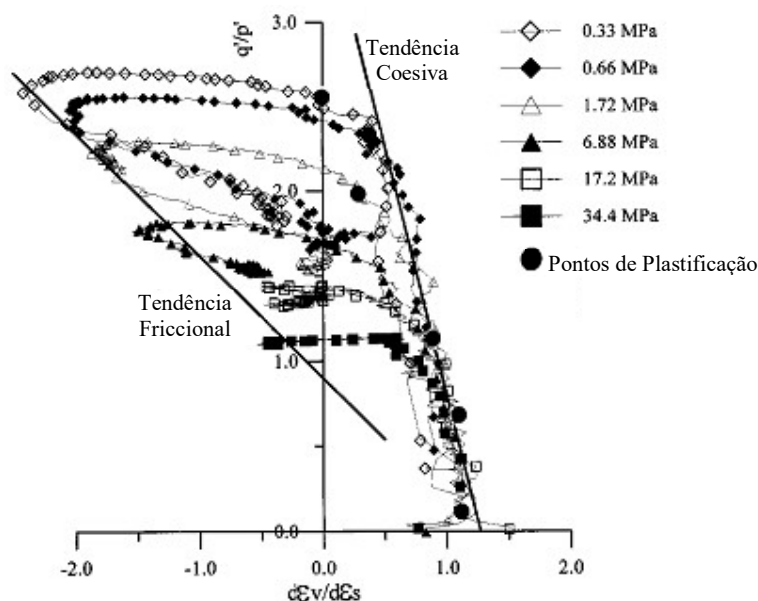


Figura 2.27 – Curvas tensão-dilatância no cisalhamento para o arenito de Castlegate (adaptado de Coop & Wilson, 2003).

2.3.5 Rigidez para Pequenas Deformações

A rigidez dos solos para baixas deformações é afetada por vários parâmetros (Benz, 2007). Ensaio realizados em amostra perturbadas podem dar resultados bastante diferentes dos observados *in-situ*, que normalmente são realizados por métodos geofísicos, que não são muito comuns na engenharia geotécnica.

O módulo de cisalhamento ou cisalhante, G , é um dos parâmetros de rigidez que reflete uma medida exclusivamente dependente das solicitações de cisalhamento. É reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência. A sua caracterização tem, por isso, influência determinante na definição e seleção dos valores de cálculo utilizados em projeto. No entanto, a prática geotécnica confronta-se frequentemente com dificuldades na sua adequada quantificação.

Existem alguns ensaios para a determinação do módulo cisalhante *in situ* e em laboratório. Os ensaios *in situ* têm a vantagem de não serem afetados por perturbações nos processos de amostragem. No entanto, permitem apenas a investigação do comportamento do solo numa gama limitada de deformações. Por sua vez, os ensaios laboratoriais permitem a caracterização do solo em uma gama muito mais ampla de deformações, em condições controladas de estado e de níveis de tensão. (Heineck, 2002). Os principais métodos utilizados em laboratório são os medidores locais de deformação, *bender elements* e o ensaio de coluna ressonante.

Os módulos cisalhantes, devido aos seus muitos estudos podem ser estimados por equações que levam em consideração diferentes propriedades, principalmente, o tipo de solo, índice de vazios e tensão efetiva média.

Benz (2007) realizou uma grande coleta de relações do G_0 com diferentes tipos de materiais e indica que o seu valor pode ser estimado em função de uma equação do gênero:

$$G_0 = A \cdot f(e) \cdot \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.5)$$

Onde:

G_0 é módulo de cisalhamento inicial para muitas baixas deformações, em MPa;

p' é a tensão efetiva média, em kPa;

p_{ref} é uma pressão de referência igual a pressão atmosférica (100 kPa);

$f(e)$ é uma função referente ao índice de vazios da amostra;

A e m são parâmetros adimensionais de correlação.

O autor propõe a seguinte tabela conforme o tipo de solo.

Tabela 2.1 – Relações propostas do módulo de cisalhamento G_0 com diferentes grupos de solos (adaptado Benz, 2007).

Tipo Solo	e_{min}	e_{max}	A	$f(e)$	m
Areia limpas com $C_u < 1,8$	0,5	1,1	57	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,40
Todos solos com $\omega_l < 50\%$	0,4	1,8	59	$\frac{1}{e}$	0,50
Solos argilosos não perturbados e areia esmagada	0,6	1,5	33	$\frac{(2,97 - e)^2}{1 + e}$	0,50
Solos coesivos não perturbados	0,6	1,5	16	$\frac{(2,97 - e)^2}{1 + e}$	0,50

Em contraste com um maior número de relações propostas para a estimativa do módulo cisalhante inicial, existem poucas relações da sua evolução com a deformação.

Através de resultados de ensaios, uma simples lei hiperbólica foi proposta por Hardin & Drnevich (1972) (apud Benz, 2007):

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^\alpha} \quad (2.6)$$

Onde: γ_r correspondia para uma deformação equivalente a $0,50G_0$.

Considerando $\gamma_r = 0,70G_0$, Santos & Correia (2001) propuseram uma modificação à equação 2.6, ficando:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)} \quad (2.7)$$

Da correlação com muitos resultados os autores encontraram, para a equação 2.7, um valor ótimo de $\alpha = 0,385$.

2.4 TEORIA DO ESTADO CRITICO

Os comportamentos do solo e do solo-cimentado serão analisados neste trabalho através dos conceitos da mecânica dos solos clássica, desenvolvidos à luz da Teoria do Estado Crítico (Schofield & Wroth, 1968; Atkinson & Bransby, 1978), apresentando-se, em seguida, uma breve revisão desta teoria, com base nos trabalhos de Atkinson & Bransby (1978) e Atkinson (1993).

2.4.1 Conceitos Fundamentais

Define-se como Estado Crítico o estado no qual o solo atinge, após grandes deformações, um estado estável, em que a resistência (q ou t) e o índice de vazios (e) não variam mais. Nesta situação, o valor de p' ou s' também são constantes. Este estado foi denominado pelo grupo de Mecânica dos Solos de Cambridge (Schofield & Wroth, 1968; Atkinson & Bransby, 1978) de estado crítico, que pode ser expresso matematicamente por:

$$\frac{\delta q}{\delta \varepsilon_1} = \frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_1} = \frac{\delta e}{\delta \varepsilon_1} = 0 \quad (2.8)$$

De acordo com a Teoria do Estado Crítico (TEC), o mecanismo básico de compressão em solos é através do rearranjo de grãos. Em solos granulares este mecanismo pode ser acompanhado da quebra de grãos, e, em solos argilosos, pela contração ou expansão das partículas de argila. O comportamento sob carregamento isotrópico é normalmente representado no espaço $v:\ln p'$, onde p' representa a tensão efetiva média e v é o volume específico do solo. Para a maioria dos solos, a compressão e a expansão são lineares neste espaço, representando uma boa idealização do comportamento da maioria das argilas e areias. Para solos granulares, as variações volumétricas durante o carregamento são frequentemente acompanhadas da quebra de grãos, onde se faz necessária a aplicação de altas tensões (que pode variar de 800 kPa a 10000 kPa) para a identificação do comportamento real destes solos (Coop & Lee, 1993). Os invariantes de tensão q e p' , utilizados para descrever o estado corrente da amostra juntamente com o volume específico v , são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (2.9)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (2.10)$$

$$v = 1 + e \quad (2.11)$$

A Figura 2.28 esquematiza o comportamento dos materiais sob carregamento isotrópico. No descarregamento, o solo é consideravelmente mais rígido que no primeiro carregamento devido ao fato de que grande parte das deformações impostas no primeiro carregamento serem plásticas. A reta OA, correspondente ao primeiro carregamento, é conhecida como Linha Isotrópica de Compressão (LIC), e pode ser expressa por:

$$v = N - \lambda \cdot \ln p' \quad (2.12)$$

onde N é o valor de v para $p' = 1 \text{ kPa}$ e λ é o valor do gradiente da LIC. A reta BC é conhecida como curva de expansão, e pode ser expressa pela equação:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \cdot \ln p' \quad (2.13)$$

onde v_{κ} é o valor de v para $p' = 1 \text{ kPa}$ e κ é o valor do gradiente da curva de expansão. Os parâmetros λ , κ e N são constantes para cada solo, resultando na existência de uma única LIC definida pelos mesmos.

A partir das equações 2.12 e 2.13 é possível calcular o estado das amostras a qualquer instante durante um carregamento isotrópico. Uma amostra de solo carregada isotropicamente irá seguir a trajetória OD (Figura 2.28). Se for descarregada, seguirá uma linha de expansão com a direção da trajetória AB, mas nunca irá mover-se para um estado à direita da LIC. Portanto, a LIC representa um estado limite entre estados possíveis, à esquerda, e impossíveis, à sua direita.

Após sofrer carregamento isotrópico, um solo cujo estado encontra-se sobre a linha OAD da Figura 2.28 é considerado como sendo normalmente adensado. Por outro lado, se o solo se encontra em um estado qualquer à esquerda da LIC, tendo seguido uma linha de expansão tal qual a CB, é considerado um solo pré-adensado, onde o ponto C corresponde à tensão máxima experimentada pelo solo, p'_y .

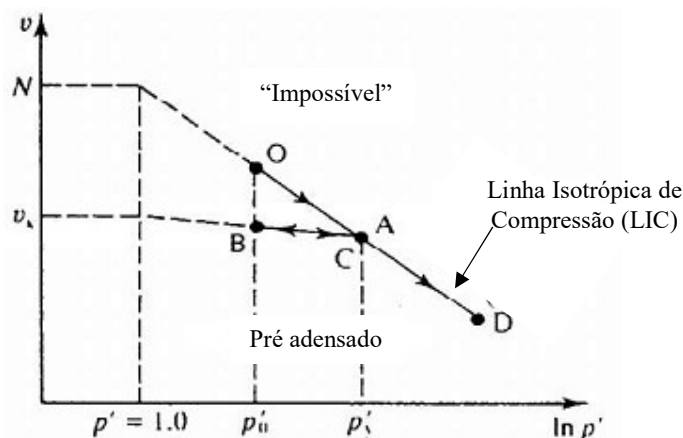


Figura 2.28 – Representação da Linha Isotrópica de Compressão e de descarregamento (adaptado de Atkinson, 1993).

De forma análoga à LIC, a Linha do Estado Crítico (LEC) também é representada no espaço $v:\ln p'$ por uma reta paralela à LIC (Figura 2.29). A LEC pode ser descrita pela equação:

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (2.14)$$

onde Γ é definido como o valor de v correspondente a $p' = 1\text{kPa}$. Desta maneira, Γ define a localização da LEC da mesma forma que N define a localização da LIC. A projeção da LEC no plano $q:p'$ é uma reta descrita pela equação 2.15, onde M é o seu gradiente e é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico, ϕ'_c .

$$q = M \cdot p' \quad (2.15)$$

Para a compressão triaxial, a expressão de M é dada pela equação:

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (2.16)$$

Durante um carregamento drenado um solo poderá apresentar um comportamento dilatante ou compressivo e, durante um carregamento não drenado, as poro-pressões poderão aumentar ou diminuir. O que realmente acontece depende do estado inicial da amostra em relação à LEC. As amostras que se encontram à direita da LEC, ou no lado úmido, comprimem durante o cisalhamento e não apresentam picos de resistência. Correspondem às argilas normalmente adensadas ou fracamente pré-adensadas e areias fofas. Por outro lado, o solo cujo estado inicial situa-se à esquerda da LEC, ou no lado seco, expandem após uma pequena

contração durante o cisalhamento e atingem picos de resistência antes de atingirem o estado último. Correspondem às argilas fortemente pré-adensadas e a areias densas.

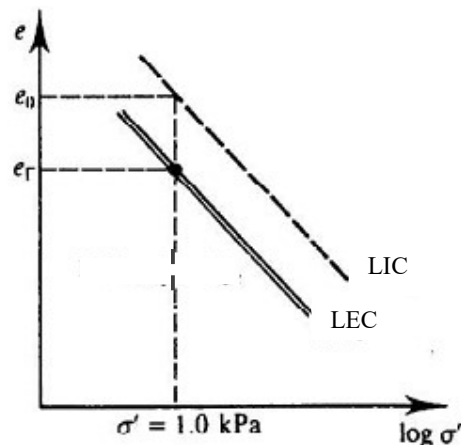


Figura 2.29 – Linha Estado Crítico (Adaptado de Atkinson, 1993).

Segundo o que foi discutido anteriormente, a LIC representa um limite para todos os estados possíveis na compressão isotrópica. Da mesma forma, a envoltória de pico (Figura 2.30a) deve representar um limite para todos os estados possíveis uma vez que, por definição, ela representa os pontos de resistência máxima. É importante lembrar que, para cada valor de volume específico, existe uma envoltória de pico, que somadas irão formar uma superfície de pico no espaço tridimensional $q:p':v$, ilustrada na Figura 2.30b.

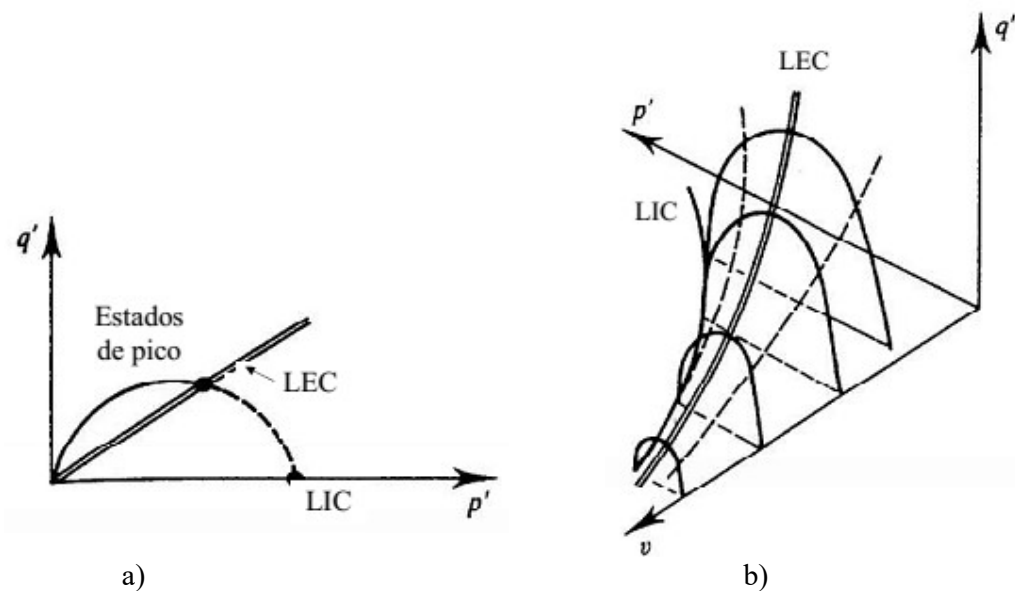


Figura 2.30 – a) Representação da envoltória de pico e b) da Superfície Limite de Estado (adaptado de Atkinson, 1993).

A envoltória de pico é a envoltória limite para amostras situadas no lado seco da LEC. No lado úmido, também existe uma envoltória limite que une a LIC com a LEC, configurando uma superfície limite de estado no espaço $q:p':v$.

A superfície limite de estado é o limite para todos os estados possíveis de um solo reconstituído. Por definição, não existirão estados fora desta superfície, apesar de existirem casos onde podem ocorrer estados fora da superfície limite em função da cimentação em solos reconstituídos. Durante o cisalhamento, se o solo estiver dentro da superfície limite de estado, as deformações são assumidas como sendo puramente elásticas. No momento que o estado atinge a superfície limite, ocorrem simultaneamente deformações elásticas e plásticas. Porém, sabe-se que este é um modelo de comportamento idealizado e que na realidade existem deformações inelásticas dentro da superfície limite de estado.

Todas as seções de volume específico constante da superfície limite de estado possuem forma similar, porém o seu tamanho depende do valor do volume específico. Desta forma, é possível que se utilize o recurso de normalização com relação a uma tensão equivalente com o objetivo de adimensionalizar q e p' .

Os parâmetros de normalização, mostrados na Figura 2.31a, são a tensão equivalente p'_e e a tensão crítica p'_c . Ambas as tensões representam a tensão na LIC e na LEC correspondente ao volume específico do solo após ser isotropicamente consolidado. A tensão equivalente sobre a LIC pode ser calculada durante o ensaio pela expressão:

$$p'_e = \exp[(N - v)/\lambda] \quad (2.17)$$

Normalizando-se em relação à tensão equivalente, as trajetórias de tensão para solos normalmente adensado ou fracamente pré-adensados, drenados e não drenados, seguem a mesma superfície curva chamada de Superfície de Roscoe (Figura 2.31b). Esta superfície liga os pontos representados pela LIC e pela LEC no espaço $q:p':v$. Desta forma, a superfície de Roscoe é uma superfície limite de estado onde é impossível que um solo reconstituído se situe à sua direita no plano normalizado $q/p'_e:p'/p'_e$. Da mesma forma, uma superfície limite de estado denominada Superfície de Hvorslev limita os estados de solos fortemente pré-adensados no espaço $q:p':v$.

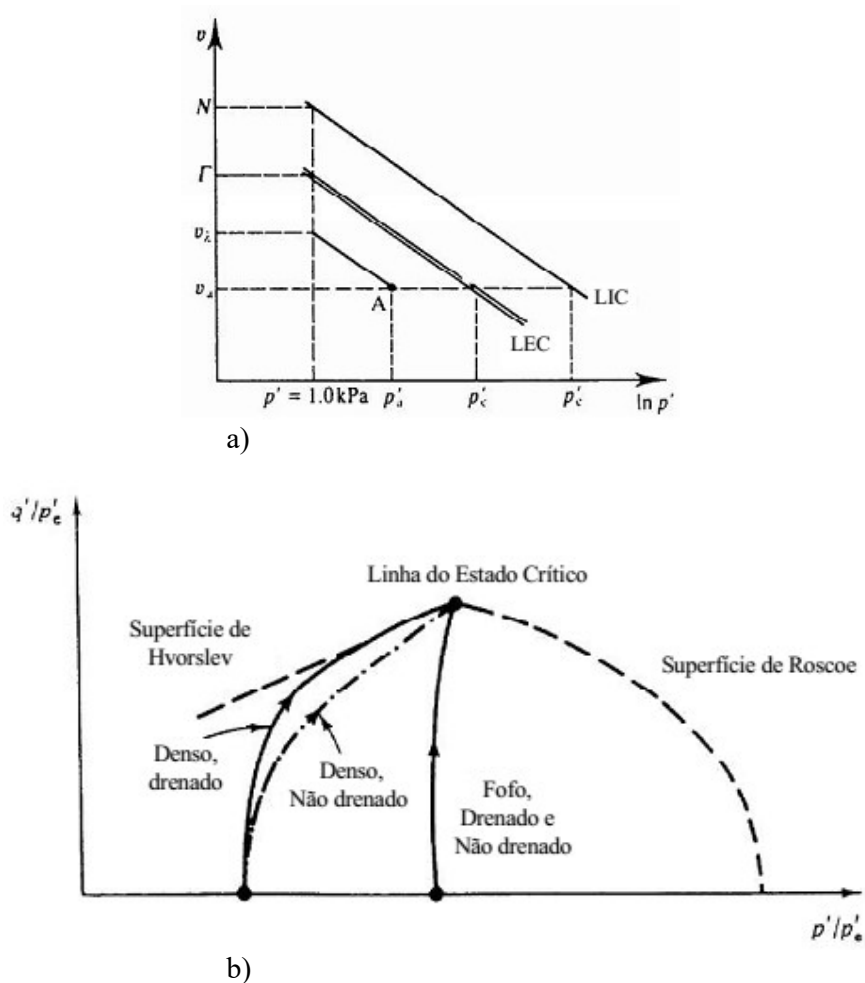
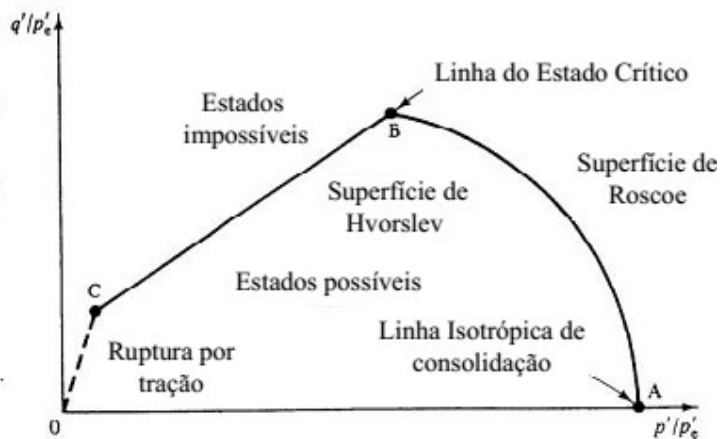
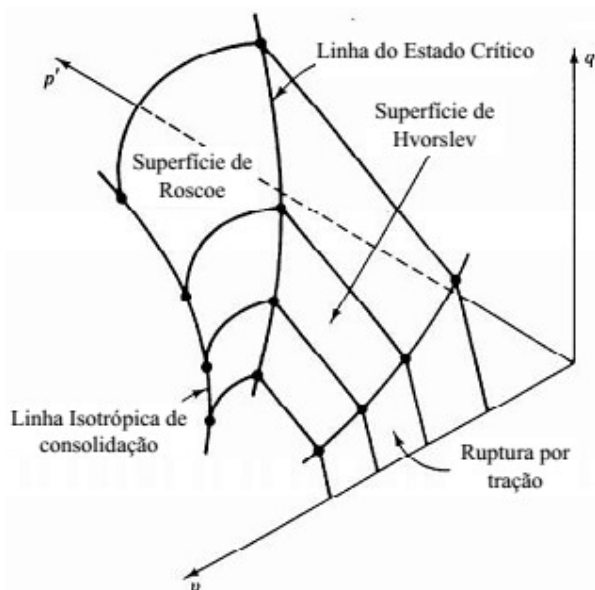


Figura 2.31 – a) Parâmetros para normalização (adaptado de Atkinson, 1993) e b) Superfície Limite de Estado no plano normalizado (adaptado de Atkinson & Bransby, 1978).

A Figura 2.32 e representa a superfície limite de estado completa no plano normalizado $q/p'_e:p'/p'_e$ (a) e no espaço $q:p':v$ (b). No plano normalizado, a LIC é representada pelo ponto A e a LEC pelo ponto B. Verifica-se assim que é de extrema importância a determinação do estado do solo com referência à LIC para a aplicação da Teoria do Estado Crítico.



a)



b)

Figura 2.32 – a) Representação da Superfície Limite de Estado Completa no plano normalizado e b) no espaço $q:p':v$ (adaptado Atkinson & Bransby, 1978).

Existe uma relação entre q/p' e a taxa de dilatação ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$) de solos para estados sobre a superfície limite de estado, no lado seco e no lado úmido da LEC, expressa pela equação:

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (2.18)$$

A Figura 2.33 mostra a relação entre q/p' e a taxa de dilatação para solos normalmente adensado (NA) e pré-adensados (PA). Existem dois pontos, A e C, onde a taxa de variação volumétrica é zero e $q/p'=M$. Consequentemente, plotando-se q/p' e a taxa de dilatação, a posição do ponto

do estado crítico C pode ser encontrado mesmo se o carregamento for terminado antes que as amostras tenham alcançado o estado crítico. É aconselhável que sejam feitos testes em argilas NA e PA ou em amostras densas e fofas de areia, para a obtenção de dados em ambos os lados do gráfico e facilitar a localização do estado crítico. Os solos PA, situados no lado seco da LEC e que apresentam redução de resistência pós-pico normalmente desenvolvem superfícies de deslizamento, onde ocorre cisalhamento e variações volumétricas intensas concentradas em uma pequena região da amostra. Neste caso, as medições feitas tornam-se pouco confiáveis.

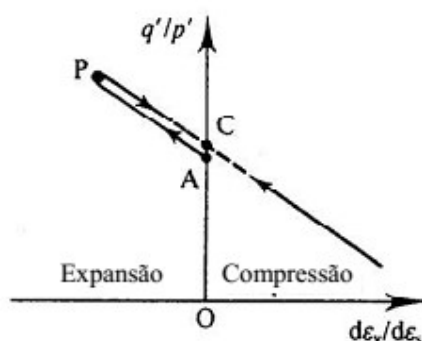


Figura 2.33 – Relação entre q/p' e a taxa de dilatação $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ (adaptado de Atkinson, 1993).

2.4.2 Comportamento em Areias

O índice de vazios crítico para areias tem sido assunto de muitas discussões desde o trabalho pioneiro de Casagrande (1936). Enquanto que a maioria dos conceitos se concentravam no comportamento de argilas remoldadas, alguma atenção também era dada às areias (e.g. Stroud, 1971). Entretanto, surgiram dificuldades na aplicação da TEC para areias principalmente por causa da impossibilidade de definição da LIC e dos problemas encontrados na medição e identificação do estado crítico. Com o desenvolvimento de técnicas modernas de laboratório estes problemas foram aparentemente resolvidos, mas permaneceram discussões se o estado crítico e o estado estável (*Steady State*) seriam os mesmos.

Sabe-se que o comportamento de areias e argilas reconstituídas diferem quando carregadas isotropicamente. O estado de uma argila normalmente adensada isotropicamente deverá recair sobre uma LIC, conforme a Figura 2.28, e o seu estado corrente é determinado unicamente pelo estado de tensões. Em contraste, o comportamento de uma areia não é determinado somente pelo estado de tensões, mas também pelo seu volume específico inicial, uma vez que no mesmo nível de tensões uma areia poderá apresentar-se fofa ou densa, dependendo do método utilizado

na confecção das amostras (chuva de areia, vibração, etc.). Desta forma, segundo Atkinson & Bransby (1978), irão existir diferentes curvas de compressão aproximadamente lineares e quase paralelas ao eixo p' para valores de tensão abaixo de 700kPa, totalmente dependentes do volume específico inicial da amostra. A partir daí a LIC da areia torna-se única e com uma inclinação muito mais elevada. Considera-se, então, que o diagrama compressão isotrópica para argilas, mostrado na Figura 2.28, é o mesmo que o da areia, porém com um κ quase igual a zero.

Vesic & Clough (1968) apresentaram resultados de compressão isotrópica em areias até altos níveis de tensão (aproximadamente 60 MPa), mostrando a convergência das curvas de compressão para diferentes volumes específicos iniciais. Posteriormente, vários autores verificaram que solos arenosos alcançam, de fato, uma única LIC independente do volume específico inicial, uma vez que a amostra seja carregada a um nível de tensões suficientemente alto (e.g. Coop & Lee, 1993; Santos *et al.*, 2010). Foi então mostrado que os modos de comportamento (*strain hardening* e *strain softening*) são definidos não pela densidade relativa, mas pela combinação entre volume específico (v), tensões efetivas médias (p') e tensão desviadora (q), que definem o local do estado do solo relativo à LIC ou à LEC.

A locação da LIC e da LEC é diferente para diferentes tipos de areia (Coop & Cuccovillo, 1998), e mostrou-se estar relacionada à quantidade de quebra de partículas que o solo sofreu durante o carregamento e, por consequência, está relacionada à natureza das partículas do solo. Considerou-se como natureza das partículas a sua granulometria, em conjunto com a mineralogia e formato das mesmas.

Vários estudos foram feitos tentando correlacionar estado crítico e estado constante de deformações (*Steady State*), que foi adotado como nomenclatura corrente devido à dificuldade de se determinar corretamente o estado crítico em areias. Isto advém principalmente da dificuldade de se determinar corretamente as deformações localizadas em planos preferenciais de ruptura e também da dificuldade de conduzir o solo a níveis de deformações axiais muito elevados. O estado constante foi definido claramente por Been *et al.* (1991) através de ensaios triaxiais não drenados de tensão controlada, onde uma areia fofa foi levada à liquefação. Os autores citam este tipo de ensaio como sendo o mais adequado para a determinação do estado constante porque em ensaios de liquefação com tensão controlada realmente ocorrem velocidades constantes.

O termo “estado constante” foi definido por Poulos (1981) como sendo o estado estável de deformações em uma massa de partículas, onde essa massa deforma continuamente a um volume constante, tensões efetivas normais constantes, tensões cisalhantes constantes e a uma velocidade constante. O estado estável de deformações é encontrado somente quando a orientação das partículas tenha alcançado um estado estável e quando toda a quebra de partículas, se existir, estiver terminada, de forma que as tensões necessárias para continuar a deformação e a velocidade de deformação permaneçam constantes.

Been *et al.* (1991) mostraram, para uma areia quartzítica uniforme, que o estado crítico e o estado constante de deformações são iguais e independentes da trajetória de tensões, método de preparação das amostras e densidade inicial. Observaram, também, uma mudança abrupta na inclinação da LEC ou Linha de Estado Constante a tensões de aproximadamente 1000 kPa. Segundo os autores, a quebra da LEC é indicativa da mudança no mecanismo de cisalhamento a altos níveis de tensão, onde a quebra dos grãos passa a ser significativa. Espera-se que o ponto de quebra da LEC seja dependente da mineralogia da areia, assumindo-se que seja resultado do esmagamento de grãos.

Baseando-se na observação que a LEC é única para uma determinada areia, Been & Jefferies (1985) propõem a existência de um único parâmetro físico para medir o comportamento da areia, que combina a influência do índice de vazios e nível de tensões com referência a um estado último do material. Definiu-se, então, o Parâmetro de Estado (ψ), que é a distância entre o estado inicial e o estado último no plano $e:lnp'$. Variando o teor de finos em uma areia previamente lavada, os autores observaram o aumento da declividade da LEC com o aumento do teor de finos.

A natureza das partículas de solos carbonatados resultam em solos que exibem comportamento mecânico não usual. Areias carbonatadas caracterizam-se pela elevada angulosidade associada à elevada porosidade e à fragilidade dos grãos. Recentemente, em função da ocorrência de insucessos na previsão do comportamento de obras geotécnicas nestes materiais, vários autores têm dado atenção ao estudo do seu comportamento.

Coop (1990) realizou ensaios triaxiais em uma areia carbonatada (Dog's Bay Sand) e concluiu que: (1) a LIC pode ser identificada para areias carbonatadas através da aplicação de altos níveis de tensão; (2) quando cisalhada, a areia em questão eventualmente chega ao estado crítico, sendo necessário para tanto alcançar deformações axiais que estão além da prática usual; (3)

para os testes considerados como tendo alcançado o estado crítico, foi encontrado um ângulo de atrito de 40°, significativamente mais alto que os ângulos de atrito descritos para outros solos, independentemente do nível de tensões. O autor também relata que a quebra das partículas controla as deformações volumétricas plásticas durante a compressão isotrópica e cisalhamento, e surpreendentemente isso não faz com que o comportamento desta areia esteja fora dos modelos correntes. Entretanto, apesar desta areia comportar-se de maneira semelhante a outros tipos de solo, os valores de alguns de seus parâmetros estão totalmente fora dos usuais, como por exemplo o ângulo de atrito no estado crítico.

O comportamento cisalhante das areias encaixa-se no mesmo arcabouço desenvolvido para argilas. Amostras de areia usualmente encontram-se no lado seco da LEC e o seu comportamento deve, portanto, ser comparado ao de argilas fortemente PA. Uma diferença importante entre estes materiais é que as argilas NA se aproximam, ou encontram-se, sobre a LIC, enquanto que as areias se situam bem abaixo desta curva, podendo alcançá-la somente com um nível de tensões suficientemente alto para gerar quebra de partículas.

2.5 CRITÉRIOS DE RUPTURA

Nesta seção serão apresentados alguns dos modelos mais adotados na representação da ruptura de solos (Mohr-Coulomb) e rochas (Hoek-Brown). Eles se baseiam em ensaios de cisalhamento com a aplicação de diferentes tensões de confinamento para a determinação dos seus parâmetros. Será abordado ainda outro modelo que somente necessita de ensaios de tração sem confinamento (Griffith). Finalmente, ainda será apresentado uma metodologia para a determinação dos parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb (ϕ' e c'), para solos cimentados, através de ensaios de resistência de compressão simples, ou compressão diametral, e a razão entre a tração e a compressão (Consoli *et al.*).

2.5.1 Mohr-Coulomb

A rotura é quando a tensão de corte atinge um valor máximo dependente das propriedades resistentes do material e das tensões normais à superfície de rotura, podendo ser expressa segundo a reta de Coulomb [1773, *apud* Jaeger *et al.* (2007)]:

$$\tau_f = c + f(\sigma_f) = c + \sigma_f \cdot \tan \phi \quad (2.19)$$

em que c representa o valor na origem e ϕ é a inclinação da reta (Figura 2.34a). O critério de Mohr [1900, *apud* Jaeger (2007)] indica que não há ruptura quando o círculo representativo do estado de tensão se encontra no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para esse determinado material (Figura 2.34b). Essa envoltória de ruptura pode ser expressa por:

$$|\tau_f| = f(\sigma_f) \quad (2.20)$$

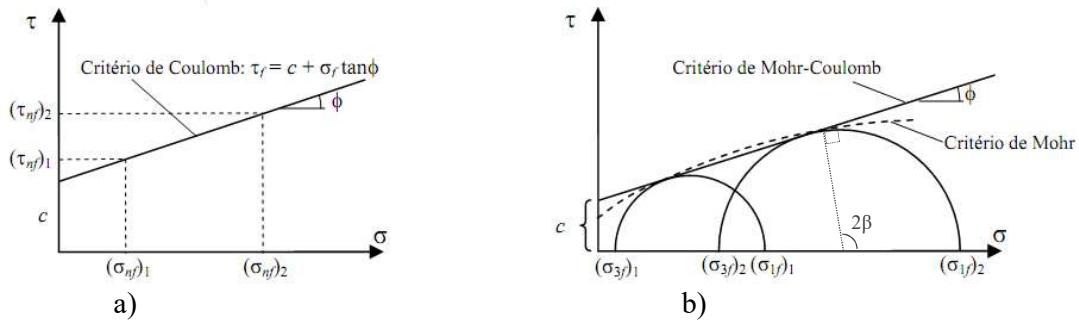


Figura 2.34 – Representação dos critérios de ruptura: a) de Coulomb e b) de Mohr e Mohr-Coulomb (adaptado de Grazina, 2009).

A associação entre os dois critérios resultou numa linearização da envoltória de ruptura, onde os círculos de Mohr estão em tensões efetivas, estabelecendo-se, assim, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb que pode ser expresso da seguinte maneira:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad (2.21)$$

ou, em função das tensões efetivas principais na ruptura:

$$\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f} = 2 \cdot c' \cdot \cos \phi' + (\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}) \cdot \sin \phi' \quad (2.22)$$

em que c' e ϕ' representam os parâmetros de resistência ao corte em tensões efetivas e designam-se, respectivamente, por coesão efetiva e ângulo de resistência ao corte.

A função de cedência correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, determinada com base na equação 2.22, é descrita por:

$$F(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi' - 2 \cdot c \cdot \cos \phi' \quad (2.23)$$

A representação da função de cedência no espaço tridimensional das tensões corresponde a uma pirâmide hexagonal, com eixo coincidente com o hidrostático, que se mantém fixa por se tratar de um modelo elástico perfeitamente plástico. No plano desviatório, a seção da pirâmide pode variar desde um hexágono regular até um triângulo equilátero, respectivamente, para valores limite de ϕ de 0° a 90° , sendo para situações intermediárias, comuns à generalidade dos materiais geotécnicos, um hexágono irregular. A Figura 2.35 mostra o domínio elástico definido pelas seis faces da pirâmide, cada qual com uma função de cedência que depende das tensões principais aí representadas.

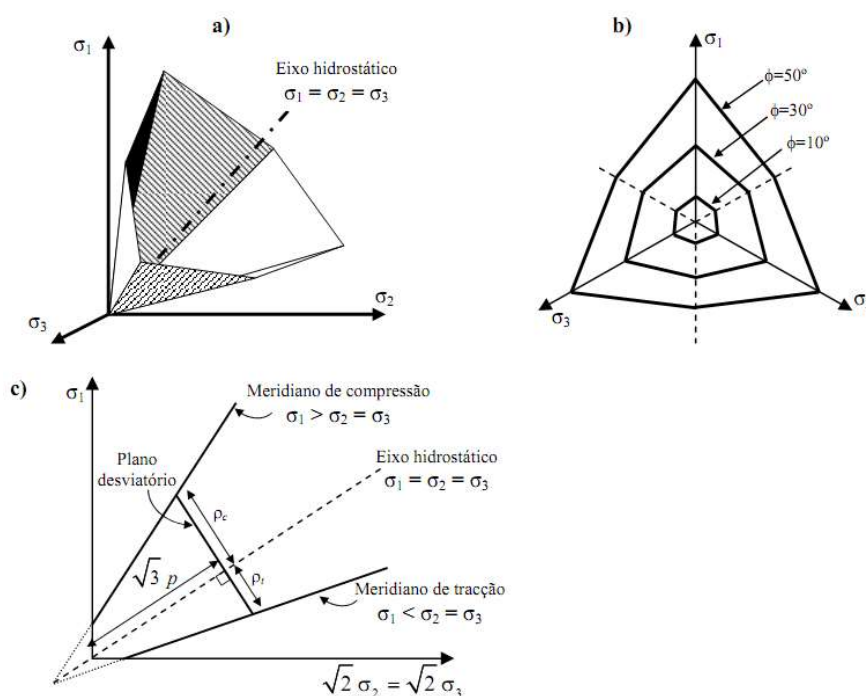


Figura 2.35 – Representação do critério de cedência de Mohr-Coulomb: a) no espaço das tensões principais, b) no plano desviatório e c) no plano triaxial (Adaptado de Grazina, 2009).

O critério de Mohr-Coulomb apresenta algumas limitações (Srivastava, 1986 e Griffiths, 1990 apud Grazina, 2009):

- a) Não tem em conta a influência da tensão intermediária σ_2 uma vez que é bem conhecido que o ângulo de resistência ao corte aumenta desde o seu valor mínimo, em compressão triaxial, até ao valor correspondente à condição de deformação plana. Despreza a curvatura da envolvente de ruptura, que pode ser importante nos solos grossos e nas rochas;

- b) Devido à superfície apresentar singularidades (cantos), podem originar a dificuldades na obtenção de soluções, optando-se, por este motivo, pela utilização de modelos com superfícies cónicas, contínuas e diferenciáveis, que se afastam mais ou menos deste critério.
- c) O plano de fratura passa pela direção de σ_2 , e a sua normal faz um ângulo β com a direção de σ_1 , sendo que 2β é o ângulo da reta traçada perpendicular à envoltória de ruptura e o centro do círculo de Mohr (σ_1 e σ_3 na ruptura).

2.5.1.1 Metodologia para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb

A determinação dos parâmetros da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb requer a realização de, por exemplo, ensaios triaxiais ou de *simple shear*, que, além de exibir certa complexidade e cuidado no seu manuseamento, costumam ser ensaios demorados e dispendiosos.

Consoli *et al.* (2013a) apresentou uma metodologia alternativa para a determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb de solos cimentados através dos resultados da resistência de ensaios de compressão simples (σ_c), ou de compressão diametral (σ_t), e da relação entre tração e compressão (σ_t/σ_c).

Como se pode observar pela Figura 2.34b, a determinação da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, e dos respectivos parâmetros (c' e ϕ'), é realizada através do traçado de uma reta tangente a semicírculos que representam o estado de tensão de amostras na ruptura.

Usando as tensões efetivas principais no momento da ruptura dos ensaios de compressão simples e de compressão diametral é possível determinar, através de triângulos retângulo, como se pode observar na Figura 2.36, as equações 2.24 e 2.25 dos referidos ensaios, em que a tensão efetiva principal mínima (σ'_3) e a tensão efetiva principal máxima (σ'_1) são $\sigma'_{3c} = \text{zero}$ e $\sigma'_{1c} = \sigma_c$ para o ensaio de compressão simples e $\sigma'_{3t} = -\sigma_t$ e $\sigma'_{1t} = -3\sigma_t$ (Jaeger *et al.*, 2007) para o ensaio de compressão diametral.

$$\sin \phi' = \frac{\sigma_c/2}{\left(\frac{\sigma_c}{2} + \frac{c'}{\tan \phi'}\right)} \quad (2.24)$$

$$\sin \phi' = \frac{2\sigma_t}{\left(2\sigma_t + \frac{c'}{\tan \phi'}\right)} \quad (2.25)$$

Ao redefinir a equação 2.24 em função do parâmetro $[c'/(tan \phi')]$, substituindo-o na equação 2.22 e rearranjando em função do $sin \phi'$, resulta seguinte na equação:

$$\sin \phi' = \frac{\sigma_c - 4 \sigma_t}{\sigma_c - 2 \sigma_t} \quad (2.26)$$

Consequentemente se pode obter:

$$\phi' = \arcsin \left(\frac{\sigma_c - 4 \sigma_t}{\sigma_c - 2 \sigma_t} \right) \quad (2.27)$$

Agora, se na equação 2.24 se substituir ϕ' pela equação 2.27 e se a se rearranjar em termos de c' é possível se obter a equação 2.28:

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4 \sigma_t}{\sigma_c - 2 \sigma_t} \right) \right]}{2 \cos \left[\arcsin \left(\frac{\sigma_c - 4 \sigma_t}{\sigma_c - 2 \sigma_t} \right) \right]} \quad (2.28)$$

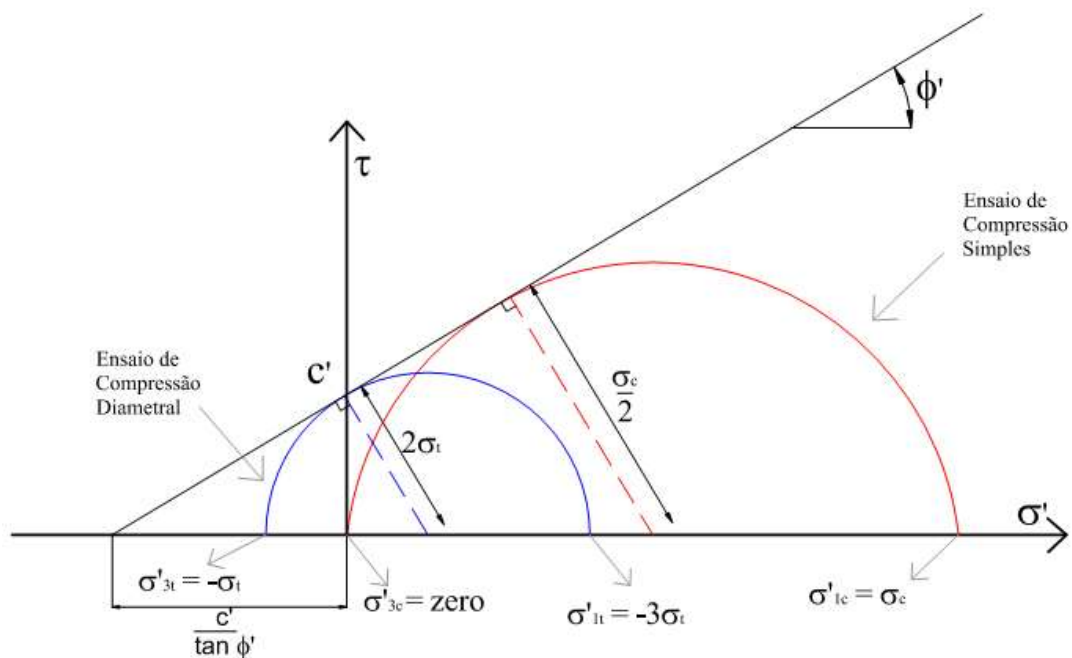


Figura 2.36 – Envoltória de Mohr-Coulomb baseada nos círculos de Mohr para os ensaios de compressão simples e diametral (adaptado de Consoli *et al.*, 2013a).

Diversos estudos (Ingles & Metcalf, 1972; Clough *et al.* (1981); Consoli *et al.*, 2010, 2012d, 2012e, 2013a, 2014a) demonstram que para vários solos cimentados, naturalmente e artificialmente, a razão entre a tração ($-\sigma_t$) e a compressão (σ_c) é dado por um escalar (ξ) que

pode variar entre -0,09 e -0,18. Assim, se substituir nas equações 2.27 e 2.28 a resistência à tração pela sua relação com a compressão ($-\sigma_t = \xi \sigma_c$), ϕ' e c' pode ser determinado pelas seguintes equações:

$$\phi' = \arcsin\left(\frac{1+4\xi}{1+2\xi}\right) \quad (2.29)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \frac{1+4\xi}{1+2\xi}\right]}{2 \cos\left[\arcsin\left(\frac{1+4\xi}{1+2\xi}\right)\right]} \quad (2.30)$$

Como se pode observar pelas equações e 2.29 e 2.30, o ângulo de atrito ϕ' é função do escalar ξ e a coesão c' é função desse mesmo escalar e ainda da resistência à compressão simples (σ_c), podendo variar entre $\phi' = 51,3^\circ$ e $c' = 0,18\sigma_c$ ($\xi = -0,09$) e $\phi' = 25,9^\circ$ e $c' = 0,31\sigma_c$ ($\xi = -0,18$).

2.5.2 Griffith

Em 1921 Griffith propôs que a fratura em materiais frágeis, como o vidro, ocorre quando a sua resistência à tração é excedida devido à concentração de tensões nos bordos de trincas microscópicas presentes no material. A fratura ocorre quando a máxima tensão próxima da borda da trinca com orientação mais desfavorável atinge um valor característico para o material. Seguindo a dedução do critério de Griffith, a envoltória de ruptura é dada por:

$$\tau^2 = 4 \sigma_t (\sigma_n + \sigma_t) \quad (2.31)$$

Onde τ é a resistência ao cisalhamento, σ_t é a resistência à tração do material e σ a tensão normal.

Este simples modelo que resulta numa superfície curva, não linear no diagrama de Mohr e que, de certa maneira é mais realista do que a reta de Coulomb, é valioso, segundo Jaeger *et al.* (2007), por abranger a transição entre valores negativos e positivos de σ_3 . Entretanto a equação parabólica apresentada acima não se ajusta corretamente aos resultados experimentais, já que a teoria negligencia o fato de que as trincas poderão ser fechadas, dependendo da tensão compressiva aplicada. Se isso ocorrer, forças friccionais geram uma importante componente de resistência para o material. Hoek (1983) salienta que a validade do critério de Griffith nos trechos da envoltória que envolvem tensões negativas (tração) se dá porque neste domínio de tensões a propagação das fraturas ocorre rapidamente, ou seja, o início das fraturas e a ruptura do corpo de prova são praticamente simultâneas. McClintock & Walsh (1962) *apud* Hoek (1983) propuseram uma modificação no critério de Griffith que consiste em manter a equação

original para valores negativos de σ_3 e inserir a equação de Coulomb para valores positivos de σ_3 , como se pode observa na Figura 2.37, resultando na seguinte equação:

$$\tau = 2|\sigma_t| + \sigma'_n \tan \phi' \quad (2.32)$$

De ressaltar de que a equação somente é válida para $\sigma'_n > 0$.

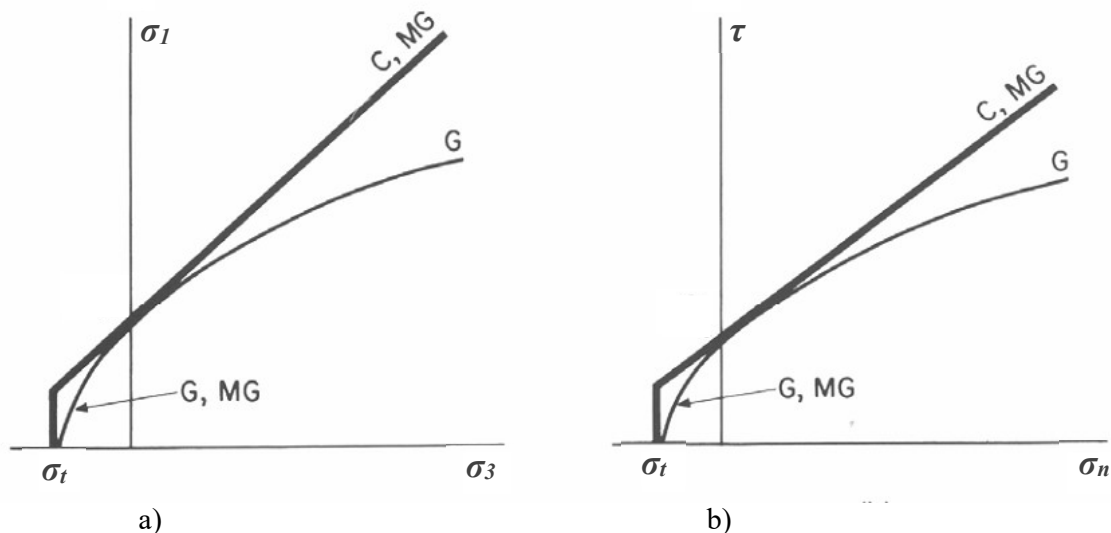


Figura 2.37 - Comparação entre os critérios de ruptura de Coulomb (C), de Griffith (G) e o Griffith Modificado (MG) no a) plano de tensões e no b) plano de Mohr.

O reconhecimento da dificuldade da determinação de um modelo matemático que preveja a propagação de fraturas e a ruptura de rochas levou vários autores a propor correlações empíricas entre as tensões principais e cisalhantes na ruptura (Hoek, 1983).

2.5.3 Hoek-Brown

Hoek & Brown (1980) apresentaram um critério de ruptura empírico para rochas e maciços fraturados que, segundo os autores, deveria atender às seguintes condições:

1. Descrever adequadamente a resposta da resistência de rochas intactas para uma gama de tensões encontradas na prática.
2. Ser capaz de contabilizar o comportamento de rupturas anisotrópicas com a existência de vários planos de fraqueza.

3. Dar uma indicação, mesmo que aproximada, da resistência de uma maciço rochoso em grande escala que contenha vários conjuntos de descontinuidades

Utilizando um grande número de dados experimentais, Hoek & Brown (1980) ajustaram parábolas distorcidas que se assemelhassem ao critério de Griffith, na porção inicial da envoltória e que reproduzissem, satisfatoriamente, os resultados experimentais no restante da envoltória. Deste procedimento resultou a seguinte correlação empírica:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m \sigma_3' + s \sigma_c^2} \quad (2.33)$$

Onde σ_1' é a tensão principal maior na ruptura, σ_3' é a tensão principal menor na ruptura, σ_c é a resistência à compressão simples da rocha intacta e m e s são constantes empíricas do material.

A constante m tem sempre um valor positivo e varia entre 0,001 para um maciço de má qualidade até 25 para uma rocha dura intacta. A constante s varia de 0 para um maciço muito fraturado até 1 para um material intacto. Para uma analogia com o critério de Mohr-Coulomb pode-se dizer que a constante m se relaciona com o ângulo de atrito interno ϕ' e a constante s é relacionada com a coesão c' .

A relação entre as tensões principais e as tensões normais e de cisalhamento são dadas pelas equações 2.34 e 2.35 (Hoek & Brown, 1980) que resultam da derivação exata do critério:

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \times \frac{d\sigma_1'/d\sigma_3' - 1}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1} \quad (2.34)$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \frac{\sqrt{d\sigma_1'/d\sigma_3'}}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1} \quad (2.35)$$

Onde:

$$d\sigma_1'/d\sigma_3' = 1 + 0,5 m (m\sigma_3'/\sigma_c + s)^{0,5} \quad (2.36)$$

Devido a ampla utilização do critério de Mohr-Coulomb em programas computacionais geotécnicos, tornou-se necessário determinar uma correlação com os parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb através do ajuste de uma reta à envoltória curva dada pelo critério de Hoek-Brown, para o intervalo de tensões $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3\max}'$, através das seguintes equações (Hoek & Brown, 2002):

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6 \times 0,5 m (s + m \sigma_{3n}')^{-0,5}}{2 (1+0,5) (2+0,5) + 6 \times 0,5 m (s + m \sigma_{3n}')^{-0,5}} \right] \quad (2.37)$$

$$c' = \frac{\sigma_c [(1+0,5) s + (1-0,5) m \sigma'_{3n}] (s+m \sigma'_3)^{-0,5}}{(1+0,5)(2+0,5) \sqrt{1 + [6 \times 0,5 (s+m \sigma'_3)^{-0,5}] / [(1+0,5)(2+0,5)]}} \quad (2.38)$$

Onde:

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_c \quad (2.39)$$

3 EQUIPAMENTO TRIAXIAL DE ALTAS PRESSÕES CONFINANTES

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O estudo de ensaios triaxiais em pressões elevadas tem sido cada vez maior, não só para a determinação e medição de parâmetros de solos e rochas no projeto de estruturas a grande profundidade, como também para se obter uma compreensão e uma caracterização mais completa e profunda do comportamento de muitos solos naturais, rochas brandas e solos artificialmente cimentados (Cuccovillo & Coop, 1999; Santos *et al.*, 2010). Este capítulo descreverá o desenvolvimento de um equipamento triaxial de altas pressões, com uma capacidade para atingir 10 MPa de pressão confinante, e com o controle das tensões e aquisição de dados automatizados. A Figura 3.1 mostra um esquema geral do equipamento triaxial.

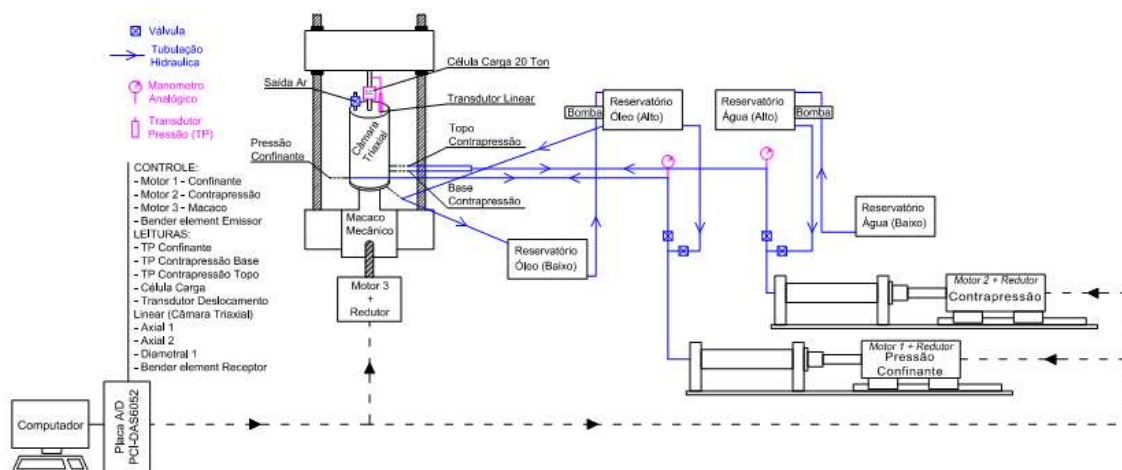


Figura 3.1 – Diagrama esquemático do equipamento triaxial.

3.2 EQUIPAMENTO TRIAXIAL

O ensaio triaxial é um dos ensaios laboratoriais geotécnicos mais versáteis e amplamente usado na determinação da resistência ao cisalhamento e rigidez de amostras de solos e rochas. O seu funcionamento consiste, no seu formato convencional, na aplicação de um estado hidrostático

de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo ou rocha. (Sousa Pinto, 2011). Esse corpo de prova é colocado dentro de uma câmara de ensaio, como mostra a Figura 3.2, e envolto numa membrana de borracha, de modo a se aplicar dois níveis de pressão diferentes na amostra: pressão confinante e contrapressão. Para isso, se enche a câmara com um fluido, comumente água ou óleo, à qual se aplica uma pressão, chamada de pressão confinante. A pressão confinante atua em todas as direções, inclusive na direção vertical, deixando assim o corpo de prova sob um estado hidrostático de tensões. A contrapressão é aplicada diretamente no corpo de prova tanto pela base (ou pedestal) como pelo topo (ou top-cap).

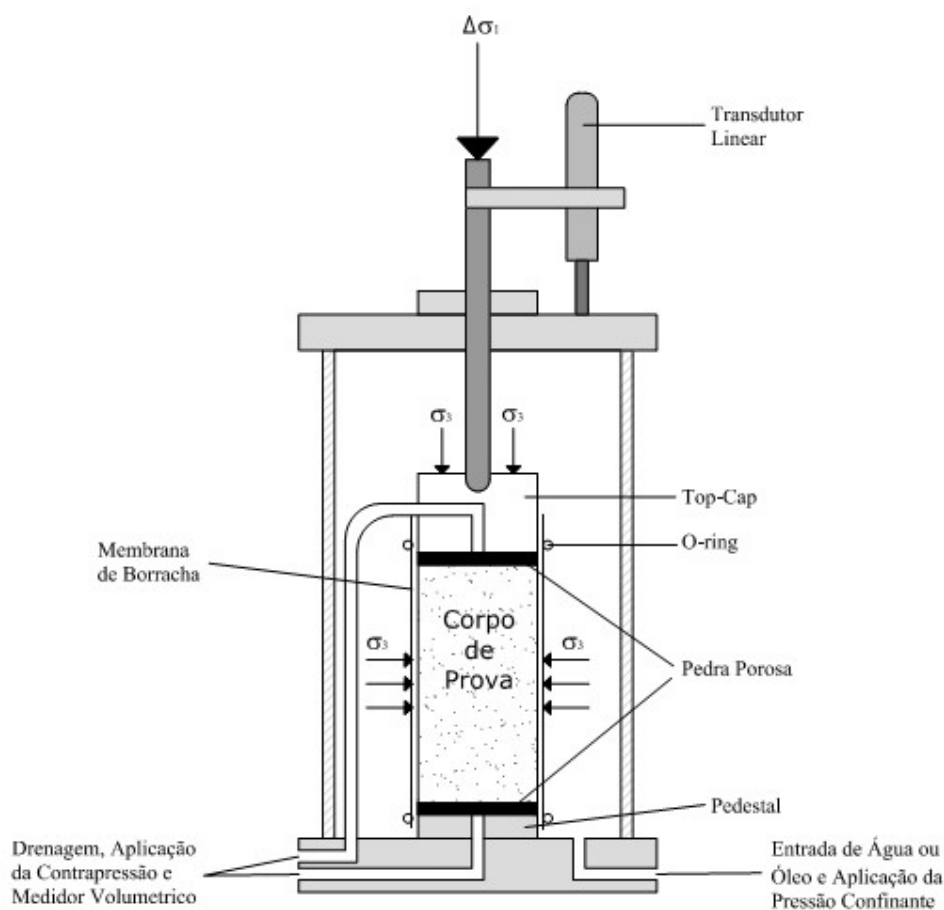
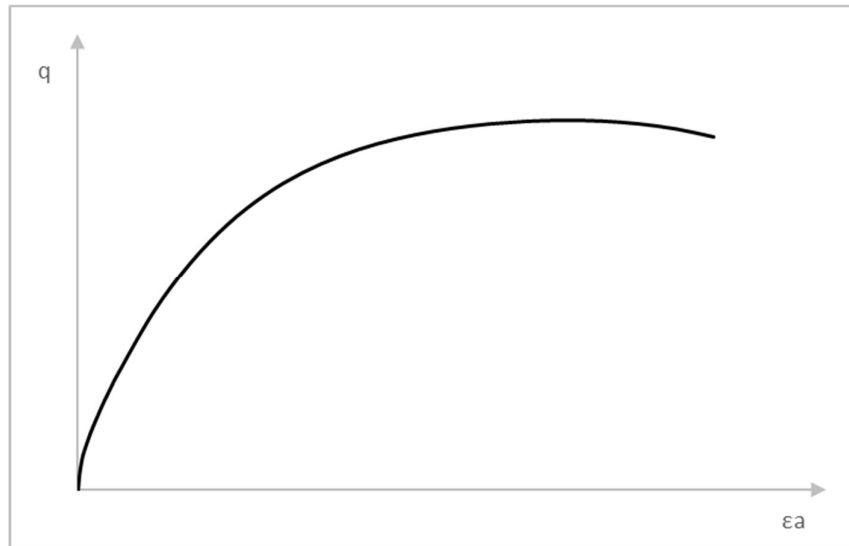


Figura 3.2 - Esquema de um corpo de prova dentro de uma câmara triaxial.

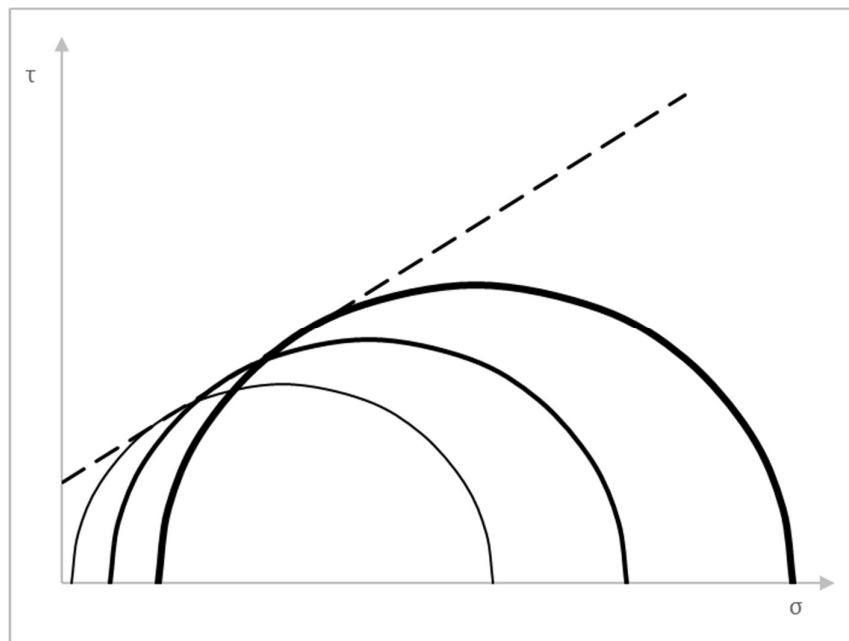
O carregamento axial é feito por meio da aplicação de forças no pistão, que penetra na câmara, sendo chamado, neste caso, de ensaio de carga controlada, ou pode-se colocar a câmara numa prensa que a desloca verticalmente, e no sentido ascendente, pressionando o corpo de prova contra o pistão, tendo-se, assim, um ensaio de deformação controlada. Como se verá mais à

frente neste capítulo, este último modo descrito será o usado para a aplicação do carregamento axial, mas como o deslocamento é controlado por um servomotor acoplado a um macaco mecânico, poderá se ter os dois tipos de ensaios, de carga controlada ou deformação controlada, já que se consegue variar a velocidade do servomotor durante o ensaio. Para medir a carga aplicada é usada uma célula de carga conectada ao pistão. Dividindo a força resultante (obtida a através da célula de carga) do carregamento axial pela área da base do corpo de prova cilíndrico, resulta na designada tensão de desvio ou tensão distorcional, que não é mais do que a diferença entre a tensão axial e a radial ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) aplicada à amostra, durante um ensaio triaxial de compressão. Considera-se que a ruptura é atingida quando a tensão de desvio, que normalmente é apresentada em função da deformação axial durante o carregamento no mesmo eixo, atinge o seu valor máximo, permitindo assim o traçado do círculo de Mohr correspondente a esse ensaio. A realização de outros ensaios, para diferentes pressões confinantes, permitem a determinação de uma envoltória de ruptura, conforme o critério de Mohr-Coulomb, através do traçado dos outros círculos de Mohr, como mostra a Figura 3.3

Apesar do nome do ensaio, que parece indicar um estado de três tensões principais independentes, uma amostra de solo ou rocha num ensaio triaxial é submetido a um estado homogêneo de tensão em que duas das tensões principais são de igual magnitude. Existem dois tipos de ensaios triaxiais, que normalmente apresentam as três tensões principais de compressão: quando a tensão axial apresenta um valor maior dos que as outras duas tensões principais, de modo que $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$, corresponde a um ensaio triaxial de compressão. Quando a tensão axial é menor em magnitude do que as duas tensões laterais, e, no entanto, ainda compressiva, estamos na presença de um ensaio triaxial de extensão, que resulta no estado de tensões $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3 > 0$. De realçar que ocorre uma rotação em 90° nas tensões principais quando um ensaio triaxial de extensão é realizado – neste caso as tensões radiais correspondem à tensão principal máxima, com a tensão axial representando a tensão principal menor. Na Figura 3.4 pode-se ver diferentes trajetórias de tensão para os ensaios triaxiais de compressão e extensão.



a)



b)

Figura 3.3 – a) Representação genérica do comportamento tensão de desvio – deformação axial de um ensaio triaxial e b) Círculos de Mohr e envoltória de Mohr-Coulomb obtida de resultados de compressão triaxial.

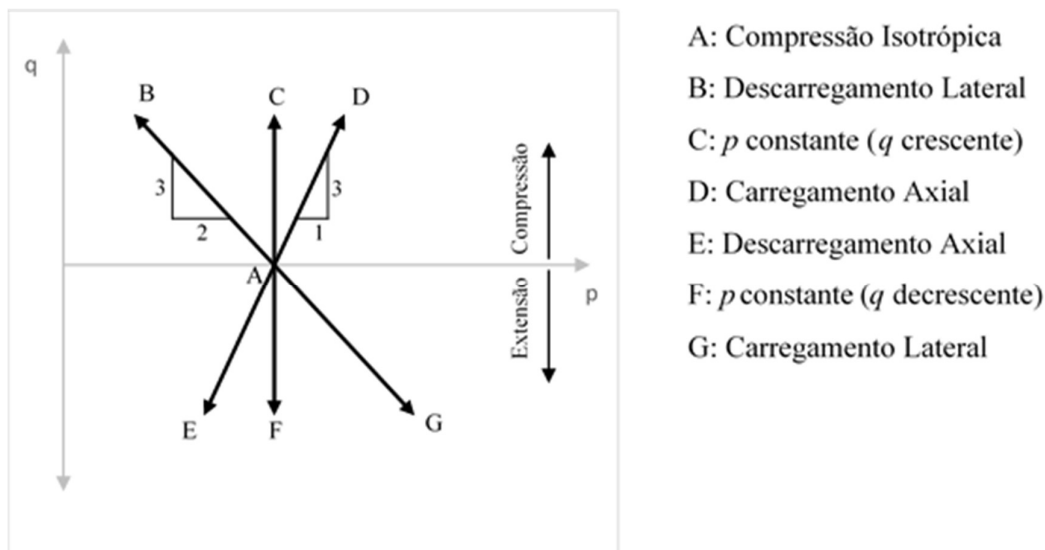


Figura 3.4 – Trajetórias de tensão para ensaios de compressão e extensão (adaptado Wood, 1994).

3.3 DESENVOLVIMENTO DE UM EQUIPAMENTO TRIAXIAL PARA ALTAS PRESSÕES CONFINANTES

O equipamento triaxial foi projetado para realizar ensaios com corpos de prova com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Amostras com diâmetro e altura de 100 mm e 200 mm, respectivamente, também podem ser executados com a alteração do pedestal e do top-cap. Para corpo de prova com as maiores dimensões, a pressão confinante que se poderá aplicar está limitada a 4 MPa, enquanto para as amostras primeiramente enunciadas o limite é de 10 MPa.

Para resistir às altas pressões, tanto a câmara triaxial como os controladores de pressão foram construídos em aço, sendo este inoxidável, para se evitar a corrosão. A desvantagem da utilização desse material é que não é possível se observar o corpo de prova durante o ensaio.

Os pontos seguintes mostram o dimensionamento das várias partes do equipamento triaxial, que vai desde a câmara triaxial; aos controladores de pressão, que, como o nome indica, servem para controlar a aplicação das pressões, tanto a confinante como a contrapressão, através de um sistema com servomotores; ao sistema de aplicação da carga axial, que utiliza um macaco mecânico controlado por um servomotor, e seu sistema de reação; a instrumentação utilizada e o sistema de controle e aquisição de dados responsável pelo comando de todas as operações e aquisição dos dados da instrumentação.

3.3.1 Câmara Triaxial

Na resistência dos materiais um reservatório cilíndrico (Figura 3.5) de diâmetro d_{ext} e espessura e é considerado de parede fina se:

$$\frac{d_{ext}}{2e} \geq 10 \quad (3.1)$$

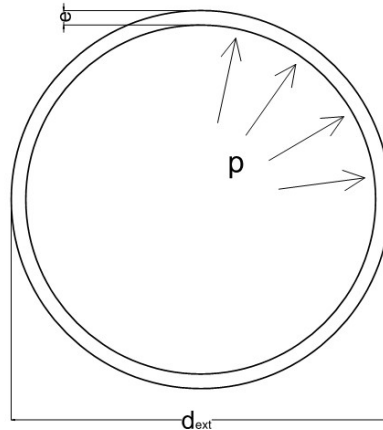


Figura 3.5 – Reservatório cilíndrico de paredes finas.

Nessa condição, pode-se supor que as tensões se distribuem de maneira uniforme ao longo da espessura do cilindro. Supõe-se também que o cilindro esteja sujeito a uma pressão interna uniforme p , maior que a atmosférica e relativa à mesma, isto é pressão manométrica. Se fosse possível retirar uma porção elementar da parede do cilindro, este sofreria a ação de uma tensão ao longo da circunferência, σ_1 , e outra no sentido longitudinal, σ_2 , que, resolvendo as equações de equilíbrio estático, resultam em:

$$\sigma_1 = p \times \frac{d_{ext}}{2e} \quad (3.2)$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} \times p \times \frac{d_{ext}}{2e} \quad (3.3)$$

Pode-se concluir, então, que a tensão determinante para o dimensionamento é σ_1 , ou seja, a tensão no sentido da circunferência do cilindro (equação 3.2). Considerando o pressuposto que a câmara triaxial se comporta como um reservatório cilíndrico de paredes finas, e com as propriedades mecânicas do aço, apresentadas na Tabela 3.1, a espessura e para uma pressão p de 10 MPa e σ_1 igual à tensão de escoamento do aço, pode ser determinada pela seguinte equação:

$$e = \max \left\{ \frac{p \times d_{ext}}{\sigma_1 \times 2}, \frac{d_{ext}}{20} \right\} \quad (3.4)$$

Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas do material utilizado no equipamento triaxial (Hibberler, 2004)

Material	E (MPa)	Poisson (ν)	Tensão de escoamento (MPa)
Aço Inox 304	193 000	0,27	210

Para que houvesse espaço para os corpos de prova de 100 x 200 mm (ou 50 x 100 mm), a conexão da contrapressão ao top-cap e a instrumentação (sensores para a medição local de deformações verticais e horizontais nos corpos de prova), o diâmetro interno, d_{int} , do cilindro deveria ter, pelo menos, 220 mm. Desenvolvendo a equação 3.4 em função do d_{int} resulta em:

$$e = \max \left\{ \frac{p \times d_{int}}{(\sigma_1 - p) \times 2}, \frac{d_{int}}{18} \right\} \quad (3.5)$$

Aplicando a equação 3.5 a espessura resultante foi de 12,22 mm. Devido a questões de vedação foi considerada uma espessura de 15 mm. Assim, através da equação 3.2, a tensão σ_1 no aço, para uma pressão p de 10 MPa, será de 83,33 MPa, resultando num fator de segurança de 2,52.

Para a verificação do comportamento da câmara triaxial, utilizando os parâmetros definidos anteriormente, foi realizada uma análise em elementos finitos com o software ABAQUS. Para simular o comportamento do aço usou-se um modelo elástico perfeitamente plástico com o critério de ruptura de Von Mises (Figura 3.6).

A Figura 3.7 mostra o modelo, constituído por 1230 elementos de 4 pontos nodais, utilizado nas simulações; aproveitando que o cilindro apresenta dupla simetria foi utilizada somente $\frac{1}{4}$ da seção com as respectivas condições de contorno. As Figuras 3.8 e 3.9 mostram os resultados, respectivamente, para a pressão máxima de trabalho, 10 MPa, e para pressão limite da câmara, ou seja, quando a tensão no aço atinge o seu valor de escoamento. Os resultados da Figura 3.8 confirmam a condição enunciada anteriormente de que as tensões se distribuem de maneira uniforme ao longo da espessura do cilindro, o mesmo acontecendo com as deformações. Pode-se verificar ainda, na mesma figura, que a tensão no aço apresentou um valor (83,22 MPa) em tudo idêntico ao calculado pela equação 3.2 (83,33 MPa). A deformação do cilindro para a

pressão máxima de trabalho apresentou valores muito reduzidos (0,046 mm). A Figura 3.9 mostra que a pressão limite da câmara está próximo dos 27 MPa (F.S = 2,7), e que, como esperado, se aproxima do fator de segurança anteriormente determinado.

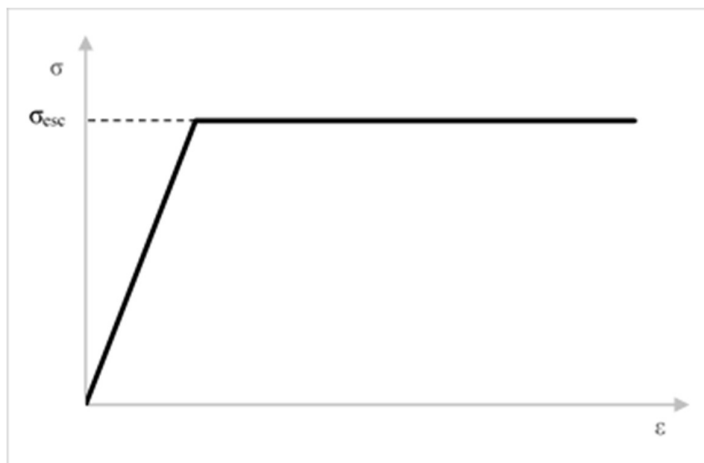


Figura 3.6 - Modelo elástico perfeitamente plástico com o critério de ruptura de Von Mises.

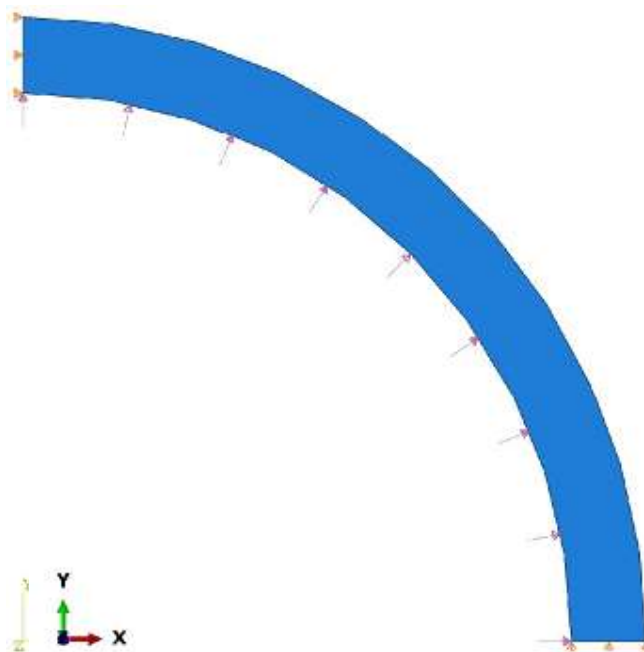


Figura 3.7 – Modelo e condições de contorno utilizados na análise numérica.

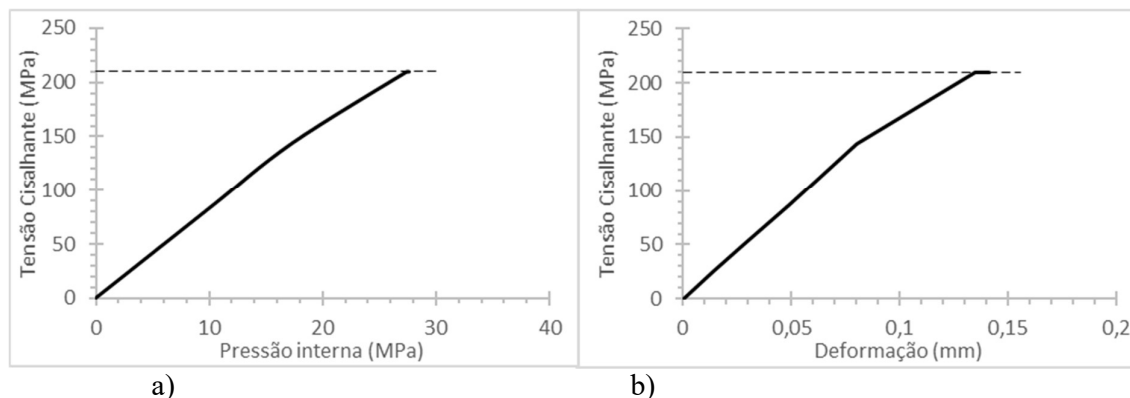


Figura 3.8 – Distribuição a) de tensões cisalhantes (em MPa) e b) deformações (em metros) para o cilindro da câmara triaxial para a pressão máxima de trabalho de 10 MPa.

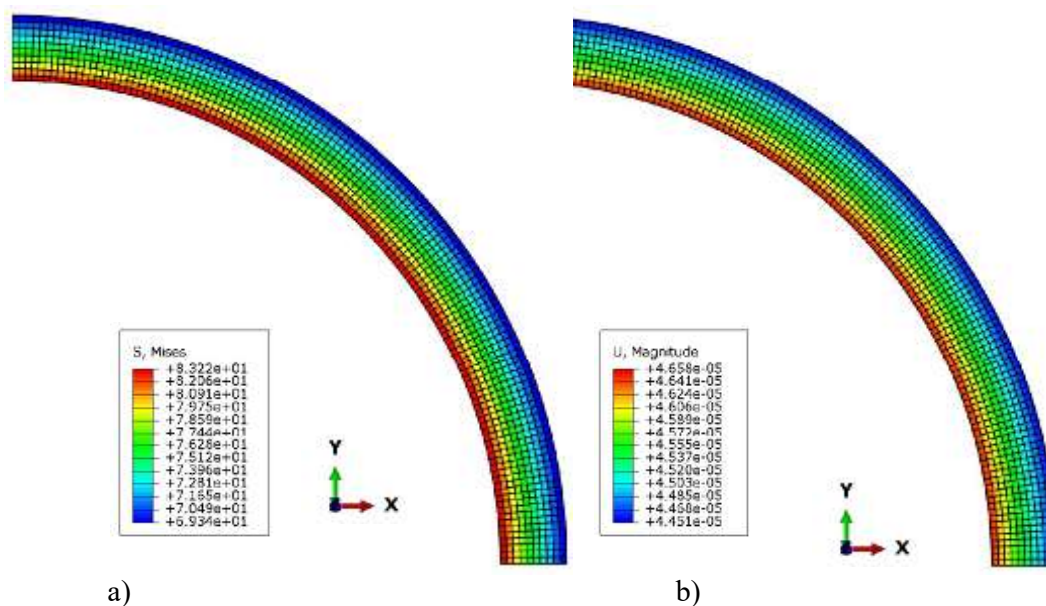


Figura 3.9 – Resultado do cálculo numérico para a) tensão cisalhante vs pressão interna e b) tensão cisalhante vs deformação no cilindro da câmara triaxial para a pressão limite interna.

A base da câmara triaxial é constituída por três níveis: base inferior, onde se encontra os canais por onde é aplicada a contrapressão, tanto a da base como a do topo, e a pressão confinante. Contém ainda um canal para a instalação de *bender element*; base intermediária, que servirá de suporte para a instrumentação interna; e a base superior tem a função de suporte do cilindro, que juntamente com o topo completa a câmara triaxial. Para garantir a união de todo o conjunto (bases, cilindro e topo) foram utilizadas 6 hastes. Elas foram dimensionadas de forma a suportar

os esforços produzidos pela pressão confinante na base inferior e no topo da câmara triaxial. Partindo do diâmetro interno do cilindro, 220 mm, sabe-se a área de aplicação da pressão é de $0,038 \text{ m}^2$, resultando numa carga total de 380,1 kN, que será igualmente suportada por 6 hastes (63,6 kN/haste) com 27 mm de diâmetro, de modo a se obter um fator de segurança de 2. A Figura 3.10 mostra as peças desenvolvidas para a câmara triaxial. No Apêndice A.1 encontra-se os desenhos relativos ao desenvolvimento das peças para a câmara triaxial.

Como referido anteriormente, o cilindro (Figura 3.10d) ficará confinado entre a base superior (Figura 3.10c) e topo (Figura 3.10e). Tanto a base inferior como o topo são constituído por uma depressão, onde o cilindro “encaixará”. Como as deformações no cilindro ocorrerão, principalmente, nas direções x e y , poderão aparecer tensões de corte no cilindro na transição entre a zona “confinada”, onde o cilindro “encaixa”, com 5 mm de espessura e uma grande rigidez, e a zona “não confinada”, ou seja, a parte visível do cilindro, quando composto com a base superior e o topo. Para analisar esse efeito foi realizada uma análise tridimensional do cilindro a partir do modelo da Figura 3.7, a que se juntou uma faixa com um material rígido, como mostra a Figura 3.11. Aplicando uma pressão de 10 MPa em toda a superfície interna do cilindro, os resultados mostram que não se formam tensões cortantes na interface anteriormente enunciada, como mostram as Figuras 3.12, devido às baixas deformações sofridas pelo cilindro.

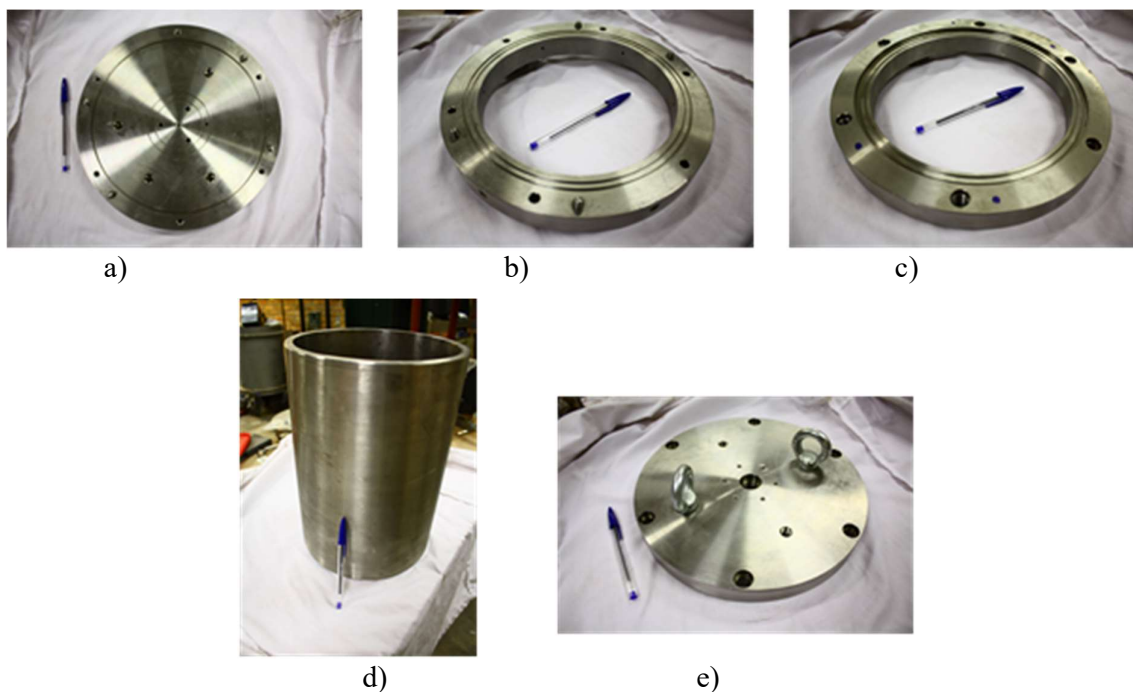


Figura 3.10 – Câmara Triaxial: a) Base Inferior; b) Base Intermediária; c) Base Superior; d) Cilindro; e) Topo.



Figura 3.11 – Modelo e condições de contorno utilizados na análise numérica tridimensional.

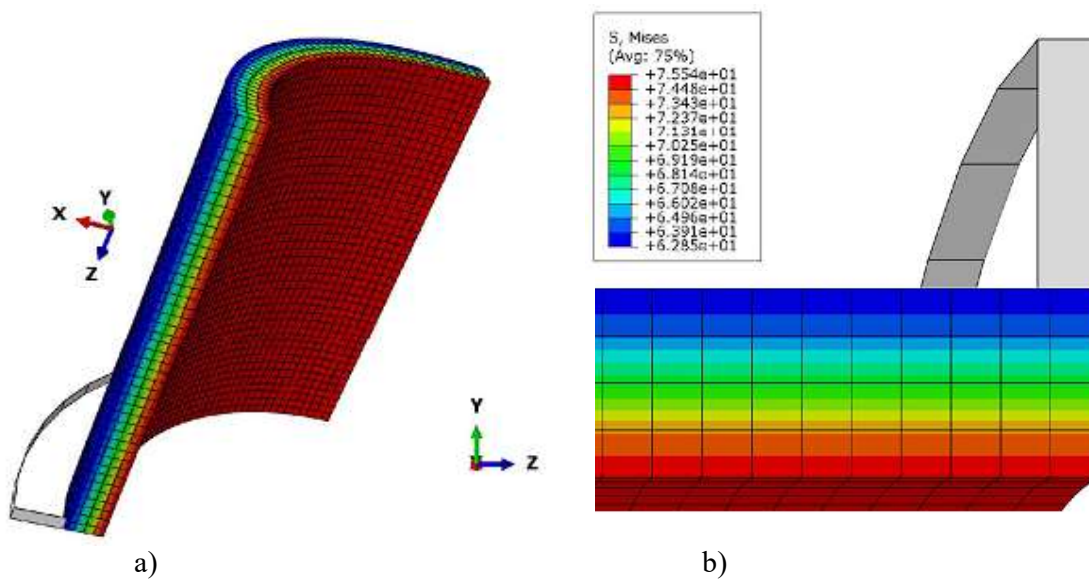


Figura 3.12 – Distribuição de tensões cisalhantes (em MPa) no a) modelo tridimensional; b) na interface entre base superior/topo com cilindro.

3.3.2 Controlador de Pressão

O controlador de pressão (Figura 3.13) é um atuador hidráulico controlado por um microprocessador para o controle da pressão e a medição da variação de volume de um fluido. O princípio de funcionamento, e que pode ser observado na Figura 3.13, se baseia na pressurização de um fluido devido à deslocação, no interior do cilindro hidráulico, de um pistão em movimento linear. Esse movimento é possível devido à existência da castanha que transforma a rotação produzida pelo conjunto servomotor e redutor, que se deslocam sobre uma trilha, no movimento linear do fuso de esferas e do pistão. O fluido pressurizado, antes de entrar na câmara triaxial, passa por transdutores de pressão. O algoritmo do sistema de controle do servomotor faz este buscar a pressão alvo através do avanço (servomotor gira sentido relógio) ou recuo (servomotor gira sentido contrário do relógio) do pistão. Como o diâmetro interno do cilindro é conhecido e é possível fazer a leitura da posição do servomotor, o controlador de pressão também tem a função de medidor volumétrico.

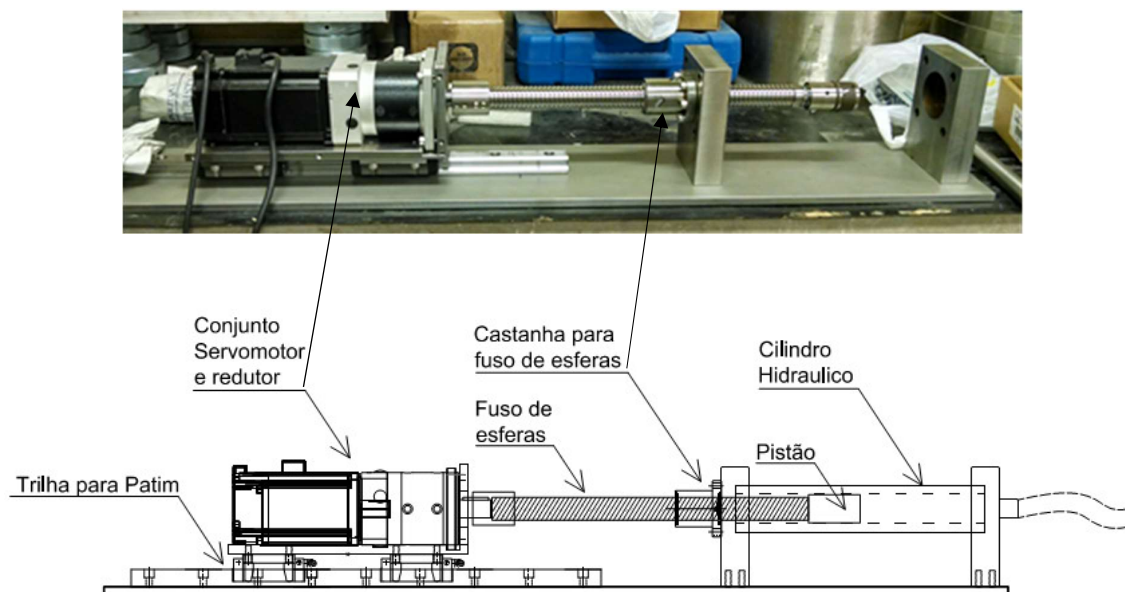


Figura 3.13 – Fotografia e Desenho Esquemático do Controlador de pressão.

O dimensionamento do cilindro hidráulico foi realizado de maneira iterativa, de modo a se conseguir atingir o seu principal propósito – aplicação de pressões de 0 até 10 MPa num fluido – de modo confiável e econômico. Deste modo definiu-se, inicialmente, a capacidade volumétrica do cilindro hidráulico em 200 cm³, a mesma utilizada por Menzies (1988) num equipamento semelhante e para as mesmas pressões de trabalho. Partindo desse valor, foi-se procurar o menor diâmetro interno do cilindro de modo a garantir que a carga aplicada pelo

pistão seja a menor possível, e conseqüentemente um menor torque do conjunto servomotor-reductor, mas com a força necessária para se atingir a pressão máxima de 10 MPa. A determinação do diâmetro interno estava delimitada por algumas condicionantes como: o diâmetro mínimo em que era possível a usinagem da peça (25 mm), o diâmetro do fuso de esferas que tivesse capacidade de carga dinâmica necessária e o diâmetro e a capacidade de carga dos rolamentos axiais, utilizados para eliminar os movimentos de rotação do pistão. Assim, e após uma análise iterativa chegou-se a valores de 32 mm para o diâmetro interno e 250 mm para o comprimento do cilindro hidráulico.

Sabendo o diâmetro interno, a força linear máxima que o pistão terá que exercer para atingir a pressão máxima definida no projeto (nesse cálculo foi utilizada uma pressão de 12 MPa, invés de 10 MPa, para evitar que o servomotor esteja no torque máximo quando a pressão máxima for solicitada) é de aproximadamente 10 kN. Essa força linear, F_{linear} , é transformada em força tangencial, F_{tan} , no conjunto fuso de esferas (diâmetro $D=25mm$ e $passo=5mm$) e castanha através da seguinte equação:

$$F_{tan} = \frac{F_{linear} \times passo}{\pi \times D} \quad (3.6)$$

Com uma força tangencial de 636,6 N o torque, T , correspondente é dado pela equação 3.6:

$$T = \frac{F_{tan} \times D/2}{\eta} \quad (3.7)$$

Como o sistema tem um rendimento, η , de 90% o servomotor ECMA-C20807ES com torque de 2,39 N.m juntamente com o reductor NEMA 34 PLF85-5:1 foram utilizados para gerar o torque necessário de $T=8,84 N.m$, que o controlador de pressão necessita para a aplicação da pressão máxima do sistema, com uma velocidade que pode variar de 0 a 200 rotações por minuto.

De uma maneira análogo ao cilindro hidráulico da câmara triaxial foi necessário, usando a equação 3.5, dimensionar a espessura do cilindro do controlador de pressão.

Assim a espessura, e , mínima necessária é de 1,78 mm. Para evitar possíveis fugas entre o pistão e a parede do cilindro foi decidido aumentar a espessura da parede, dando-lhe uma maior rigidez, diminuindo assim as deformações. Utilizando um modelo e umas condições de contorno semelhantes à Figura 3.7, foi realizada uma análise paramétrica no software ABAQUS, variando a espessura entre 2 e 25 mm para uma pressão de 10 MPa. A Figura 3.14 mostra os resultados obtidos, onde a Figura 3.14c mostra a redução do deslocamento em comparação com o deslocamento calculado para um cilindro com 2 mm de espessura. Tendo em consideração a análise efetuada e a necessidade de vedação nos topos do cilindro foi considerado uma espessura de 10 mm para o cilindro hidráulico do controlador de pressão. As Figuras 3.15 e 3.16 mostram os resultados da análise numérica para a pressão máxima de trabalho e até à tensão de escoamento do aço, respectivamente.

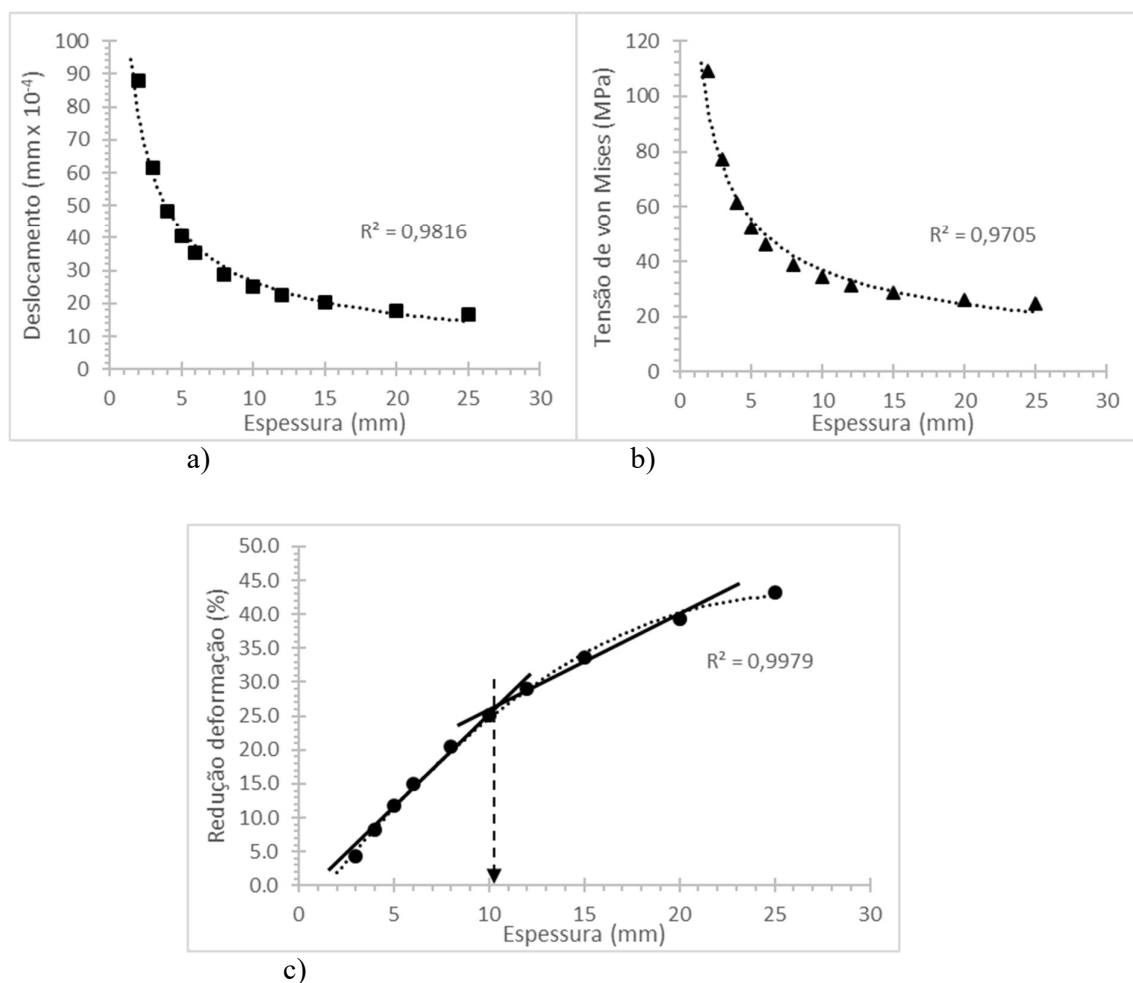


Figura 3.14 – Determinação da espessura do cilindro hidráulico do controlador de pressão: a) deformação vs espessura; b) tensão cisalhante vs espessura e c) redução deformação vs espessura.

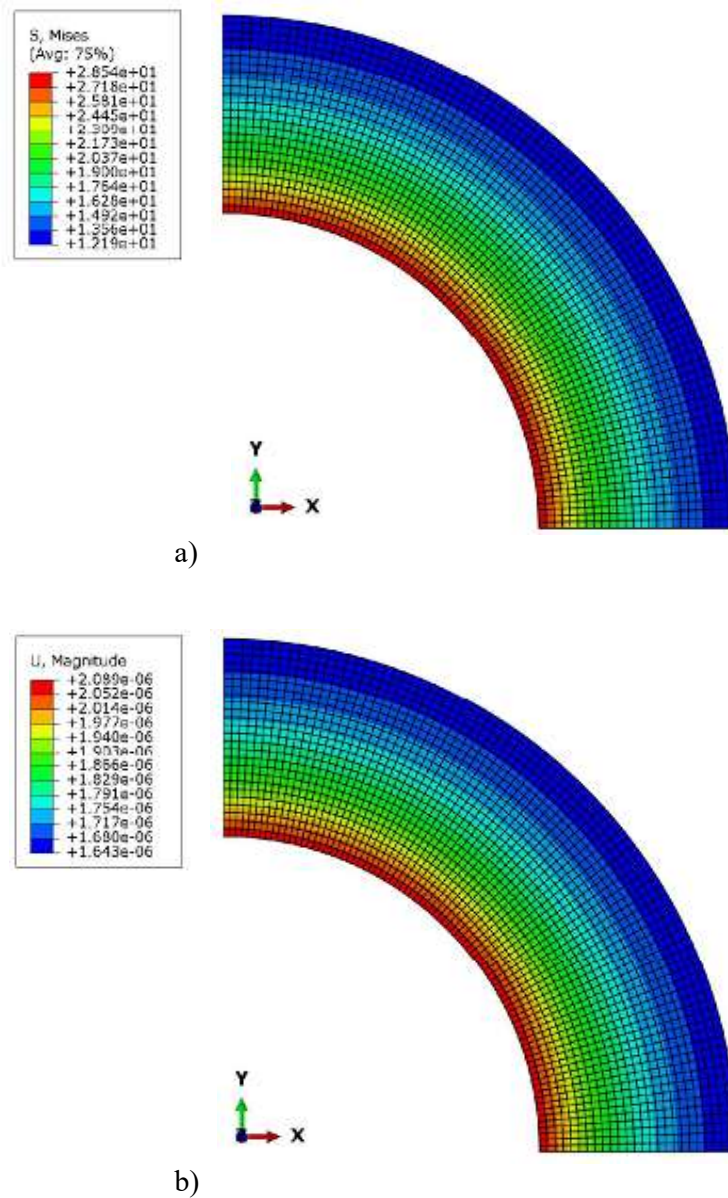


Figura 3.15 - Distribuição a) de tensões cisalhantes (em MPa) e b) deformações (em metros) no cilindro hidráulico do controlador de pressão para a pressão máxima de trabalho de 10 MPa.

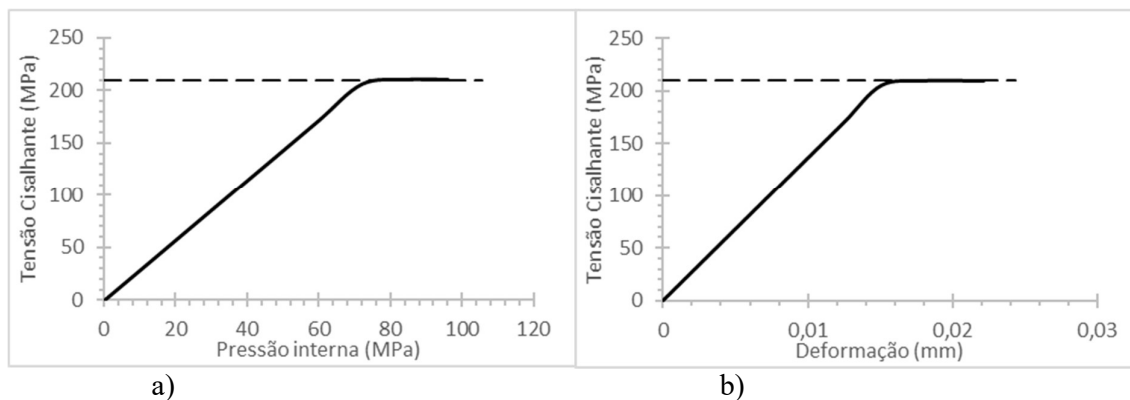


Figura 3.16 - Resultado do cálculo numérico para a) tensão cisalhante vs pressão interna e b) tensão cisalhante vs deformação no cilindro do controlador de pressão para a pressão limite interna.

Como se pode observar pela Figura 3.13, o cilindro hidráulico ficará contido entre 2 suportes que terão também a função de suporte da castanha e da ligação hidráulica. Para manter a união das peças e suportar os esforços que advém da pressão aplicada foram utilizadas 4 hastes. Uma pressão de 10 MPa aplicada numa área de 804 mm^2 ($d_{\text{int}}=32\text{mm}$) resulta numa carga total de 8 kN e que será igualmente suportada pelas hastes (2 kN/haste). Utilizando um fator de segurança semelhante ao obtido para o cilindro hidráulico ($210/28,5=7,4$), o diâmetro das hastes resultou num valor de 10 mm. A Figura 3.18 mostra as peças desenvolvidas para o controlador de pressão. No Apêndice A.1 encontra-se os desenhos relativos ao desenvolvimento das componentes do controlador de pressão.

Idêntica à análise realizada no cilindro da câmara triaxial, foi verificado a possibilidade de existência de tensões de corte entre o cilindro e a interface do suporte. Devido às muito reduzidas deformações as tensões de corte são inexistentes, como mostra a Figura 3.17.

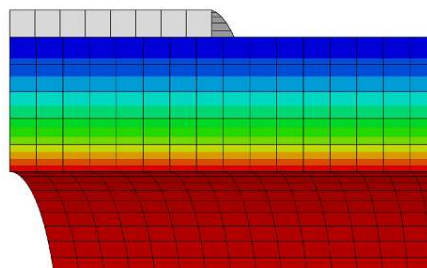


Figura 3.17 – Distribuição de tensões cisalhantes (em MPa) na interface do suporte com cilindro hidráulico.



Figura 3.18 – Controlador de pressão: a) base para conjunto servomotor e redutor e patins; b) pistão e fuso de esferas; c) suporte para castanha e cilindro; d) suporte para ligação hidráulica e cilindro; e) cilindro hidráulico e haste; f) conjunto suportes, cilindros e hastes.

3.3.3 Pórticos de Reação

Como enunciado no ponto 3.2, o carregamento axial vai ser realizado por uma prensa (macaco mecânico) que deslocará a câmara triaxial no sentido ascendente, pressionando o corpo de prova contra o pistão. A célula de carga, que medirá a carga durante o carregamento, se situará entre o pistão e uma viga de reação (superior), que em conjunto com um par de hastes e uma viga de reação (inferior), como mostra a Figura 3.19, conseguirá fornecer a reação necessária à carga aplicada.

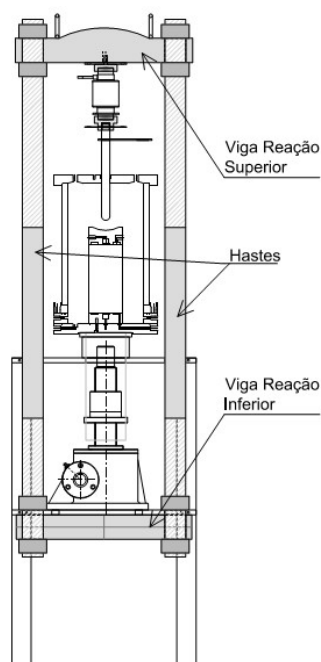


Figura 3.19 – Desenho esquemático do pórtico de reação.

Para se determinar uma carga de projeto, foram considerados parâmetros de resistência ao cisalhamento de materiais artificialmente cimentados, obtidos na literatura especializada. Festugato *et al.* (2013) e Consoli *et al.* (2007c) encontraram, respectivamente, um ângulo de atrito de 49° para rejeitos de minas artificialmente cimentados e um ângulo de atrito de $48,6^\circ$ e com um intercepto coesivo de 15 kPa para uma areia artificialmente cimentada e com fibras. Assim, considerando um hipotético material com ângulo de atrito de 50° e sujeito a tensão efetiva de 10 MPa, a tensão de desvio teórica de ruptura será de 65486 kPa, como mostra a Figura 3.20. Para um corpo de prova de 5 cm de diâmetro essa tensão corresponde a uma carga de 128,6 kN. Utilizando um coeficiente de segurança de 1,2, para majorar as cargas, chega-se a um valor de 154,3 kN. Verificando os sistemas de aplicação de carga existentes comercialmente, equipamentos com capacidade para aplicar 200 kN são os que se apresentam

o mais próximo da carga calculada, adotando-se assim esse valor, de 200 kN, como carga de projeto.

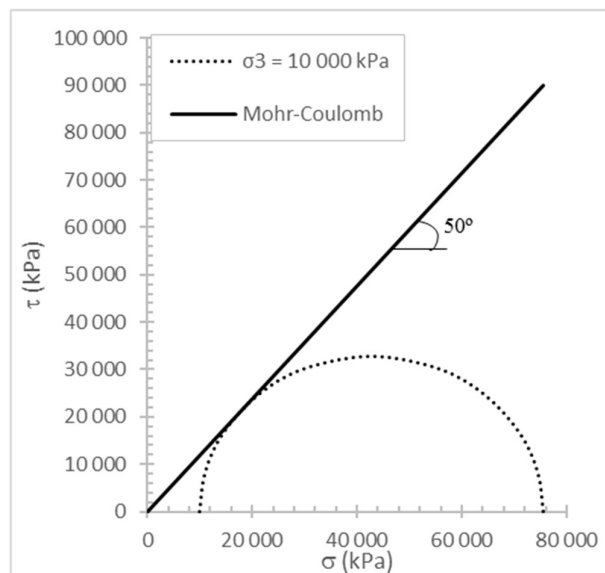
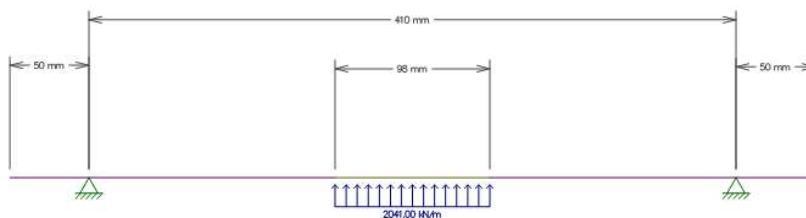


Figura 3.20 – Círculo de Mohr para determinação tensão desvio para um material com ângulo atrito de 50° para uma tensão efetiva de 10 MPa.

Para acomodar a câmara triaxial e garantir um cômodo acesso ao corpo de prova na altura do seu posicionamento e retirada da câmara, será necessário um vão de pelo menos 35 cm. Deste modo as Figuras 3.21, 3.22 e 3.23 apresentam os diagramas de esforços (pertinentes) obtidos para a carga de projeto anteriormente definida (a distância apresentada de 410 mm se refere ao vão entre os centros da haste). Pela Figura 3.19 pode-se verificar que a aplicação da carga nas reações não se faz de modo pontual, mas sim através da carga distribuída na reação superior e inferior devido à existência do suporte da célula de carga e o macaco mecânico, respectivamente.



a)

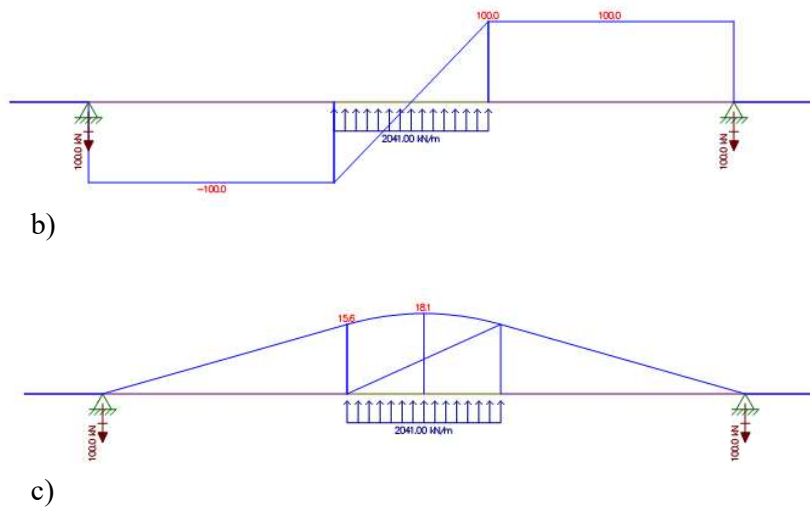


Figura 3.21 – Diagrama de esforços para a viga de reação superior: a) esquema carregamento; b) esforço cortante; c) momento fletor.

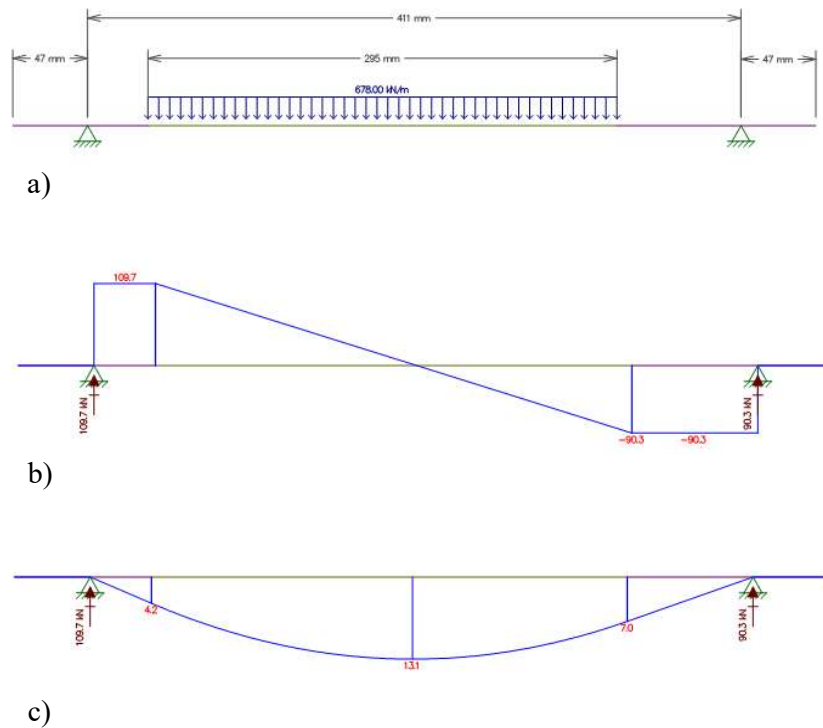


Figura 3.22 - Diagrama de esforços para a viga de reação inferior: a) esquema carregamento; b) esforço cortante; c) momento fletor.

Observados os esforços resultantes, foram definidas as seções transversais das vigas em função da tensão máxima atuante, considerando um fator de segurança de 2, através da equação 3.8 e 3.9:

$$\sigma = \frac{M \times y}{I} \quad (3.8)$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (3.9)$$

Onde:

σ , tensão atuante;

M, momento fletor máximo;

Y, distância em relação ao centroide;

I, momento de inércia;

b, base da seção;

h, altura da seção.

Para o dimensionamento das hastes foi considerado o maior valor das reações presente nas Figura 3.21 e 3.22. Assim, para uma força axial de 110 kN e considerando que as hastes não sofrem carregamentos horizontais significativos, ou seja, as barras não são submetidas a esforços cortantes nem a momentos fletores, resulta no diagrama de esforços da Figura 3.23. Como a haste tem uma seção circular, a tensão normal atuante na seção de diâmetro igual 60 mm resultou num valor de 38,9 MPa.

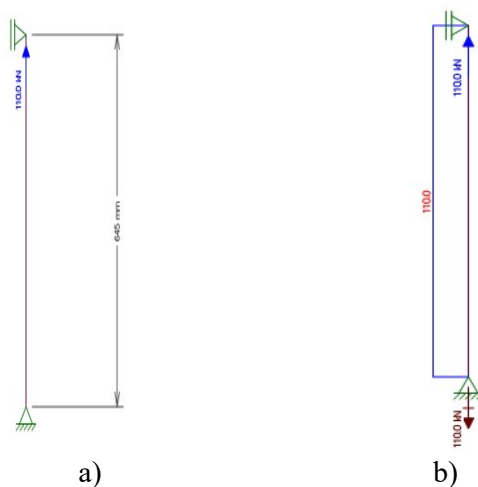


Figura 3.23 - Diagrama de esforços para as hastes: a) esquema carregamento; b) esforço normal.

Tabela 3.2 – Propriedades do pórtico e reação

Localização	Dimensões seção		Tensão máxima atuantes, σ (MPa)	Deformação máxima (mm)
	b (mm)	h (mm)		
Viga Reação Superior	100	100	105	0,32
Viga Reação Inferior	90	90	107	0,56
Haste	diâmetro = 60 mm		38,9	0,12

A Figura 3.24 mostra as peças desenvolvidas para o pórtico de reação. No Apêndice A.1 encontra-se os desenhos relativos ao desenvolvimento dos componentes para o pórtico de reação.



a)



b)



c)

Figura 3.24 – Pórtico de reação: a) reação superior; b) reação inferior; c) hastes.

O macaco mecânico responsável pelo carregamento axial, Figura 3.25, é da marca *Linear Kinici*, modelo Tipo 2 Série A e com uma capacidade de 20 toneladas. Para se aplicar o torque necessário ao seu funcionamento foi usado um servo motor ECMA-E21315ES capaz de aplicar um torque máximo de 4,77 N.m juntamente com o redutor PL120-10:1.



Figura 3.25 – Macaco Mecânico LK Tipo 2 Serie A 20 Ton.

3.3.4 Instrumentação e Sistema de Controle e Aquisição de Dados

Ao longo dos pontos anteriores já se fez referência, e se descreveu, à utilização de três servomotores que terão diferentes funções, como o controle da pressão confinante e da contrapressão nos controladores de pressão e a aplicação do carregamento axial através de um macaco mecânico. Além disso é necessário a implementação de instrumentação que permita a coleta de dados durante o ensaio. Como se pode verificar pela Figura 3.1, nove instrumentos de leitura serão usados no equipamento triaxial: dois transdutores de pressão (Figura 3.26) da marca *ASHCROFT*, modelo *KI*, que consegue ler pressões entre 0 e 2000 psi (137,9 bar) com uma resolução de 0,5%, sendo que um transdutor de pressão será usado para medir a pressão confinante e outro para medir a contrapressão na base, enquanto a leitura da contrapressão no topo é realizada por um transdutor de pressão da *KSL Controles*; um transdutor de deslocamento linear (Figura 3.28) da marca *GEFRAN*, modelo *LT100*, com 100 mm de curso e garantido uma linearidade independente de até $\pm 0,05\%$ e uma repetibilidade de 0,01 mm, que será usado na medição do deslocamento vertical exterior da câmara triaxial; uma célula de carga (Figura 3.29) modelo *C16AC3*, da marca *HBM*, com uma capacidade máxima nominal de 20 toneladas e com uma tolerância de sensibilidade inferior a 0,5%, que irá medir a força axial; três sensores de efeito hall, que servirão para medir as deformações locais, dois axiais e um radial, do corpo de prova (Figura 3.30). O equipamento triaxial foi desenvolvido para que fosse possível a instalação de *bender element* dentro da câmara triaxial que servem para a determinação do tempo entre a transmissão e a recepção de uma onda cisalhante na amostra em estudo, possibilitando a determinação do modulo cisalhante inicial. Devido a questões técnicas

(a placa de aquisição não tem a resolução e taxa de amostragem suficientes) não se procedeu à instalação dos *bender element*.

As Tabelas 3.3 e 3.4 mostram, respectivamente, as características da instrumentação utilizada e o modo de ligação utilizado, assim com a resolução e ruídos para cada instrumento.



Figura 3.26 – Transdutor de pressão ASHCROFT K1.



Figura 3.27 – Transdutor de pressão KSL Controles.



Figura 3.28 - Transdutor Linear GEFAN LT100.



Figura 3.29 – Célula de carga HBM C16AC3 20 Ton.



Figura 3.30 – Sensor de Efeito Hall.

Tabela 3.3 – Características da instrumentação.

Instrumento/Equipamento	Marca	Modelo	Excitação	Output
Transdutor Pressão - Confinante	Ashcroft	K1 050 0-2000 psi	10-30 V	4-20 mA
Transdutor Pressão - Contrapressão (Base)	Ashcroft	K1 050 0-2000 psi	10-30 V	4-20 mA
Transdutor Pressão - Contrapressão (Topo)	KSL Controles	KTP-V 0 A 100 bar	12-36 V	0-10 V
Célula de Carga	HBM	C16A C3 20t	5 V	2 mV/V
Transdutor Linear	Gefran	LT-M-0100-P	10 V	0-10 V
Sensor Efeito Hall	Honeywell	SS94A2	6.6-12.6 V	-500 a +500 Gauss
Drive Servomotor (Controladores Pressão)	Delta	ASDA-B2	220 V	750 W
Drive Servomotor (Macaco)	Delta	ASDA-B2	220 V	1500 W

Tabela 3.4 – Ligações, resolução e ruído dos equipamentos de instrumentação

Instrumento	Excitação	Output	Resolução		Ruído	
Transdutor Pressão - Confinante	24 V	0-10 V	1,53E-04 V	2,10E-01 kPa	7,99E-04 V	1,48E+00 kPa
Transdutor Pressão - Contrapressão Base	24 V	0-10 V	1,53E-04 V	2,10E-01 kPa	1,70E-03 V	3,13E+00 kPa
Transdutor Pressão - Contrapressão Topo	24 V	0-10 V	1,53E-04 V	1,53E-01 kPa	3,64E-03 V	4,01E+00 kPa
Célula de Carga	5 V	±10 V	3,05E-04 V	2,99E-03 kN	1,21E-03 V	2,28E-02 kN
LVDT (Axial Externo)	10 V	0-10 V	1,53E-04 V	1,53E-03 mm	8,27E-04 V	8,71E-03 mm
Sensor Efeito Hall (Axial Interno 1)	10 V	0-10 V	1,53E-04 V	1,53E-02 Gauss	5,13E-04 V	6,52E-04 mm
Sensor Efeito Hall (Axial Interno 2)	10 V	0-10 V	1,53E-04 V	1,53E-02 Gauss	2,64E-03 V	4,70E-03 mm
Sensor Efeito Hall (Diametral Interno)	10 V	0-10 V	1,53E-04 V	1,53E-02 Gauss	8,46E-04 V	1,62E-03 mm
Drive Servomotor (Controlador Pressão)	220 V	±10 V	3,05E-04 V	0,10 RPM	-	-
Drive Servomotor (Macaco)	220 V	±10 V	3,05E-04 V	0,10 RPM	-	-

Como referido anteriormente, foi utilizado o controlador de pressão da contrapressão para a realização da medição da variação do volume através da leitura da sua posição ao longo do ensaio.

No Apêndice A.3 estão as curvas de calibração referentes a cada instrumento.

Para a realização do controle dos servomotores e a aquisição dos dados é usada uma placa DAQ (*Data Acquisition*) que atua, como mostra a Figura 3.31, como a interface entre um computador e os sinais do mundo exterior, funcionando, basicamente, como um dispositivo que digitaliza sinais analógicos de entrada de forma a que um computador possa interpretá-los. Os três componentes principais de um dispositivo DAQ usados para medir um sinal são os circuitos eletrônicos de condicionamento de sinais, conversor analógico-digital (ADC) e o barramento do computador. Muitos dispositivos DAQ contêm outras funções, para a automação de sistemas e processos de medição, como por exemplo, conversores digital-analógico (DACs) que fornecem sinais analógicos, linhas de E/S digital que fornecem sinais digitais em suas entradas e saídas e os contadores/temporizadores que contam e/ou geram pulsos digitais. A placa usada no equipamento triaxial com o modelo PCI-DAS6052, da *Measurement Computing*, é constituída por dezesseis canais analógicos de entrada, capazes de realizar leituras em quinze faixas de tensão, que podem ir de 0 a 0,1V ou ±0,1V até 0 a 10V ou ±10V; dois canais

analógicos de saída que operam nas faixas de tensão de 0 a 10V ou $\pm 10V$ e que trabalham, tanto os canais de entrada como os de saída, com uma taxa de amostragem de até 333 kHz (333 mil amostras por segundo) com uma resolução de 16 bits (2^{16}); oito canais digitais de entrada/saída, que variam somente entre dois estados – ligado (5V) ou desligado (0V) – e dois contadores/temporizadores capazes de contar/gerar pulsos digitais até uma frequência máxima de 10 MHz.

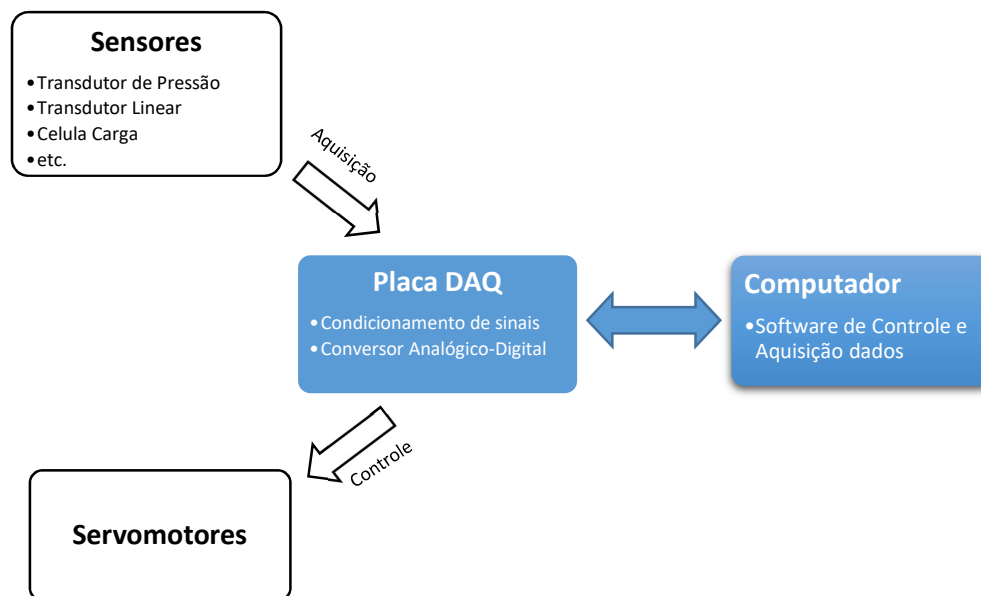


Figura 3.31 – Esquema do sistema DAQ

Para a comunicação usuário-computador-placa DAQ é necessário a utilização de um software programável que facilite a aquisição, análise, apresentação e armazenamento dos dados da instrumentação. Para esta aplicação foi utilizado o LabVIEW 2013, que é uma linguagem de programação gráfica, pertencente à *National Instruments*, que funciona de acordo com o modelo de fluxo de dados, o que oferece a esta linguagem vantagens para a aquisição de dados e para a sua manipulação. Os programas em LabVIEW são chamados de instrumentos virtuais (*virtual instruments*) ou, simplesmente, *VI*, e são compostos pelo painel frontal, que contém a interface, e pelo diagrama de blocos, que contém o código gráfico do programa.

Foi desenvolvido, durante este trabalho, um software para automatização do procedimento do ensaio triaxial. Para dar mais liberdade ao operador, o software foi desenvolvido de forma

modular, ou seja, permite o acesso a cada fase do ensaio de forma independente. As figuras seguintes mostram alguns dos módulos desenvolvidos.

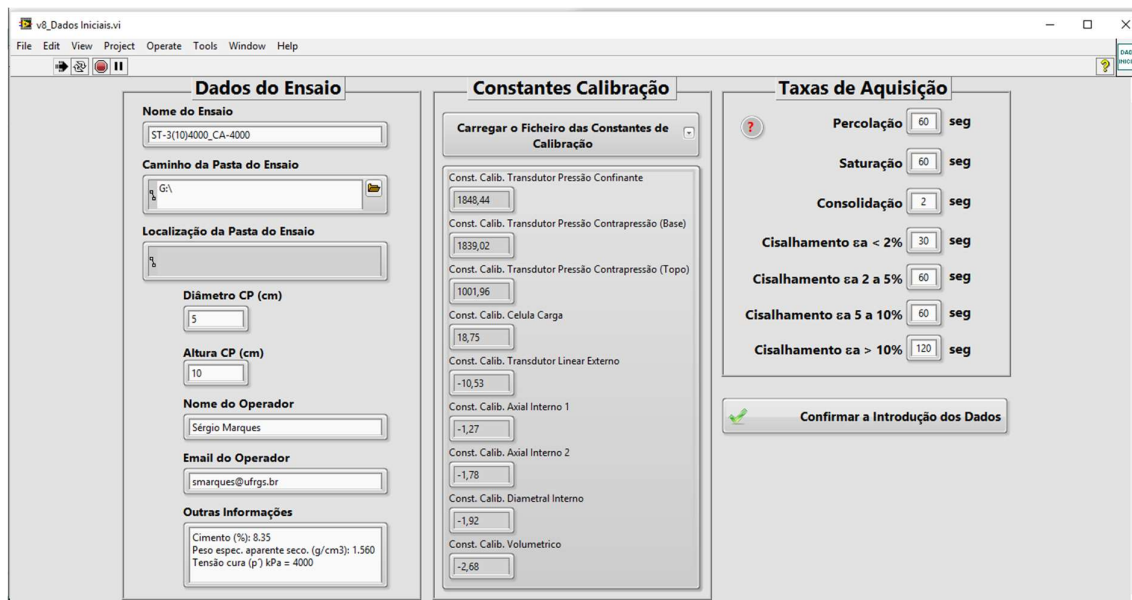


Figura 3.32 – Módulo para a introdução de dados de um novo ensaio.

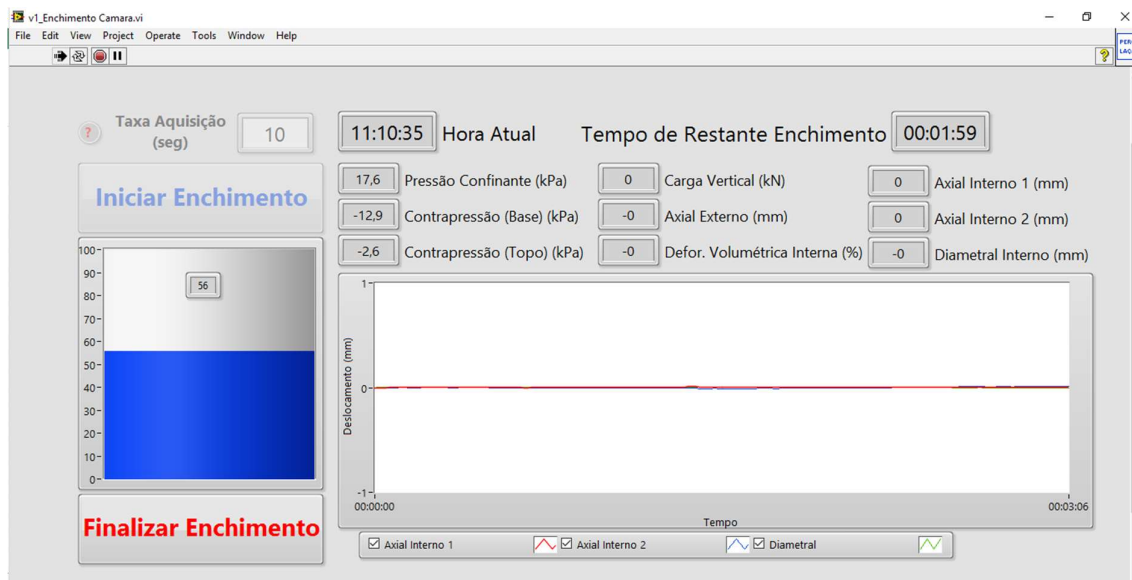


Figura 3.33 – Módulo para a o enchimento da câmara triaxial.

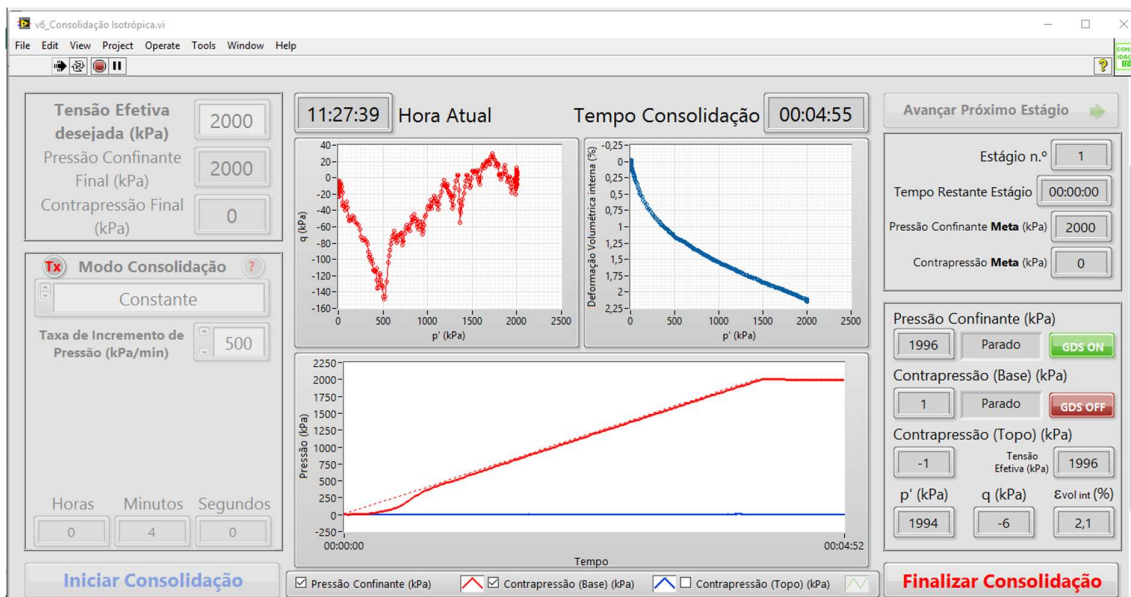


Figura 3.34 – Módulo da Consolidação Isotrópica.

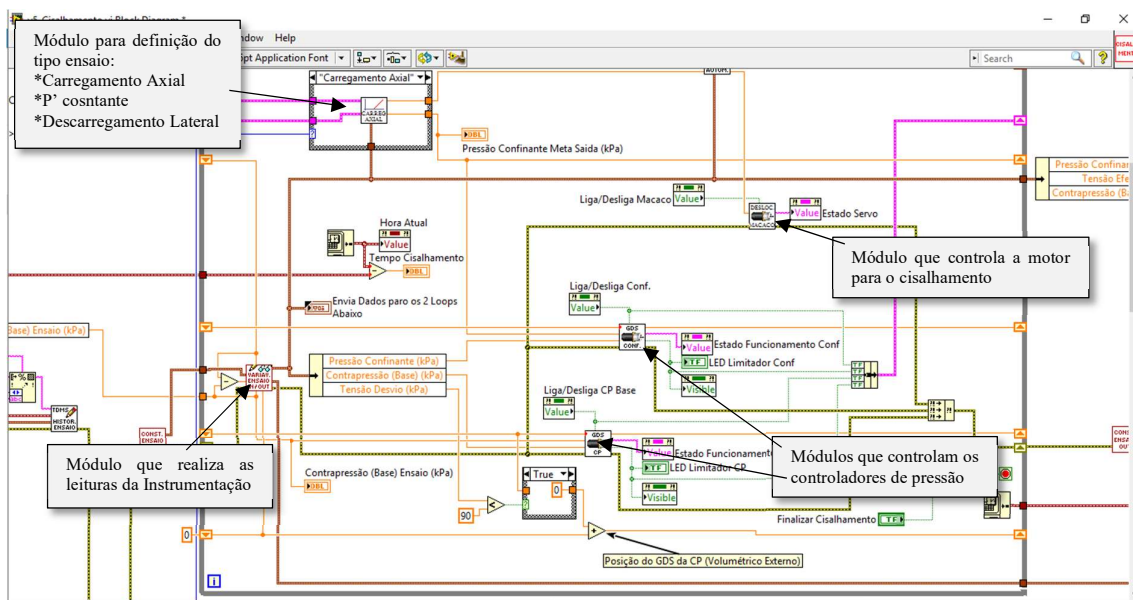


Figura 3.35 – Código do módulo de Cisalhamento

A Figura 3.36 mostra uma vista geral do equipamento triaxial.

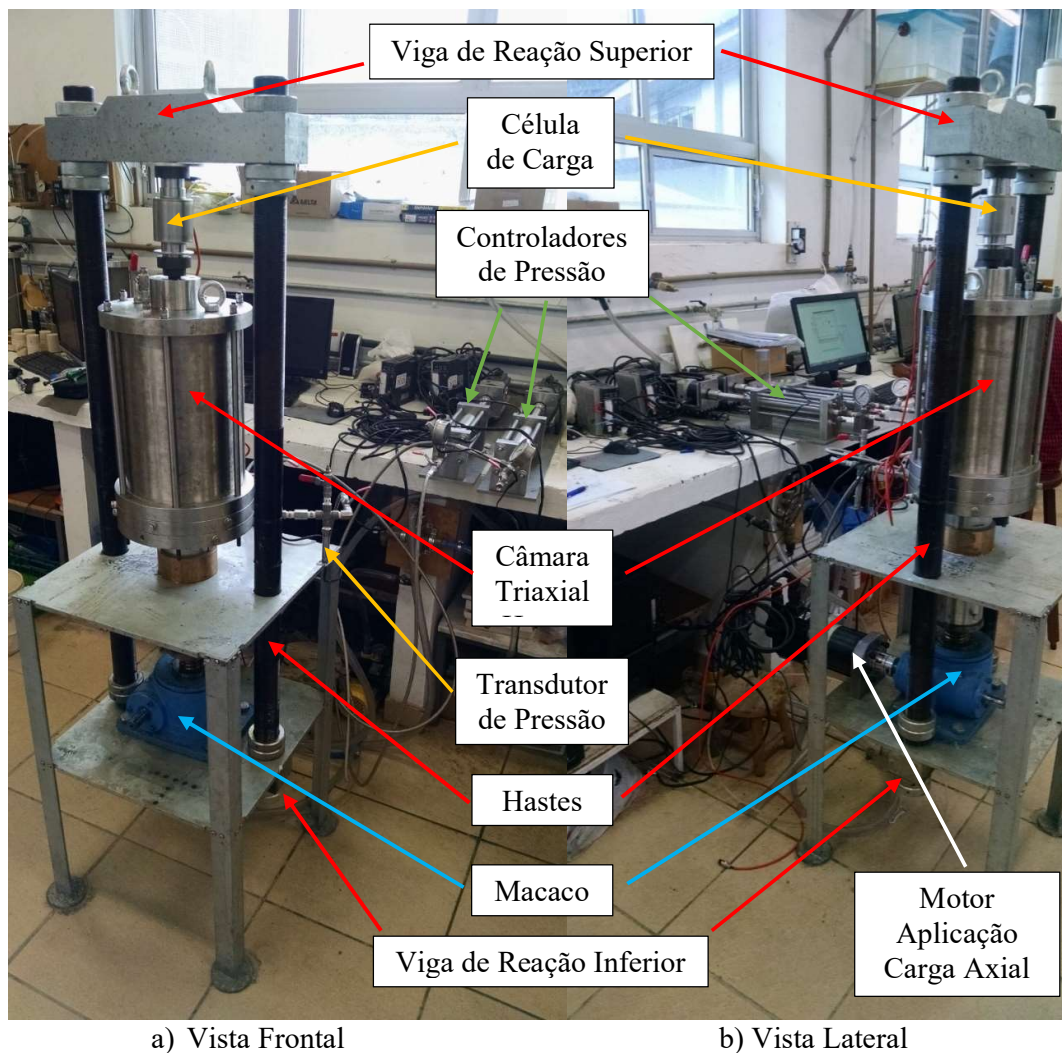


Figura 3.36 – Vista geral do equipamento triaxial: a) Vista Frontal e b) Vista Lateral.

3.4 VALIDAÇÃO DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL

O desenvolvimento de um equipamento para ensaios laboratoriais necessita também de passar por um processo de validação, de modo a conferir o seu correto funcionamento. Para isso foram realizados, nesta pesquisa, dois ensaios de calibração. Um realizado na Universidade de Coimbra, Portugal, para uma amostra de areia de Osório artificialmente cimentada com 36 mm de diâmetro e 80 mm de altura e para uma tensão efetiva média de 2000 kPa (Figura 3.37) e outro, realizado num outro equipamento triaxial do Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais (LEGG), também para uma mistura de areia de Osório artificialmente

cimentada, com 50mm e 100mm de diâmetro e altura, respectivamente, e para uma tensão efetiva média de 250 kPa.



Figura 3.37 – Realização do ensaio de calibração para $p'=2000$ kPa na Universidade de Coimbra.

As Figura 3.38 e 3.39 mostram, respectivamente, a comparação entre os ensaios realizados para $p'=2000$ kPa e $p'=250$ kPa com os ensaios realizados no equipamento triaxial desenvolvido neste trabalho (TriAP).

Como o equipamento da Universidade de Coimbra (UC) não possuía instrumentação interna, foi utilizado, para cálculo da deformação axial, o medidor de deformação externa. Se verifica um comportamento, tanto tensão-deformação axial como deformação volumetria-deformação axial, bastante similar, atingindo valores semelhantes de resistência e de variação do volume. A diferença de comportamento por volta dos 2% de deformação axial está, provavelmente, relacionada com o tamanho da amostra utilizado, já que no ensaio TriAP foi utilizada uma amostra com 50mm e 100mm de diâmetro e altura, respectivamente. Se destaca a importância da utilização de instrumentação interna para o estudo da deformabilidade dos materiais em estudo. Enquanto para o ensaio realizado para um $p'=250$ kPa, se observa, igualmente, uma razoável concordância entre os resultados. As pequenas diferenças na curva tensão-deformação podem estar relacionadas com a sensibilidade da célula de carga, já que no equipamento desenvolvido nesta pesquisa tem uma célula de carga de 20 toneladas enquanto o equipamento do LEGG contém uma célula de carga de 1 tonelada.

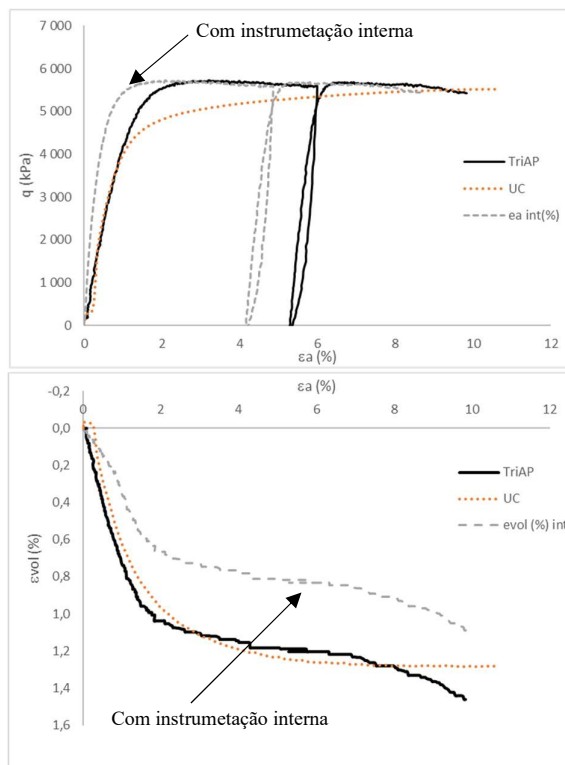


Figura 3.38 – Comparação entre os ensaios de validação realizados para $p' = 2000$ kPa.

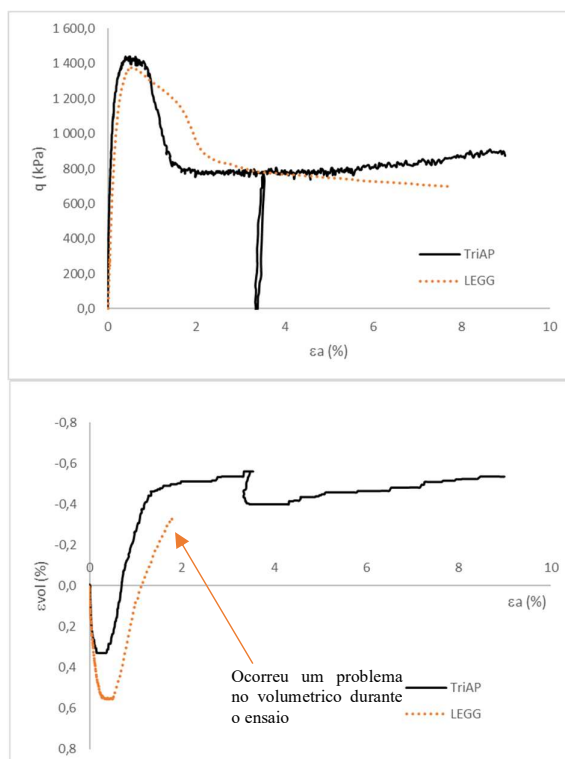


Figura 3.39 - Comparação entre os ensaios de validação realizados para $p' = 250$ kPa.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo descreve os procedimentos experimentais realizados na pesquisa, os materiais utilizados, as características dos equipamentos e as normas seguidas para a realização de ensaios de resistência não confinada (resistência à compressão diametral e simples) e ensaios triaxiais de uma areia artificialmente cimentado. Para isso foi realizado um planejamento de ensaios específico para cada tipo de ensaio de modo a verificar-se a variação da razão tração-compressão em função do tempo de cura para os ensaios de resistência não confinada e, para os ensaios triaxiais, qual o efeito da cura sob tensão para altas tensões efetivas, em comparação com cura realizada sob uma pressão atmosférica.

As variáveis da presente pesquisa podem ser classificadas em três grupos: variáveis investigadas, variáveis fixas e variáveis de resposta.

4.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

4.2.1 Ensaios de Resistência não Confinada.

O programa experimental foi elaborado com a intenção de verificar-se a razão entre os resultados de tração e compressão seria um valor intrínseco da mistura de areia de Osório com cimento ou se esse parâmetro poderia ter alguma variação com o tempo de cura. Consoli *et al.* (2010) demonstraram que, para 7 dias de cura, a razão da tração com a compressão (q_t/q_u) teria um valor de 0,15, ou seja, na média a resistência à tração é 15% da resistência à compressão simples. Para isso desenvolveu-se um programa experimental, apresentado na Tabela 4.1, de ensaios de compressão simples e diametral para um tempo de cura inferior, de 3 dias de cura, e de ensaios de compressão diametral para completar os ensaios de compressão simples já existentes para 28 dias de cura, que podem ser encontrados em Consoli *et al.* (2011a). A medição da sucção não foi realizada já que Caberlon (2008) e Consoli *et al.* (2010) analisaram essa variável e concluíram que poderia ser desconsiderada por apresentar valores baixos em

relação aos valores da resistência à compressão simples ($\text{sução}_{\text{média}}/\text{RCS}_{\text{média}}=1,65\%$) e de compressão diametral ($\text{sução}_{\text{média}}/\text{RCD}_{\text{média}}=2,5\%$), respectivamente. De modo a se complementar e expandir os resultados já existentes as variáveis utilizadas no estudo (índice de vazios e porcentagem de cimento) são as mesmas utilizadas por Consoli *et al.* (2010). Assim, as variáveis investigadas são:

- a) *Índice de vazios do solo-cimento*: expressa através da porosidade (η) ou da massa específica aparente seca (γ_d) da mistura compactada;
- b) *Teor de cimento (C_i)*: massa de cimento dividida pela massa de solo seco, expressa em porcentagem;
- c) *Tempo de cura*

As variáveis fixas são:

- a) *Tipo de solo*: areia de Osório;
- b) *Tipo de agente cimentante*: cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI);
- c) *Taxa de deformação nos ensaios de resistência não confinada*: 1,14% por minuto.
- d) *Teor de umidade na moldagem*: 10%

As variáveis de resposta foram:

- a) Resistência à compressão simples (q_u);
- b) Resistência à compressão diametral (q_t);

As variáveis de ruído foram:

- a) Operador;
- b) Sensibilidade da balança;
- c) Precisão do paquímetro;

Tabela 4.1 - Programa de ensaios de compressão não confinada

Ensaio	Índice de vazios	% Cimento utilizado	Tempo Cura	N. ° de ensaios
Compressão Diametral	0,64	1, 2, 3, 5, 7, 9 e 12	3	21
			28	21
	0,70	1, 2, 3, 5, 7, 9 e 12	3	21
			28	21
	0,78	1, 2, 3, 5, 7, 9 e 12	3	21
			28	21
Compressão Simples	0,64	1, 2, 3, 5, 7, 9 e 12		21
	0,70	1, 2, 3, 5, 7, 9 e 12	3	21
	0,78	1, 2, 3, 5, 7, 9 e 12		21
			Total	189

4.2.2 Ensaios Triaxiais

Como descrito no capítulo 1 o principal objetivo do programa de ensaios era avaliar o efeito da cura sob tensão para altas tensões efetivas médias de solos cimentados, em especial de uma areia artificialmente cimentada.

Como a realização dos ensaios triaxiais estava diretamente dependente do desenvolvimento do equipamento triaxial proposta para este trabalho, se optou, devido à limitação de tempo, pela realização de um conjunto de ensaios que serviam de base de comparação para todos os casos e somente trocar uma das variáveis utilizadas nesse conjunto de ensaios. De modo a se conseguir algum tipo de comparação com resultados existentes na bibliografia foram utilizadas as mesmas razões vazios/cimento (η/C_{iv}) que Consoli *et al.* (2009a) (10, 17 e 30). Como os autores mostraram, não existe diferenças relevantes no comportamento de ensaios triaxiais a quando da utilização de um mesmo η/C_{iv} , mas obtido com diferentes valores de η e C_{iv} . Para o estudo de amostras curadas sob tensão, o processo de cura não pode ter sido iniciado até ao momento de aplicação da tensão efetiva a que essa amostra vai ser curada. Devido a esse fato, a quando da montagem da amostra na câmara triaxial, esta teria um comportamento semelhante ao de uma areia, já que as ligações cimentantes ainda não teriam começado a ser criadas. Então para que seja possível uma certa manuseabilidade da amostra, decidiu-se, na moldagem das amostras de areia artificialmente cimentadas se utilizar o menor índice de vazios previsto para o programa de ensaios de resistência não confinada. Com esses dois parâmetros (índice de vazios e η/C_{iv}) se calculou a porcentagem de cimento necessário para se atingir a razão

vazios/cimento desejada. Levando em consideração todos estes fatores, as variáveis investigadas foram:

- a) *Tipo de cura*: sob tensão ou atmosférica;
- b) *Relação vazios/cimento (η/C_{iv})*: definida pela porosidade da mistura compactada (η) dividida pelo teor volumétrico de cimento (C_{iv})
- c) *Tempo de cura*

As variáveis fixas foram:

- a) *Tipo de solo*: areia de Osório;
- b) *Tipo de agente cimentante*: cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI);
- c) *Velocidade de cisalhamento*: 1mm/h;
- d) *Tipo de ensaio*: Isotrópico e Drenado
- e) *Teor de umidade na moldagem*: 10%

As variáveis de resposta foram:

- a) Tensão Confinante;
- b) Contrapressão;
- c) Força Axial;
- d) Deslocamento Axial na amostra;
- e) Deslocamento Axial da Câmara Triaxial no Cisalhamento;
- f) Deslocamento Radial na amostra;
- g) Variação de Volume da amostra;

O conjunto de ensaios correspondentes a uma cura sob tensão durante 3 dias e moldados com um $\eta/C_{iv}=17$ correspondem à base de comparação. Foi em função destes ensaios que se realizou para outro tempo de cura (7 dias) para outros valores de moldagem (10 e 30) e para outro tipo de cura (atmosférica para 3 dias de cura e um $\eta/C_{iv}=17$).

De modo a se ter um comportamento da areia de Osório foram também realizados ensaios triaxiais em amostras somente de areia com um índice de vazios equivalente a uma mistura com $\eta/C_{iv}=17$. Para facilitar a comparação de resultados será apresentado para esses ensaios o código 17*. Resumidamente a Tabela 4.2 apresenta as variáveis investigadas no programa de ensaios triaxiais.

Infelizmente, devido a problemas técnicos no equipamento triaxial as tensões de estudo foram limitadas a 4000 kPa.

Tabela 4.2 – Variáveis investigadas no programa de ensaios triaxiais

Tipo Cura	Tempo de cura (dias)	η/C_{iv}	% Ci	Tipo Ensaio	p'i (kPa)	Total
Só Areia	-	17*	-	Carregamento Axial	500, 2000, 4000	3
Cura sob Pressão Atmosférica	3	17	4,71	Carregamento Axial	250, 500, 2000, 4000	4
				p' constante	4000	1
				Descarregamento Lateral	4000	1
Cura sob Tensão dentro da Câmara Triaxial	3	10	8,35	Carregamento Axial	500, 2000, 4000	3
		17	4,71	Carregamento Axial	500, 2000, 4000	3
	7	30	2,6	Carregamento Axial	500, 2000, 4000	3
		17	4,71	Carregamento Axial	500, 2000, 4000	3
Total:						21

*ensaio com índice de vazios equivalente a $\eta/C_{iv}=17$

4.3 MATERIAIS

4.3.1 Areia de Osório

O solo utilizado neste trabalho foi uma areia proveniente do município de Osório/RS-Brasil (Figura 4.1). A areia de Osório caracteriza-se por apresentar uma granulometria fina, limpa, uniforme e não conter matéria orgânica. A curva granulométrica, determinada pôr um processo a laser no Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER), e os índices físicos, determinados no LEGG, são apresentados, respectivamente, na Figura 4.2 e na Tabela 4.3. A Figura 4.3 mostra uma amplificação da areia em estudo em 40 e 500 vezes, observando-se que a areia é visualmente composta por grãos com tamanho uniforme, sendo estes pouco arredondados e com uma rugosidade moderada.



Figura 4.1 - Localização da cidade de Osório/RS – Brasil (imagens Google Maps – acessado em 01/07/2014)

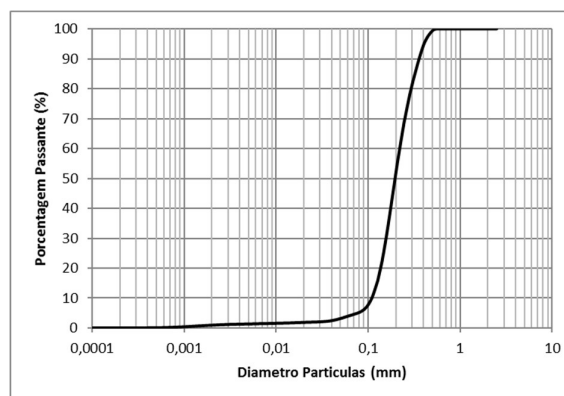


Figura 4.2 – Curva granulométrica da Areia de Osório (laser)



Figura 4.3 – Areia de Osório: a) Ampliada 40 vezes e b) Ampliada 500 vezes por microscopia eletrônica de varredura (Dalla Rosa, 2009).

Tabela 4.3 – Índices Físicos da Areia de Osório

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos, G_s (g/cm^3)	2,65
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,11
Coefficiente de curvatura, C_c	1,15
Diâmetro D_{10} (mm)	0,11
Diâmetro D_{50} (mm)	0,20
Diâmetro D_{90} (mm)	0,36
Índice de vazios mínimo, e_{\min}	0,60
Índice de vazios máximo, e_{\max}	0,90

4.3.2 Cimento

O material cimentante utilizado foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI), embora contemplado pela ABNT com uma norma separada do cimento Portland comum, é na verdade um tipo peculiar deste. Este tipo de cimento tem a característica de atingir altas resistências com poucos dias de aplicação, atingindo, por exemplo, aos 7 dias de idade, cerca de 80% da resistência obtida aos 28 dias ou uma resistência semelhante se for usado cimento Portland CPIII para 28 dias de cura ou, ainda, atingindo uma resistência equivalente para 28 dias utilizando os cimentos CP IV, CP II e CP I-S somente com 3 dias de cura com o uso do cimento CP V, como ilustrado na Figura 4.4. O desenvolvimento da alta resistência inicial é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo a que, ao reagir com a água, ele adquira elevadas resistências mais rapidamente (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Composição do cimento Portland de alta resistência inicial (adaptado de ABCP, 2002)

Tipo de cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Norma Brasileira
		Clínquer + gesso	Material carbonático	
Alta resistência inicial	CP V - ARI	100 - 95	0 - 5	NBR 5733

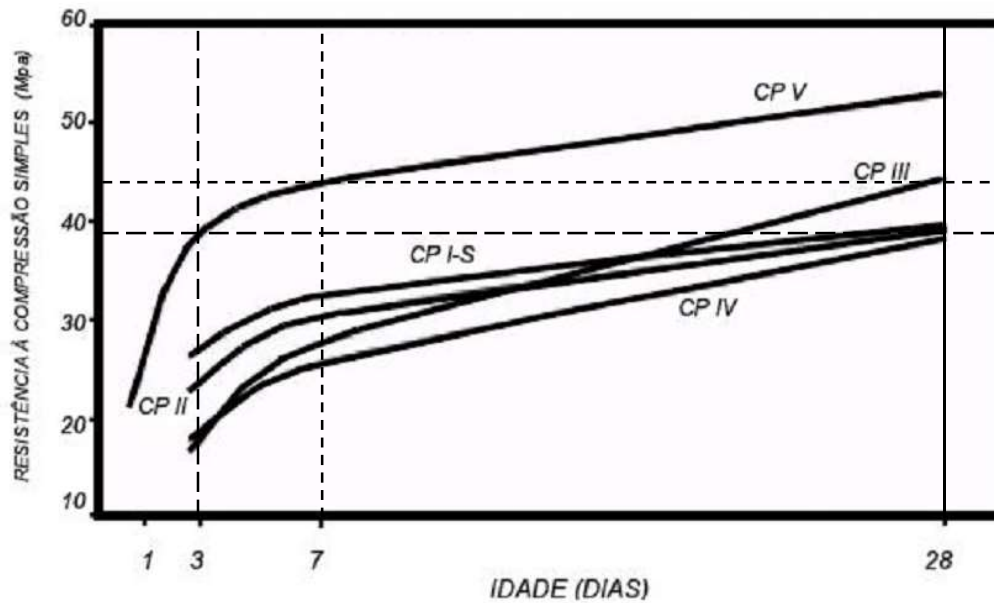


Figura 4.4 – Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (adaptado de ABCP, 2002)

A norma brasileira NBR 6118/14 apresenta uma relação entre a resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) e a resistência característica do concreto (f_{ck}) para tempos de cura até uma idade de 28 dias através da equação:

$$f_{cd} = \beta_1 \times f_{ck} \quad (4.1)$$

Em que:

$$\beta_1 = \exp\{s[1 - (28/t)^{1/2}]\} \quad (4.2)$$

Onde:

$s=0,38$ para concreto de cimento CPIII e IV;

$s=0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$s=0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

t é a idade efetiva do concreto, em dias.

A Tabela 4.5 e a Figura 4.5 mostram os resultados da aplicação da equação 4.1 e 4.2 e revelam um comportamento semelhante ao apresentado pela Associação Brasileira de Cimento Portland

(ABCP), onde até 3 dias de cura a resistência cresce de forma rápida e linear, seguindo-se uma zona transição, onde a taxa de ganho de resistência diminui até estabilizar numa taxa constante de ganho a partir, sensivelmente, dos 7 dias até aos 28 dias de cura.

Tabela 4.5 – Ganho resistência previsto pela NBR 6118/14 em função do tempo de cura para diferentes tipos de cimentos.

Cimento	Ganho de resistência prevista pela NBR 6118/14					
	1 Dia	2 Dias	3 Dias	7 Dias	14 Dias	28 Dias
CP III e IV	19.6%	35.3%	45.8%	68.4%	85.4%	100.0%
CP I e II	34.2%	50.4%	59.8%	77.9%	90.2%	100.0%
CPV - ARI	42.4%	57.8%	66.3%	81.9%	92.0%	100.0%

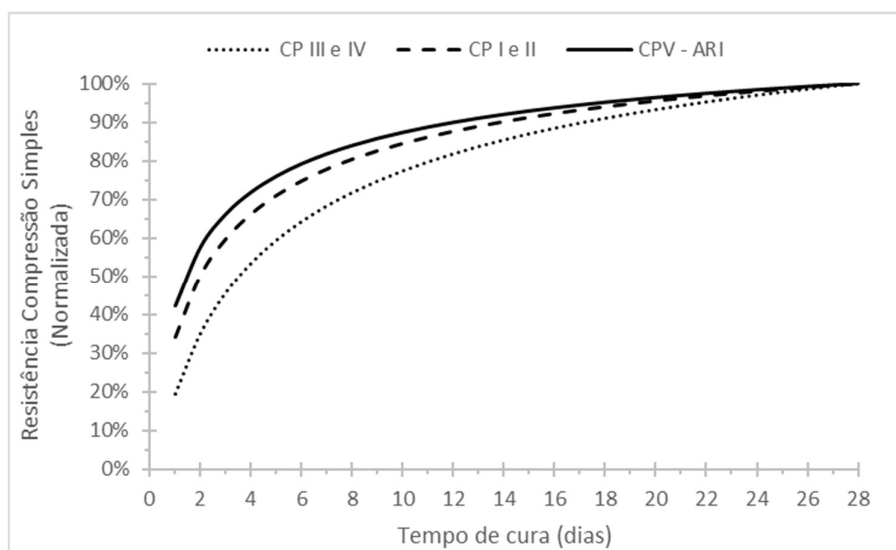


Figura 4.5 - Ganho resistência prevista pela NBR 6118/14 em função do tempo de cura para diferentes tipos de cimentos.

Foppa (2005) e Lopes Junior (2007) determinaram a massa específica do cimento, seguindo as recomendações da NBR NM 23/2001, obtendo um valor médio de $3,15 \text{ g/cm}^3$.

4.3.3 Água

No processo de moldagem dos corpos de prova foi utilizada água destilada.

4.4 MÉTODOS

4.4.1 Preparação das Amostras

A preparação das amostras de solo para a moldagem dos corpos de prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiração e determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos estabelecidos na norma NBR 6457/1986.

4.4.2 Moldagem e Cura dos Corpos de Prova

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples e diametral é realizada num molde tripartido com 5 cm e 10 cm, respectivamente, de diâmetro e altura (Figura 4.6). A confecção dos corpos de prova foi realizada através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenamento e cura, seguindo a norma NBR 12024/2012.

Após a pesagem dos materiais (solo, cimento e água) (Figura 4.7a,b) com resolução de 0,01 g, o solo e o cimento eram misturados até que a mistura adquirisse uma coloração uniforme (Figura 4.7c), sendo depois adicionada a água (Figura 4.7d) ao processo continuando a mistura até que a homogeneidade fosse obtida (Figura 4.7e). Após a mistura dos materiais, a quantidade de solo-cimento necessária para a confecção de um corpo de prova era compactada em três camadas (Figura 4.7f), de modo a se obter as especificações de teor de umidade e massa específica aparente seca (Figura 4.7g). Concluído o processo de moldagem, o corpo de prova era extraído do molde (Figura 4.7h) e sua massa (Figura 4.7i) e dimensões (diâmetro e altura) (Figura 4.7j) eram anotados com resolução de 0,01 g e 0,1 mm, respectivamente, e acondicionado num saco de plástico adequadamente identificado e vedado (Figura 4.7l) para evitar variações significativas no teor de umidade. Os corpos de prova obtidos eram armazenados, ficando num processo de cura durante 3 ou 28 dias, sendo que o último dia a cura era realizada com o corpo de prova submerso em água, visando aproximar uma condição de saturação. Os corpos de prova que cumpriam os seguintes requisitos abaixo eram considerados aptos para o ensaio de compressão simples ou de compressão diametral:

- *Índice de Vazios (e):* variação máxima de $\pm 1\%$ do valor de e efetivamente obtido na moldagem dividido pelo valor de e definido como meta;
- *Teor de umidade (ω):* $10\% \pm 1\%$;
- *Dimensões:* diâmetro $50 \pm 0,5$ mm e altura 100 ± 1 mm.



Figura 4.6 – Molde tripartido utilizado na moldagem dos corpos de prova.

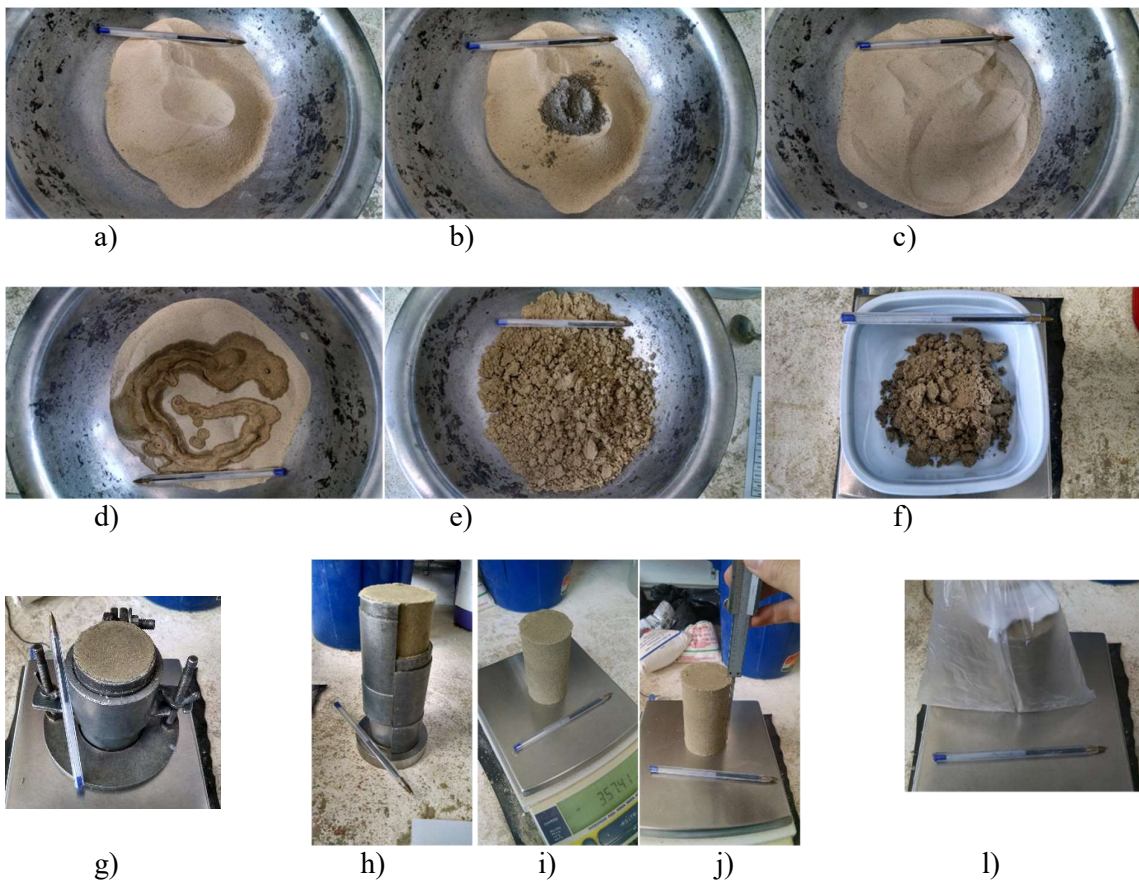


Figura 4.7 – Processo moldagem de um corpo de prova: a) Pesagem areia; b) Adição do cimento; c) Mistura areia-cimento; d) Adição água; e) Mistura água com areia e cimento; f) Pesagem de uma camada; g) final compactação; h) desmoldagem; i) pesagem; j) medições; l) acondicionamento no saco plástico.

4.4.4 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Os ensaios de resistência à compressão simples tem sido utilizados em muitos programas experimentais relatados na literatura (Ingles & Metcalf, 1972; Clough *et al.*, 1981; Acar & El-Thair, 1986; Huang & Airey, 1998; Schnaid *et al.*, 2001; Ismail *et al.*, 2002; Consoli *et al.*, 2007, Consoli *et al.*, 2011, Marques *et al.*, 2014) quando se deseja verificar a efetividade da estabilização com cimento ou acessar a aspectos relativos à importância de fatores influentes sobre a resistência de solos cimentados. Várias são as razões para a utilização deste ensaio, como por exemplo, a experiência acumulada na área do concreto, ser um ensaio simples e de rápida execução, com um baixo custo, confiável e amplamente difundido no meio técnico.

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma prensa automática com uma capacidade máxima de 50 kN, utilizando um anel dinamométrico calibrado, com capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN (Figura 4.8), seguindo os procedimentos gerais descritos na norma NBR 12025/2012. A velocidade de deslocamento dos ensaios foi de 1,14 mm por minuto.

Como critério de aceitação para o ensaio à compressão simples, estipulou-se que a resistência individual de cada três corpos de prova moldados não se afastava mais de 10% da resistência média desse conjunto, como indicado pela norma NBR 12253/2012. Para a determinação da resistência de compressão simples (q_u) é verificada qual a força máxima de ruptura (F) registrada durante o ensaio, que será dividida pela área do corpo de prova (A_c), como mostra a equação 4.3.

$$q_u = \frac{F}{A_c} \quad (4.3)$$



Figura 4.8 – Prensa e anel utilizados no ensaio de compressão simples.

4.4.5 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral

As dificuldades associadas à realização de ensaios uniaxiais diretos de tração levaram ao desenvolvimento de diversos métodos “indiretos” para avaliar a resistência à tração. Esses métodos são chamados de indiretos pois não envolvem a criação de um estado homogêneo de tensão de tração no corpo de prova, mas sim uma configuração não homogênea de tensão de tração em algumas regiões da amostra. O valor exato da tensão de tração, no local onde tem início os primeiros indícios de ruptura, podem ser encontrados através da resolução das equações de elasticidade.

O ensaio por compressão diametral, também conhecido como ensaio brasileiro, é o método “indireto” mais popular para a determinação da resistência à tração. Ele foi desenvolvido em 1943 por Lobo Carneiro, quando ensaiava rolos de concreto que serviriam para deslocar uma igreja histórica, datada de 1732, com o objetivo de evitar a demolição desta.

A solução proposta, deslocar a igreja sobre rolos de concreto de 60 cm de diâmetro, tinha que ser estudada, já que outros casos de transporte de construções tinham sido realizados sobre rolos de aço. Assim, quando colocaram o rolo de concreto numa prensa, de uma forma semelhante à

que eles iam ser solicitados em serviço, ou seja, submeteram um corpo de prova cilíndrico entre duas placas rígidas (comparadas com a amostra em estudo) e com a aplicação de uma carga linear W (ao longo de todo o comprimento axial do cilindro) em dois pontos de carga opostos, como mostra a Figura 4.9a, a ruptura se deu de uma maneira completamente diferente dos rolos de aço: o rolo se partiu em dois, através de uma fissura vertical (Figura 4.9b).

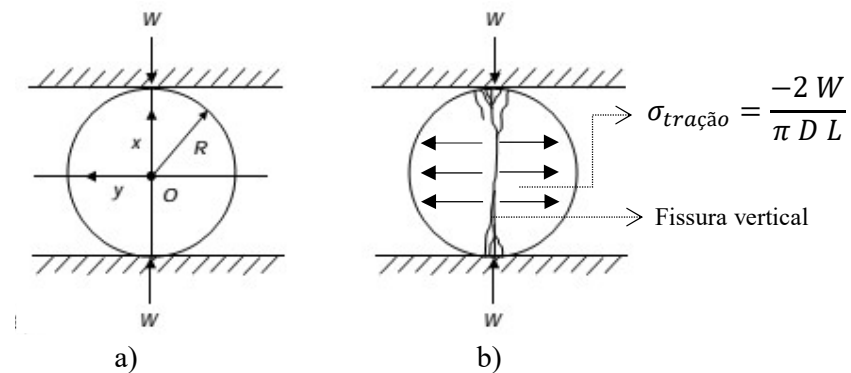


Figura 4.9 – a) Cilindro comprimido entre duas superfícies paralelas pela carga em linha W e b) ruptura típica por este tipo de carregamento (adaptado de Jaeger *et al.*, 2007).

Através do sistema de coordenadas considerado na Figura 4.9a as tensões ao longo do diâmetro vertical (coincidente com a aplicação da carga W) podem ser determinadas, no plano xy , pelas equações 4.4 e 4.5,

$$\sigma_{xx} = \frac{-W}{\pi R} \quad (4.4)$$

$$\sigma_{yy} = \frac{W(3R^2 + x^2)}{\pi R(R^2 - x^2)} \quad (4.5)$$

Por simetria, estas tensões são as tensões principais e ocorrem no eixo vertical, através do qual a carga passa. A tensão mínima principal, σ_{xx} (equação 4.4) é uniforme e de tração ao longo deste inteiro eixo. A tensão máxima principal, σ_{yy} (equação 4.5) é de compressão e atinge o seu valor máximo perto das placas e o seu valor mínimo no centro do disco. No centro do disco, ou seja, para $x=0$, as duas tensões principais ficam:

$$\sigma_{xx} = \frac{-W}{\pi R} \quad (4.6)$$

$$\sigma_{yy} = \frac{3W}{\pi R} \quad (4.7)$$

Quando uma amostra cilíndrica é comprimida desta forma, a ruptura ocorre tipicamente por uma fratura em extensão no plano diametral carregado, ou muito perto, como se pode observar pela Figura 4.9b, e geralmente assume-se que a ruptura é o resultado de tensões de tração; que podem ser determinadas pela equação 4.6. Como o disco representa um estado plano de tensões, a tensão de tração de um cilindro pode ser dada pela equação 4.8, onde L é o comprimento e D o diâmetro desse mesmo cilindro.

$$\sigma_{tração} = \frac{-2W}{\pi DL} \quad (4.8)$$

Os valores da resistência à tração medidos desta forma têm apresentado uma boa reprodutibilidade e uma concordância muito razoável com os valores obtidos em tensão uniaxial (Jaeger *et al.*, 2007) enquanto a norma NBR 6118/2014 indica que a resistência à tração direta é igual a 90% da resistência à tração indireta, devido a presença de uma parcela de compressão existente no ensaio, como se verifica na Figura 4.10, em que o valor da tração é ligeiramente inferior ao obtido para um ensaio uniaxial de tração

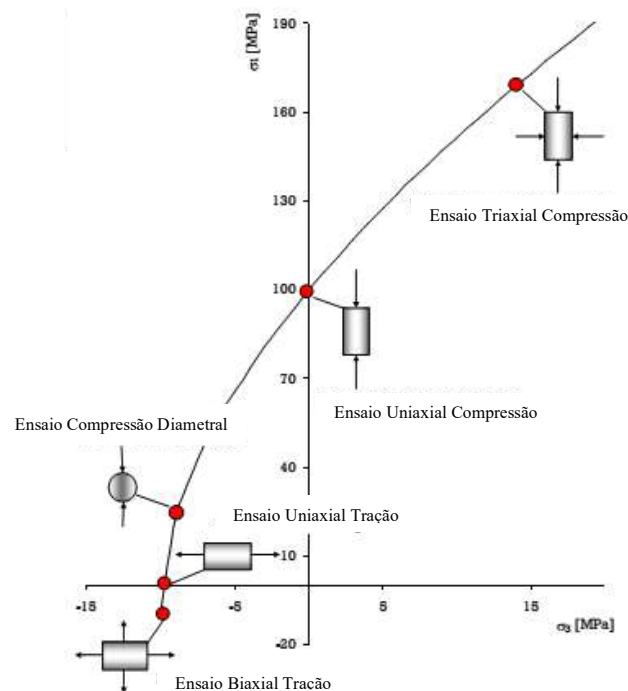


Figura 4.10 – Posição relativa de ensaios numa possível envoltória de resistência.

O ensaio de tração por compressão diametral tem sido usado para determinar a resistência à tração de arenitos e siltitos (Hobbs, 1964 apud Jaeger *et al.*, 2007), de areias artificialmente cimentadas (Consoli *et al.*, 2010) ou até de solos residuais artificialmente cimentados (Consoli *et al.*, 2011).

Os ensaios de compressão diametral deste trabalho, realizados na mesma prensa apresentada no ponto 4.4.4, seguiram a norma NBR 7222/2011.

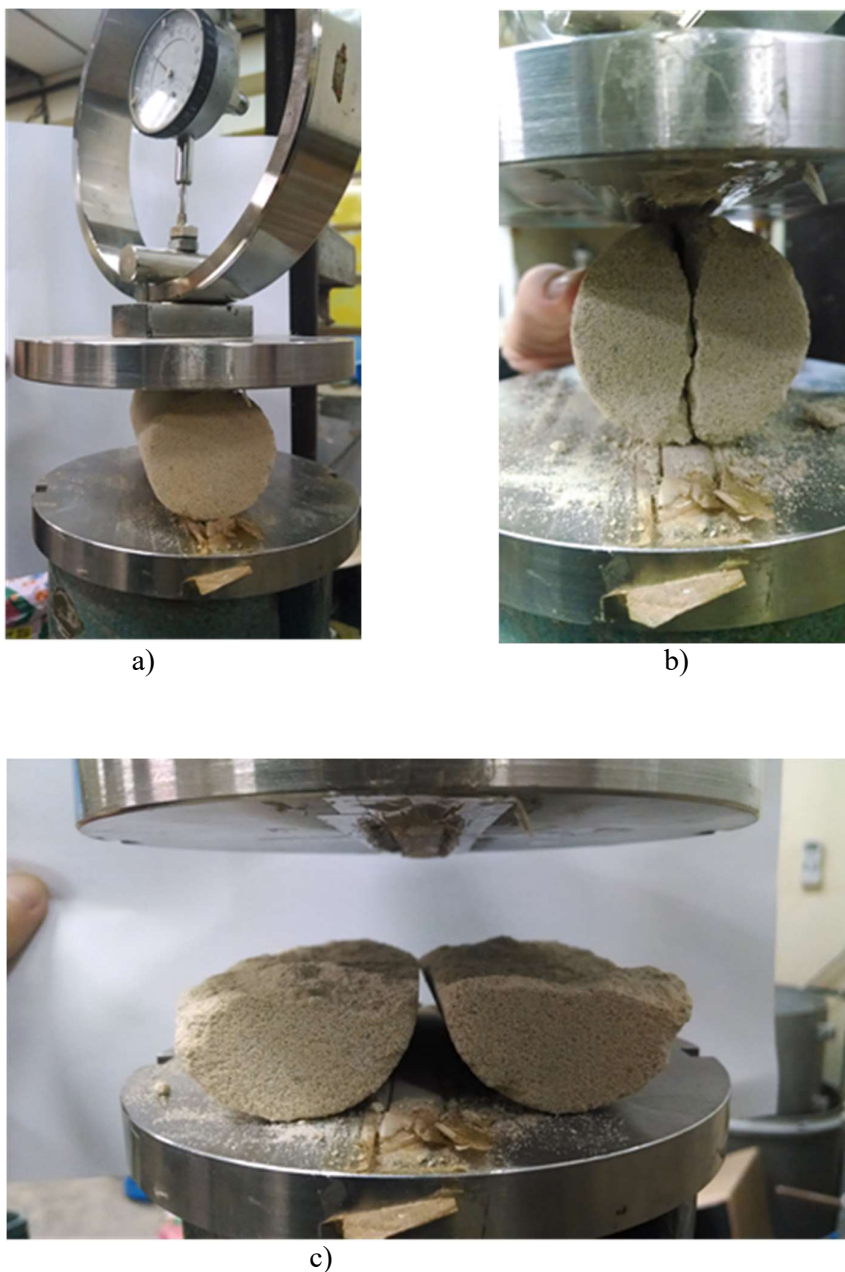


Figura 4.11 – Ensaio Compressão Diametral: a) Prensa e anel utilizados; b) momento na ruptura; c) ruptura típica.

4.4.6 Ensaios Triaxiais

O processo de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais foi igual ao descrito no ponto 4.4.2. Se o tipo de cura fosse atmosférica o procedimento no final da moldagem era exatamente igual, ou seja, o corpo de prova em embalado e guardado durante o tempo de cura estipulado. Se o processo de cura fosse sob tensão, logo após a medição do peso e das suas medidas o corpo de prova era levado para a câmara triaxial a fim de ser sujeito a aplicação da respectiva tensão efetiva de cura definida no planejamento de ensaios. Independentemente do tipo de cura o processo de montagem do corpo de prova na câmara triaxial era idêntico e se procedia da seguinte maneira. Primeiramente se preparava uma membrana de látex com as marcações necessárias à aplicação da instrumentação interna no corpo de prova (Figura 4.12a). Devido ao top-cap existente dentro da câmara triaxial ser fixo, utilizou-se um molde bipartido para a aplicação da membrana ao corpo de prova (Figura 4.12b) e posterior colocação, juntamente com os anéis de vedação, sob o pedestal e o top-cap (Figura 4.12c). Em seguida foi aplicado uma leve sucção (menor do que 10 kPa) de modo a verificar-se a integridade da membrana e para os ensaios com cura sob tensão e os ensaios somente com corpo de prova de areia, de modo a obter-se uma estabilidade temporária da amostra. Findo isso instalou-se a instrumentação interna (Figura 4.12d) constituída por dois medidores de deformação axial e um medidor de diâmetro. Seguiu-se a colocação da câmara triaxial com a ajuda de um guincho devido ao peso desta (Figura 4.12e), procedendo-se, logo em seguida à colocação da reação superior, ao mesmo tempo que era instalada a célula de carga (Figura 4.12f) e o medidor axial externo (Figura 4.12g). Depois da colocação da câmara já não era possível ter contato visual com a amostra, então a sua integridade era monitorada pelo software desenvolvido para o controle do equipamento triaxial. Em relação ao início do ensaio, primeiramente eram introduzidos os dados iniciais do respectivo ensaio (Figura 3.31) seguindo-se o enchimento da câmara triaxial (Figura 3.32). Neste ponto divergem os ensaios, se a cura era realizada sob tensão, se procedia, logo após a finalização do enchimento da câmara o ensaio de consolidação até à tensão efetiva média pré-definida (Figura 3.33). Se a cura era atmosférica (ou ensaios só com areia) se seguia o procedimento normalmente adoptado para ensaios triaxiais. Para este trabalho foram seguidos os procedimentos usuais com base na experiência do laboratório LEGG e as indicações de Head. Primeiramente se procedia à percolação do corpo de prova até que o volume de água passado na amostra fosse igual ou superior a duas vezes o volume de vazios da mesma. Devido ao tipo de material que foi estudado (areia) esse procedimento costumava ser bastante rápido. Com a percolação realizada, se procedia à

saturação através de uma taxa constante de tensão. Neste estudo não foram realizadas medições do parâmetro B de saturação devido aos efeitos oriundos da ciclagem imposta durante a medição desse parâmetro que poderiam danificar a estrutura das amostras cimentadas (Bressani & Vaughan, 1989). Finalizada a saturação, era realizada a consolidação da amostra a uma taxa de 50 kPa/h. Para as amostras curadas sob tensão essa taxa era de 500 kPa/h de modo a garantir que todo o processo, desde o início da moldagem até o final da aplicação das tensões na amostra não excedia 1h, que é o tempo mínimo que a NBR-5733 estipula para que o processo da pega do cimento se inicie. Para todos os ensaios realizados com cura sob tensão todo o procedimento foi realizado sempre inferior a 1h. Finalizado todas as fases se procedia para o cisalhamento a uma taxa de 1mm/h.

Na análise dos resultados foram realizadas as correções de área propostas por La Rochelle *et al.* (1986) e por Head (2006) para os tipos de ruptura por embarrigamento e/ou deslizamento.

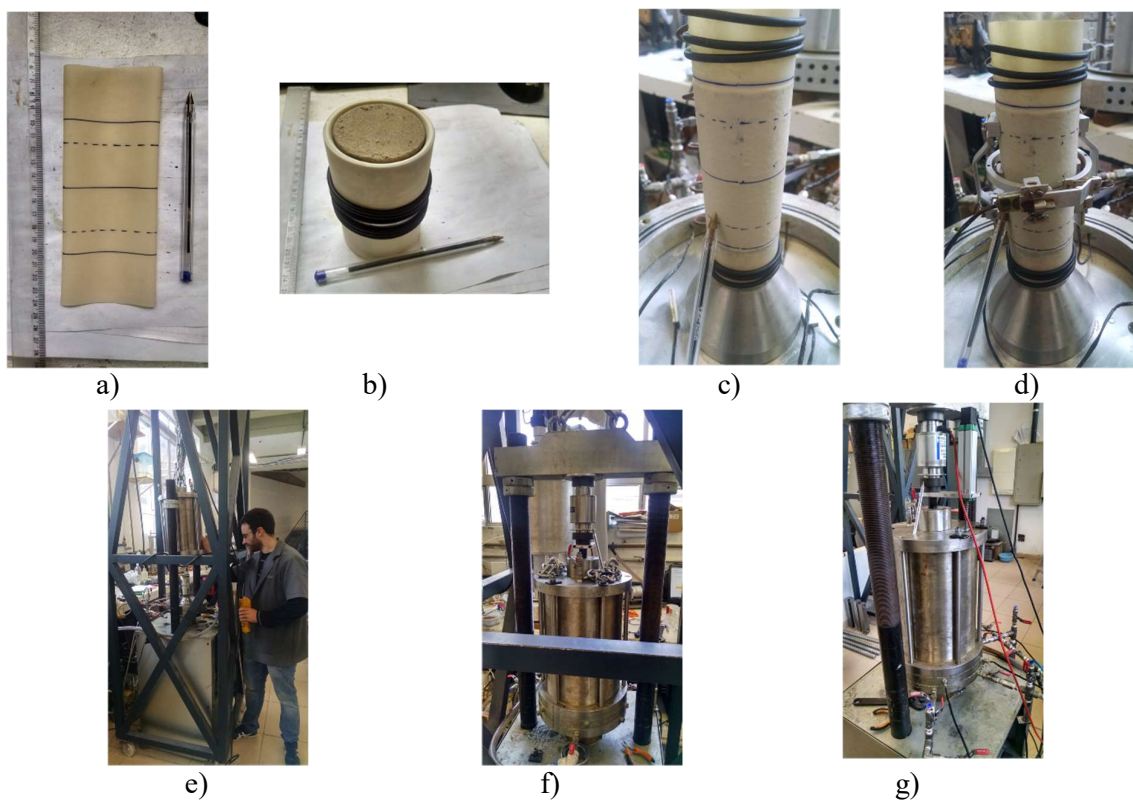


Figura 4.12 Procedimentos montagem de um corpo de prova para um ensaio triaxial: a) preparação membrana látex; b) colocação membrana; c) colocação no pedestal e top-cap; d) colocação da instrumentação interna; e) colocação da câmara; f) colocação da reação superior e da célula de carga; g) colocação do medidor de deformação externa.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo tratará da apresentação e da análise dos resultados dos ensaios realizados durante este trabalho. Para uma melhor apresentação, os resultados foram divididos em duas partes. A primeira parte concerne aos ensaios de resistência à compressão simples e de compressão diametral realizados com areia de Osório e cimento CP V, que foram comparados com os resultados de Consoli *et al.* (2010) e Consoli *et al.* (2011a). No seguimento será proposto um modelo de comportamento de resistência sem confinamento de misturas de materiais granulares com cimento. A segunda parte é referente à análise dos resultados de ensaios triaxiais, com aplicações de até altas tensões confinantes, da areia de Osório artificialmente cimentada e com o processo da cura a ser realizada sob tensão e com a pressão atmosférica. Com bases em todos os resultados obtidos (ensaios de resistência com e sem confinamento) será proposto, no capítulo 6, um modelo de simulação do comportamento tensão-deformação de ensaios de carregamento triaxial.

5.1 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

5.1.1 Considerações Iniciais

Este ponto do capítulo apresenta os resultados, e sua respectiva análise, dos ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e dos ensaios de resistência à compressão diametral (RCD) em amostras de areia de Osório com cimento, tendo em vista um dos objetivos deste trabalho.

Inicialmente serão apresentados os resultados dos ensaios de RCS, seguindo-se o dos ensaios de RCD para 3, 7 e 28 dias de cura. Finalizada a análise individual por tipo de ensaio, em que foi estudado a resistência em função do teor de cimento (C_i), da porosidade (η) e da razão

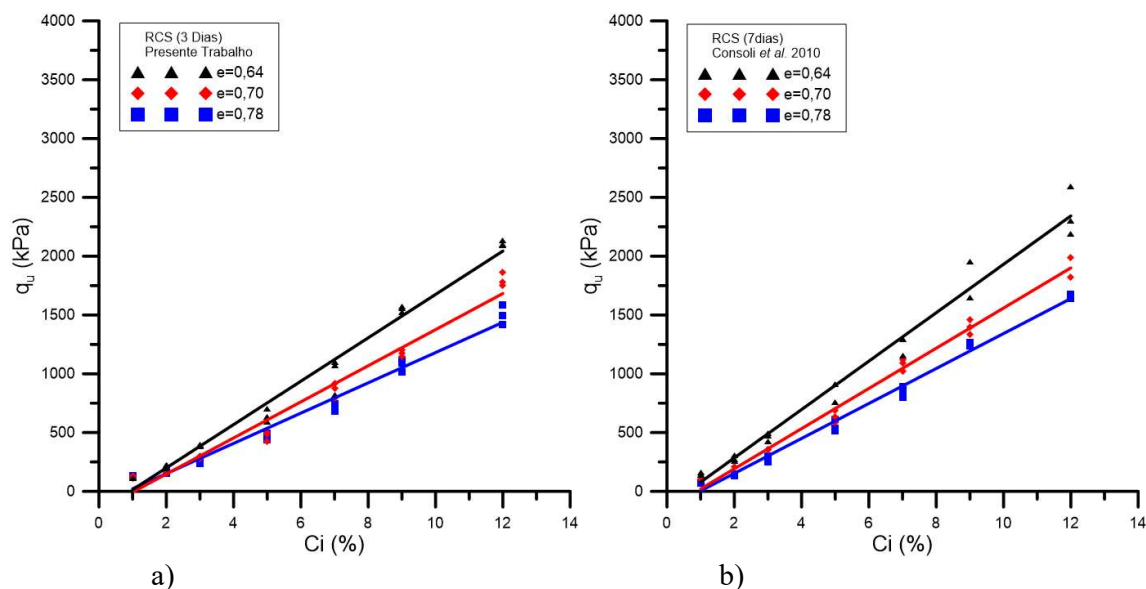
porosidade com o teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}), verificou-se se a relação tração-compressão [$q_t/q_u=0,15$ (Consoli *et al.*, 2010)] é, ou não, função do tempo de cura.

Como enunciado no capítulo anterior, os resultados dos ensaios de RCS e RCD para 7 dias de cura foram obtidos a partir de Consoli *et al.* (2010) e os ensaios de RCS para 28 dias de cura podem ser encontrados em Consoli *et al.* (2011a).

Para não sobrecarregar esta seção com as extensas tabelas de resultados dos ensaios, elas serão apresentadas no Apêndice B.

5.1.2 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Os resultados obtidos seguem a mesma tendência dos resultados encontrados na bibliografia para solos granulares (Consoli *et al.*, 2010; 2011a; 2012a; Floss, 2012; Santos *et al.*, 2013), onde se verifica o aumento da RCS (q_u) com o acréscimo da porcentagem de cimento (C_i), sendo tanto maior quanto menor o índice de vazios (e) (Figura 5.1). Se se comparar a RCS (q_u) com a porosidade (η), verifica-se que, quanto maior a porosidade (η) menor irá ser a resistência à compressão simples (q_u), sendo que esse efeito é mais notório quanto maior a porcentagem de cimento (C_i) (Figura 5.2). De salientar que os diferentes dias de cura (3, 7 e 28) utilizados neste trabalho apresentam as tendências descritas anteriormente, apresentando uma RCS (q_u) tanto maior quanto maior o tempo de cura.



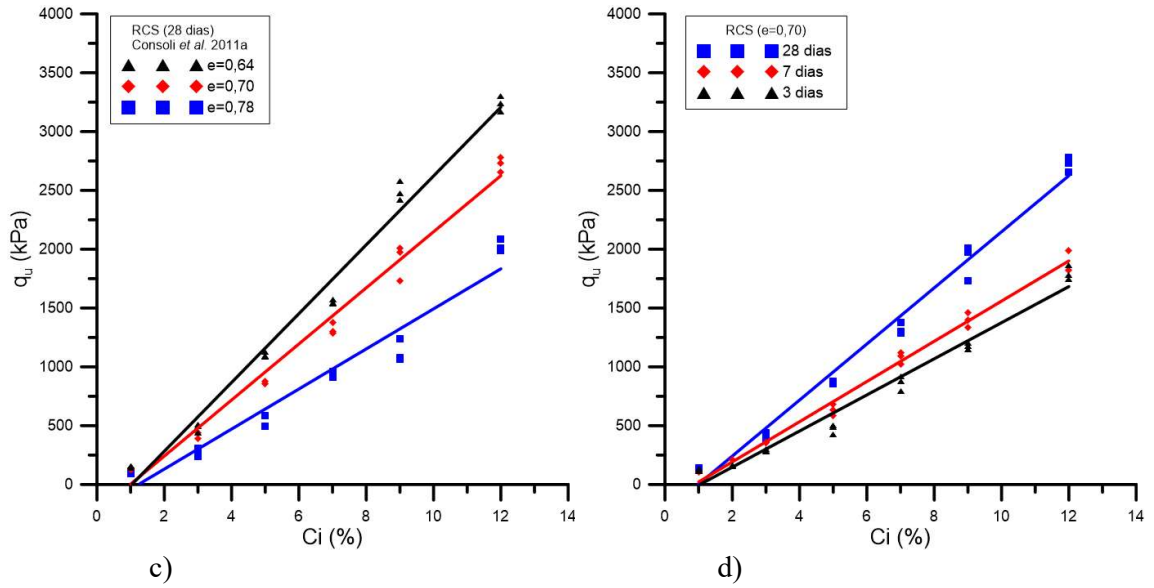
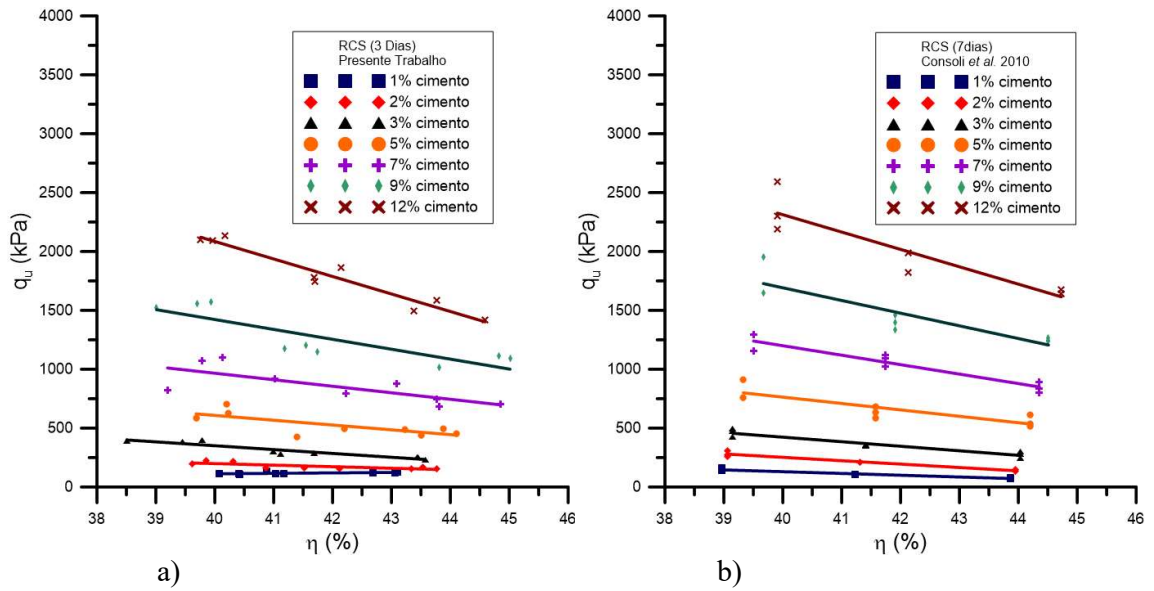


Figura 5.1 – Resistência compressão simples (q_u) vs porcentagem cimento (C_i) em função do indicie vazios (e) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) 3, 7 e 28 dias de cura e um $e=0,70$.



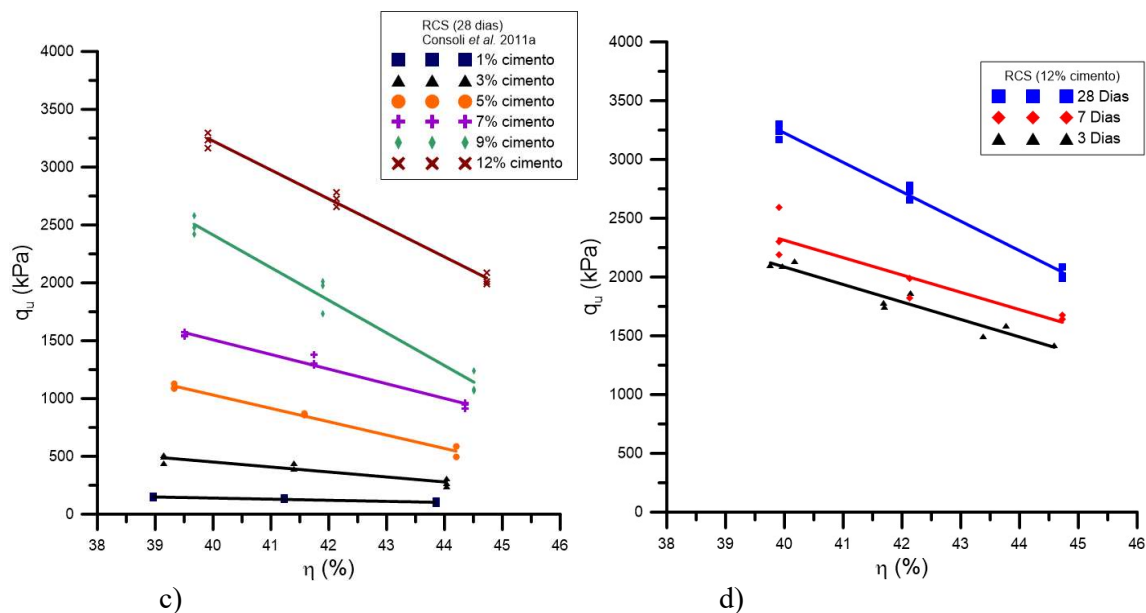


Figura 5.2 – Resistência compressão simples (q_u) vs porosidade (η) em função da porcentagem de cimento (C_i) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) 3, 7 e 28 dias de cura com 12% cimento.

Da análise das Figuras 5.1 e 5.2 é possível salientar dois pontos importantes. O primeiro é que a diferença de resistência entre as amostras com 1 e 2% de cimento é, basicamente, residual, principalmente, para o menor tempo de cura. O segundo ponto mostra (Figura 5.1d e Figura 5.2d) que o aumento da resistência de 3 para 7 dias não é muito expressivo, devido ao tipo de cimento utilizado (CP V - cimento Portland de alta resistência inicial), como mostra a Figura 4.4. Nessa figura podemos verificar que o aumento da resistência é, praticamente, linear até aos 3 dias de cura e, a partir desse ponto, a taxa de crescimento da resistência sofre uma redução gradual até os 7 dias, onde o aumento da resistência volta a apresentar um comportamento linear, mas a uma menor taxa, até aos 28 dias de cura.

A Figura 5.3 apresenta, para os tempos de cura de 3, 7 e 28 dias, as curvas únicas de RCS (q_u) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}), que relaciona a porosidade (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}) através da seguinte equação:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_{ci}}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad (5.1)$$

Onde:

V_v = volume de vazios (água + ar) da amostra;

V_{ci} = volume de cimento da amostra;

V_{total} = volume total da amostra.

Verifica-se uma correlação satisfatória ($R^2 > 0,97$) com os resultados, que mostram que: quanto menor o valor da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) maior a RCS (q_u), existindo um aumento geral das resistências com o aumento do tempo de cura.

Como todas as equações da Figura 5.3 apresentam um mesmo formato, pode-se assumir a equação 5.2 como a equação padrão para representar os resultados de resistência vs vazios/cimento vs tempo de cura.

$$q_u = M \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-B} \quad (5.2)$$

Para que seja possível uma efetiva comparação dos resultados apresentado na Figura 5.3d é necessário que o expoente (B) das equações de tendência do comportamento de resistência seja igual. Por isso, forçou-se o expoente das 3 equações para o valor médio de 1,24 e recalculou-se o valor da grandeza M, ficando:

Tabela 5.1 – Determinação do novo M para B=1,24 dos ensaios de RCS.

Tempo cura (dias)	M	B
3	22315	1,24
7	24755	1,24
28	34049	1,24

Os resultados mostram que, em relação ao tempo de cura de 3 dias, a resistência para 28 dias de cura aumentou, em média, mais de 50% enquanto para um tempo de cura de 7 dias esse aumento foi inferior, em média, a 11%. Esses resultados vão ao encontro dos já visualizados e comentados para as Figuras 5.1 e 5.2. Em relação a 7 dias de cura, o aumento da resistência para o maior tempo de cura foi de quase 38%.

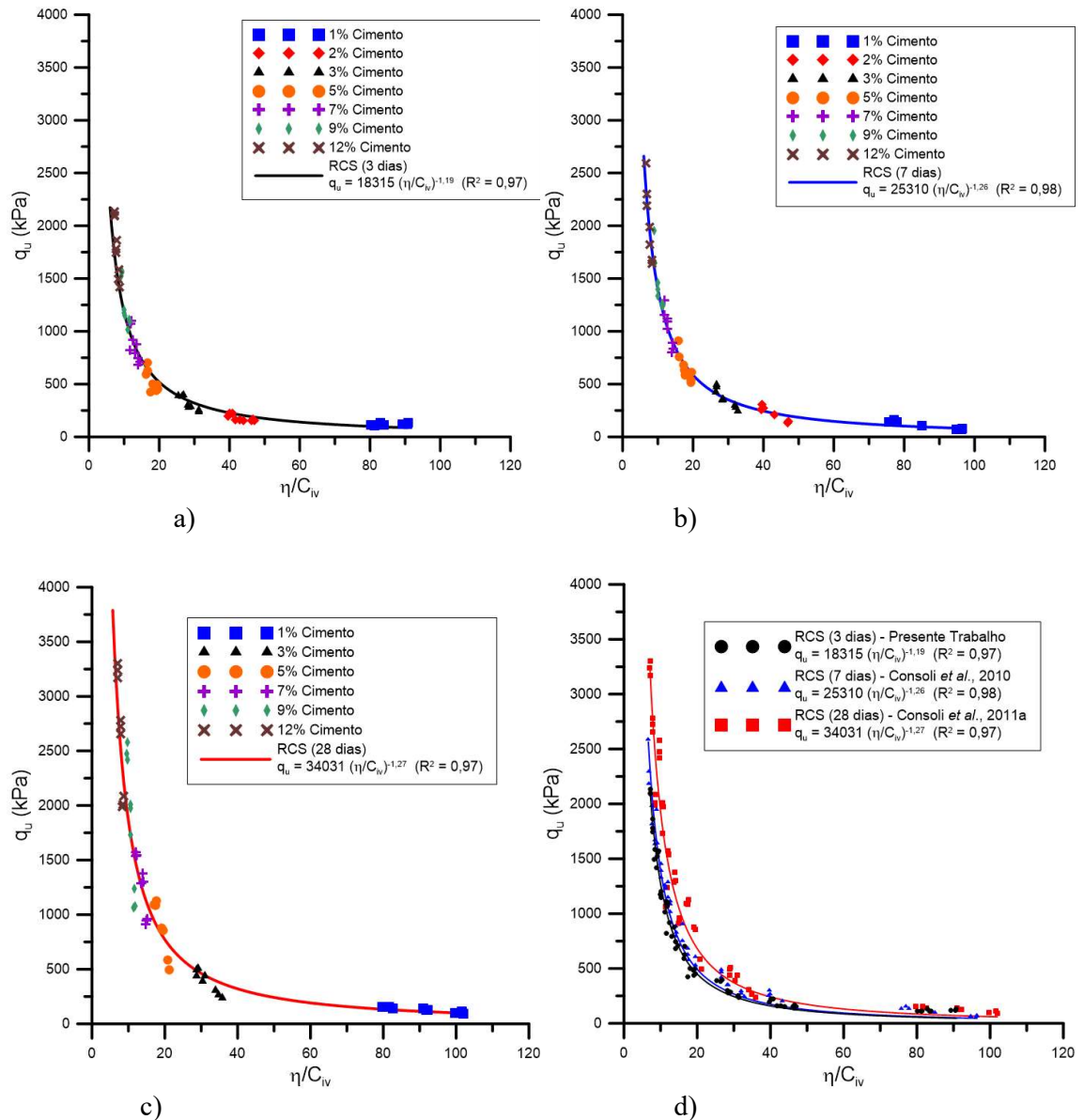


Figura 5.3 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) os tempos de cura de 3,7 e 28 dias.

5.1.3 Ensaios de Resistência à Compressão Diametral

Os resultados obtidos dos ensaios de RCD (q_t) tiveram um comportamento semelhante ao encontrado nos ensaios de RCS (q_u), vistos no ponto 5.1.2, seguindo a mesma tendência dos resultados encontradas na bibliografia para solos granulares (Consoli *et al.*, 2010; 2011b; Floss, 2012; Santos *et al.*, 2013). Como já se enunciou anteriormente, a resistência, neste caso para a compressão diametral (q_t), é maior quanto maior a porcentagem de cimento (Ci) é adicionada à

amostra, sendo tanto maior quanto menor o índice de vazios (e) (Figura 5.4). Se se comparar a resistência à compressão diametral (q_t) com a porosidade (η), verifica-se que quanto maior a porosidade (η) menor irá ser a resistência à compressão diametral (q_t), sendo que esse efeito é mais notório quanto maior a porcentagem de cimento (C_i) (Figura 5.5). De salientar que os diferentes dias de cura (3, 7 e 28) utilizados neste trabalho apresentam as tendências descritas anteriormente, apresentando uma RCD (q_t) maior quanto maior o tempo de cura. A Figura 5.6 apresenta, para os tempos de cura de 3, 7 e 28 dias, as curvas únicas de resistência à compressão diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}), verificando-se uma correlação satisfatória ($R^2 > 0,91$) com os resultados, que mostram que quanto menor o valor da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) maior a resistência à compressão diametral (q_t), existindo um aumento geral das resistências à compressão diametral (q_t) com o aumento do tempo de cura.

Tal como os resultados da RCS, a diferença de resistências entre amostras com 1 e 2% são bastantes reduzidas (Figura 5.4a e Figura 5.5a). Também como observado no ponto 5.1.2, a Figura 5.6d permite, de um modo global, comparar o ganho de resistência para os diferentes tempos de cura.

Os resultados de RCD em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) apresentam um comportamento semelhante à equação 5.2, resultando na seguinte equação padrão:

$$q_t = M \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-B} \quad (5.3)$$

Seguindo a mesma metodologia aplicada para os ensaios de RCS, determinou-se, para um mesmo expoente médio $B=1,21$, as grandezas M .

Tabela 5.2 – Determinação do novo M para $B=1,21$ dos ensaios de RCD.

Tempo cura (dias)	M	B
3	2881	1,21
7	3468	1,21
28	4897	1,21

Assim como foi observado para os ensaios de RCS, os valores da resistência para tempo de cura de 28 dias são, em média, superiores em 70% e 41% em relação aos tempos de cura de 3 e 7 dias, respectivamente. Já os valores de resistência para 7 dias de cura são, em média, superiores em 20% em relação aos valores de resistência para 3 dias de cura.

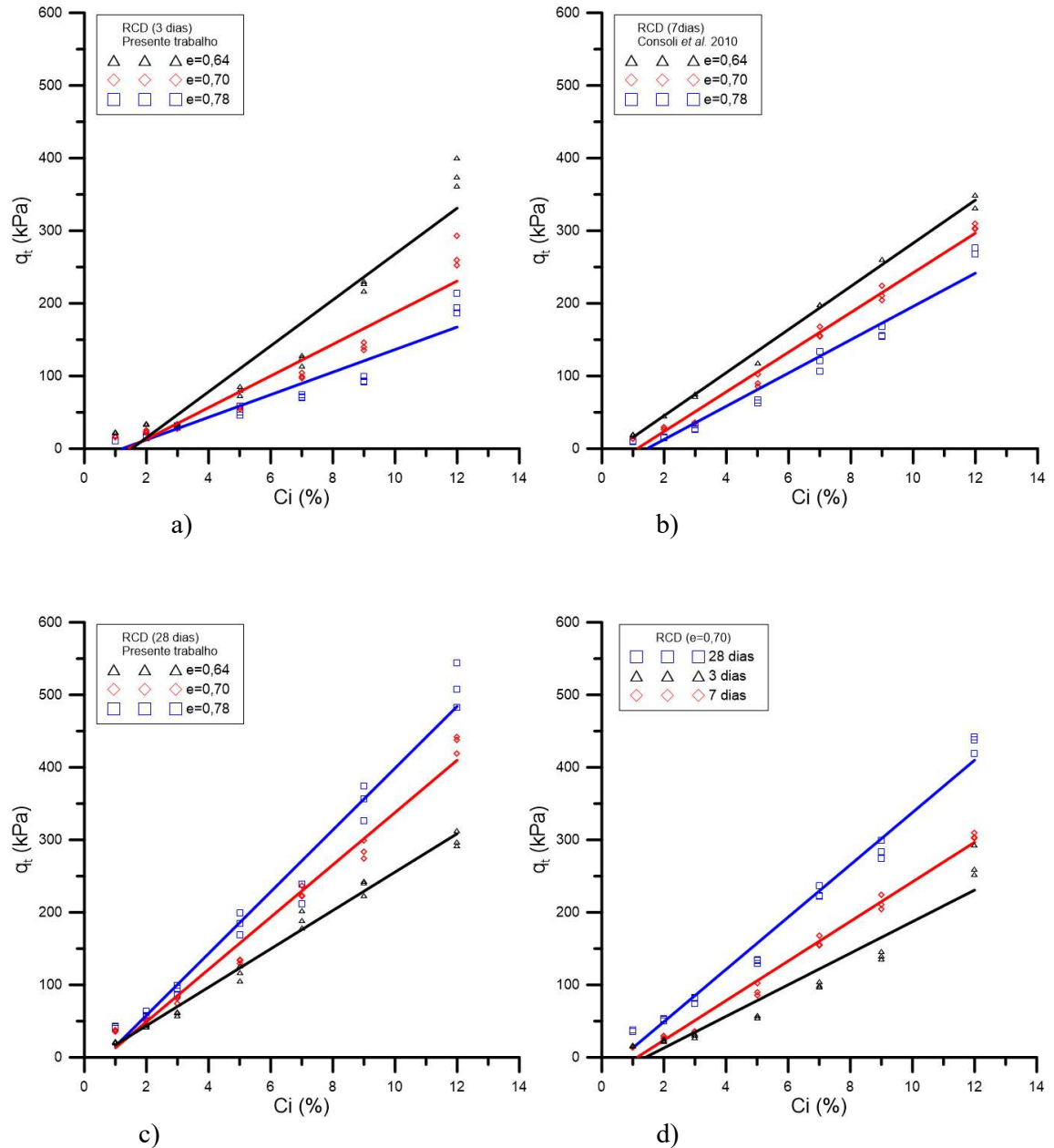


Figura 5.4 – Resistência compressão simples (q_t) vs porcentagem cimento (C_i) em função do indicie vazios (e) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) 3, 7 e 28 dias de cura e um $e=0,70$.

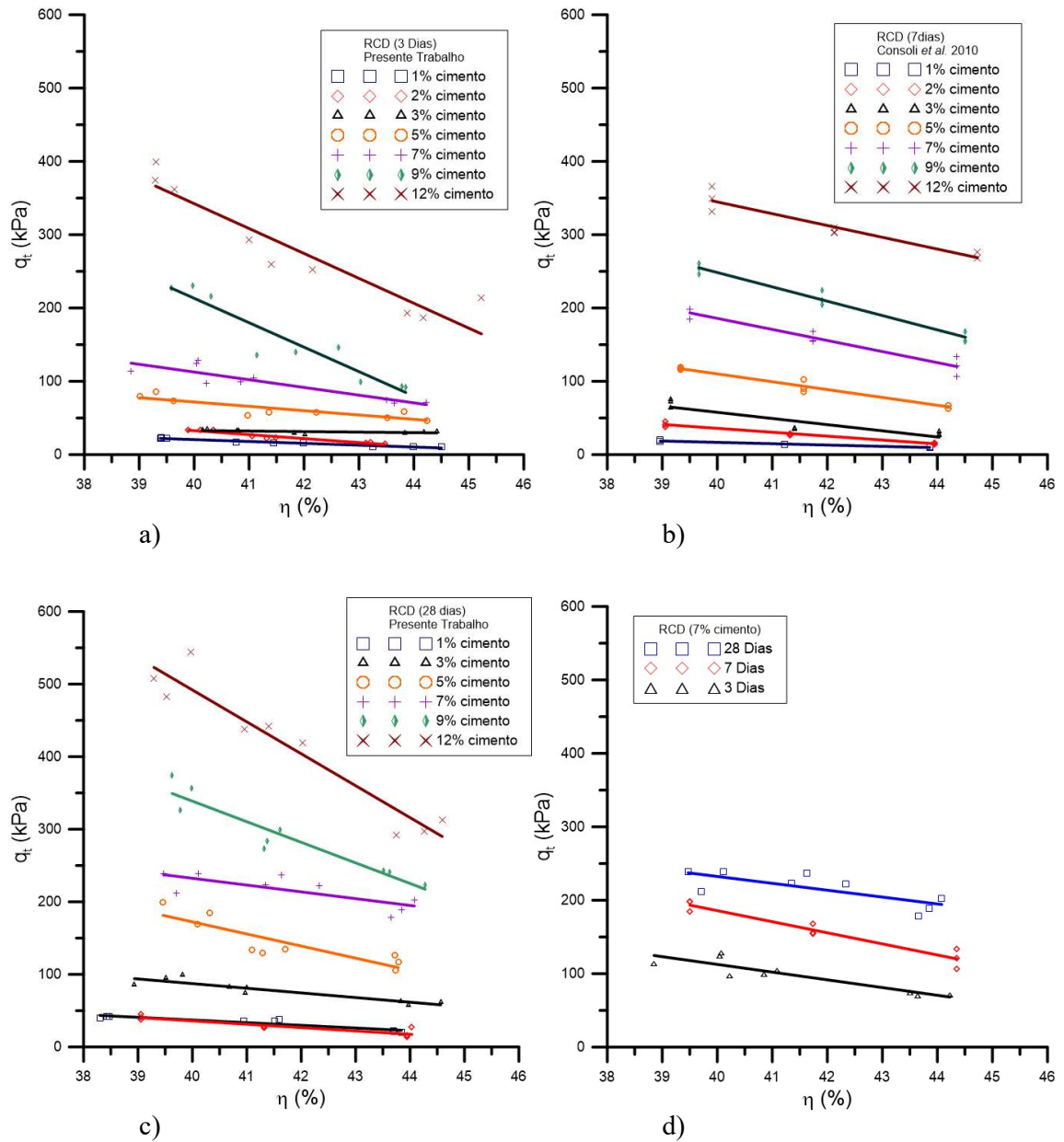


Figura 5.5 – Resistência compressão diametral (q_t) vs porosidade (η) em função da porcentagem de cimento (C_i) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) 3, 7 e 28 dias de cura com 7% cimento.

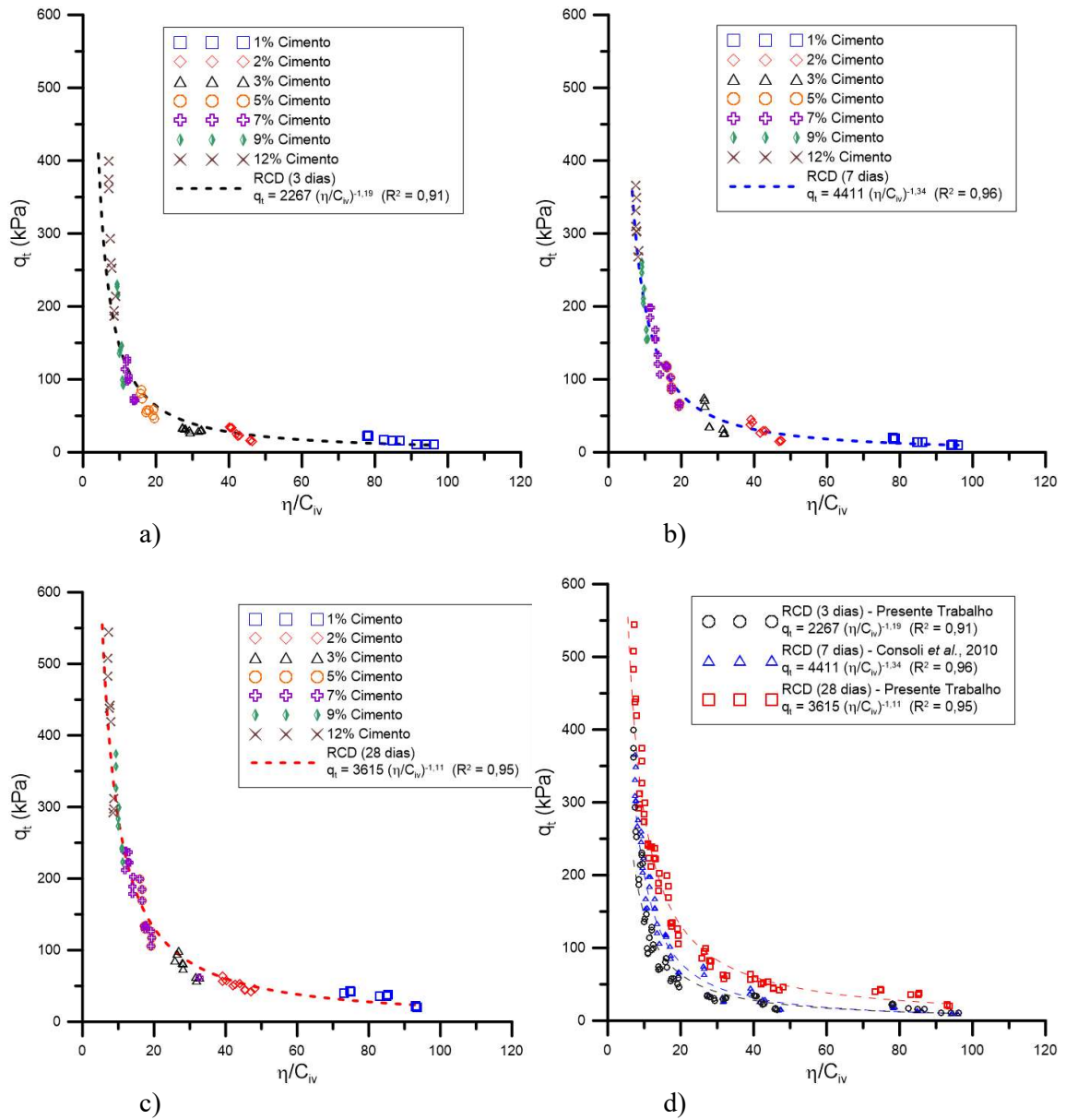


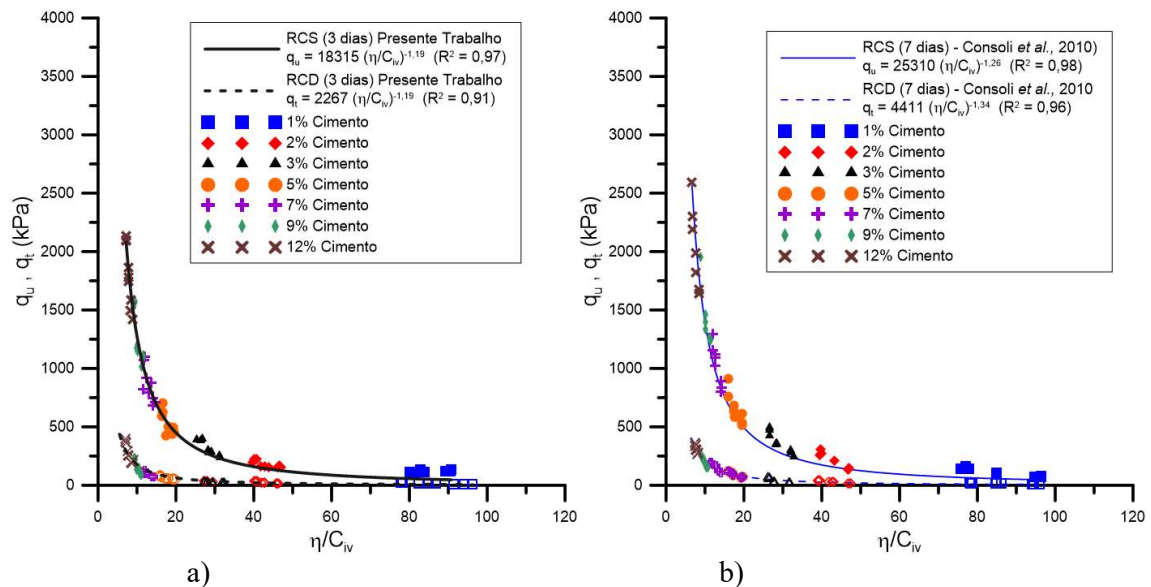
Figura 5.6 – Variação da resistência à compressão diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura; d) os tempos de cura de 3, 7 e 28 dias.

5.1.4 Comparação dos Resultados Tração-Compressão

A Figura 5.7, que resume os resultados da Figuras 5.3 e 5.6, compara as resistências de compressão (q_u) com as de tração (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para os diferentes dias de cura estudados. Analisando os resultados, verifica-se que apresentam uma tendência similar, ou seja, resistências maiores para menores razões vazios/cimento (η/C_{iv}). Assim, tanto como para a compressão (q_u) como para a tração (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) pode-se assumir a equação genérica (resultante das equações 5.2 e 5.3) abaixo para representar os resultados de resistência vs razão vazios/cimento vs tempo de cura:

$$q_u \text{ ou } q_t = M \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-B} \quad (5.4)$$

Um dos objetivos deste trabalho era verificar se a relação tração/compressão (q_t/q_u), com constante de 0,15 para 7 dias de cura (Consoli *et al.*, 2011a), era, ou não, independentemente do tempo de cura. A Figura 5.8 mostra, e com um coeficiente de determinação alto ($R^2=0,95$), que os valores da RCD são, em média, 15% dos valores da RCS, independentemente do tempo de cura.



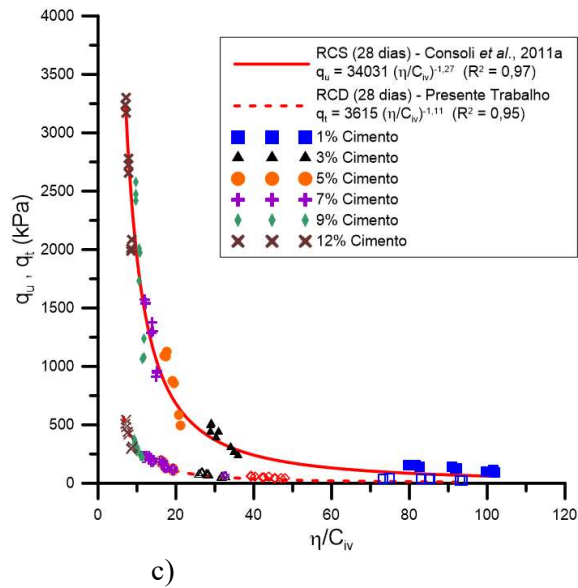


Figura 5.7 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) e da resistência à compressão diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para a) 3 dias de cura; b) 7 dias de cura; c) 28 dias de cura.

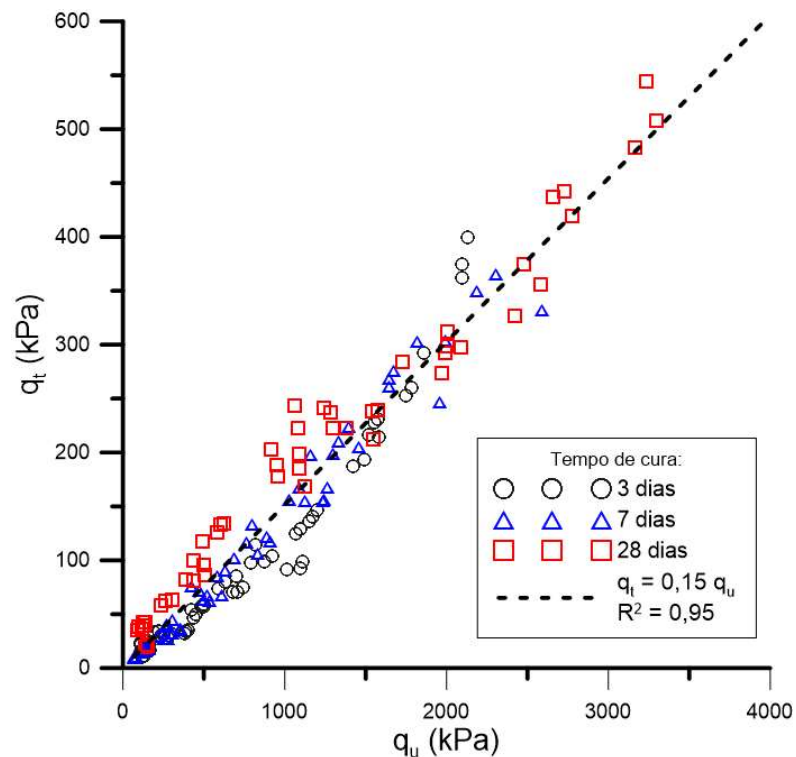


Figura 5.8 – Determinação da razão entre resistência de tração (q_t) e resistência de compressão (q_u).

5.2 PROPOSTA DE UM MODELO DE RESISTÊNCIA SEM CONFINAMENTO PARA MATERIAIS GRANULARES ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS

Os resultados até agora apresentados neste trabalho mostram que, para um determinado tempo de cura, pode-se escolher uma quantidade de cimento e/ou porosidade apropriada para uma determinada mistura solo-cimento que obtenha a resistência, tanto de compressão como tração, adequada ao projeto com um custo ótimo. A melhor opção pode mudar de situação para situação, dependendo da existência de equipamento, ou o seu custo, para se atingir uma determinada compactação (porosidade) ou então do custo do cimento, por exemplo.

Mas e se o tempo de cura for diferente dos tempos já estudados? Para qualquer outro tempo de cura diferente dos aqui estudados, terá que ser feito um novo estudo específico para a determinação da relação resistência (q_u ou q_t) – η/C_{iv} . Uma solução seria utilizar uma interpolação ou extrapolação dos resultados já obtidos (3, 7 e 28 dias), através da Tabela 5.1 ou 5.2, para se estimar a resistência para um determinado valor de η/C_{iv} . E se ao invés de uma mistura de cimento com Areia de Osório fosse utilizado um outro material granular? É de esperar um comportamento mecânico semelhante, mas igual ao caso do tempo de cura, seria necessário um novo estudo específico para aquele material de modo a se obter a sua relação resistência com a razão vazios/cimento (η/C_{iv}). Estas mesmas perguntas se fazem para a relação tração/compressão. Será que a constante encontrada para a mistura de Areia de Osório com cimento (0,15) é a mesma quando se utiliza outros solos ou outros tipos de cimento?

O ideal seria existir uma alternativa às equações 5.2 e 5.3, em que a grandeza M fosse independente do tempo de cura, solo utilizado e/ou tipo de ensaio. Consoli *et al.* (2013b) apresentaram uma metodologia que utiliza um multiplicador comum para todas as equações, mas que, para ser aplicável, é necessário garantir que todas as equações possuem o mesmo formato (potência, por exemplo) e o expoente (B) do componente referente ao eixo das abcissas seja igual $[(\eta/C_{iv})^B]$. Nesse mesmo trabalho, os autores apresentaram a normalização de resultados de resistência à compressão simples (q_u) de uma mistura areia-cimento para 3 tempos de cura e 3 tipos diferentes de cimento. Assim, um dos objetivos deste trabalho servirá para verificar a aplicabilidade dessa metodologia enunciada na normalização de ensaios de resistência a compressão diametral (q_t) e de outros materiais granulares utilizados em misturas com cimento.

5.2.1 Modelo de Normalização de Resultados de Resistência sem Confinamento para Misturas de Solos Granulares com Cimento

Para além dos resultados de compressão e tração das misturas de Areia de Osório com cimento CP V, apresentadas no ponto 5.1 deste trabalho, foram ainda utilizados para o desenvolvimento do modelo proposto: ensaios de compressão de uma mistura de areia de Osório com cimento CP IV e CP II com tempos de cura de 2, 7 e 28 dias, que podem ser encontrados em Consoli *et al.* (2013c); do trabalho de Floss (2012) foram utilizados os ensaios de compressão e tração de uma mistura de um solo arenoso basáltico com cimento CP V e de ensaios de compressão de uma mistura de um solo arenoso granítico com cimento CP V, todos com 7 dias de cura; foram ainda utilizados os resultados de compressão e tração de uma areia, obtida do resíduo do polimento da Ágata, misturada com cimento CP V. De modo a validar o modelo proposto, foram usados testes *in-sample* e *out-of-sample*. Para o primeiro teste foi utilizada uma mistura de areia de Osório com cimento CP V mas para 14 dias de cura. Da bibliografia foram utilizados os resultados: de compressão e tração de uma mistura de uma areia carbonatada da Austrália tratada com *Gypsum Cement* (Huang & Airey, 1998) com 7 dias de cura; de compressão simples de uma Areia de Monterey (USA) misturada com cimento CP III e curada durante 14 dias (Clough *et al.* 1981); e os resultados de compressão e tração de um material Arenoso-Pedregulhoso de Portugal misturado com cimento CP V e com um tempo de cura de 7 dias.

A Figura 5.9 e a Tabela 5.3 mostram, respectivamente, as curvas granulométricas (dos solos utilizados para a normalização) e um resumo das características dos solos utilizados para a normalização e dos solos empregues para a validação do modelo. A Figura 5.10 mostra as partículas dos solos utilizadas no modelo proposto aumentadas, num microscópio eletrónico de varredura, em 400 vezes.

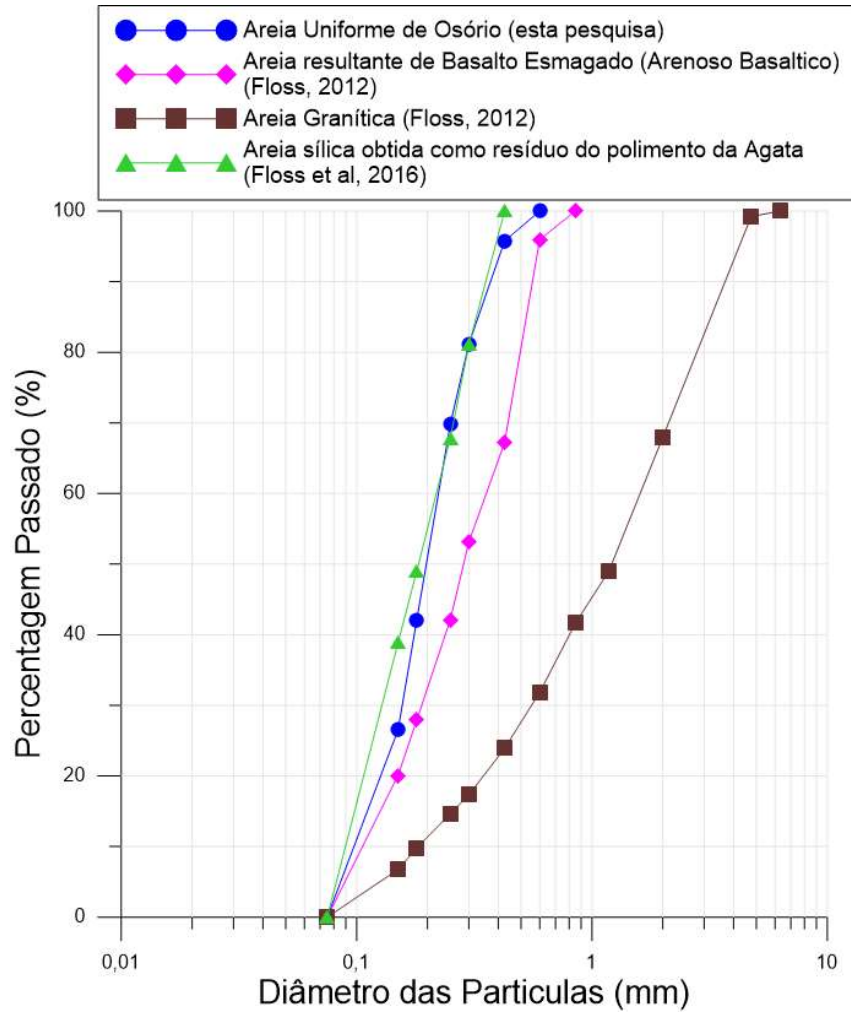


Figura 5.9 – Curvas granulométricas das misturas utilizadas no modelo proposto.

Tabela 5.3 – Caracterização dos solos utilizados no modelo proposto e na sua validação.

Solo	Utilizados no Modelo Proposto				Validação do Modelo		
	Areia uniforme de Osório (esta pesquisa)	Areia resultante de Basalto Esmagado (Arenoso Basáltico) (Floss, 2012)	Arenoso Granítico (Floss, 2012)	Areia sílica obtida como resíduo do polimento da Ágata (Floss <i>et al.</i> , 2016)	Areia Carbonatada (Huang & Airey 1998)	Areia de Monterey (Clough <i>et al.</i> 1981)	Arenoso-Pedregulhoso (Floss, 2012)
Cascalho Médio (19mm < diâmetro < 75mm): %	-	-	-	-	-	-	-
Cascalho Fino (4,75mm < diâmetro < 19mm): %	-	-	0,8	-	-	-	38,0
Areia Grossa (2,0mm < diâmetro < 4,75mm): %	-	-	31,2	-	-	-	12,0
Areia média (0,425mm < diâmetro < 2,0mm): %	-	32,8	44,1	-	-	82,0	24,5
Areia Fina (0,075mm < diâmetro < 0,425mm): %	100,0	67,2	23,9	100,0	100,0	18,0	25,5
Silte (0,002mm < diâmetro < 0,075mm): %	-	-	-	-	-	-	-
Diâmetro médio da partícula, D ₅₀ : mm	0,20	0,28	1,15	0,19	0,22	0,75	2,0
Coefficiente de Uniformidade, C _u	2,11	3,2	9,0	2,3	2,3	2,0	13,7
Coefficiente de Curvatura, C _c	1,15	0,9	0,7	0,8	Desconhecido	1,1	0,2
Índice vazios mínimo, e _{min}	0,60	0,62	0,40	0,65	0,91	0,58	0,31
Índice vazios máximo, e _{max}	0,90	1,05	0,85	0,95	1,36	0,85	0,51
Peso Específico dos grãos (g/cm ³)	2,65	2,63	2,66	2,61	2,82	2,66	2,51
Minerais Predominantes	Quartzo	Plagioclásio & piroxênio	Feldspato, quartzo e mica	Quartzo	Calcítico bioclásticos	Quartzo	Quartzo
Formato das Partículas	Arredondado	Arredondado	Angular	Angular	Angular	Arredondado	Arredondado
Textura das Partículas	Lisa	Rugosa	Polida	Rugosa	Rugosa	Lisa	Lisa
Classificação (ASTM 2006)	SP - Areia mal graduada	SP - Areia mal graduada	SW - Areia bem graduada	SP - Areia mal graduada	SP - Areia mal graduada	SP - Areia mal graduada	SP - Areia mal graduada

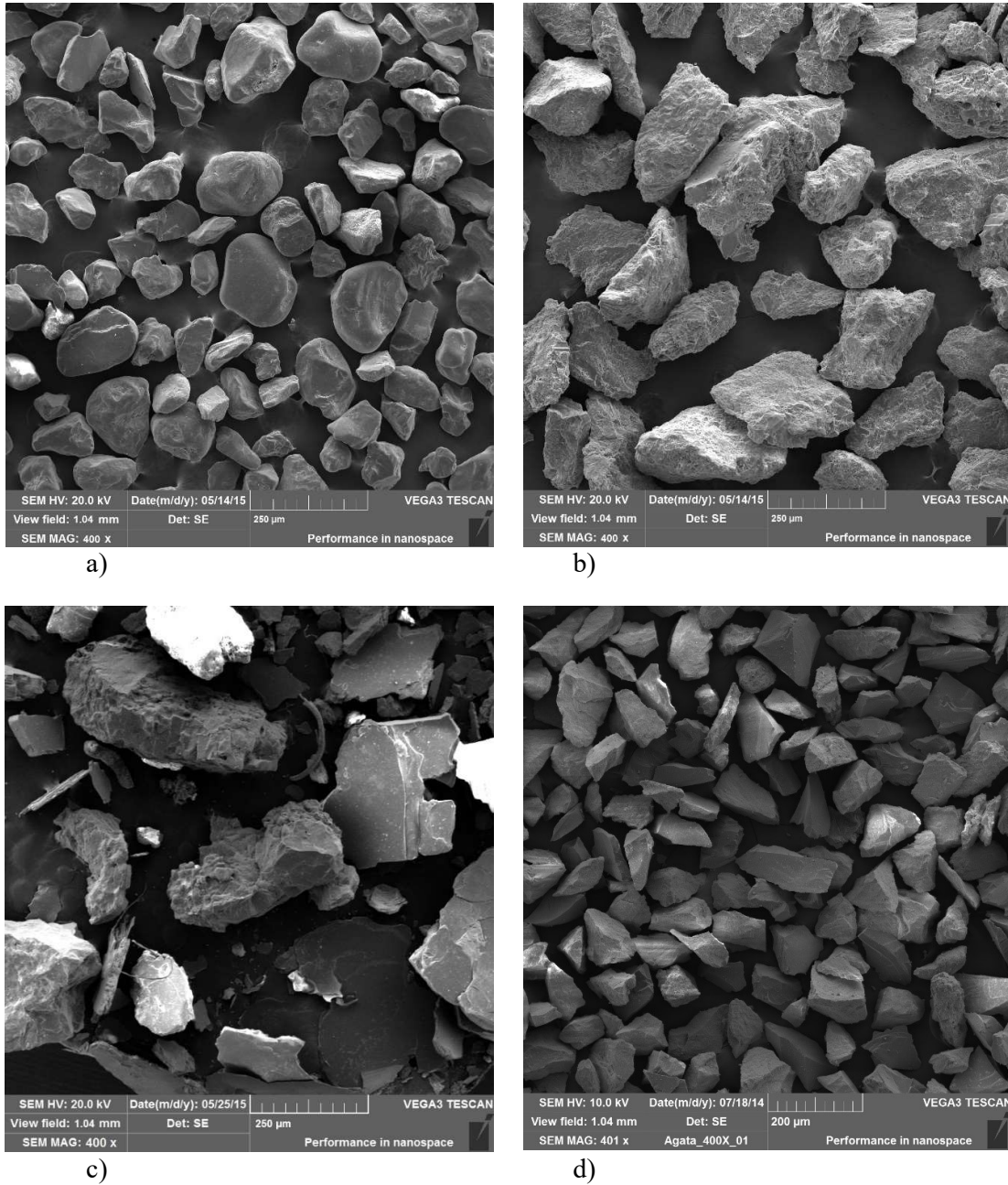


Figura 5.10 – Fotografias aumentadas em 400 vezes utilizando um microscópio eletrônico de varredura do solo: a) Areia de Osório; b) Arenoso Basáltico, c) Arenoso Granítico e d) Areia de Ágata.

A Figura 5.11 mostra as curvas de resistência (q_u ou q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) de 759 ensaios de RCS e RCD referentes às 17 misturas de materiais granulares com cimento. Depois de recolhidos e agregados todos os resultados, procedeu-se à normalização do eixo das ordenadas da Figura 5.11 de modo a se tornar adimensional. Seguindo a metodologia apresentada por Consoli *et al.* (2013c), a normalização do eixo referente às resistências que começa pela determinação de uma resistência de normalização para cada uma das 17 misturas. Como todas apresentam uma tendência igual à equação 5.4, basta determinar o valor da resistência para um determinado valor de η/C_{iv} . Para este estudo foi utilizado $\eta/C_{iv} = 20 = \nabla$, já que ele está presente para todas as misturas e numa zona de maior dispersibilidade de resultados, mas, como se poderá ver posteriormente neste trabalho, a normalização é independente deste valor, podendo-se utilizar qualquer valor de η/C_{iv} , desde que ele se encontre entre o intervalo mínimo e máximo do conjunto de valores apresentado nas curvas a serem normalizadas e ele seja comum entre todos.

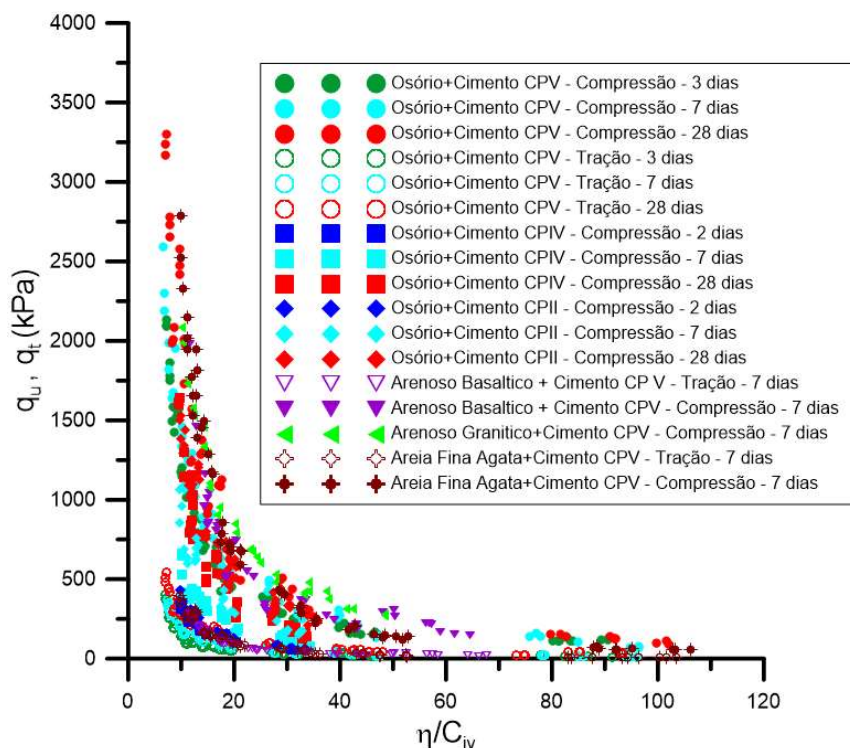


Figura 5.11 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) e da resistência à compressão diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) para as 17 misturas de materiais granulares com cimento.

Para evitar a repetição de todos os cálculos para a determinação de resistência de normalização de cada mistura, se irá proceder, de modo ilustrativo, para 3 misturas selecionadas (Figura 5.12).

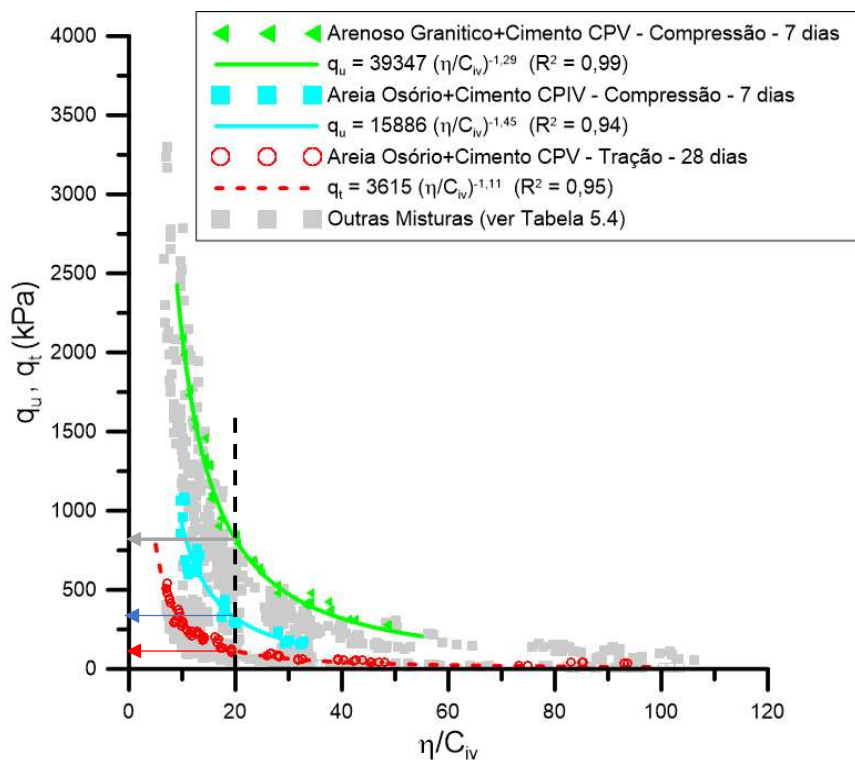


Figura 5.12 – Determinação das resistências de normalização.

A determinação das resistências de normalização q_u (para determinado ∇) ou q_t (para determinado ∇) (neste caso $\nabla = 20 = \eta/C_{iv}$) se pode efetuar de modo gráfico (Figura 5.12) ou analítico através das suas equações de comportamento (Equações 5.5 a 5.7). Na Tabela 5.4 estão resumidos, para todas as misturas, os valores de moldagem, M , B e R^2 e as suas respetivas resistências de normalização.

Arenoso Granítico + Cimento CP V – Compressão – 7 dias

$$q_u (\nabla=20) = 39347 \cdot (20)^{-1.29} = 834 \text{ kPa} \quad (5.5)$$

Areia de Osório + Cimento CP IV – Compressão – 7 dias

$$q_u (\nabla=20) = 15886 \cdot (20)^{-1.45} = 205 \text{ kPa} \quad (5.6)$$

Areia de Osório + Cimento CP V – Tração – 28 dias

$$q_t (\nabla=20) = 3615 \cdot (20)^{-1.11} = 130 \text{ kPa} \quad (5.7)$$

Tabela 5.4 – Tabela Resumo dos parâmetros de moldagem, cura e normalização das misturas utilizadas.

Solo	Índice Vazios (e)	Cimento (%)	Tipo Cimento	Umidade mistura (%)	Tipo Ensaio	Tempo Cura (dias)	M	B	R ²	Referência	η/C_{iv} de Normalização (V)	q _u (kPa) de Normalização	q _t (kPa) de Normalização
Areia uniforme de Osório	0,64; 0,70; 0,78	1, 2, 3, 5, 7, 9, 12	CP II	10	Compressão	2	10172	1,46	0,95	Consoli, 2013c	20	127	-
						7	27076	1,48	0,95	Consoli, 2013c	20	324	-
						28	34271	1,37	0,97	Consoli, 2013c	20	571	-
			CP IV	10	Compressão	2	6116	1,31	0,96	Consoli, 2013c	20	121	-
						7	15886	1,45	0,94	Consoli, 2013c	20	205	-
						28	78866	1,77	0,94	Consoli, 2013c	20	389	-
			CP V	10	Compressão	3	18315	1,19	0,97	Presente trabalho	20	519	-
						7	2267	1,19	0,91	Presente trabalho	20	64	-
						28	25310	1,26	0,98	Consoli, 2011a	20	585	-
						3	4411	1,34	0,96	Consoli, 2011a	20	-	79
CP V	10	Tração	7	34031	1,27	0,97	Consoli, 2011a	20	-	762			
			28	3615	1,11	0,95	Presente trabalho	20	-	130			
Areia resultante de Basalto Esmagado (Arenoso Basáltico)	0,71; 0,84; 0,96	1, 2, 3, 5, 7, 9	CP V	10	Compressão	7	28365	1,26	0,90	Floss, 2012	20	656	-
						7	8502	1,49	0,94	Floss, 2012	20	-	98
Arenoso Granítico	0,42; 0,48; 0,55; 0,62	2, 3, 5, 7	CP V	12	Compressão	7	39347	1,29	0,99	Floss, 2012	20	834	-
Areia sílica obtida como resíduo do polimento da Ágata	0,65; 0,73; 0,84	1, 2, 3, 5, 7	CP V	10	Compressão	7	111719	1,68	0,99	Floss, 2012	20	735	-
						7	20260	1,75	0,99	Floss, 2012	20	-	106

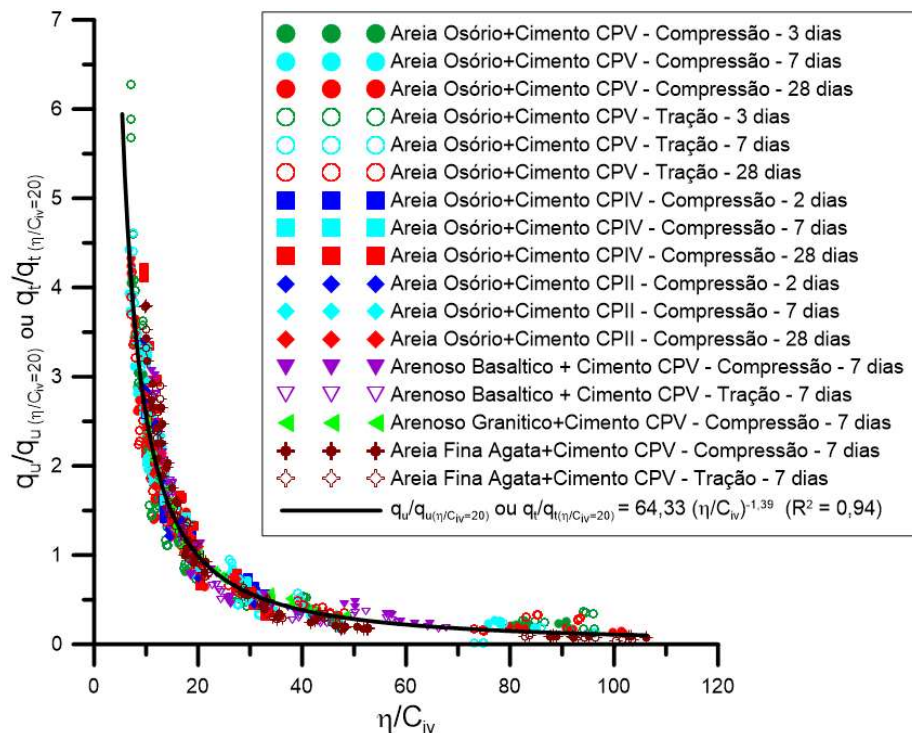
Depois de determinados todos as resistências de normalização $q_u (\nabla=20)$ ou $q_t (\nabla=20)$ procedeu-se à normalização das resistências, que consiste na divisão de cada valor de resistência, para cada mistura, pela sua respetiva resistência de normalização, que resulta na seguinte equação:

$$\frac{q_u}{q_u (\nabla=20)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t (\nabla=20)} = \frac{M \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-B}}{M \left[\frac{\eta}{C_{iv}} = \nabla=20 \right]^{-B}} = \frac{\left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-B}}{[20]^{-B}} = 20^B \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-B} \quad (5.8)$$

Para todas as misturas com diferentes materiais granulares, diferentes tipos de cimento, distintos tempos de cura, 2 tipos de ensaios diferentes (compressão e tração) e com coeficientes de determinação (R^2) que variam entre 0,90 e 0,99, um valor médio de B igual a 1,39 foi encontrado. Introduzindo esse valor na equação 5.8 resulta em:

$$\frac{q_u}{q_u (\nabla=20)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t (\nabla=20)} = 20^{1,39} \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,39} = 64,33 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,39} \quad (5.9)$$

A Figura 5.13 apresenta os valores das resistências normalizadas de todas as misturas juntamente com a equação proposta de normalização (equação 5.9). Verifica-se um ajuste satisfatório ($R^2=0,94$, obtido através do método dos mínimos quadrados) do modelo proposto de comportamento de resistências sem confinamento com os resultados observados.



Como referido anteriormente, se para a determinação das resistências de normalização fosse utilizado $\nabla = \eta/C_{iv} = 40$, ao invés de $\nabla = 20$, a equação 5.8 resultará na equação 5.10 e na Figura 5.14.

$$\frac{q_u}{q_u(\nabla=40)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t(\nabla=40)} = 40^{1,39} \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,39} = 168,40 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,39} \quad (5.10)$$

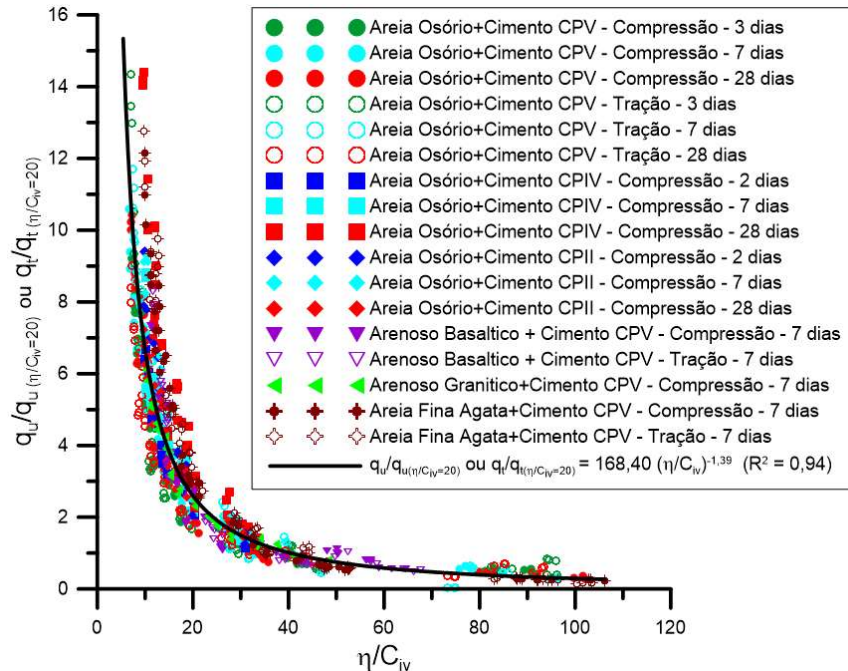


Figura 5.14 – Normalização de q_u e q_t (para toda variação de η/C_{iv}) para $\nabla = \eta/C_{iv} = 40$ de diferentes materiais granulares, para diferentes tipos de cimento e tempos de cura de 2 a 28 dias.

Como se pode observar, a utilização de outro valor de $\nabla = \eta/C_{iv}$ para a determinação das resistências de normalização não afeta o ajuste (R^2) da curva aos resultados observados, ocorrendo somente uma transladação dos resultados. Deste modo a equação 5.8 pode ser reescrita na seguinte equação genérica:

$$\frac{q_u}{q_u(\nabla)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t(\nabla)} = \nabla^{1,39} \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,39} \quad (5.11)$$

Apesar da proposta de modelo para a resistência sem confinamento de materiais granulares artificialmente cimentados apresentar um coeficiente de determinação relativamente alto ($R^2=0,94$), também foi analisado as diferenças (resíduos) entre os valores observados e os

valores estimados. Devido ao formato da curva (potência) achou-se adequado apresentar os resíduos padronizado, de acordo com a seguinte expressão:

$$r'_i = \frac{y_i - \hat{y}_i}{y_i} \quad (5.12)$$

Onde:

r'_i = resíduo padronizado;

y_i = valor observado (ensaio);

\hat{y}_i = valor estimado (modelo);

A Figura 5.15 mostra, respectivamente, os resíduos padronizados em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) e da frequência de amostragem. As duas figuras mostram que os resíduos se distribuem em torno de zero (média = -0,03) e com uma dispersão, minoritariamente, entre os valores, ± 1 desvio padrão (0,22). Pelos resultados obtidos através da Figura 5.15b, se obtém que quase 80% dos resíduos padronizados se situam entre ± 1 desvio padrão ($\pm 0,22$).

Pela Figura 5.15a, além dos resíduos padronizados se encontrarem em torno de zero, e descartando alguns pontos discrepantes, também não se observa nenhum padrão na nuvem de pontos. Deste modo também se pode admitir que o modelo proposto se adequa para descrever o comportamento mecânico de misturas de solos granulares artificialmente cimentados.

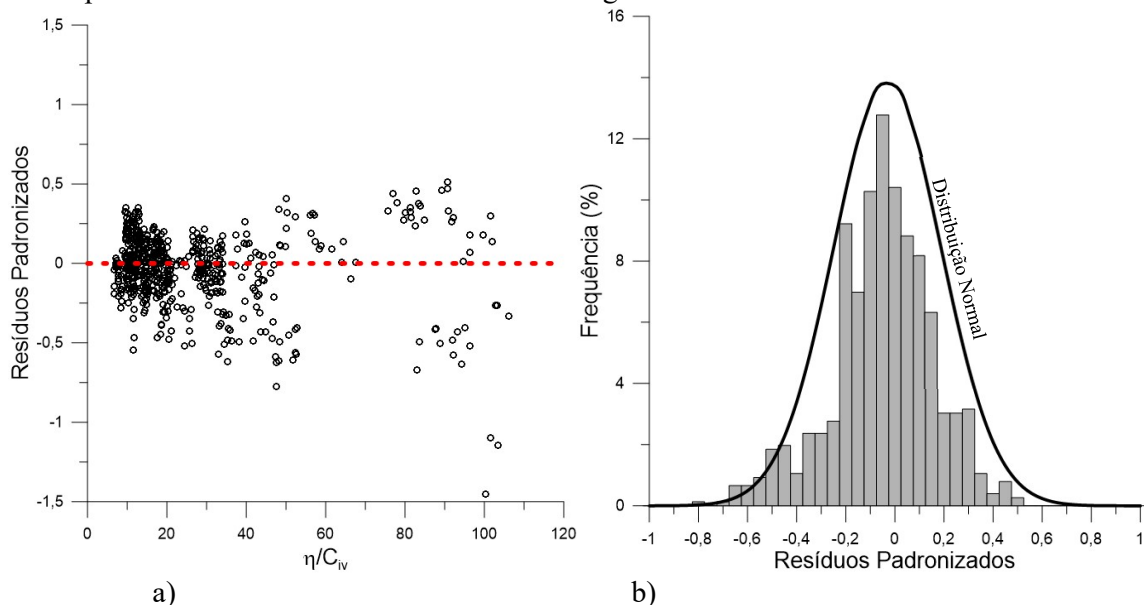


Figura 5.15 – a) Variação dos resíduos padronizados com o η/C_{iv} e b) Frequência de distribuição dos resíduos padronizados.

A normalização dos resultados RCS (q_u) e de RCD (q_t), para misturas de materiais granulares (de diferentes tipos de partículas e granulometrias) com diferentes tipos de cimento e para tempos de cura de até 28 dias, através de uma resistência de normalização mostrou-se adequada, permitindo apresentar, numa só curva, todos os resultados dos ensaios de resistência com uma correlação satisfatória ($R^2 = 0,94$). O modelo proposto (equação 5.11) permite, no limite, com a determinação de somente um valor de RCS (q_u) ou RCD (q_t), para qualquer η/C_{iv} , estimar a curva de comportamento resistência – η/C_{iv} . O desenvolvimento deste modelo permite uma enorme redução no número de amostras necessárias para a determinação da curva do comportamento mecânico com o η/C_{iv} , reduzindo assim, tanto o custo como o tempo de futuras pesquisas e projetos.

Mesmo sendo possível, na teoria, a utilização de somente um valor de RCS (q_u) ou RCD (q_t), para um qualquer η/C_{iv} , aconselha-se, na determinação da resistência de normalização a utilização de, pelo menos, 3 valores de RCS (q_u) ou RCD (q_t) para o mesmo η/C_{iv} , afim de aumentar a confiabilidade no valor da resistência de normalização a utilizar.

Como mostra a Figura 5.15a, uma parte significativa das 759 amostras utilizadas no emprego do modelo proposto se encontram entre um η/C_{iv} de 5 e 40. Devido a esse fator recomenda-se que os valores de ∇ (η/C_{iv}) escolhidos para a determinação da resistência de normalização se encontrem dentro dessa faixa de valores. E para melhores resultados, sugere-se que o valor de ∇ se situe numa faixa de 15% a 20% do valor máximo de η/C_{iv} para cada mistura [cálculo com base no valor do índice de vazios máximo e na menor quantidade de cimento (normalmente 1%, da massa seca de solo, para o cimento Portland e 5%, da massa seca de solo, para o *Gypsum Cement*].

Para verificar a efetividade do modelo proposto será apresentado, seguidamente, a sua aplicação a outras misturas de materiais granulares com cimento presente na bibliografia.

5.2.2 Aplicação do Modelo Proposto a Casos da Bibliografia

Para a aplicação do modelo proposto a outras misturas de solos granulares com cimento foram usados dois tipos de amostras não utilizadas no desenvolvimento do modelo: amostras *in-samples*, referente a uma mistura de areia de Osório com cimento CP V mas para 14 dias de cura; e *out-of-sample*, que corresponde a misturas de uma areia carbonatada da Austrália tratada com *Gypsum Cement* (Huang & Airey, 1998) com 7 dias de cura; de uma areia de Monterey (USA) misturada com cimento CP III e curada durante 14 dias (Clough et al. 1981); e de um

material Arenoso-Pedregulhoso de Portugal misturado com cimento CP V e com um tempo de cura de 7 dias. As suas características físicas já foram apresentadas na Tabela 5.3. A Tabela 5.5 apresenta, para os casos de estudo que serão realizados, os parâmetros de moldagem utilizados em cada mistura.

Tabela 5.5 – Parâmetros de moldagem dos casos de estudo da bibliografia utilizados.

Caso de Estudo	W	X	Y	Z
Solo	Areia Osório (presente trabalho)	Areia Carbonatada (Huang & Airey, 1998)	Areia de Monterey (Clough et al. 1981)	Arenoso-Pedregulhoso (Floss, 2012)
Índice Vazios (e)	0,64	0,49; 0,51; 0,57; 0,66; 0,77; 0,89; 0,95; 1,36	0,68; 0,71; 0,82	0,35; 0,41; 0,47
Teor de Cimento (%)	1; 2; 3; 4; 5; 9; 12	5; 10; 20	2; 4	1; 2; 3; 5; 7; 9
Tipo Cimento	CP V	<i>Gypsum Cement</i>	CP III	CP IV
Umidade mistura (%)	10	Desconhecido	5	8
η/C_{iv}	de 7,5 a 81,4	de 1 a 14	de 17 a 41	de 5 a 59
Tipo Ensaio	Compressão	Compressão & Tração	Compressão	Compressão & Tração
Tempo de Cura (dias)	14	7	14	7

Para uma primeira verificação da aplicabilidade do modelo proposto foi desenvolvido, no curso deste trabalho, misturas de Areia de Osório com cimento CP V, mas com um tempo de cura diferente dos resultados apresentados no ponto 5.2.1 deste trabalho. Como o solo usado é um dos que foi utilizado no desenvolvimento do modelo proposto e com um tempo de cura dentro da faixa dos valores utilizados é de se esperar uma correlação satisfatória entre a curva de comportamento prevista e os resultados dos ensaios. Devido a estes fatores se considerou este estudo de caso com uma mistura *in-sample*.

5.2.2.1 Aplicação do Modelo proposto a misturas in-sample

Seguindo as recomendações enunciadas anteriormente, para a determinação da resistência de normalização (a realização de, pelo menos, 3 ensaios de RCS ou RCD com um parâmetro de moldagem η/C_{iv} dentro de uma faixa de 15% a 20% do $(\eta/C_{iv})^{\text{teórico}}$ máximo), realizou-se, em primeiro lugar, a determinação da faixa possível de moldagem. A Tabela 5.3 indica que o índice

de vazios máximo para a Areia de Osório é de 0,90, e se se adicionar 1% de cimento Portland (em relação a massa seca do solo) o $(\eta/C_{iv})^{\text{teórico}}$ máximo terá um valor de 114,1. Assim, a faixa de moldagem para a aplicação do modelo para a Areia de Osório se situa entre um $(\eta/C_{iv})^{\text{min}} = 17,1$ e $(\eta/C_{iv})^{\text{máx}} = 22,8$. Moldou-se, assim, 3 amostras similares em que se obteve um $\nabla = \eta/C_{iv}$ médio de 20,7 e com uma RCS (q_u) média de 592 kPa. Com a determinação dessas duas grandezas, será possível se aplicar a equação 5.11, que resulta na seguinte equação:

$$\frac{q_u}{q_u (\nabla=20,7)} = (\nabla=20,7)^{1,39} \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,39} \Leftrightarrow \frac{q_u}{592} = 67,48 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,39} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow q_u = 3,99 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,39} \quad (5.13)$$

A Figura 5.16a apresenta a curva obtida da equação 5.13 através dos 3 pontos obtidos para a determinação da resistência de normalização. De modo a se comprovar a efetividade dessa curva, foram realizados ensaios de RCS para uma faixa larga de moldagem ($7,5 < \eta/C_{iv} < 81,4$), e como se pode observar pela Figura 5.16b, a curva se ajusta bem aos resultados obtidos, obtendo-se, através do método dos mínimos quadrados, um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,93.

Pela análise visual da Figura 5.16b e pelo coeficiente de determinação obtido ($R^2 = 0,93$), pode-se observar que o modelo proposto se ajusta satisfatoriamente aos resultados observados. Mas, como enunciado anteriormente, era de se esperar esse ajuste já que foi utilizado o mesmo solo (areia de Osório) e cimento (CP V) que foi empregue para o desenvolvimento do modelo proposto. O tempo de cura utilizado neste estudo foi diferente, mas também dentro da faixa de valores utilizados. Para se comprovar a efetividade do modelo proposto para outros materiais granulares se faz necessário a utilização de materiais *out-of-sample*, ou seja, que não foram utilizados durante o desenvolvimento do modelo.

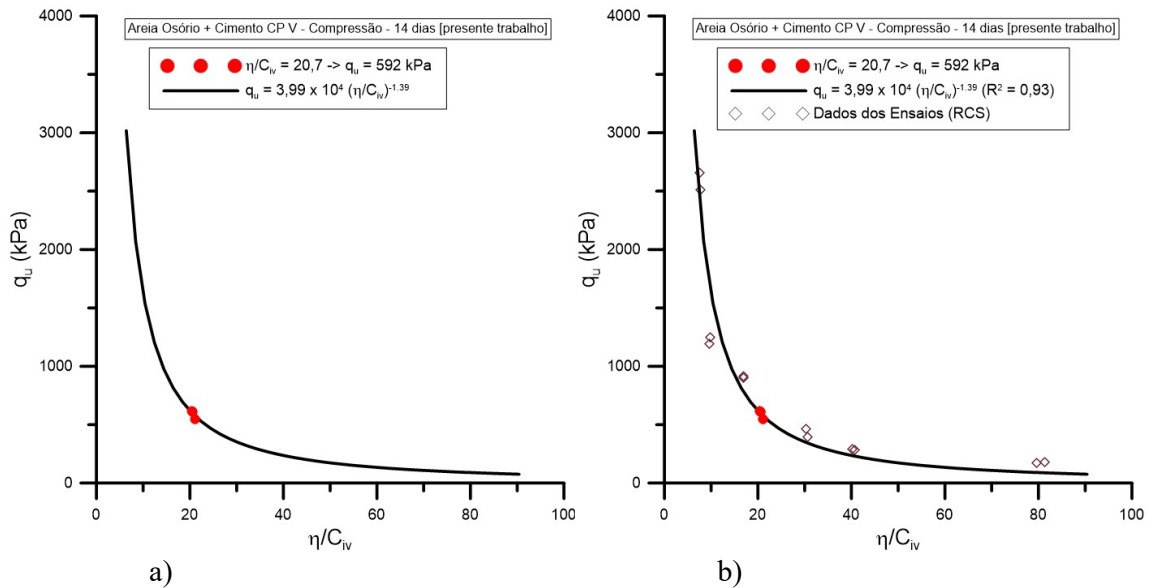


Figura 5.16 – a) Curva obtida pelo modelo proposto e b) Comparação da resistência à compressão simples (q_u) de diferentes razões vazios/cimento (η/C_{iv}) de uma mistura de Areia de Osório com cimento CP V com 14 dias de cura, com a curva obtida pelo modelo proposto

5.2.2.2 Aplicação do Modelo proposto a misturas *out-of-sample*

Para esta análise foram utilizadas, como se pode observar pela Tabela 5.5, ensaios de RCS e de RCD de três materiais granulares tratados com diferentes tipos de cimento e para tempos de cura de 7 ou 14 dias. O procedimento de aplicação do modelo aos ensaios é análogo ao apresentado no ponto 5.2.2.1, mas como para estes exemplos todos os pontos já tinham sido ensaiados, se escolheu os valores, para a determinação da resistência de normalização, que se encontrassem dentro da faixa de valores de 15% a 20% do $(\eta/C_{iv})^{\text{teórico}}$ máximo. De modo a não se apresentar todos os cálculos, já que que o procedimento realizado é em tudo análogo ao apresentado no ponto 5.2.2.1, se resumiu tudo na Tabela 5.6. Nela se pode observar que primeiramente se obteve $\nabla = \eta/C_{iv}$ (I), que permitiu determinar as respectivas resistências de normalização (II). Com essas duas grandezas calculadas, se obteve o valor de M (equação 5.4) através da equação 5.11 (III). Por fim, se aplicou o método dos mínimos quadrados para a determinação do coeficiente de determinação (R^2) de cada mistura (W, X, Y, Z). As Figuras 5.17 a 5.19 mostram as curvas previstas pelo modelo em comparação com os resultados observados. De um modo geral o modelo proposto conseguiu reproduzir satisfatoriamente ($R^2 > 0,88$) os resultados observados. Para a mistura Z pode-se observar (Figura 5.19) que o modelo sobrestima as resistências para $\eta/C_{iv} > 15$, provavelmente devido a fração pedregulhosa presente nessa mistura. A presença de partículas de maiores dimensões ($D_{50} = 2$ mm), em

relação aos outros materiais ($D_{50}^{\text{médio}} = 0,46 \text{ mm}$), leva a que exista, para os casos com maior porosidade e/ou baixo teor volumétrico de cimento, um maior espaço entre as partículas do solo, já que o rearranjo destas, devido ao seu ser maior tamanho, é mais difícil, em comparação com materiais com menores diâmetros de partículas. Assim, o cimento no seu processo de cura vai preencher esses vazios criando ligações entre essas partículas, mas devido ao maior espaço existente entre estas, as ligações de coesão se tornam mais frágeis, comparativamente a misturas com diâmetros menores de partículas. Deste modo, se pode admitir que, mesmo que o modelo proposto consiga reproduzir, satisfatoriamente, a tendência do comportamento mecânico de misturas de materiais areno-pedregulhoso com cimento, uma análise mais cuidada deverá ser dada a misturas que apresentem fração pedregulhosa. Uma recomendação é a realização de ensaios para vários pontos de moldagem com $\eta/C_{iv} > 15$, de modo a se determinar, de maneira mais apropriada os valores, tanto de RCS como de RCD.

Tabela 5.6 – Resumo dos parâmetros de entrada e de saída da aplicação do modelo proposto a misturas de diferentes materiais granulares tratados com cimento.

Caso Estudo	(I)	(II)	(III)	(IV)
	$\nabla = \eta/C_{iv}$	$q_u^{\text{médio}}$ ou $q_t^{\text{médio}}$ de Normalização (kPa)	M (da equação 5.4)	R^2
Wc (compressão) - Areia de Osório (presente trabalho)	20,7	592	3,99E+04	0,93
Xc (compressão) - Areia Carbonatada (Huang & Airey, 1998)	2,55	2300	8,44E+03	0,94
Xt (tração) - Areia Carbonatada (Huang & Airey, 1998)	2,6	270	9,96E+02	0,85
Yc (compressão) - Areia de Monterey (Clough et al. 1981)	16,9	670	3,40E+04	0,99
Zc (compressão) - Arenoso-Pedregulhoso (Floss, 2012)	10,8	747	2,03E+04	0,96
Zt (tração) - Arenoso-Pedregulhoso (Floss, 2012)	10,7	113	3,06E+03	0,88

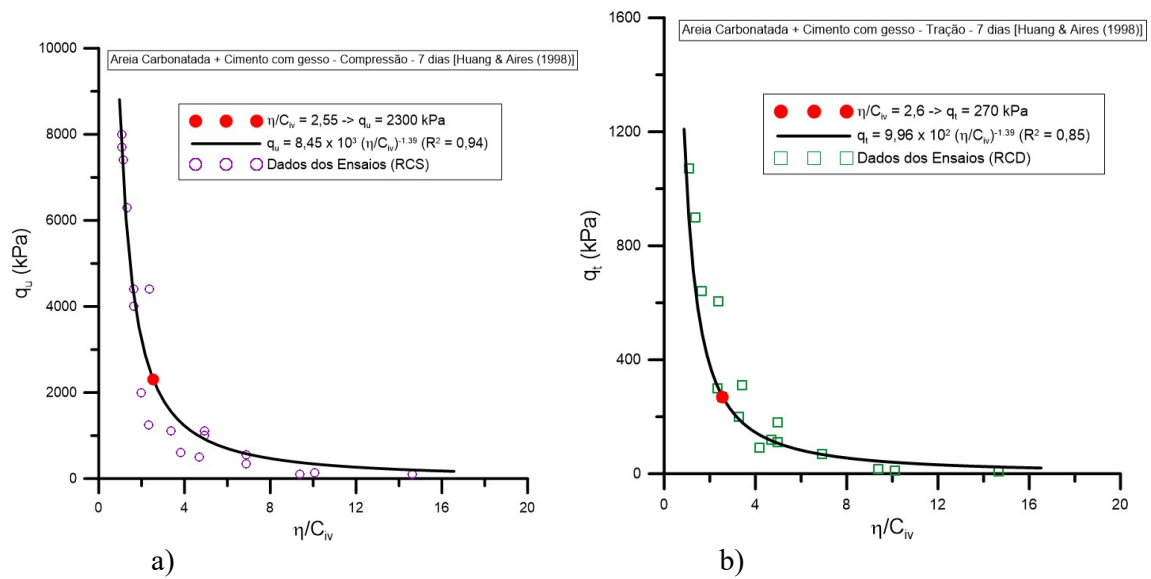


Figura 5.17 - Comparação das curvas obtida pelo modelo proposto para uma Areia Carbonatada com *Gypsum Cement* e 7 dias de cura (Huang & Airey, 1998) com os ensaios de a) resistência à compressão simples (q_u) e b) resistência à compressão diametral (q_t).

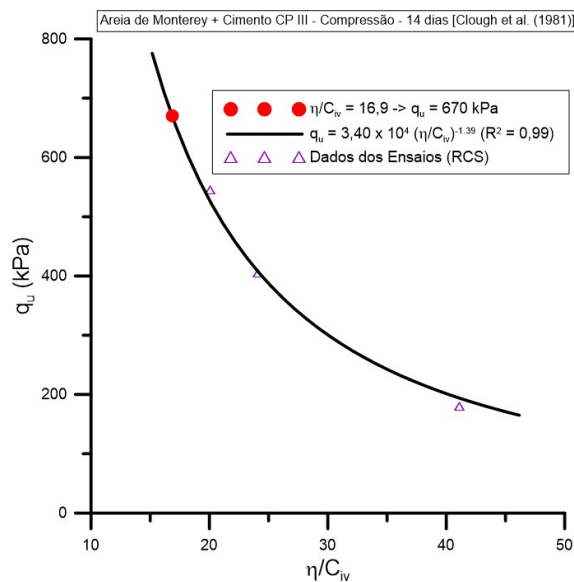


Figura 5.18 - Comparação da curva obtida pelo modelo proposto com os ensaios de resistência à compressão simples (q_u) de uma Areia de Monterey tratada com cimento CP III para 14 dias de cura (Clough *et al.*, 1961).

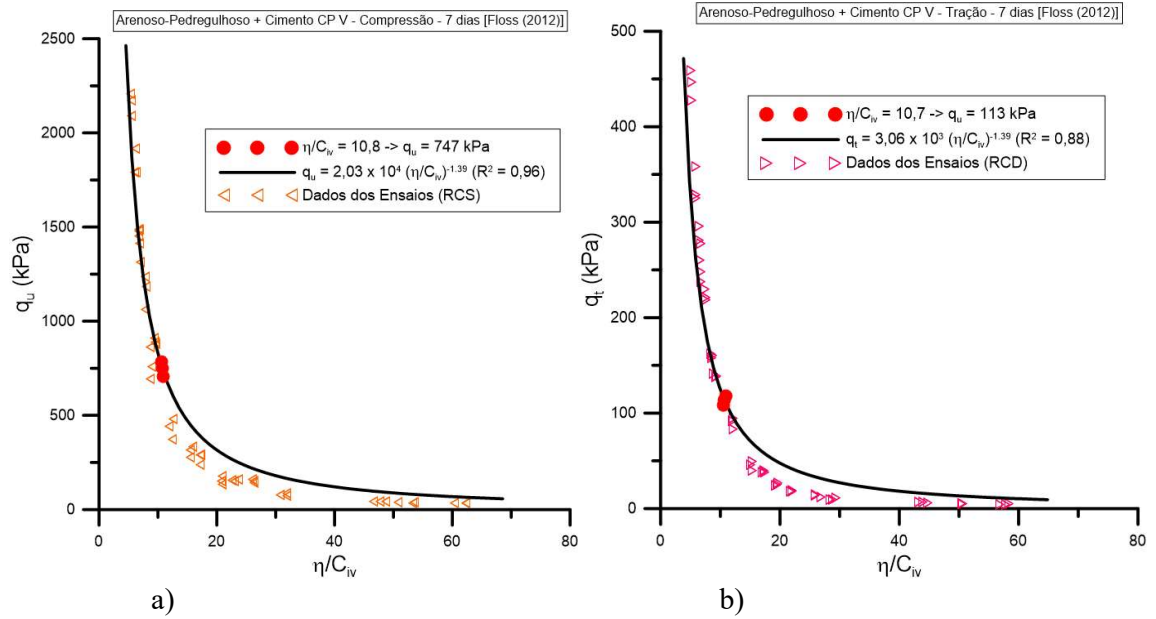


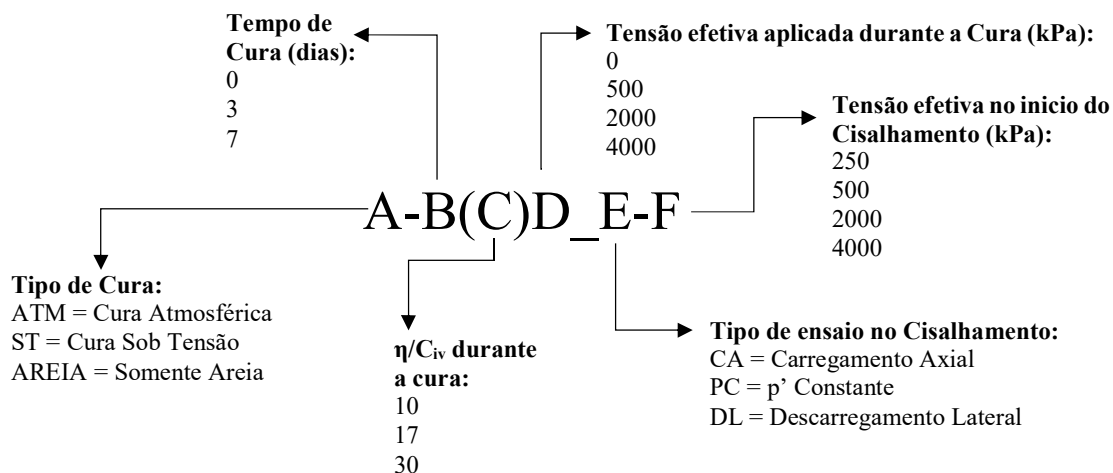
Figura 5.19 - Comparação das curvas obtida pelo modelo proposto de uma mistura de um solo Arenoso-Pedregulhoso tratado com cimento CP V e 7 dias de cura (Floss, 2012) com os ensaios de a) resistência à compressão simples (q_u) e b) resistência à compressão diametral (q_t).

5.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Esta parte do capítulo apresenta os resultados de uma série de triaxiais, realizados até altas tensões de confinamento, da areia de Osório artificialmente cimentada e com a cura a ser realizada de duas maneiras distintas: sob pressão atmosférica (sem tensão) e sob tensão para diferentes carregamentos hidrostáticos. Vários autores (Consoli *et al.*, 2000; Rotta *et al.*, 2003; Consoli *et al.*, 2006; Dalla Rosa *et al.*, 2008) mostraram que as amostras curadas sob tensão apresentaram comportamento mecânico semelhante ao das amostras curadas sem tensão, somente quando ensaiadas a pressões de confinamento inferiores à tensão isotrópica de plastificação. Para tensões superiores as amostras curadas sob tensão apresentaram um aumento de rigidez e resistência em relação às amostras curadas sem tensão aplicada (Figura 2.21). Esses ensaios foram realizados para tensões de confinamento relativamente baixas (até 500 kPa). Mas e se esse procedimento, de cura sob tensão, fosse realizado para tensões consideravelmente mais altas (de 500 a 4000 kPa), será que o aumento da rigidez e da resistência seria muito mais significativo, em relação a amostras curadas sem tensão? Um programa de ensaios triaxiais foi desenvolvido com o objetivo de tentar responder a essas questões e a aumentar o conhecimento do comportamento de materiais cimentados.

5.3.1 Considerações Iniciais

Antes de se proceder à análise dos resultados dos ensaios triaxiais serão apresentadas algumas considerações. Para ajudar a identificação de cada ensaio foi empregada a seguinte nomenclatura:



Por exemplo, o ensaio com a nomenclatura ST-3(10)2000_CA-2000 corresponde a um ensaio com um $\eta/C_{iv} = 10$ e que foi curado sob tensão (ST) com uma tensão efetiva média de 2000

kPa durante 3 dias. No final do tempo de cura foi realizado um carregamento axial com uma tensão efetiva média inicial de 2000 kPa. Já o código usado para o ensaio AREIA-0(17*)0_CA-500 indica que foi realizado um ensaio somente de areia de Osório e com um índice de vazios equivalente a uma mistura de areia de Osório com cimento com um $\eta/C_{iv} = 17$, seguindo-se um cisalhamento por carregamento axial com uma tensão efetiva média de 500 kPa.

Para as amostras cimentadas, e que seriam curadas sob tensão, existiam 2 hipóteses de moldagem:

1) Seriam moldadas de modo similar às amostras curadas sem tensão, ou seja, diretamente para um η/C_{iv} de 10, 17 ou 30.

2) A moldagem se realizaria para valores ligeiramente acima dos valores propostos de η/C_{iv} (10, 17 e 30), para que quando fosse aplicada a tensão de consolidação, a redução de volume da amostra, que teria um comportamento semelhante ao de uma areia já que o processo de cura ainda não tinha começado, resultasse no valor requerido de η/C_{iv} (10, 17 ou 30).

Como o objetivo do estudo é investigar o comportamento de amostras cimentadas relativamente ao seu tipo de cura, determinou-se que a opção 2 se ajustaria melhor, permitindo que, indiferentemente do tipo de cura realizada, a amostra teria o mesmo η/C_{iv} durante a cura.

Para se determinar o nível de redução de vazios, para cada η/C_{iv} , foram realizados 3 ensaios de carregamento hidrostático (ensaio isotrópicos) de calibração. Primeiramente foram determinados os valores iniciais de moldagem com base nos resultados obtidos por Santos *et al.* (2010) para a areia de Osório, em que seriam moldadas as amostras para calibração. A Figura 5.20 mostra os ensaios de Santos *et al.* (2010) e os 3 ensaios de calibração para a determinação da redução de vazios com o aumento da tensão efetiva média. A Tabela 5.7 resume os valores de η/C_{iv} de moldagem para cada nível de tensão efetiva média de cura. Estes valores indicam que para a realização do ensaio, por exemplo, ST-3(30)4000_CA-4000 o η/C_{iv} de moldagem teria que ser de 32,95 para que no final da aplicação de 4000 kPa de tensão efetiva média a redução de volume (vazios) da amostra resultasse num $\eta/C_{iv}^{cura} \approx 30$. Como critério de aceitação determinou-se que valores de η/C_{iv} de cura poderiam se afastar do seu valor teórico numa faixa de $\pm 0,5 \eta/C_{iv}$, ou seja, para o caso acima, o η/C_{iv}^{cura} poderia variar entre 29,5 e 30,5.

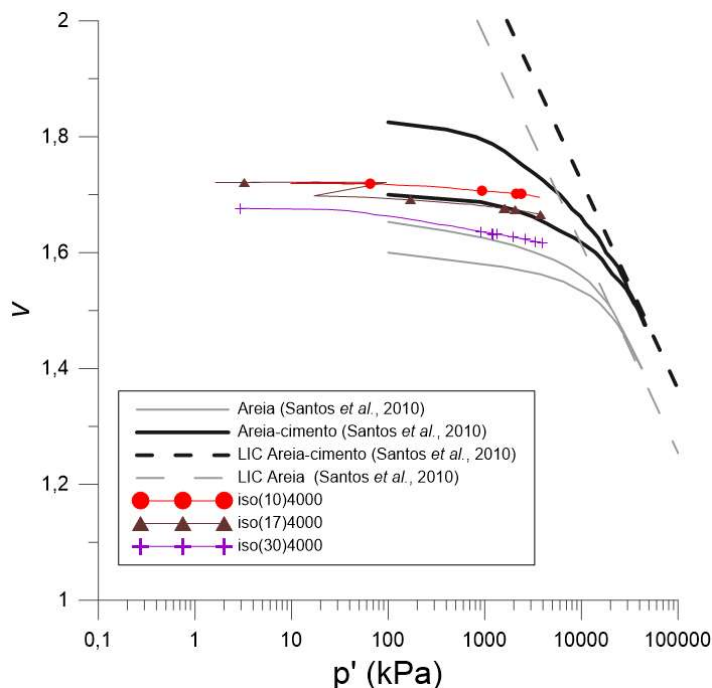


Figura 5.20 – Ensaios isotrópicos de calibração dos parâmetros de moldagem.

Tabela 5.7 – Valores de η/C_{iv} de moldagem para cada nível de tensão efetiva média de cura.

η/C_{iv} cura	Tensão efetiva média de cura (kPa)			
	0	500	2000	4000
10	10	10,53	10,81	10,97
17	17	17,91	18,39	18,70
30	30	31,60	32,50	32,95

De forma a que a apresentação dos dados dos ensaios triaxiais seja menos repetitiva durante a análise dos resultados, foi criado um relatório individual para cada ensaio realizado e que se encontra no Apêndice C. Nele se pode encontrar diversas informações tais como: dados de moldagem, resultados após a consolidação e o cisalhamento, tipo de ruptura e alguns gráficos referentes ao seu comportamento tensão-deformação-deformabilidade.

5.3.2 Cálculos e Definições Básicas

Na apresentação dos gráficos dos resultados dos ensaios triaxiais, os parâmetros de tensão q (tensão desvio) e p' (tensão efetiva média), de deformabilidade ε_s (deformação distorcional) e ε_{vol} (deformação volumétrica) e o volume específico v , são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (5.14)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (5.15)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (5.16)$$

$$\varepsilon_{vol} = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad (5.17)$$

$$v = 1 + e \quad (5.18)$$

Onde:

σ'_a e σ'_r são as tensões efetivas axial e radial, respectivamente;

ε_a e ε_r são as deformações totais axial e radial, respectivamente;

e é o índice de vazios da amostra.

A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), apresentadas neste trabalho foram obtidos através do ajuste de envoltórias de resistência no espaço $s':t$, definidas como:

$$t = \frac{1}{2}(\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (5.19)$$

$$s' = \frac{1}{2}(\sigma'_a + \sigma'_r) \quad (5.20)$$

Para o estudo em termos de rigidez foram calculados os módulos cisalhantes secantes e tangentes, dados pelas equações 5.21 e 5.22, respectivamente:

$$G_{sec} = \frac{q}{3\varepsilon_s} \quad (5.21)$$

$$G_{tan} = \frac{\delta q}{3\delta\varepsilon_s} \quad (5.22)$$

Já o módulo de elasticidade secante e tangente foi determinado pelas seguintes equações:

$$E_{sec} = \frac{q}{\varepsilon_a} \quad (5.23)$$

$$E_{tan} = \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_a} \quad (5.24)$$

Sabendo-se que existe uma relação entre a razão de tensões q/p' e a taxa de dilatância ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$) de solos para estados sobre a superfície limite de estado, e que tendem para uma taxa de variação volumétrica igual a zero (Figura 2.33) e $q/p' = M$. Neste espaço, o material apresenta comportamento de contração para valores positivos de $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ e comportamento dilatante para valores negativos de $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$. A relação entre a razões de tensões e a dilatância é dada pela seguinte equação:

$$\frac{q'}{p'} = M - \frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_s} \quad (5.25)$$

E para a compressão, a grandeza M é dada, no estado crítico, pela equação:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (5.26)$$

Nos ensaios de compressão isotrópica, cada amostra possui uma curva de compressão em função de volume específico inicial, dada pela equação:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (5.27)$$

Em que o valor N representa a interseção do volume específico inicial de cada amostra com o vertical para uma tensão $p' = 1 \text{ kPa}$, definindo a sua curva de compressão correspondente à LIC (linha isotrópica de compressão). Através da curva tensão-deformação dos ensaios de compressão isotrópica também é possível determinar o módulo de elasticidade volumétrico (*bulk modulus*) (K) que é dado pelas seguintes equações, respectivamente, para o secante e o tangente:

$$K_{sec} = \frac{p'}{\varepsilon_v} \quad (5.28)$$

$$K_{tan} = \frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_v} \quad (5.29)$$

5.3.3 Compressão Isotrópica

Diversos autores (Coop & Lee, 1993; Pestana & Whittle, 1995; MacDowell & Bolton, 1998) que realizaram ensaios isotrópicos em areias, com diferentes volumes específicos iniciais, v ,

mostraram uma convergência única para a LIC (linha isotrópica de compressão) no espaço $v:\log(p')$. Os autores também concluíram que as areias, com diferentes origens geológicas, só conseguem confluir para a LIC devido à quebra das partículas constituintes somente para altas pressões, e que a sua localização varia conforme a natureza e rigidez dessas partículas.

Santos *et al.* (2010b) realizaram ensaios de compressão isotrópica (Figura 2.1) na areia de Osório e numa mistura de areia de Osório com cimento. As pressões máximas (40MPa) atingidas para nesses ensaios foram suficientes para se observar a quebra das partículas da areia, permitindo assim que as curvas convergissem para as LIC e que a adição do cimento levasse a uma transladação da LIC em relação à da areia. Esse comportamento também já foi observado por outros autores (Leroueil & Vaughan, 1990; Kavvas e Anagnostopoulos, 1998; Cuccovillo & Coop, 1999a;) que mostraram que existe a criação de um espaço adicional devido à existência de uma estrutura no solo (Figura 2.13), mas que com o aumento da tensão, e depois que seja atingida a plastificação (que é função direta do tipo de cimentação) dessa estrutura, ocorre a convergência para uma condição perto da desestruturada. Uma convergência completa não é esperada já que a adição de cimento e depois a quebra dessa cimentação leva à alteração da granulometria da amostra cimentada em relação à não cimentada (Consoli & Foppa, 2014).

A Figura 5.21 mostra os resultados de Santos *et al.* (2010b) juntamente com todos os ensaios de compressão isotrópica realizados neste trabalho. Se observa perfeitamente que as pressões máximas (4 MPa) a que foram submetidas as amostras não foram suficientes para que as LICs tenham sido atingidas. Seriam necessárias pressões de, no mínimo, 20 MPa para que tal seja possível. Mas para os ensaios realizados com maiores pressões (4000 kPa) percebe-se que acompanham a tendência de comportamento dos resultados realizados até 40 MPa.

Como para este trabalho não foram atingidas as pressões necessárias para a quebra das partículas de areia, foi realizado um ensaio isotrópico com descarregamento (Figura 5.22) de modo a se verificar se o tempo dispendido (1h) desde a moldagem da amostra até ao início do ensaio de compressão isotrópico, para amostras em que a cura se iria realizar sob tensão, era suficiente para garantir que as ligações cimentícias ainda não teriam começado.

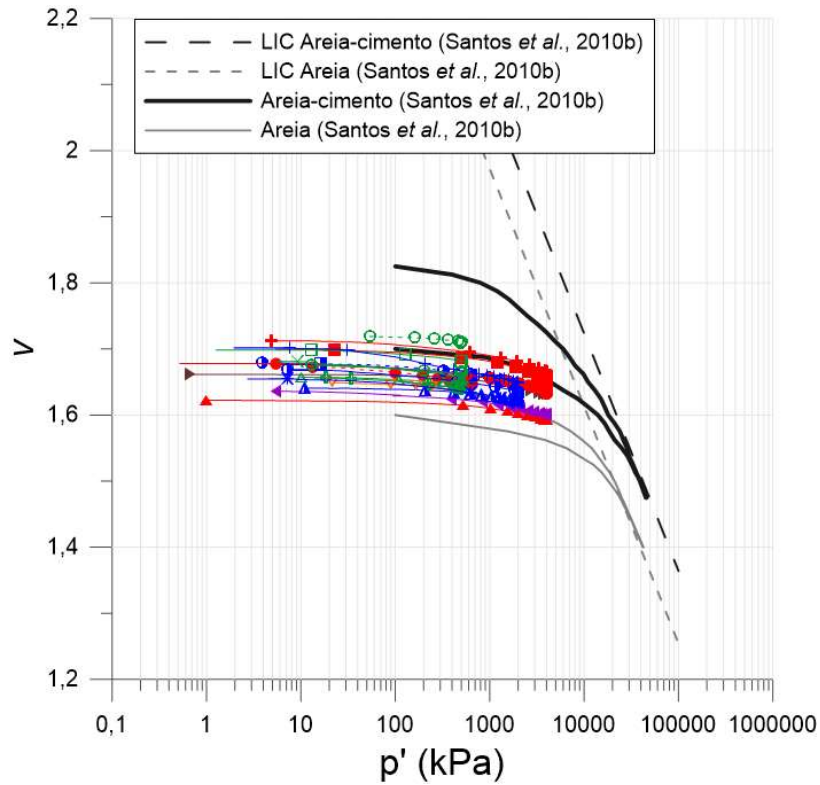


Figura 5.21 – Curvas tensão-volume específico para todos ensaios realizados [comparação com os ensaios de Santos *et al.* (2010b)].

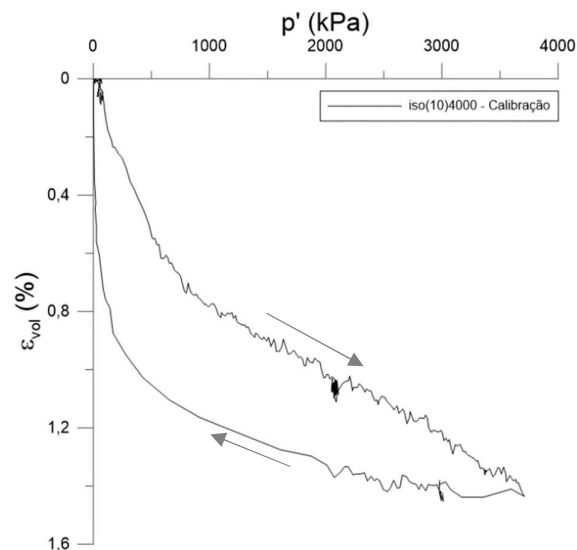


Figura 5.22 – Carregamento e descarregamento numa amostra de areia-cimento moldada com $\eta/C_{IV} = 10$.

Com o descarregamento, a deformação volumétrica retornou ao seu ponto inicial ($\varepsilon_{vol} = 0$), concluindo-se assim que durante o tempo de moldagem das misturas areia-cimento, montagem

da amostra na câmara triaxial e aplicação da pressão confinante (que para todos os ensaios foi inferior a 1h), para os ensaios de cura sob tensão, não se deu ainda o início da cimentação. Com o resultado do descarregamento também se pode concluir que as deformações presentes durante o ensaio foram somente elásticas. Como já indicado no ponto 4.3.6, as medições das deformações volumétricas durante os ensaios de compressão isotrópica eram realizadas pela instrumentação interna que estavam coladas nas amostras. Na Figura 5.23, que mostra os ensaios AREIA(17*), ATM-3(17) e ST-3(17), no espaço $v:p'$, na compressão isotrópica até $p' = 4000$ kPa, também se observa esse comportamento. A amostra correspondente ao ensaio ST-3(17)4000_CA-4000 tem um comportamento muito semelhante ao da AREIA, enquanto a amostra já com 3 dias de cura (ATM-3(17)0_CA-4000), a quando do início do ensaio, revela uma menor deformabilidade devido à, já existente, estrutura criada pela adição do cimento. Da análise do gradiente das curvas tensão-volume específico verifica-se que, e desconsiderando o trecho inicial do ensaio, os ensaios de AREIA e ST apresentam uma mesma inclinação enquanto o ensaio ATM evidencia ter dois gradientes diferentes durante o ensaio. Uma possível explicação é devido ao início da quebra da cimentação para um nível de tensões (p') de, aproximadamente, 1800 kPa.

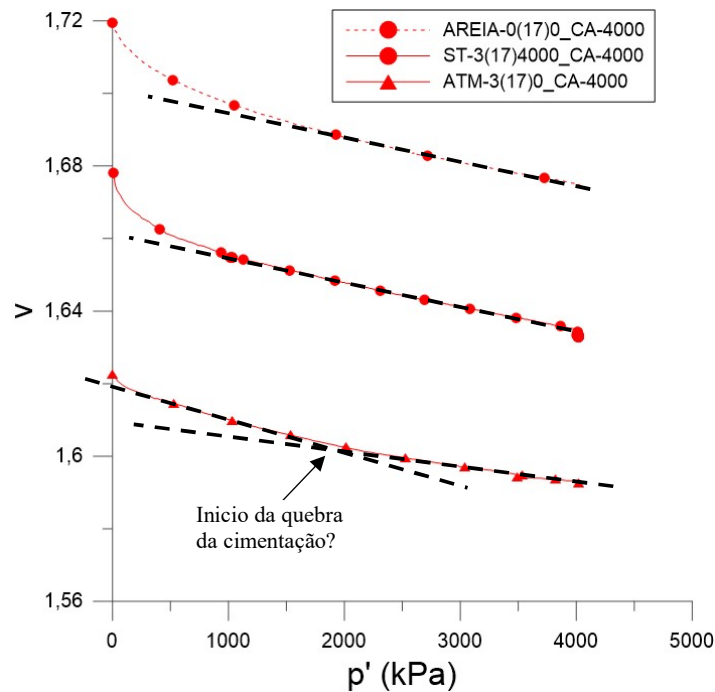


Figura 5.23 – Curvas tensão-volume específico para ensaios com $\eta/C_{iv}=17$ (ou índice vazios equivalente) e que foram até $p'=4000$ kPa.

A Figura 5.24 mostra o *bulk modulus tangente* (K_{tan}) com a deformação volumétrica (ϵ_{vol}) para todos os ensaios realizados. Distintivamente, observavam-se duas tendências de comportamento da rigidez. Uma resposta mais rígida, para um nível menor de deformação das amostras curadas atmosféricamente, e um comportamento menos rígidos para as amostras só de areia e que seriam curadas sob tensão. O comportamento inesperado do ensaio ST-3(30)2000_CA-2000 deu-se, provavelmente, a algum problema, durante a parte inicial do ensaio com a instrumentação, já que a partir dos 2% de deformação volumétrica o K_{tan} apresenta um gradiente semelhante ao dos outros ensaios ST.

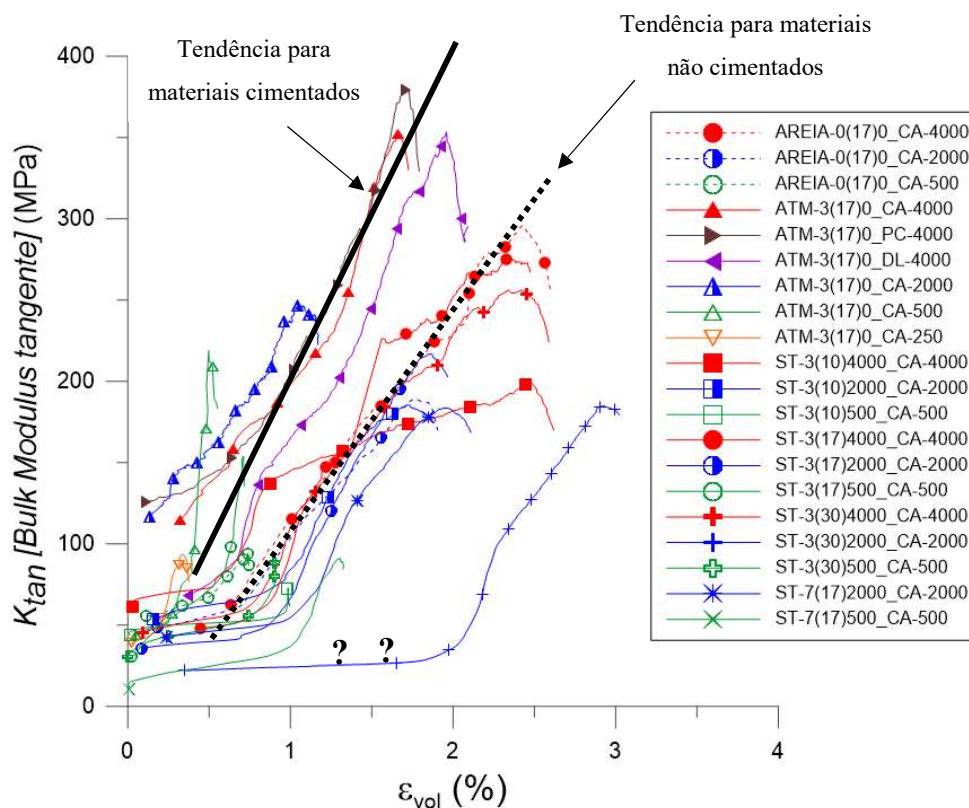


Figura 5.24 – K_{tan} -evol para o carregamento isotrópico de ensaios realizados.

A Tabela 5.8 resume, para todos os ensaios, os parâmetros de moldagem e do final da consolidação. De realçar que, em relação ao valor do η/Civ de cura, 3 ensaios (ATM-3(17)0_CA-4000, ST-3(30)4000_CA-4000 e ST-7(17)2000_CA-2000) não satisfazem o critério de aceitação, mas devido a um problema técnico no redutor do controlador de pressão da confinante não foi possível a repetição dos ensaios. Devido à mesma razão o ensaio ST-7(17)4000_CA-4000, que estava no planejamento, também não foi realizado.

Tabela 5.8 – Tabela Resumo dos parâmetros de moldagem e do final da consolidação para todos os ensaios.

Ensaio	e moldagem	Teor de Cimento (%)	n/C _{iv} moldagem	e consolidação	η/C_{iv} consolidação	p' cura (kPa)	K _{sec} ^{max} (MPa)	K _{tan} ^{max} (MPa)
iso(10)4000_calibração	0,70	8,35	10,64	0,671	10,22	4000	246,9	555,0
iso(17)4000_calibração	0,72	4,71	18,94	0,670	17,57	4000	121,6	398,2
iso(30)4000_calibração	0,70	2,5	32,75	0,613	28,65	4000	81,7	395,5
AREIA-0(17*)0_CA-500	0,68	-	-	0,669	-	-	67,4	94,2
AREIA-0(17*)0_CA-2000	0,68	-	-	0,649	-	-	105,1	189,4
AREIA-0(17*)0_CA-4000	0,72	-	-	0,678	-	-	155,6	295,8
ATM-3(17)0_CA-250	0,649	4,71	17,03	0,643	16,88	0	66,3	93,8
ATM-3(17)0_CA-500	0,657	4,71	17,24	0,647	16,98	0	94,1	219,0
ATM-3(17)0_CA-2000	0,641	4,71	16,81	0,623	16,35	0	173,8	246,4
ATM-3(17)0_CA-4000	0,623	4,71	16,35	0,594	15,58	0	214,4	352,0
ATM-3(17)0_PC-4000	0,664	4,71	17,41	0,634	16,64	0	210,20	379,3
ATM-3(17)0_DL-4000	0,636	4,71	16,68	0,602	15,78	0	186,0	353,4
ST-3(10)500_CA-500	0,698	8,35	10,64	0,682	10,39	500	52,3	73,0
ST-3(10)2000_CA-2000	0,678	8,35	10,33	0,645	9,83	2000	106,0	185,4
ST-3(10)4000_CA-4000	0,699	8,35	10,65	0,652	9,93	4000	153,8	198,8
ST-3(17)500_CA-500	0,675	4,71	17,71	0,664	17,41	500	87,6	153,9
ST-3(17)2000_CA-2000	0,669	4,71	17,54	0,635	16,66	2000	102,5	216,9
ST-3(17)4000_CA-4000	0,678	4,71	17,79	0,635	16,65	4000	163,9	276,5
ST-3(30)500_CA-500	0,656	2,5	30,67	0,640	29,92	500	56,8	90,0
ST-3(30)2000_CA-2000	0,702	2,5	32,79	0,649	30,34	2000	64,8	184,8
ST-3(30)4000_CA-4000	0,712	2,5	33,27	0,667	31,18	4000	148,3	256,2
ST-7(17)500_CA-500	0,681	4,71	17,87	0,656	17,21	500	39,9	91,1
ST-7(17)2000_CA-2000	0,655	4,71	17,18	0,620	16,26	2000	108,2	183,6

* moldado para um índice de vazios equivalente ao ensaio ST-3(17).

5.3.4 Comportamento Tensão-Deformação

A Figura 5.25 mostra a comparação, no espaço $q:\varepsilon_s$, dos resultados dos ensaios triaxiais com cura atmosférica (ATM) e cura sob tensão (ST) para 3 dias de cura e em que a cura decorreu para um $\eta/C_{iv} = 17$ (ou com índice de vazios equivalente para os ensaios somente com areia). Um resultado não esperado foi o maior ganho de resistência do ensaio ATM-3(17)0_CA-4000 em relação ao seu equivalente, mas curado sob tensão (ST-3(17)4000_CA-4000). Como se verá e será discutido mais a frente neste trabalho, para este nível de tensão efetiva média ($p' = 4000$ kPa) o comportamento tensão-deformação é controlado, depois da plastificação, majoritariamente pela parcela friccional. Observando a Tabela 5.8, verifica-se que o ensaio de cura atmosférica foi um dos que não se enquadraram no critério de aceitação, enunciado no ponto 5.3.3, realizando a sua cura com um η/C_{iv} (de moldagem) abaixo do previsto. Além disso, o ensaio de compressão isotrópica levou a que houvesse uma redução do η/C_{iv} (consolidação). A combinação destes dois fatores levou a que a amostra com cura atmosférica (ATM) iniciasse o cisalhamento com um η/C_{iv} relativamente inferior ao da sua congênere (ST) ($\eta/C_{iv}^{ATM}=15,58 < \eta/C_{iv}^{ST}=16,65$). Pela Figura 5.25b se pode observar que o início do ensaio ST-3(17)4000_CA-4000 até a plastificação (trecho inicial linear) revelou um comportamento condizente com os outros ensaios ST, ou seja, apresentando um comportamento mais rígido em relação às amostras dos ensaios ATM. Depois do início da plastificação o comportamento tensão-deformação mudou e passou a ter uma menor rigidez em relação ao ensaio ATM-3(17)0_CA-4000 devido a, provavelmente, a essa diferença do η/C_{iv} (e respetivamente no índice de vazios). Em relação aos ensaios para outras tensões efetivas médias (500 e 2000 kPa) o comportamento tensão-deformação é semelhante: os ensaios ST tem um comportamento mais rígido do que os ensaios ATM, sendo mais evidente para o ensaio com menor nível de tensão (Figura 5.25b). Os gráficos da ε_{vol} corroboram, já que as amostras para os ensaios ST apresentam expansão, enquanto os ensaios ATM só têm compressão. As amostras ST tem esse comportamento mais rígido devido à preservação da estrutura da amostra (que foi curado na mesma tensão efetiva média em que foi realizado o ensaio de cisalhamento), enquanto as amostras ATM têm parte da sua estrutura comprometida (maior para uma tensão efetiva maior) durante o ensaio de compressão isotrópica. Resultados semelhantes foram encontrados por Consoli *et al.* (2000) e Dalla Rosa *et al.* (2008).

A Figura 5.26, que mostra os ensaios ATM e ST para uma tensão efetiva média de 500 e 2000 kPa até um ε_s de 5%, parece indicar que para $\varepsilon_s > 3\%$ as curvas tensão-deformação dos ensaios ATM e ST convergem para um comportamento similar. Este resultado parece indicar que a partir desse nível de deformação o efeito da cimentação deixa de ser tão preponderante no controle da resistência da amostra, passando a parcela friccional a ter uma maior predominância.

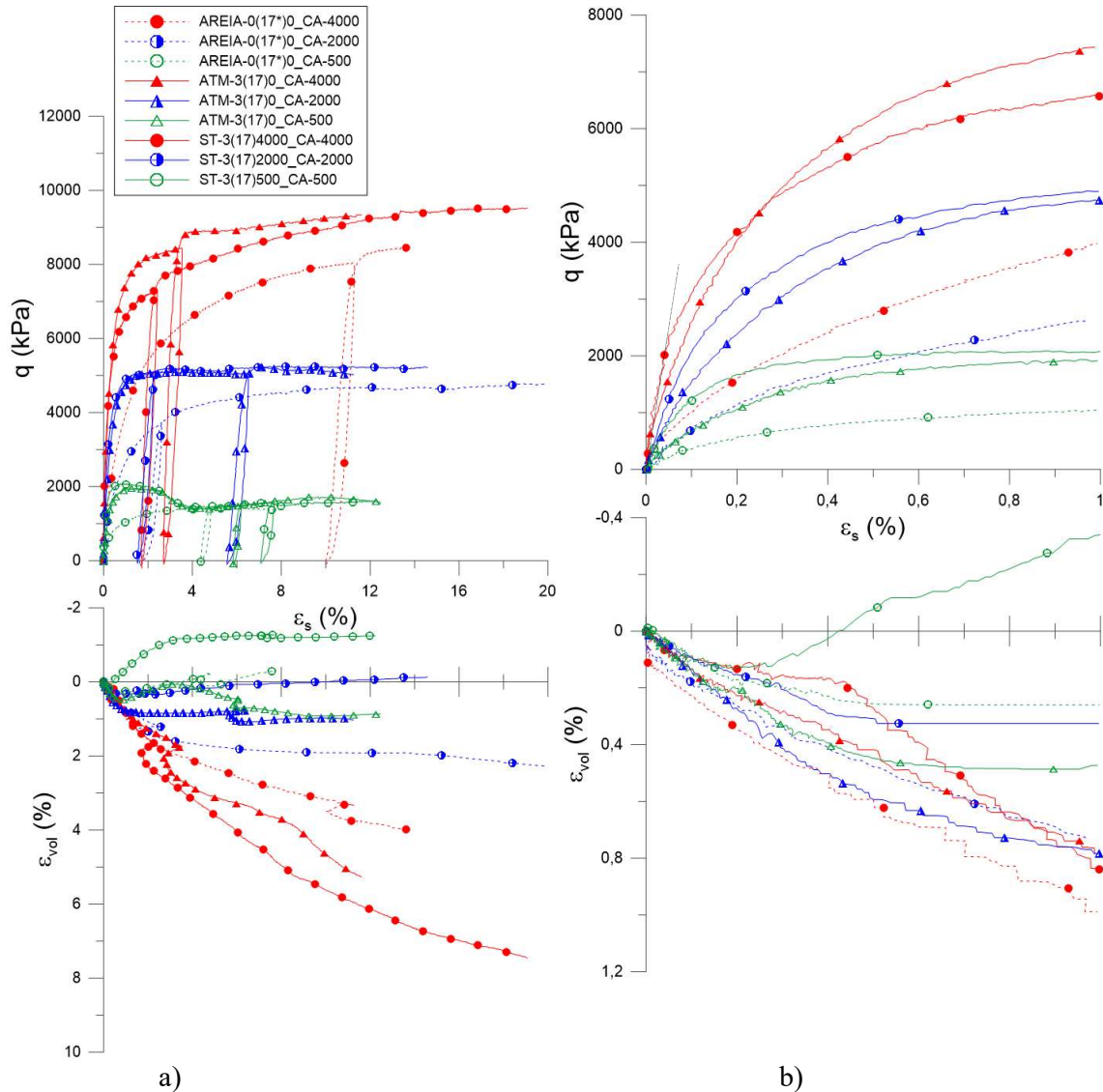


Figura 5.25 – Curvas tensão-deformação de amostras de AREIA, ATM e ST para um $\eta/C_{iv} = 17$ (ou índice vazios equivalente): a) ensaio completo e b) fase inicial do ensaio ($\varepsilon_s < 1\%$).

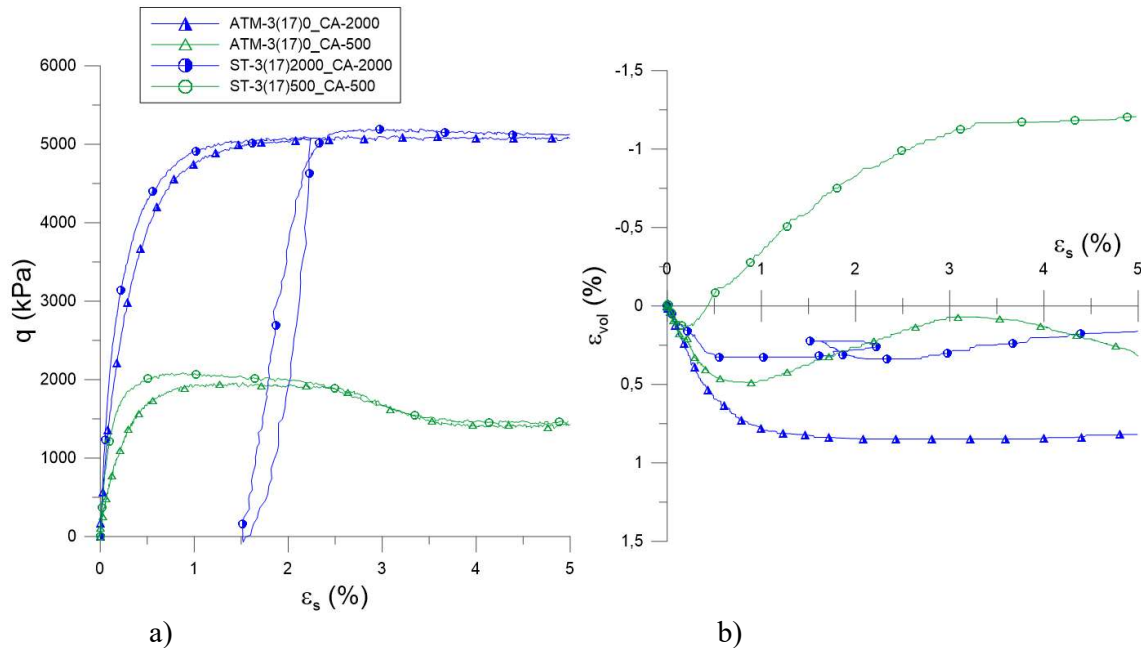


Figura 5.26 – Ensaio das amostras de ATM e ST para um $\eta/C_{iv} = 17$ e p' até 2000 kPa até $\epsilon_s = 5\%$: a) curvas tensão-deformação distorcional e b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional.

Na Figura 5.27 tenta-se fazer uma analogia com o modelo de mobilização das componentes de resistência no cisalhamento para rochas frágeis proposto por Hajiabdolmajid *et al.* (2002) (Figura 2.17). Esse modelo idealiza que o comportamento de rochas frágeis no cisalhamento é composto por 4 fases, que podem ser observadas no ensaio ST-3(17)500_CA-500: primeira fase elástica e linear até ao início da plastificação da estrutura da amostra (I), onde a resistência, a partir desse ponto, deixa de ter somente uma parcela coesiva para passar a ter, juntamente, uma parcela friccional (II). Com o início da quebra da cimentação da amostra, que lida com acréscimos de deformações plásticas crescentes até à ruptura, a influência do nível de tensões confinantes no comportamento tensão-deformação torna-se cada vez mais notória, devido ao aumento da parcela friccional na resistência (III). Por fim, quando a resistência chega ao seu pico a parcela coesiva começa a reduzir drasticamente (IV) até atingir um nível de resistência equivalente ao do ensaio AREIA-0(17*)0_CA-500, ou seja, somente a parcela friccional é que controla a resistência. Este comportamento também foi observado por Coop & Atkinson (1993) e Cuccovillo & Coop (1999a) que apresentaram um modelo de comportamento para solos cimentados a diferentes níveis de tensão efetiva média (Figura 2.19 e 2.20).

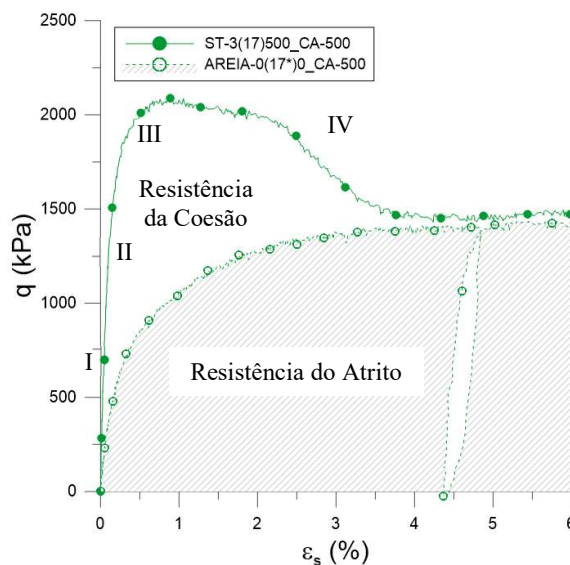


Figura 5.27 – Comparação das curvas tensão-deformação dos ensaios ST-3(17)500_CA-500 e AREIA-0(17*)0_CA-500.

Na Figura 5.28 se mostra a comparação dos ensaios realizados com cura sob tensão (ST) para diferentes η/C_{IV} (Figura 5.28a) e diferentes tempos de cura (Figura 5.28b). Como enunciado anteriormente, o ensaio ST-7(17)4000_CA-4000 não foi realizado devido a problemas técnicos no controlador de pressão. O ensaio ST-7(17)2000_CA-2000 teve um problema durante no seu 4^a dia de cura, em que uma falha na energia elétrica levou a que o computador desligasse. Quando a energia elétrica retornou, o software que controla o ensaio, estava, obviamente, desligado e pressão efetiva de cura aumentou até 2500 kPa, altura que o ensaio foi restabelecido. Esse aumento de tensão, provavelmente, levou à quebra de parte da cimentação na amostra, explicando a diferença de resistência, na fase inicial do ensaio, entre as amostras dos ensaios realizados para um $p' = 2000$ kPa. Observando a Tabela 5.9, verifica-se a que tensão de pico, para esses ensaios, é similar, já que ela ocorre para maiores deformações, onde os 2 ensaios já apresentavam comportamento semelhante. Mas a tensão de plastificação mostra exatamente que pode ter havido alguma quebra da cimentação para o ensaio ST-7(17)2000_CA-2000 já que ela é inferior à do ensaio ST-3(17)2000_CA-2000, contrariando o que mostra as tensões de plastificação para os mesmos ensaios, mas realizados para um $p' = 500$ kPa. Nesses ensaios, que não tiveram problemas durante a cura, a amostra para 7 dias de cura (ST-7(17)500_CA-500) apresentou uma tensão de plastificação 24% superior ao do ensaio para 3 dias de cura (ST-3(17)500_CA-500). Em relação à resistência de pico, não parece haver indício que o aumento do tempo de cura traga um aumento considerável nesse requisito. As amostras para ST-7(17) apresentam valores muito similares aos seus pares para ST-3(17).

Em relação à variação do η/C_{iv} para o mesmo tempo de cura (Figura 5.28a) os resultados apresentam a mesma tendência do que foi encontrado por Consoli *et al.* (2009a, 2012a). Como se pode observar na Tabela 5.9, quanto menor o η/C_{iv} maior a resistência de pico e maior a tensão de plastificação.

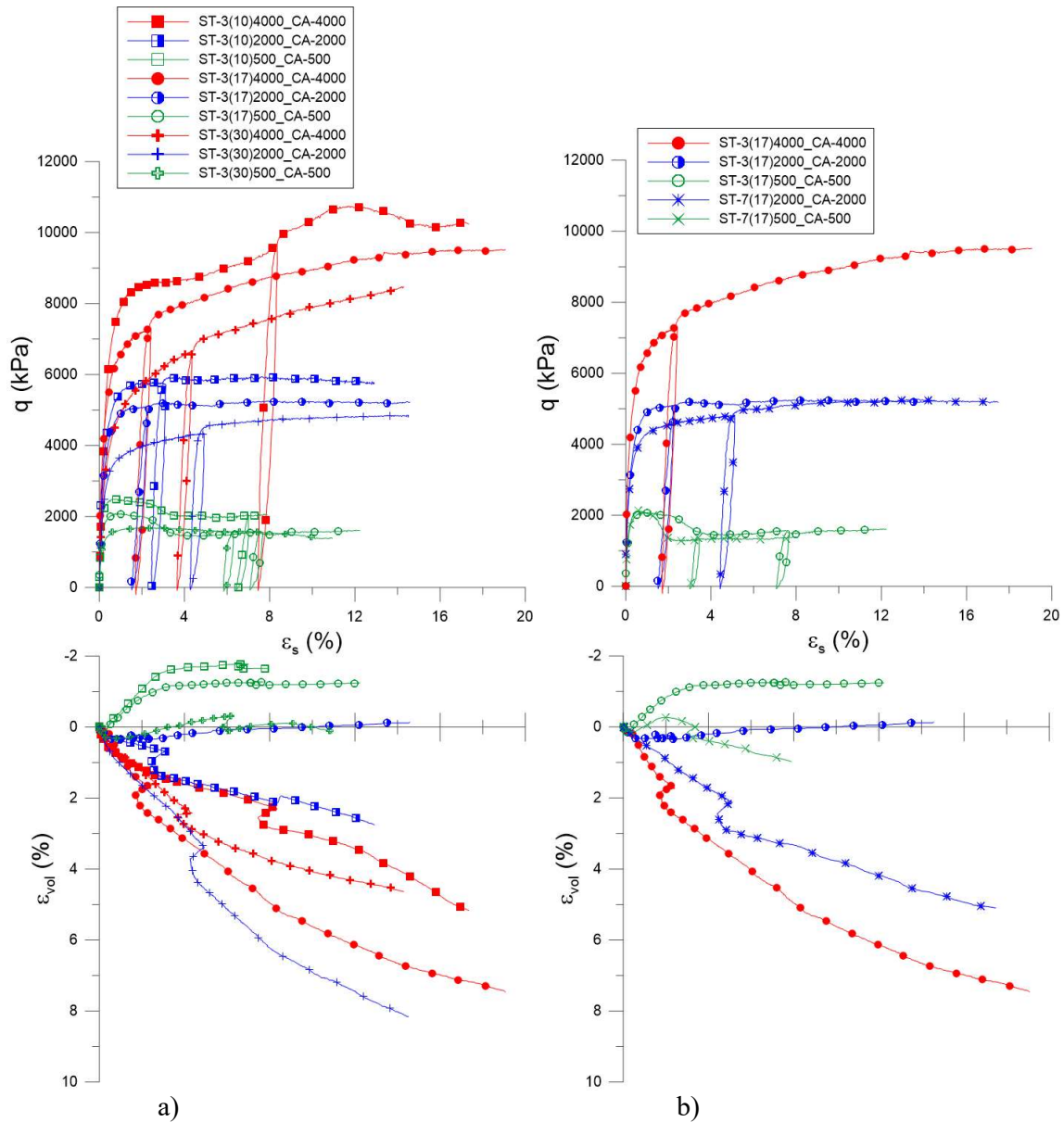


Figura 5.28 – Comparação das curvas tensão-deformação distorcional-deformação volumétrica de amostras curadas sob tensão com a) variação do η/C_{iv} de cura para um mesmo tempo de cura e b) variação do tempo de cura para um mesmo η/C_{iv} .

Tabela 5.9 – Tabela Resumo dos resultados para o cisalhamento, ruptura e plastificação dos ensaios triaxiais.

Ensaio	Cisalhamento			Ruptura						Plastificação				
	p' inicial cisalhamento (kPa)	Tipo de Ruptura	θ ($^{\circ}$)	q ruptura (kPa) (pico)	ε_s ruptura (%) (pico)	p' ruptura (kPa) (pico)	q ruptura (kPa) (pós- pico)	ε_s ruptura (%) (pós- pico)	p' ruptura (kPa) (pós- pico)	q plastificação (kPa)	ε_s plastificação (%)	p' plastificação (kPa)	E_{sec} plastificação (MPa)	$\frac{q}{q}$ plastificação rotura
AREIA-0(17*)0_CA-500	500	**	-	1436,8	6,00	991,2	1326,4	7,72	953,1	355,8	0,098	608,9	261,6	24,8%
AREIA-0(17*)0_CA-2000	2000	Mista ³	51	4788,7	19,89	3596,3	4788,7	19,89	3596,3	1021,8	0,174	2320,7	405,5	21,3%
AREIA-0(17*)0_CA-4000	4000	Embarrig. ²	-	8486,4	13,71	6832,5	8481,6	13,73	6834,8	1424,5	0,166	4478,9	531,5	16,8%
ATM-3(17)0_CA-250	250	Escorreg. ¹	56	1439,7	0,47	740,5	887,0	9,23	545,7	683,4	0,035	468,9	1454,1	47,5%
ATM-3(17)0_CA-500	500	Escorreg. ¹	57	1966,4	1,52	1160,6	1536,7	12,46	1009,7	570,4	0,080	769,4	417,0	42,4%
ATM-3(17)0_CA-2000	2000	Mista ³	60	5223,4	7,11	3752,6	5015,7	11,25	3681,6	1143,1	0,065	2386,4	1143,1	21,9%
ATM-3(17)0_CA-4000	4000	Mista ³	55	9341,6	11,50	7121,6	9336,9	11,62	7113,2	1452,3	0,043	4485,7	2269,2	15,5%
ATM-3(17)0_PC-4000	4000	Mista ³	62	5178,0	3,51	3929,1	4979,3	12,27	3765,6	1583,5	0,076	3955,7	1277,0	30,6%
ATM-3(17)0_DL-4000	4000	Mista ³	59	3092,6	1,48	1980,3	2698,7	14,69	1841,0	1529,3	0,103	2979,3	2184,8	49,5%
ST-3(10)500_CA-500	500	Mista ³	62	2497,8	0,76	1339,8	2041,0	7,89	1177,6	679,7	0,024	728,4	2831,9	27,2%
ST-3(10)2000_CA-2000	2000	Mista ³	55	5946,1	7,65	3986,6	5755,0	12,91	3926,4	1920,4	0,052	2643,7	3200,6	32,3%
ST-3(10)4000_CA-4000	4000	Mista ³	66	10740,8	11,63	7590,1	10240,0	17,35	7419,4	3773,7	0,206	5250,4	1164,7	35,1%
ST-3(17)500_CA-500	500	Mista ³	62	2089,4	0,88	1201,7	1601,5	12,23	1037,6	618,7	0,036	710,0	1374,8	29,6%
ST-3(17)2000_CA-2000	2000	Embarrig. ²	-	5250,2	8,18	3759,3	5225,3	14,58	3751,0	1779,3	0,079	2598,0	1632,4	33,9%
ST-3(17)4000_CA-4000	4000	Embarrig. ²	-	9521,9	18,88	7182,1	9510,0	19,07	7175,9	2756,2	0,078	4903,5	2505,7	28,9%
ST-3(30)500_CA-500	500	Mista ³	55	1687,0	2,95	1067,7	1376,2	10,95	962,9	460,8	0,039	654,9	768,0	27,3%
ST-3(30)2000_CA-2000	2000	Embarrig. ²	-	4854,4	14,52	3621,1	4854,4	14,52	3621,1	1402,0	0,098	2471,0	1070,3	28,9%
ST-3(30)4000_CA-4000	4000	Embarrig. ²	-	8480,5	14,29	6833,5	8480,5	14,29	6833,5	2401,6	0,171	4794,5	960,6	28,3%
ST-7(17)500_CA-500	500	Escorreg. ¹	55	2143,1	0,59	1224,5	1376,2	7,89	958,2	766,9	0,033	756,7	1667,2	35,8%
ST-7(17)2000_CA-2000	2000	Embarrig. ²	-	5276,1	13,61	3758,2	5186,3	17,49	3729,2	1709,0	0,050	2571,3	2629,3	32,4%

**não definida (a membrana se rompeu). Tipo Ruptura: ¹Embarrigamento; ²Escorregamento (*shear plane*); ³Mista=Escorregamento + Embarrigamento.

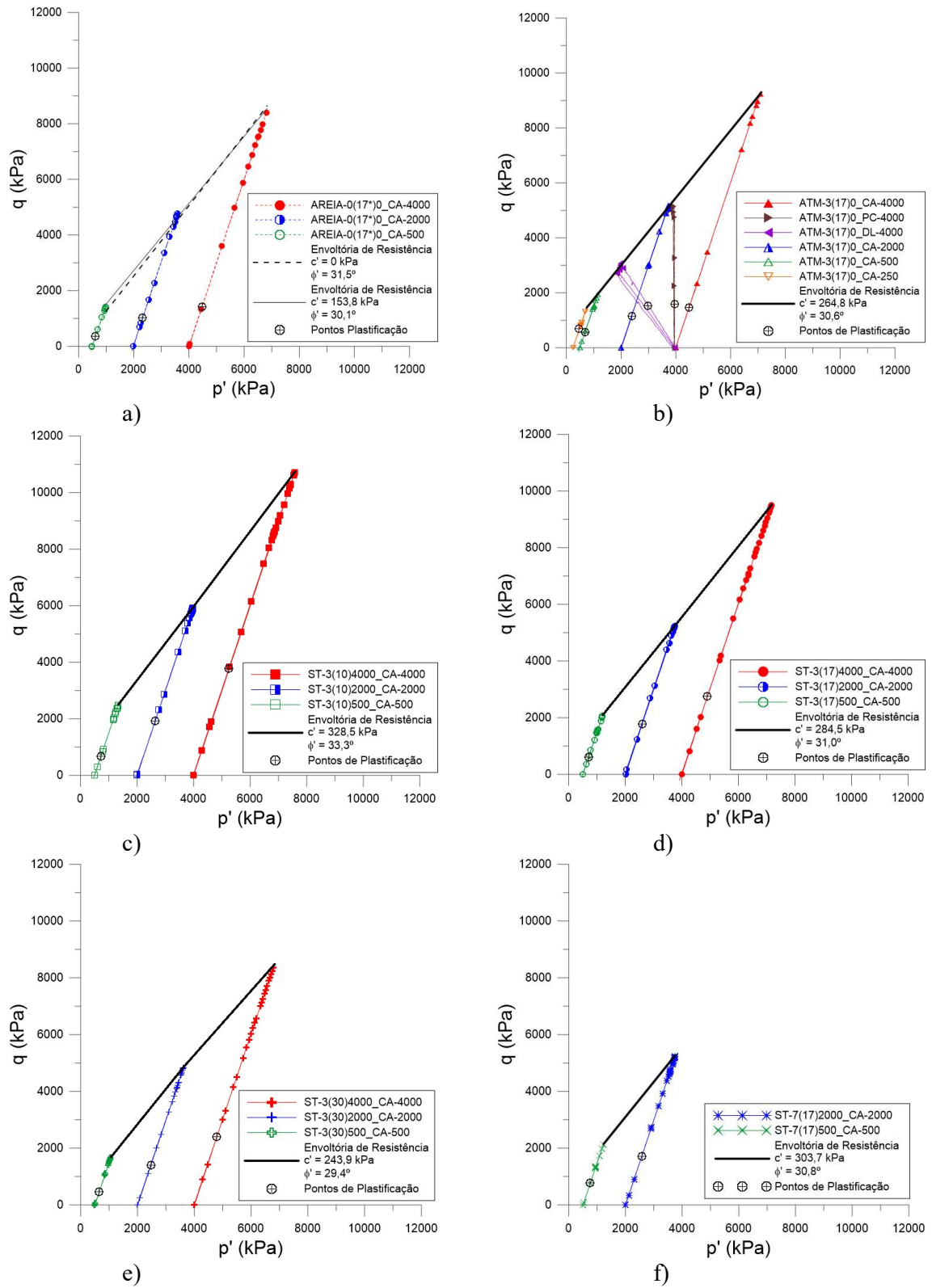


Figura 5.29 – Trajetórias de tensão, envoltórias de resistência e pontos de plastificação para os ensaios triaxiais: a) AREIA(17*); b) ATM-3(17); c) ST-3(10); d) ST-3(17); e) ST-3(30); f) ST-7(17).

As trajetórias de tensão, as envoltórias de resistência e os pontos de plastificação para todos os ensaios triaxiais podem ser observadas na Figura 5.29, enquanto a Tabela 5.10 resume todos os parâmetros de resistência para cada tipo de ensaio. Para o ensaio AREIA (17*) foram colocados 2 conjuntos de parâmetros já que, devido às suas características geológicas de não apresentarem qualquer tipo de coesão, se forçou a envoltória a passar na origem ($c' = 0$ kPa). Mas sabendo-se que a envoltória real de resistência é não linear, e devido aos ensaios serem para altas tensões efetivas, o segundo conjunto de parâmetros correspondem ao melhor ajuste aos valores da tensão de pico resultando um intercepto coesivo de 153,8 kPa. Em relação aos ângulos de atrito (ϕ'), tanto para amostras cimentadas como não cimentadas, apresentam valores similares, como encontrado no trabalho de outros autores (e.g. Clough *et al.*, 1981; Acar & El-Thair, 1986; O'Rourke & Crespo, 1988). Especificamente para as amostras artificialmente cimentadas, se observa que parece haver uma ligação do ângulo de atrito com o η/C_{iv} , ou seja, quanto menor o η/C_{iv} maior o ângulo de atrito. A mesma situação para a coesão (c') (menor η/C_{iv} , maior coesão), principalmente se se levar somente em consideração os ensaios para o mesmo tempo e tipo de cura (ST-3). Devido a esse fato foi realizada uma análise de variância de modo a verificar se existe, ou não, relação entre o η/C_{iv} e os parâmetros de resistência dos ensaios ST-3. Os resultados indicam que existe evidência de relação da coesão ($valor-P=0,0225 < 0,05$) e do ângulo atrito ($valor-P=0,0266 < 0,05$) com o η/C_{iv} . A Figura 5.30 mostra as curvas que relacionam o η/C_{iv} com os parâmetros de resistência, e que apresentam um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,999. Tendências semelhantes já tinham sido encontradas por Consoli *et al.* (2009a). Seria de esperar essa relação da coesão com η/C_{iv} , já que o intercepto coesivo reflete a coesão verdadeira das amostras, sendo, portanto, uma medida efetiva do grau de cimentação (Schnaid *et al.*, 2001). Como se verificou no ponto 5.1, a razão η/C_{iv} engloba o grau de cimentação e se relaciona diretamente com a RCS.

Outro fato interessante é a convergência dos ensaios ATM-3(17)0_CA-2000 e ATM-3(17)0_PC-4000 para, aproximadamente, a mesma zona na envoltória de resistência (Figura 5.29b). Aliás as suas curvas no espaço $q:\varepsilon_s$ (Figura 5.31) apresentam um formato bastante similar, assim como a sua resistência de pico (Tabela 5.9). Já a deformação volumétrica (ε_{vol}) apresenta um comportamento distinto. Depois do trecho inicial, em que o comportamento é similar, o ensaio para p' constante segue uma trajetória de deformação similar à do ensaio de compressão axial para $p' = 4000$ kPa, enquanto a ε_{vol} do ensaio ATM-3(17)0_CA-2000 se mantém estável depois da curva tensão-deformação atingir o seu estado crítico.

Tabela 5.10 – Tabela resumo dos parâmetros de resistência para os conjuntos de ensaios triaxiais.

	c' (kPa)	ϕ (°)
AREIA-0(17*)	0,0	31,5
	153,8	30,1
ATM-3(17)	264,8	30,6
ST-3(10)	347,8	32,7
ST-3(17)	284,5	31,0
ST-3(30)	235,2	29,5
ST-7(17)**	303,7	30,8

**obtida somente por 2 pontos

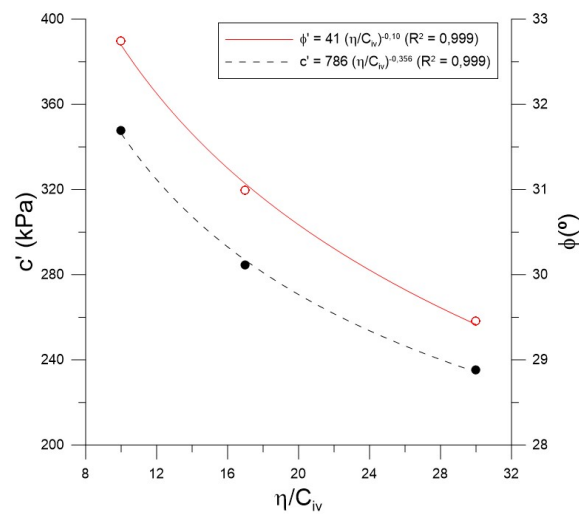


Figura 5.30 – Relação do η/C_{iv} com a coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ').

Os pontos de plastificação foram inseridos na Figura 5.29, somente para visualização da sua localização na trajetória de tensões. O seu comportamento e envoltórias será discutido mais à frente neste trabalho (5.3.7).

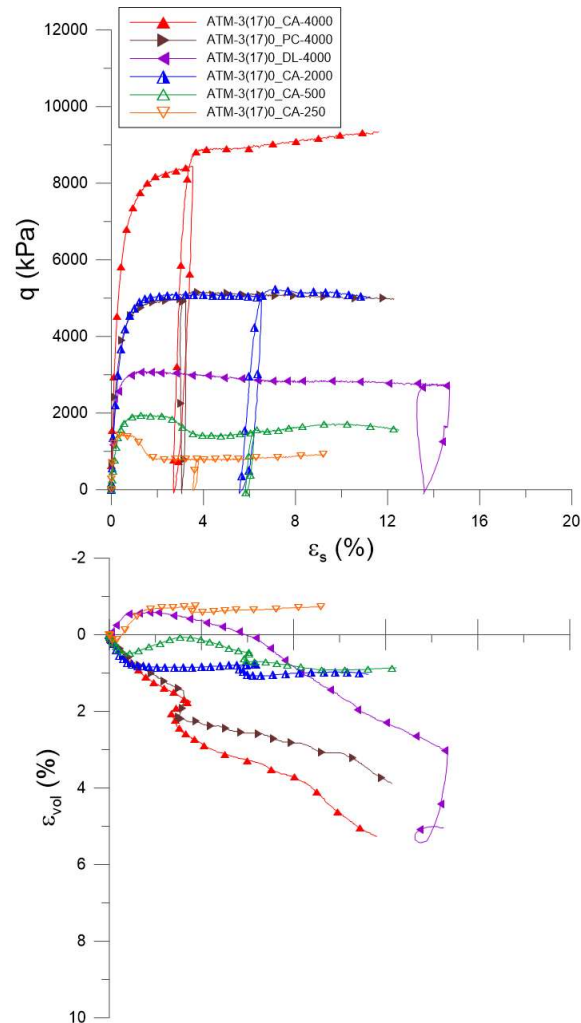


Figura 5.31 – Curvas tensão-deformação distorcional-deformação volumétrica para os ensaios ATM-3(17).

5.3.5 Análise Tensão-Dilatância

A dilatância pode ser definida como a razão entre os incrementos da deformação volumétrica $\delta\varepsilon_{vol}$ e os incrementos de deformação distorcional $\delta\varepsilon_s$. O somatório entre as razões de tensão (q/p') e a dilatância resulta na constante M (equação 5.23) e que corresponde ao valor q/p' no estado crítico (quando $\delta\varepsilon_{vol}/\delta\varepsilon_s = 0$).

A Figura 5.32 concentra todos os ensaios triaxiais realizados nesta pesquisa, apresentado no espaço $q/p':\varepsilon_s$. Uma rápida análise visual parece mostrar que não existe uma tendência comum em direção ao estado crítico (M) para todos os ensaios, mas sim que parece variar dentro de uma faixa de valores ($1,3 < q/p' = M < 1,4$). Para os ensaios que apresentam uma resistência de pico e depois uma queda prenunciada da resistência, os valores de M parecem aparentar valores

superiores aos dos ensaios sem pico aparente. Este fenômeno, provavelmente, está relacionado com o tipo de ruptura das amostras desses ensaios em que ocorre ruptura por escorregamento (*shear plane*), deixando a amostra de ser um material contínuo. Se se analisar, novamente, todos os ensaios, mas agora no espaço $q:p':\delta\varepsilon_{vol}/\delta\varepsilon_s$ (Figura 5.33), se verifica uma tendência friccional e uma tendência coesiva, também observadas por outros autores (e.g. Coop & Wilson, 2003; Santos *et al.*, 2010a; Consoli *et al.*, 2012a; Alvarado *et al.*, 2012).

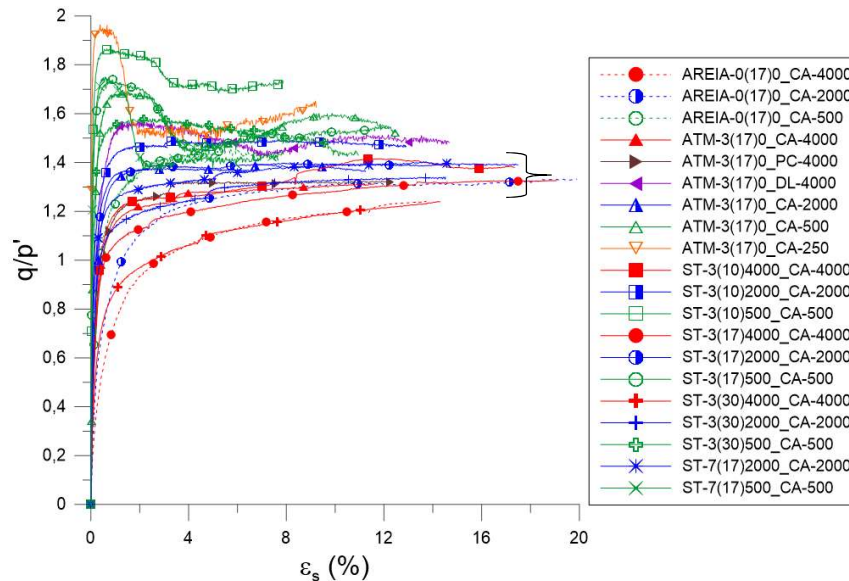


Figura 5.32 – Comparação da razão de tensões com a deformação distorcional para todos os ensaios.

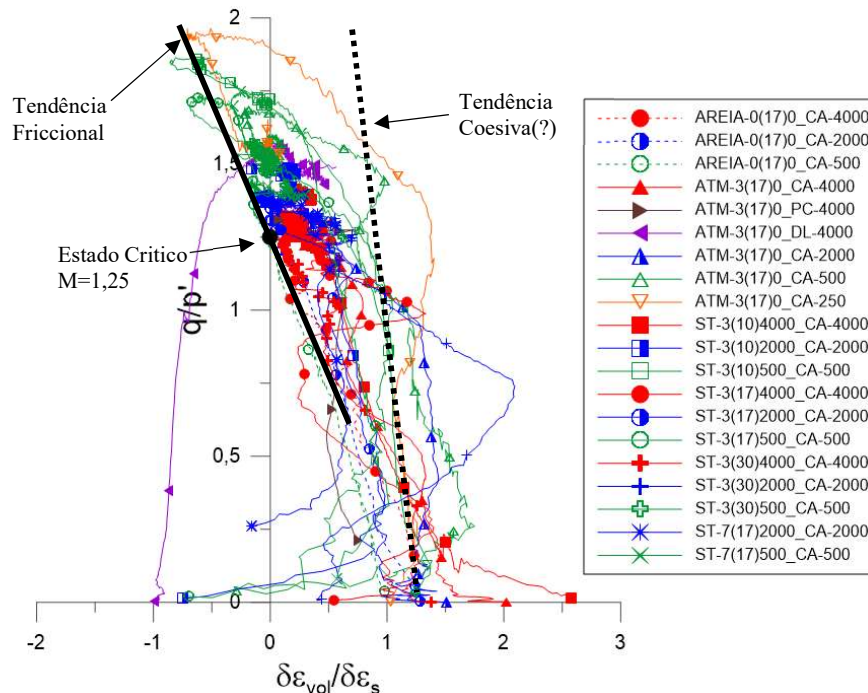


Figura 5.33 – Curvas tensão-dilatância para todos os ensaios.

Analisando a Figura 5.34, se verifica, também, a existência destas duas mesmas tendências: a friccional para ensaios somente em areia de Osório e as tendências coesiva e friccional para ensaios de areia de Osório artificialmente cimentados. Os autores desses trabalhos (Santos *et al.*, 2010a para areia e Consoli *et al.*, 2012a para solo-cimentado) tinham proposto que o estado crítico seria estabelecido para $M=1,22$ ($\phi' = 30,5$), mas reanalisando todos os três conjuntos de ensaios juntos, se verificou que um valor de $M=1,25$ ($\phi' = 31$) se adequaria melhor (Figura 5.35).

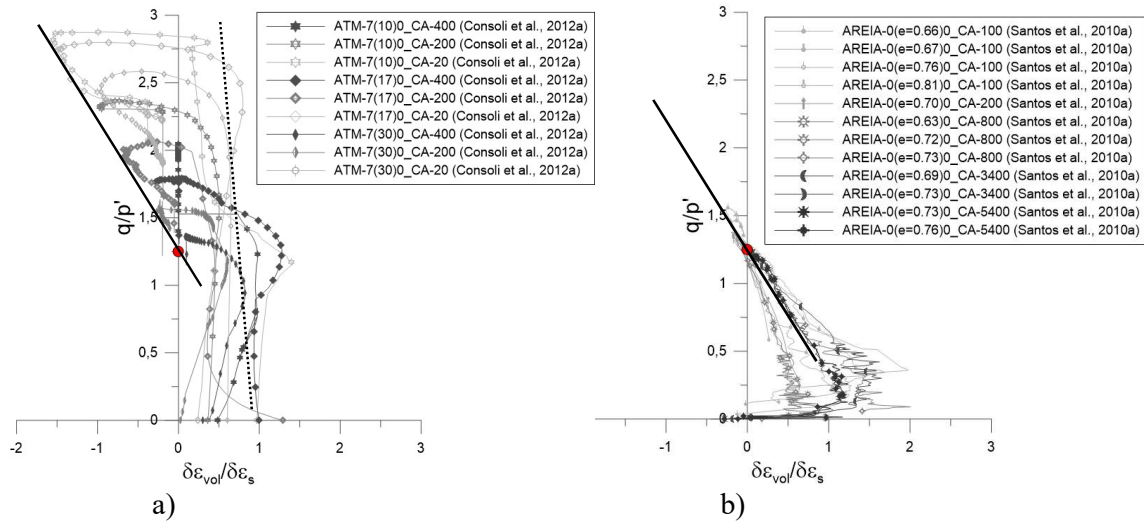


Figura 5.34 – Curvas tensão-dilatância dos ensaios: a) de areia artificialmente cimentada (Consoli *et al.*, 2012a) e b) areia (Santos *et al.*, 2010a).

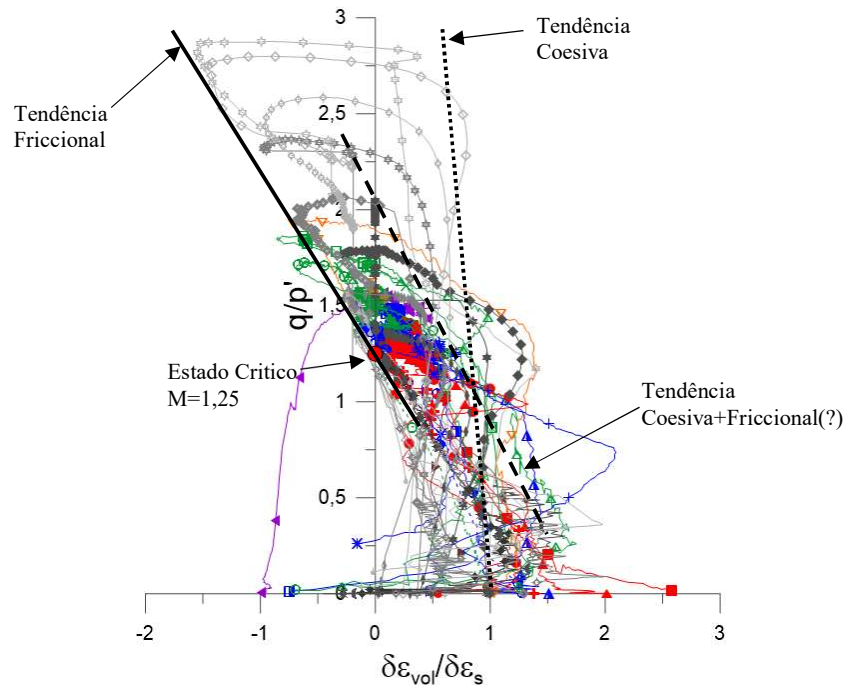


Figura 5.35 – Curvas tensão-deformação para todos os ensaios realizados neste trabalho juntamente com ensaios da bibliografia.

A Figura 5.35, agrega um conjunto grande de ensaios para um mesmo solo (areia de Osório), com e sem a adição de cimento, com diferentes tempos de cura (3 e 7 dias), diferentes valores de moldagem ($\eta/C_{iv}=10, 17$ e 30) e para níveis de tensão efetiva média que variam de 20 kPa até 5400 kPa. A primeira conclusão é que todos os ensaios tendem para um estado friccional, independentemente do seu estado inicial. Em relação aos ensaios somente de areia não é necessário adicionar muita explicação, já que a sua resistência advém somente do atrito entre as partículas. Já para as amostras cimentadas, além do atrito entre as partículas existe a presença de uma coesão entre essas partículas devido à adição do cimento. A presença dessa coesão (ou cimentação) inibe a dilatação da amostra cimentada até ao momento em que ocorre a plastificação. Após ser alcançado esse ponto, ocorre gradualmente um processo de desestruturação da cimentação existente levando a que a dilatância aumente até alcançar um valor máximo, onde o comportamento do solo estruturado (agora sem estrutura) tende a seguir uma mesma tendência friccional. Este efeito é mais notório para os ensaios (em amostras cimentadas) realizados sob tensões efetivas médias menores. Com o aumento das tensões efetivas médias para esses ensaios, a tendência coesiva parece mostrar cada vez mais uma menor influência na dilatância, mesmo para amostras em que foi garantida a integridade da estrutura até ao início do ensaio de cisalhamento. Por exemplo, os ensaios ST-3, que tiveram a sua cura e o seu cisalhamento realizado para uma tensão efetiva média de 4000 kPa, têm o seu

comportamento dilatante muito semelhante aos dos ensaios somente de areia (Figura 5.36). Comparativamente aos ensaios realizados por Consoli *et al.* (2012a) para uma tensão efetiva média de 20 kPa (que se pode afirmar, sem muito erro, que manteve a sua estrutura intacta até ao início do cisalhamento) que apresentam uma tendência coesiva bem pronunciada até se atingir um pico de resistência, onde a plastificação, e desestruturação, da amostra acontece e onde a dilatância, como relatado anteriormente, segue uma tendência friccional. Mas essa mudança de comportamento (de coesivo e friccional para baixas tensões efetivas e somente friccional para maiores tensões) não se dá de forma abrupta, mas sim numa transição gradual, que acontece com o aumento da tensão efetiva média. Prova disso é o ensaio ST-3(17)500_CA-500 que parece evidenciar uma tendência inicial coesiva, até uma plastificação da estrutura da amostra, mas ao invés de a razão de tensões q/p' se manter constante (como acontece para os ensaios de 20 kPa), existe um acréscimo de tensão de resistência da amostra até atingir o estado crítico. Este comportamento mostra que existe uma transição de comportamentos, para solos cimentados, entre os níveis mais baixos e mais altos de tensões efetivas médias. Estes resultados parecem evidenciar, como outros trabalhos relataram (e.g. Rowe, 1962; Wood, 1990; Cuccovillo & Coop, 1999a; Schanid *et al.*, 2001), que a resistência, ou a energia, de uma amostra cimentada depende de duas parcelas: uma relativa a sua cimentação e a outra a combinação da tensão efetiva média com o atrito entre as partículas (parcela friccional). A Figura 5.35 também parece evidenciar essa transição, com uma suposta tendência intermediária (coesiva+friccional) entre a tendência friccional pura e a tendência coesiva, também observada por Alvarado (2012), que realizou ensaios numa areia naturalmente cimentada até altas tensões efetivas médias. Este comportamento pode ser descrito em termos de “energia de resistência”. Quando a energia que a parcela da cimentação consegue “suportar” é superior à energia da parcela friccional, a curva tensão-deformação vai apresentar uma resistência de pico (suportada pela cimentação) que logo depois tenderá para o nível de resistência da parcela friccional, já que não existe energia disponível para manter a resistência no nível máximo (ver Figura 5.27). Quando a energia disponibilizada pela parcela friccional é igual ou superior à energia disponibilizada pela cimentação não existe pico, existindo um ganho maior de resistência quanto maior a tensão efetiva média aplicada. Quanto maior for essa tensão efetiva média mais “insignificante” vai ser a energia fornecida pela parcela coesiva para resistência máxima. O que os resultados corroboram é que para esses casos a parcela coesiva tem uma maior importância ao nível da deformabilidade (e aumento da tensão de plastificação), dando uma maior rigidez para amostras cimentadas, em relação a amostras sem cimento.

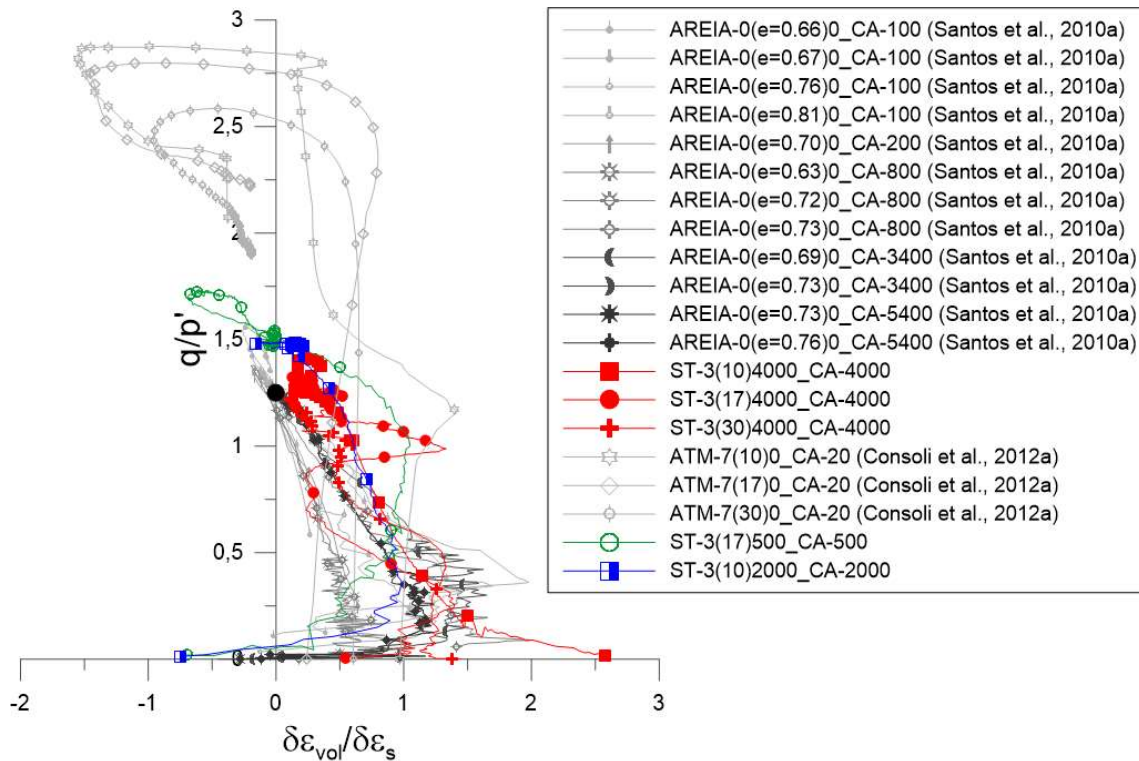


Figura 5.36 – Comparação, no espaço $q/p':\delta\epsilon_{vol}/\delta\epsilon_s$, de amostras cimentadas para diferentes tensões efetivas médias.

Mesmo que no conjunto de todos os ensaios pareça que exista um valor único para o estado crítico ($M=1,25$), uma análise individual dos ensaios também mostrou que existem ligeiras diferenças conforme o η/C_{iv} da amostra, ou seja, devido a sua granulometria (como também se pode observar na Figura 5.32). A Tabela 5.11 resume os valores de M para cada tipo de ensaio. Para não saturar o texto com as repetidas figuras utilizadas na determinação do valor de M , elas foram colocadas no apêndice C. Tal como para os parâmetros de resistência, existe evidência de relação ($valor-P=7,3E-7<0,05$) entre o η/C_{iv} e M (Figura 5.37).

Tabela 5.11 – Tabela resumo dos parâmetros M para os conjuntos de ensaios triaxiais realizados neste trabalho.

Ensaio	M	ϕ_{cv} (°)
AREIA-0(17*)	1,25	31,1
ATM-3(17)	1,35	33,4
ST-3(10)	1,40	34,6
ST-3(17)	1,35	33,4
ST-3(30)	1,30	32,3
ST-7(17)	1,35	33,4

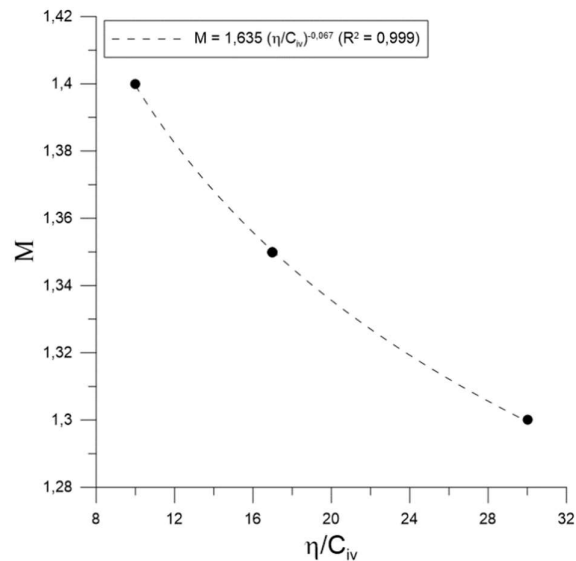


Figura 5.37 - Relação do η/C_{iv} com a parâmetro M para os ensaios de solo cimentado.

5.3.6 Aplicação da Teoria do Estado Crítico

O estado crítico é alcançado quando o cisalhamento não produz mudança nem na resistência nem na deformação volumétrica. Muitas vezes é requerido que as deformações distorcionais cheguem a valores de 30%, ou até mais (Coop & Wilson, 2003). Também quando uma amostra tem um tipo de ruptura por escorregamento (*shear plane*), não se observa um estado constante de tensões (Alvarado *et al.*, 2012). Tentou-se (Figura 5.38), juntando os ensaios realizados nesta pesquisa e os ensaios de realizados por Consoli *et al.* (2012a), no espaço $v:\log(p')$, determinar, a Linha do Estado Crítico (LEC) para as misturas solo-cimento. Seria de esperar que a LEC para mistura areia-cimento ficasse situada entre a LEC e a LIC da areia. Os resultados mostram que uma possível LEC, inesperadamente, à esquerda da LEC da areia. Como nem todos os ensaios atingiram o estado crítico seriam precisos mais estudos para comprovar estes resultados.

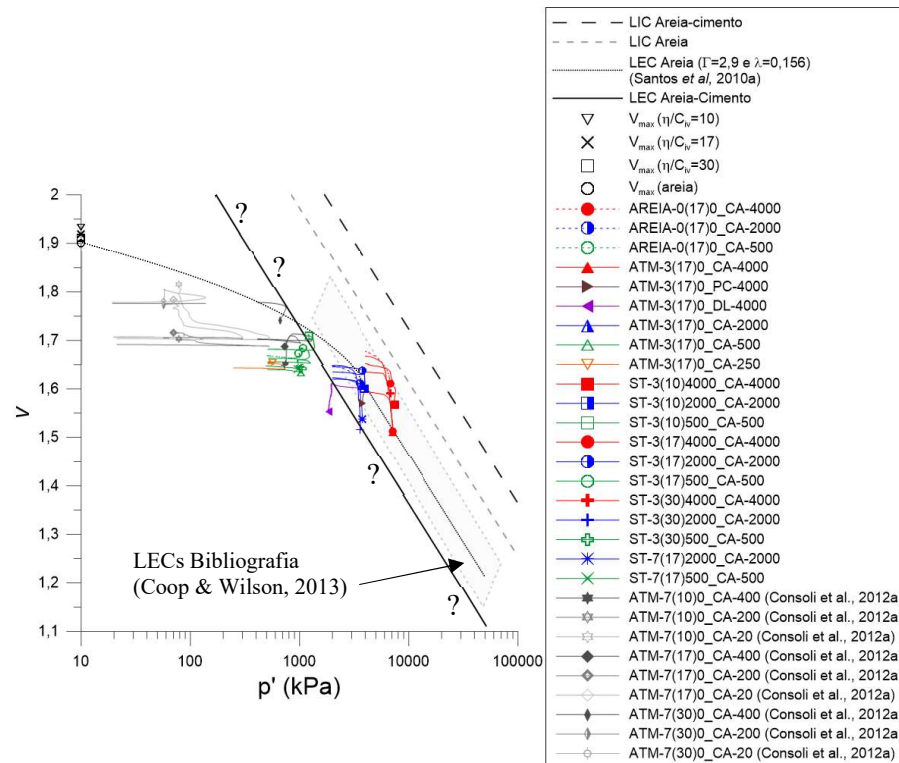


Figura 5.38 – Linha Estado Crítico para Areia-cimento.

5.3.7 Envoltórias de Resistência e Plastificação

A Figura 5.39 mostra, para cada conjunto de ensaios, a localização, no espaço $q:p'$, das resistências de pico e das tensões de plastificação e as suas respectivas envoltórias. Como para cada conjunto de ensaios os valores no estado crítico (M) são ligeiramente diferentes, foi introduzida a LEC para cada conjunto de ensaios, conforme valores da Tabela 5.11. Alguns valores referentes às resistências de pico ficaram abaixo da LEC e conforme a Teoria do Estado Crítico, é esperável que para grandes deformações todas as amostras tendam para um mesmo nível de tensão normalizada. Para esses ensaios a deformação distorcional não foi suficiente para chegar no estado crítico, conforme se pode observar pelos gráficos $q/p':\varepsilon_s$ (apêndice C).

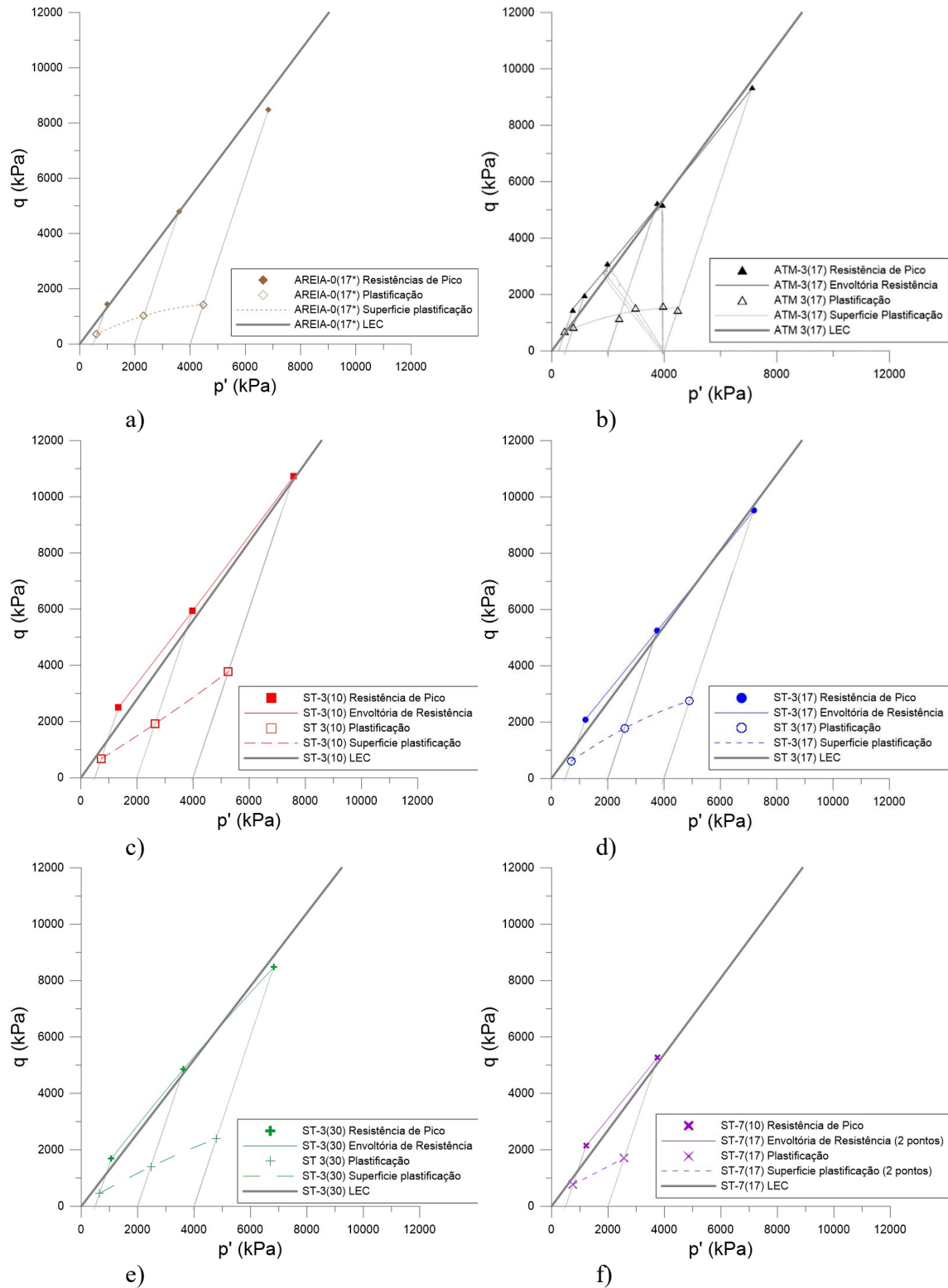


Figura 5.39 – Resistências de pico e tensões de plastificação com as suas envoltórias e LECs para os ensaios: a) AREIA-0(17*); b) ATM-3(17); c) ST-3(10); d) ST-3(17); e) ST-3(30); f) ST-3(17).

Da análise da Figura 5.39 pode-se observar que as envoltórias de resistência apresentam um comportamento semelhante ao que se encontra na bibliografia (e.g. Coop & Atkinson, 1993; Cuccovillo & Coop, 1999a; Coop & Wilson, 2003; Alvarado *et al.*, 2012). Verifica-se a existência de uma envoltória de resistência acima da LEC e que, com o aumento da tensão efetiva média, tende a para esta última. Este comportamento já foi idealizado por Cuccovillo & Coop (1999a), como se pode ver na Figura 2.20, e que vai de encontro ao que já foi discutido no ponto 5.3.5. Os referidos autores indicaram que, para menores tensões efetivas, existe a ocorrência de picos de resistência e com o aumento da tensão efetiva média aplicada a amostra, esta começa, gradualmente, a ter um tipo de ruptura mais dúctil e a resistência a ser predominantemente controlada pela parcela friccional. Mais à frente, neste ponto, o estudo deste comportamento voltará a ser discutido com a apresentação de alguns modelos para a degradação da cimentação.

Se para maiores tensões confinantes a resistência é controlada majoritariamente pela parcela friccional então a parcela coesiva não tem tanta contribuição para a resistência de pico. Se assim for verdade, então as resistências de pico dos ensaios realizados com diferentes tempos e modos de cura não devem apresentar muita diferença. Se se analisar na Tabela 5.9 os ensaios, de carregamento axial, com o mesmo $\eta/C_{iv}=17$ (ATM-3(17); ST-3(17); ST-7(17)) e para os maiores níveis de tensões efetivas médias a que foram cisalhados (2000 e 4000 kPa), se confirma esse comportamento. Mas como já comentado anteriormente, a parcela coesiva para estes casos tem uma influência maior ao nível da deformabilidade do que da resistência. Isso se observa perfeitamente na Figura 5.40, que apresenta as tensões de plastificação e as suas envoltórias para todos os ensaios. A tensão de plastificação foi considerada quando a curva tensão-deformação, no espaço $q:\epsilon_a$, deixou de apresentar um comportamento linear, como mostra a curva exemplo da Figura 5.41. Um primeiro comentário para os ensaios ATM-3(17) que com o aumento da tensão efetiva média nos ensaios teve os seus pontos de plastificação, e envoltória, a chegar ao mesmo nível da envoltória de plastificação da AREIA-0(17*). Este resultado parece evidenciar que houve a desestruturação de toda a cimentação (no caso específico do ensaio ATM-3(17)0_CA-4000) durante o ensaio de compressão isotrópica. Já para os ensaios ST-3(17), em que a cura foi realizada sob tensão e, portanto, a estrutura da amostra foi conservada até ao início do cisalhamento, se observa um aumento considerável da tensão de plastificação em relação às amostras com a cura realizada sob pressão atmosférica (o ensaio ST-3(17)4000_CA-4000 chega quase a apresentar um valor 2 vezes maior do que o ensaio ATM-3(17)0_CA-4000). A variação do η/C_{iv} também traz alterações ao tamanho da

envoltória de plastificação. Quanto menor o valor de η/C_{iv} maior a tensão de plastificação, logo maior a envoltória de plastificação. Em relação ao tempo de cura, infelizmente não foi possível realizar o ensaio para $p' = 4000$ kPa, mas como visto na Tabela 5.1, a resistência à compressão simples para 7 dias de cura foi somente, em média, cerca de 10% maior do que para 3 dias de cura. Então seria de esperar, para os ensaios ST-7(17), uma envoltória de plastificação muito semelhante à obtida pelos ensaios ST-3(17).

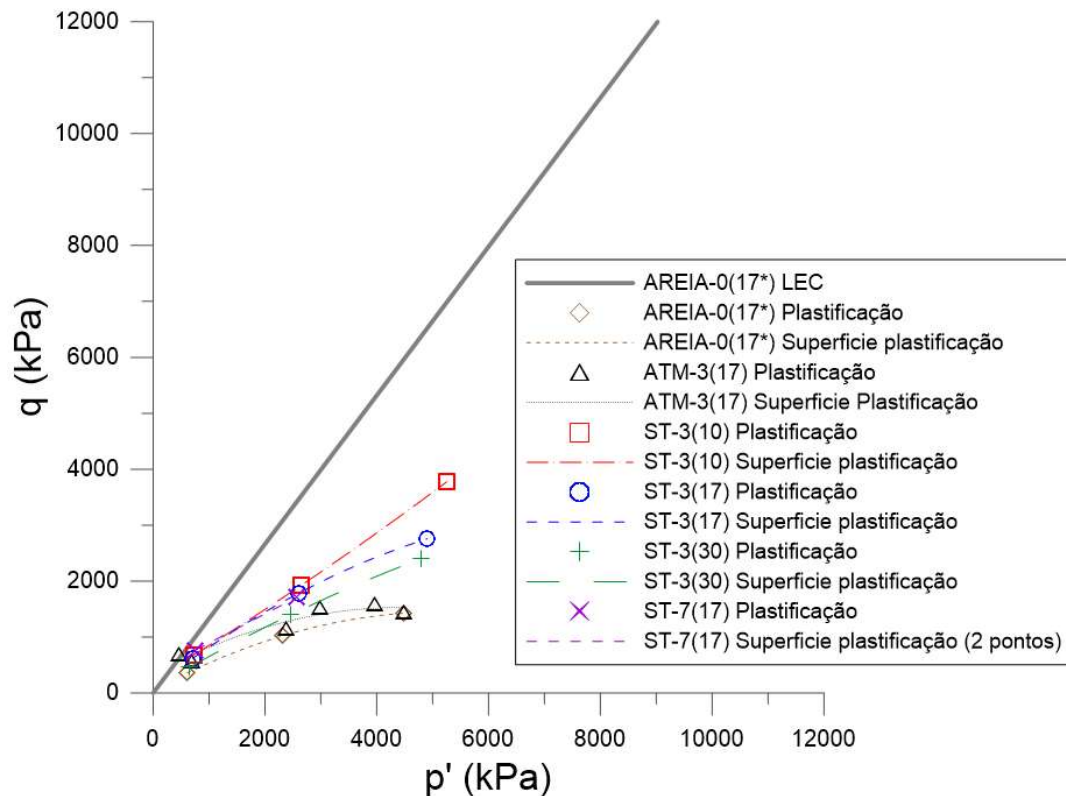


Figura 5.40 – Comparação das envoltórias de plastificação para todos os ensaios.

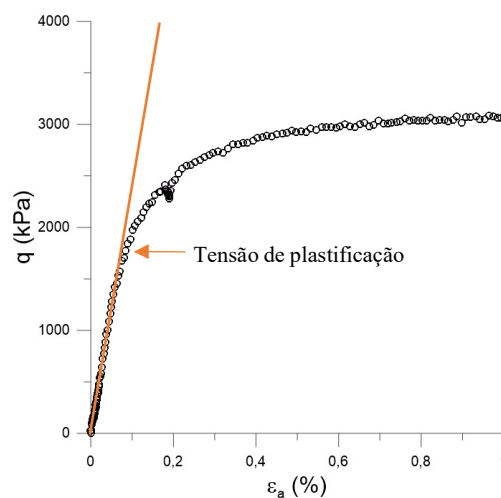


Figura 5.41 – Determinação da tensão de plastificação.

Como discutido anteriormente, a inserção de cimento no solo leva a criação de uma superfície de resistência “extra” acima da LEC. Tal como idealizado no modelo de Cuccovillo & Coop (1999a), essa superfície é tanto maior, em relação a LEC, quanto menor a tensão efetiva média a que a amostra for sujeita. Com o aumento dessa tensão essa superfície vai diminuindo o seu afastamento com a LEC até que, para um certo nível da tensão efetiva média, as duas ficam coincidentes, evidenciando que a resistência da amostra seja, principalmente, controlada devido à parcela friccional. Num ponto de vista prático essa redução da envoltória de resistência parece estar relacionada com a degradação da cimentação.

5.3.7.1 Proposta de Modelos de Degradação da Cimentação

Para estudar este efeito vai ser usada a equação 2.1, que foi proposta por Schnaid *et al.* (2001) para a estimativa da resistência ao cisalhamento de ensaios triaxiais convencionais, e os três ensaios triaxiais correspondentes ao conjunto ST-3(10). A equação 2.1 é composta por duas parcelas: uma relativa ao grau de cimentação da amostra, que é avaliado pela resistência à compressão simples (q_u) e a outra é referente à tensão de desvio da amostra no estado desestruturado, que é função do seu ângulo de atrito (ϕ') e da tensão efetiva média inicial (p_i').

Sabendo que a RCS para um $\eta/C_{iv}=10$ e 3 dias de cura é igual a 1182,5 kPa (Figura 5.3a) e que o ângulo de atrito das misturas no estado desestruturado é $34,6^\circ$ (Tabela 5.11) é possível traçar, no espaço $q:p'$, juntamente com os ensaios, as duas parcelas, e o seu somatório (Figura 5.42).

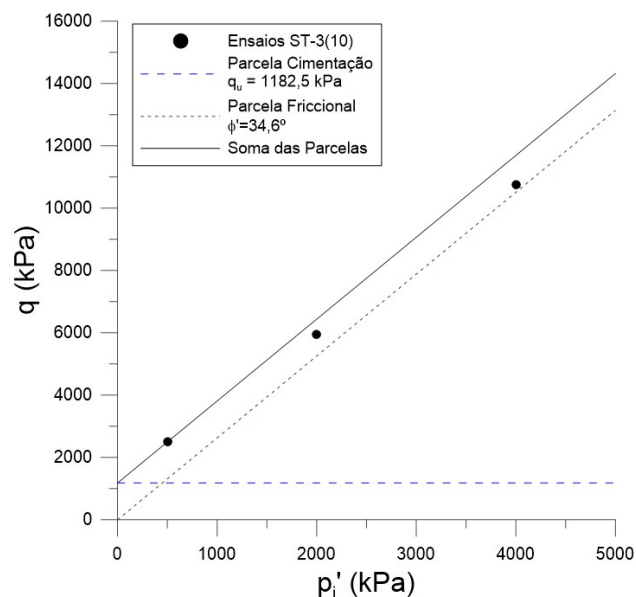


Figura 5.42 – Comparação dos ensaios triaxiais ST-3(10) com as parcelas da equação 2.1.

A Figura 5.42 parece evidenciar exatamente o comportamento que foi descrito nos pontos anteriores. Com o aumento da tensão efetiva média a contribuição da parcela da cimentação vai-se reduzindo até um ponto (tensão) em que somente a parcela friccional controla a resistência. Em função disso, a equação proposta por Schnaid *et al.* (2001) não leva em consideração essa redução da resistência, já que ela foi desenvolvida com resultados de ensaios triaxiais para um máximo de $p'_i=100$ kPa e testada com resultados de ensaios triaxiais até uma tensão efetiva média máxima de 414 kPa, apresentando boa concordância entre os resultados observados e estimados. Já que a possível degradação da cimentação é notória para maiores tensões efetivas médias a equação 2.1 será adaptada e passará a ter o seguinte formato:

$$q_f = \frac{2 \times \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \times p'_i + q_u \times K \quad (5.30)$$

Onde K corresponderia a um fator de correção que leva em consideração a degradação das tensões de desvio. Vão ser propostos 3 modelos de correção e que serão em função dos valores da RCS (q_u) e da tensão efetiva média inicial (p'_i). As duas primeiras propostas de correção não consideram a redução da parcela coesiva para $p'_i < q_u$, enquanto o terceiro modelo leva em consideração a redução da parcela coesiva desde $p'_i > 0$. A Figura 5.43 mostra os valores de correção (K) em função do aumento de p'_i (considerando que, para este exemplo, $q_u = 1182,5$ kPa).

$$\text{Modelo 1} \quad \begin{cases} K_1 = 1, \text{ para } p'_i \leq q_u \\ K_1 = \frac{q_u}{p'_i}, \text{ para } p'_i > q_u \end{cases} \quad (5.31)$$

$$\text{Modelo 2} \quad \begin{cases} K_2 = 1, \text{ para } p'_i \leq q_u \\ K_2 = e^{\left(\frac{-p'_i}{q_u} + 1\right)}, \text{ para } p'_i > q_u \end{cases} \quad (5.32)$$

$$\text{Modelo 3} \quad K_3 = \left(1 + \frac{p'_i}{q_u}\right) e^{\left(\frac{-p'_i}{q_u}\right)} \quad (5.33)$$

A Figura 5.44 mostra a aplicação da equação 5.30 para cada modelo proposto.

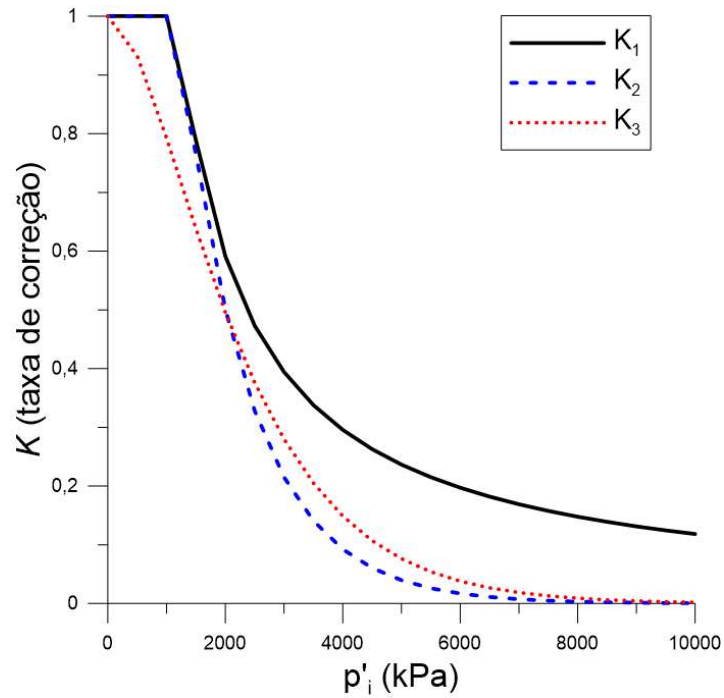
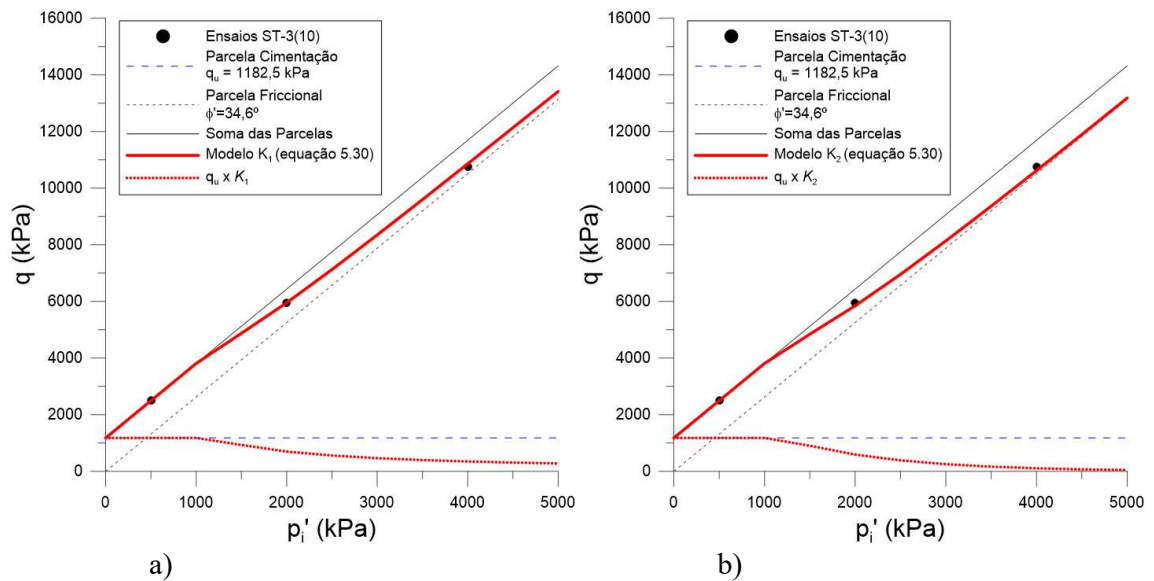


Figura 5.43 – Comparação das taxas de correção (K) em função do p'_i para os 3 modelos propostos.



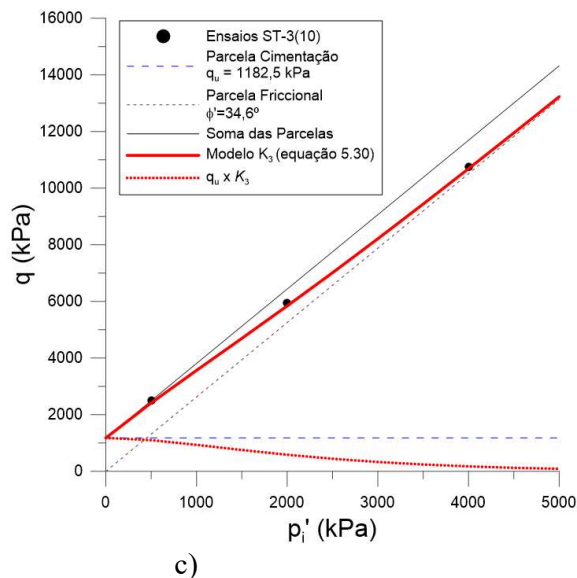


Figura 5.44 – Comparação dos ensaios triaxiais ST-3(10) com a equação 5.30 para os modelos: a) K_1 ; b) K_2 ; c) K_3 .

De modo geral a aplicação da equação 5.30 com o fator de correção K para os 3 modelos propostos apresentam um razoável ajuste aos ensaios. Devido às diferentes taxas de correção que cada modelo apresenta, diferentes ajustes foram obtidos. O modelo 1 (K_1) foi primeiramente desenvolvido para tentar-se relacionar diretamente a q_u com a tensão efetiva média. Os ensaios para mais baixas tensões foram razoavelmente bem modelados, mas devido à sua taxa de correção ter uma redução mais suave, do que em relação os outros dois modelos, sobrestima a resistência para o ensaio realizado com maior tensão efetiva média. Para a correção dessa redução mais suave foi desenvolvido o modelo 2 (K_2), que apresenta, dos três, uma taxa de correção mais abrupta depois que $p'_i > q_u$. Esse modelo subestimou as resistências dos dois ensaios com maior tensão efetiva média, mas ao contrário do modelo anterior tende mais rapidamente para a linha da parcela friccional. O modelo 3 (K_3) foi desenvolvido na tentativa de obter-se um modelo com comportamento intermediário, em relação aos outros dois modelos. Ele apresenta um bom ajuste para o ensaio correspondente a $p'_i = 4000$ kPa, mas subestima para os ensaios de menores tensões efetivas médias. Provavelmente isso deu-se ao tipo de ensaio realizado (sob tensão) que garante a integridade da amostra até ao início do cisalhamento e este modelo pressupõe uma correção da resistência à compressão simples desde $p'_i > 0$. Estes fatores de correção mostram que o resultado final está relacionado diretamente com o valor da RCS (q_u), ou seja, para amostras mais cimentadas (menor η/C_{iv}) os modelos propostos têm uma maior influência na previsão da tensão de desvio máxima. De modo a verificar-se esse efeito e

se analisar, também, se o tipo de cura tem alguma influência no resultado final, foram testados, de maneira análoga, os resultados dos ensaios triaxiais, de carregamento axial, com a cura realizada sob a pressão atmosférica [ATM-3(17)], e que pode ser visto na Figura 5.45.

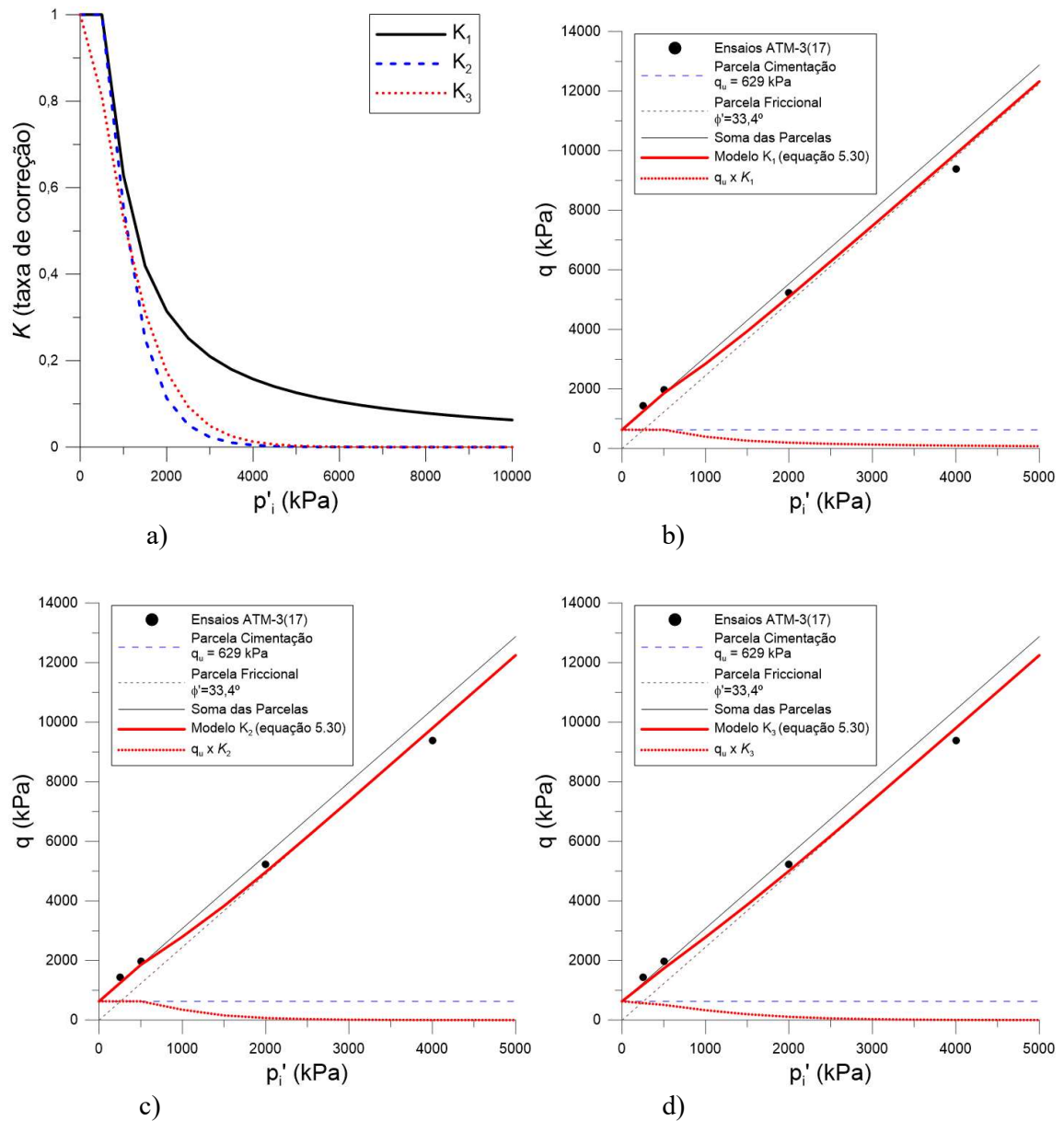


Figura 5.45 - Comparação dos ensaios triaxiais ATM-3(17) com a equação 5.30: a) Taxa de correção dos 3 modelos; b) Modelo K_1 ; c) Modelo K_2 ; d) Modelo K_3 .

Verifica-se o que foi enunciado anteriormente. Devido ao menor valor da RCS (q_u) para as amostras com $\eta/C_{iv}=17$, a diferença do resultado relativo à soma das parcelas e parcela friccional é menor levando a que a taxas de correção K tenha um caimento bem mais acentuado

do que o visto para os ensaios com $\eta/C_{iv}=10$ (Figura 5.43). Mesmo com esse fato se constata que a aplicação desse fator de correção ajuda na estimativa da tensão de desvio para ensaios triaxiais de amostras de solo cimentado pela equação apresentado por Schnaid *et al.* (2001) que, para maiores tensões efetivas médias, apresenta um valor previsto maior do que o observado, ou seja, contra a segurança.

5.3.8 Degradação da Rigidez com o Cisalhamento

A análise da rigidez das amostras foi realizada em termos do módulo cisalhante (G), tanto secante como tangente, *versus* deformação distorcional (ϵ_s). A medição do módulo cisalhante inicial (G_0) em triaxiais, que por impossibilidades técnicas e temporais não foram realizadas para este trabalho, normalmente são obtidas com *bender elements*. Devido a essa condicionante e já que foram utilizados medidores de deformação interna acoplados à amostra, se tentou, com base em alguns modelos existentes na bibliografia, e juntamente com as curvas $G_{sec}:\epsilon_s$ e $G_{tan}:\epsilon_s$, se estimar o valor de G_0 (Figura 5.46). Verdadeiramente o que foi determinado foi um G_{max} , mas para efeitos práticos se irá considerar que $G_{max} \approx G_0$.

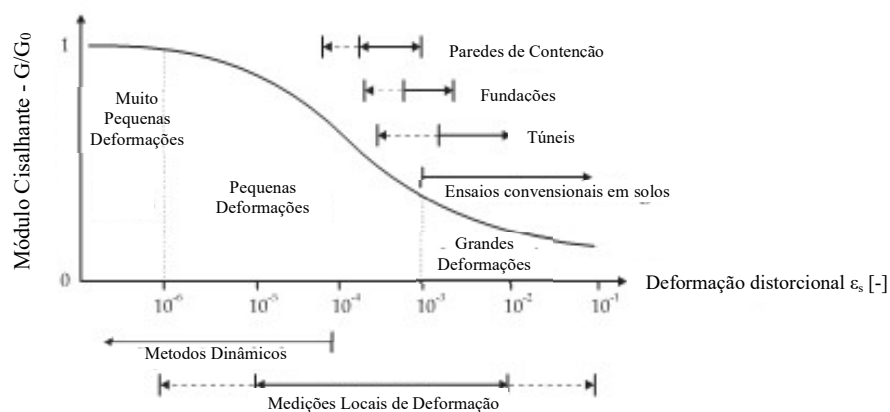


Figura 5.46 – Características rigidez-deformação do solo com intervalos típicos de deformação para ensaios de laboratório e estruturas (Adaptado de Benz, 2007).

Vários autores (Ramberg & Osgood, 1943 *apud* Benz, 2007; Hardin & Drnevich, 1972 *apud* Benz, 2007; Santos & Correia, 2001) propuseram modelos simples, e empíricos, descritos por uma equação parabólica, e que apresentam um ajuste razoável entre o módulo Cisalhante e a deformação distorcional. Como a instrumentação interna utilizada nos ensaios triaxiais nem sempre conseguiu realizar medições para muito pequenas deformações, foi utilizada uma combinação dos modelos dos autores acima citados para se tentar modelar (o ajuste foi realizado utilizando o método dos mínimos quadrados) o comportamento para pequenas e

grandes deformações e depois se extrapolar para as muito pequenas deformações e assim se determinar o valor de G_0 . Como base nas equações 2.6 e 2.7 é proposto a equação 5.34, onde a e b são parâmetros empíricos determinados para cada ensaio.

$$G = \frac{G_0}{1+a(\varepsilon_s)^b} \quad (5.34)$$

O modelo da equação 5.34 foi aplicado aos resultados de G_{sec} e foi utilizada, juntamente, a curva G_{tan} para auxílio da determinação do G_0 já que, como mostra a Figura 5.47, as duas curvas tendem para um comportamento único para muito baixas deformações cisalhantes.

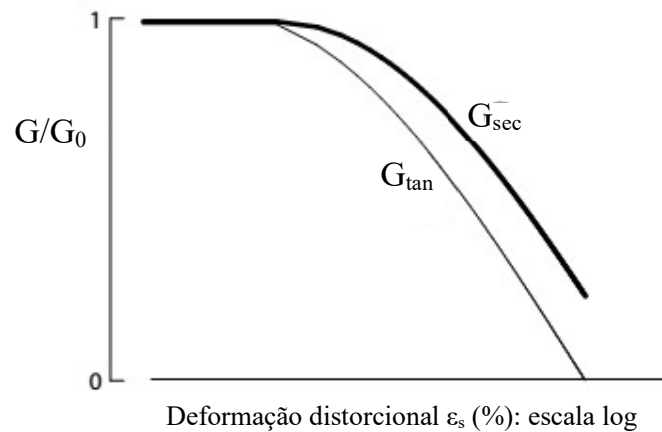


Figura 5.47 – Variação do módulo cisalhante tangente e secante de solos para cisalhamento monotômico (adaptado de Wood, 2004).

A Figura 5.48 mostra a aplicação da equação 5.34 à curva $G_{sec}:\varepsilon_s$ para o ensaio ATM-3(17)0_CA-4000. Evidencia-se um bom ajuste ($R^2=0,999$) entre os resultados de G_{sec} e o modelo proposto. Para a certificação que o valor de G_0 sugerido era adequado, também se verificava o ajuste do modelo na curva tensão-deformação ($q:\varepsilon_s$) do ensaio que, como se verifica na Figura 5.49, apresenta um ajuste razoável entre o modelo e o ensaio.

Os ajustes das curvas, individuais, para cada ensaio foram realizados com o auxílio da ferramenta *Solver* pertencente ao software *Microsoft Office Excel*®. Para se verificar qual a influência de cada parâmetro do modelo (equação 5.34) no ajuste das curvas rigidez-tensão-deformação, foi realizada uma análise paramétrica, onde cada parâmetro foi reduzido à metade do seu valor e depois dobrado, enquanto os outros dois parâmetros se mantiveram constantes (Figuras 5.50 a 5.52).

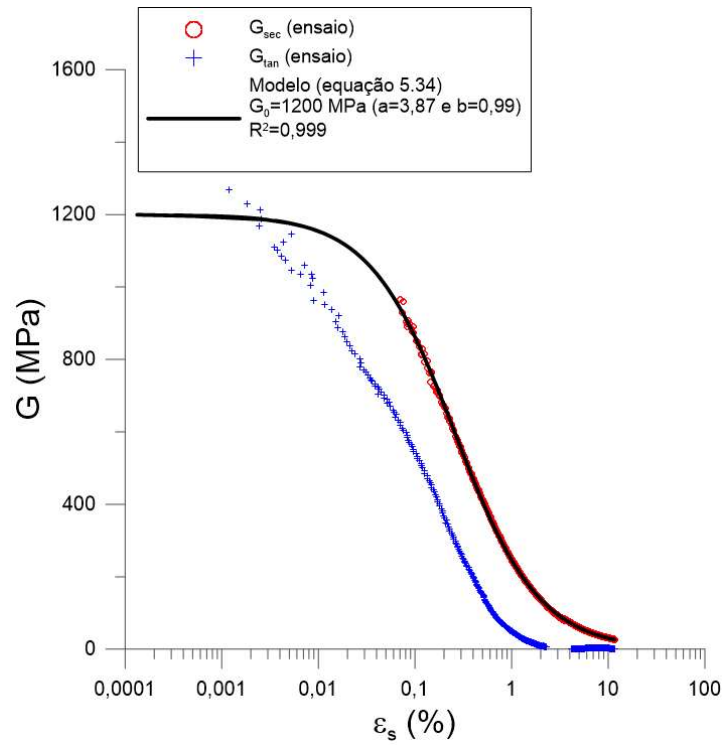


Figura 5.48 – Ajuste do modelo aos resultados de G_{sec} do ensaio no espaço $G:\varepsilon_s$.

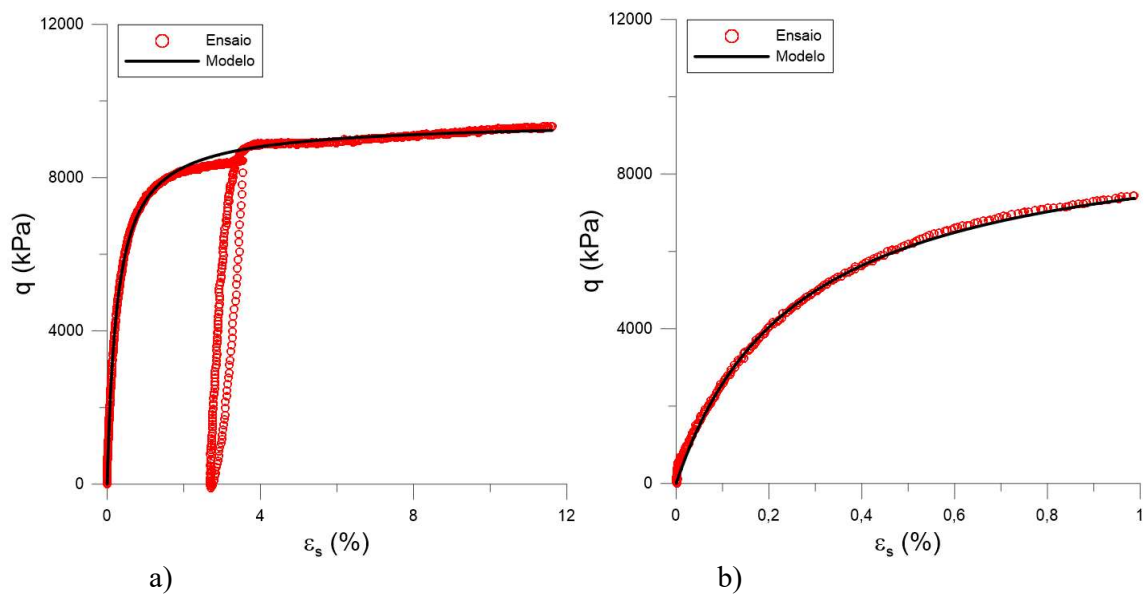


Figura 5.49 – Ajuste do modelo à curva tensão-deformação do ensaio no espaço $q:\varepsilon_s$ para: a) ensaio completo; b) até $\varepsilon_s = 1\%$.

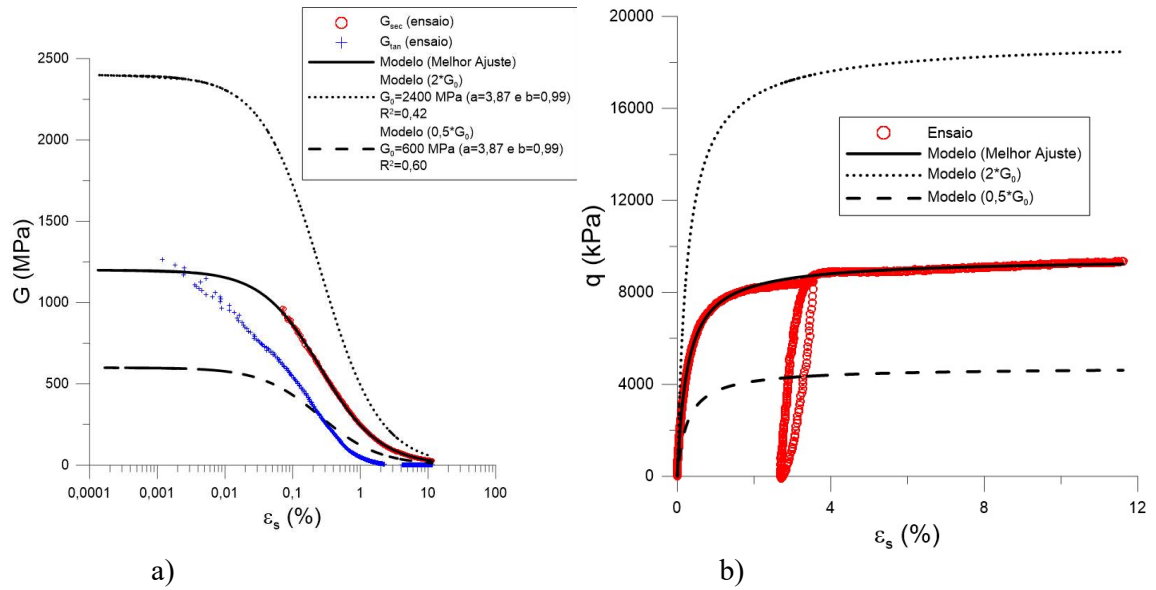


Figura 5.50 – Análise Paramétrica do G_0 referente à equação 5.34 no espaço: a) $G:\varepsilon_s$ e b) $q:\varepsilon_s$.

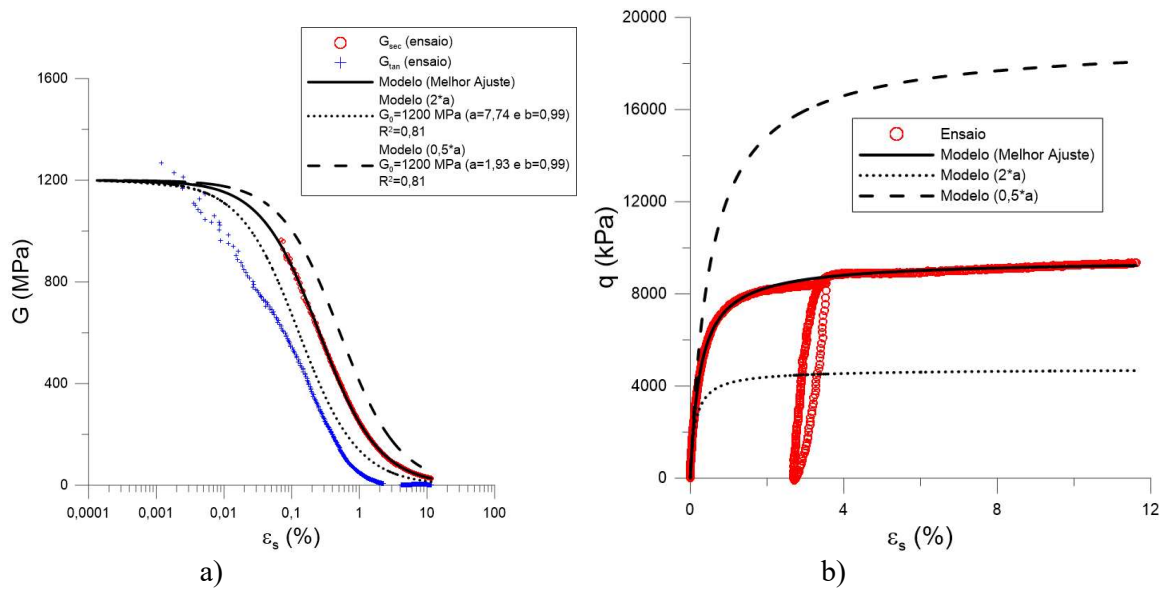


Figura 5.51 - Análise Paramétrica do a referente à equação 5.34 no espaço: a) $G:\varepsilon_s$ e b) $q:\varepsilon_s$.

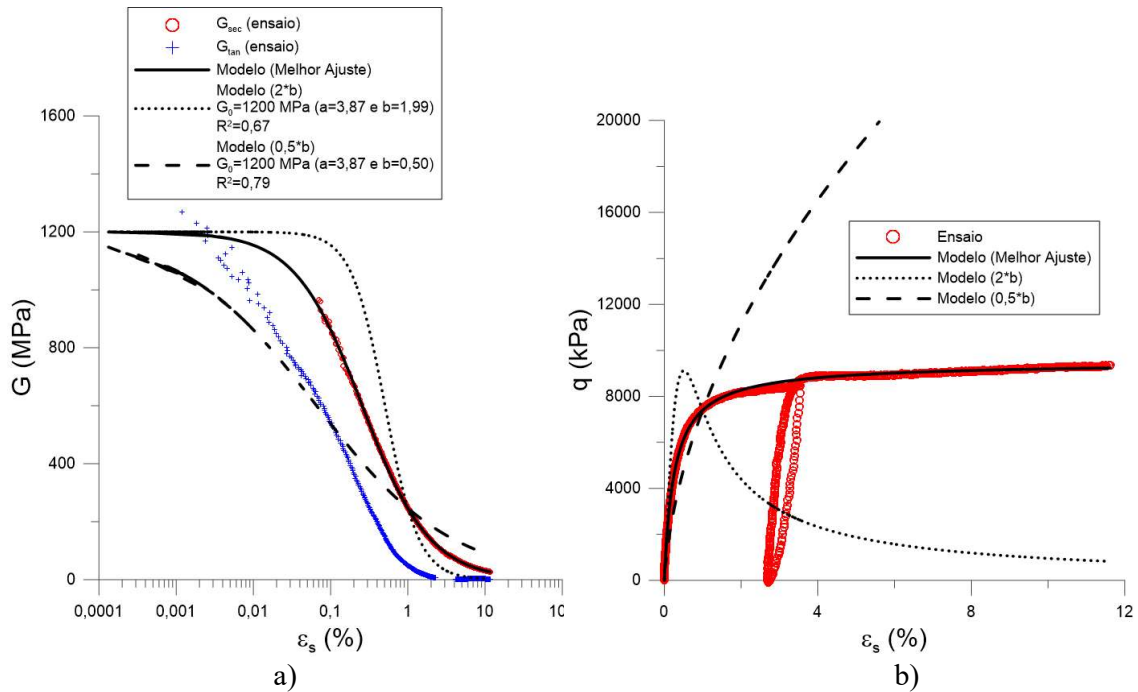


Figura 5.52 - Análise Paramétrica do b referente à equação 5.34 no espaço: a) $G:\varepsilon_s$ e b) $q:\varepsilon_s$.

Analisando os resultados das Figuras 5.50 a 5.52, pode-se observar que qualquer um dos três parâmetros utilizados na equação 5.34 provoca consideráveis alterações tanto na rigidez com na resistência. Olhando as curvas paramétricas no espaço $G:\varepsilon_s$ verifica-se que a alteração do valor de G_o impõe uma translação vertical da curva em relação à original; a alteração do parâmetro a , mesmo sendo mais sutil do que o G_o , induz uma translação horizontal; enquanto que a variação do parâmetro b provoca a rotação da curva sobre um ponto para $\varepsilon_s = 1\%$. Concluindo, verifica-se que a utilização de uma simples equação de formato parabólico permite efetuar um bom ajuste das curvas de rigidez-tensão-deformação para ensaios triaxiais. Para cada ensaio foi realizado o ajuste ótimo da curva modelo aos resultados para G_{sec} no espaço $G:\varepsilon_s$. A Tabela 5.12 resume todos os parâmetros de deformabilidade determinados para cada ensaio.

Tabela 5.12 – Tabela resumo dos resultados de deformabilidade obtidos para cada ensaio.

Ensaio	E_{sec}^{max} (MPa)	ϵ_a^{Esec} max (%)	E_{tan}^{max} (MPa)	ϵ_a^{Etan} max (%)	E_{50}^1 (MPa)	ϵ_a^{E50} (%)	E_{ur}^2 (MPa)	ϵ_a^{Eur} (%)	G_{sec}^{max} (MPa)	ϵ_s^{Gsec} max (%)	G_{tan}^{max} (MPa)	ϵ_s^{Gtan} max (%)	$G_{max} \approx G_0$ (MPa)	$\epsilon_s^{0,7}$ (%)	a	b
AREIA-0(17*)0_CA-500	311,2	0,099	260,5	0,000	183,6	0,39	337,8	0,38	120,2	0,115	102,4	0,015	160,0	0,116	3,45	0,97
AREIA-0(17*)0_CA-2000	406,2	0,252	425,8	0,052	232,2	1,01	375,9	0,93	195,5	0,174	201,0	0,021	250,0	0,246	1,75	0,94
AREIA-0(17*)0_CA-4000	686,0	0,044	654,6	0,003	285,6	1,47	724,6	1,04	272,7	0,182	380,3	0,001	380,3	0,196	1,85	0,84
ATM-3(17)0_CA-250	1962,5	0,023	1840,4	0,000	1438,2	0,05	476,2	0,17	884,1	0,019	746,7	0,003	1100,0	0,018	23,04	1,08
ATM-3(17)0_CA-500	857,3	0,017	834,4	0,001	399,9	0,25	501,7	0,29	228,0	0,110	277,7	0,010	300,0	0,115	3,89	1,12
ATM-3(17)0_CA-2000	1860,4	0,011	1607,1	0,001	780,9	0,33	605,9	0,80	605,4	0,058	540,4	0,023	660,0	0,130	3,29	1,05
ATM-3(17)0_CA-4000	1786,7	0,147	2472,3	0,003	1329,0	0,35	1078,1	0,74	964,4	0,071	1266,8	0,001	1200,0	0,107	3,87	0,99
ATM-3(17)0_PC-4000	1371,4	0,097	1390,2	0,017	1093,1	0,23	**	**	785,0	0,057	601,0	0,013	900,0	0,094	4,96	1,04
ATM-3(17)0_DL-4000	2544,8	0,038	2466,5	0,010	2293,8	0,07	852,4	0,32	584,2	0,055	574,1	0,012	750,0	0,088	6,40	1,11
ST-3(10)500_CA-500	3022,9	0,022	684,2	0,022	1808,0	0,07	440,4	0,45	993,6	0,026	643,0	0,018	1200,0	0,031	13,74	1,07
ST-3(10)2000_CA-2000	5033,8	0,022	3982,0	0,003	1888,6	0,15	990,7	0,54	1116,9	0,063	1572,1	0,005	1500,0	0,069	7,47	1,01
ST-3(10)4000_CA-4000	1189,6	0,327	1108,8	0,043	1105,9	0,48	1153,0	0,80	618,2	0,245	597,2	0,021	1800,0	0,058	5,93	0,92
ST-3(17)500_CA-500	1989,0	0,013	2309,2	-0,001	1087,3	0,10	272,5	0,55	746,4	0,013	725,3	0,003	750,0	0,042	9,87	1,06
ST-3(17)2000_CA-2000	1921,6	0,036	1891,7	0,005	1355,3	0,19	725,1	0,66	902,1	0,037	875,3	0,001	1000,0	0,089	5,20	1,04
ST-3(17)4000_CA-4000	5956,2	0,011	4186,4	0,001	1448,5	0,33	1044,6	0,62	1052,6	0,096	1676,3	0,003	2000,0	0,041	8,12	0,92
ST-3(30)500_CA-500	898,8	0,063	913,9	0,010	684,7	0,12	441,1	0,33	408,9	0,046	365,6	0,004	600,0	0,045	10,24	1,02
ST-3(30)2000_CA-2000	2020,1	0,008	1770,2	0,001	704,3	0,34	809,7	0,49	553,5	0,057	600,8	0,006	800,0	0,074	5,27	0,97
ST-3(30)4000_CA-4000	2247,4	0,029	2309,0	0,000	541,7	0,78	952,5	0,66	960,8	0,018	955,0	0,003	1175,0	0,034	6,30	0,82
ST-7(17)500_CA-500	2484,5	0,019	2714,0	0,000	1378,8	0,08	400,9	0,33	800,4	0,026	762,3	0,008	900,0	0,045	13,01	1,12
ST-7(17)2000_CA-2000	1900,2	0,121	1666,1	0,010	1476,8	0,18	824,7	0,58	741,2	0,103	827,9	0,013	1500,0	0,040	9,58	0,96

¹Módulo de Elasticidade equivalente a 50% da resistência de pico. ²Módulo de descarga-recarga. **não definido. *Nota:* Os valores de ϵ_a ou ϵ_s do lado de cada módulo de elasticidade ou cisalhante, respectivamente, indicam a que deformação esse módulo foi determinado.

Para não saturar o capítulo com todas as curvas de deformabilidade ($G_{sec}:\varepsilon_s$ e $G_{tan}:\varepsilon_s$), elas foram realocadas para o apêndice C.

De uma análise geral dos resultados se verifica um aumento do G_0 com o aumento da tensão efetiva média em que foi realizado o cisalhamento. Esse resultado era de esperar já que, conforme a equação 2.5, proposta para solos, o G_0 é função direta da tensão efetiva média.

Para verificar se existia alguma relação entre os vários parâmetros dos ensaios de solo artificialmente cimentados desta pesquisa (e_{cura} , η/C_{iv}^{cura} , $p'_{inicial}^{cisalhamento}$, q_u , $q_{ruptura}^{pico}$, tempo de cura e tipo de cura) com o G_0 foi realizada uma análise de variância. De todas as análises realizadas verificou-se que existia evidência de relação da razão G_0/q_u com $q_{ruptura}^{pico}/q_u$ ($Valor-P=1,5E-6 < 0,05$) e o tipo de cura ($Valor-P=4E-4 < 0,05$), resultando na seguinte equação:

$$\frac{G_0}{q_u} = A \cdot \left(\frac{q_{ruptura}^{pico}}{q_u} \right)^m \quad (5.35)$$

Onde:

G_0 é o modulo de cisalhamento inicial, em kPa;

q_u é a resistência à compressão simples da amostra, em kPa;

$q_{ruptura}^{pico}$ é a tensão de desvio máxima obtida pela amostra no ensaio triaxial, em kPa;

A e m são parâmetros adimensionais onde $m=0,60$ e $A=550$ para cura sob tensão e $A=330$ para cura atmosférica.

A Figura 5.53 mostra, com um ajuste razoável ($R^2=0,87$), a comparação entre os valores observados e previstos de G_0/q_u . A equação 5.35 revela que G_0 para solos cimentados continua, indiretamente, se relacionado com o índice de vazios [relação de q_u com η/C_{iv} (equação 5.4)] e como a tensão efetiva média [relação do $q_{ruptura}^{pico}$ com o p' (equação 2.1)] tal como a equação 2.5 prevista somente para solos.

Se se eliminar o efeito do G_0 das curvas de rigidez dos ensaios triaxiais, se pode obter a Figura 5.54. Como existe muita dispersão das curvas dos ensaios se normalizou o eixo das deformações distorcionais por um valor de deformação ($\varepsilon_s^{0,7}$) correspondente a $0,7G_0$. Este valor específico de 70% foi escolhido devido a uma recomendação dada por Santos & Correia (2001). Os autores revelam que com o par de pontos ($G_0, 0$) e ($G_{0,7}, \varepsilon_s^{0,7}$) é possível extrapolar, razoavelmente bem, toda a curva de degradação da rigidez, como se verá mais a frente neste trabalho.

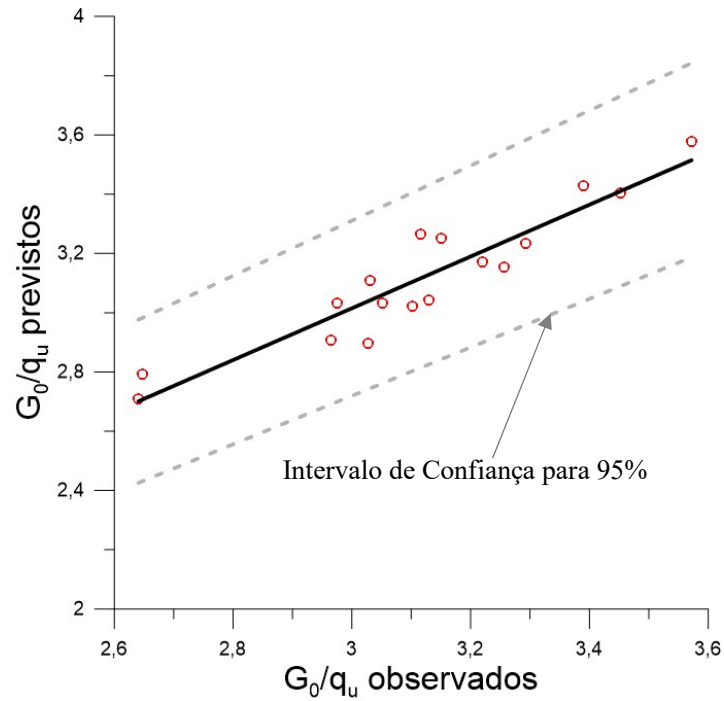


Figura 5.53 – Comparação entre os valores observados e previstos de G_0/q_u .

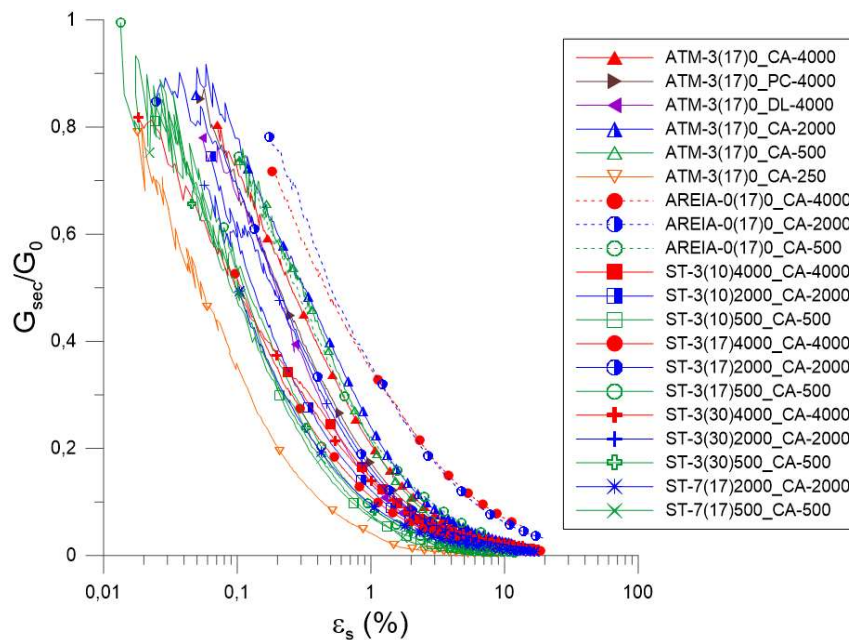


Figura 5.54 – Relação do módulo cisalhante secante normalizado com a deformação distorcional para todos os ensaios.

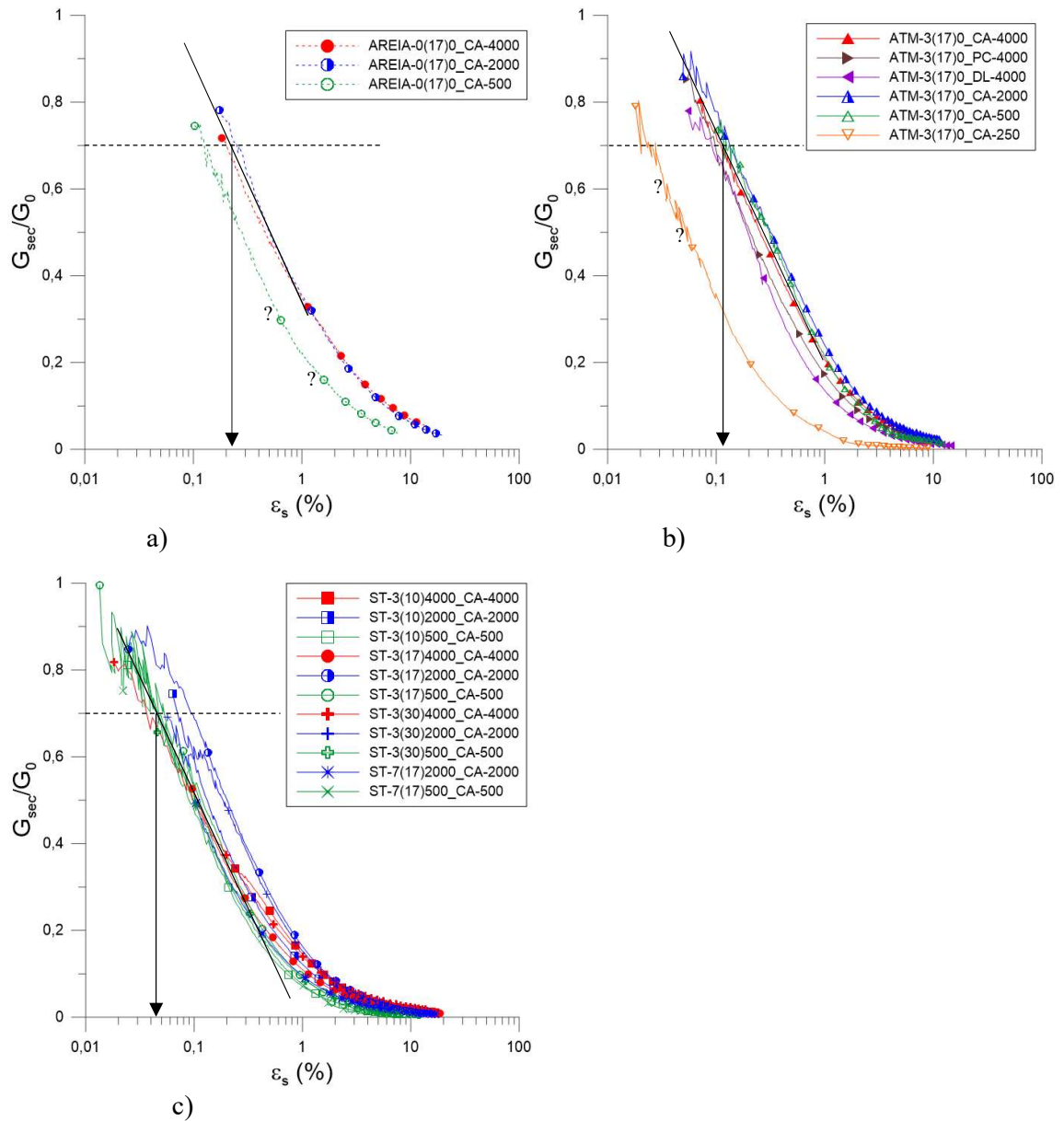


Figura 5.55 – Determinação do $\varepsilon_s^{0.7}$ para cada tipo de ensaios triaxiais realizados: a) AREIA-0(17*); b) ATM-3(17); c) ST-3(17) e ST-7(17).

Da análise da Figura 5.55, se constata que a rigidez é semelhante para cada tipo de ensaio e, desconsiderando os ensaios AREIA-0(17)0_CA-500 e ATM-3(17)0_CA-250 por apresentarem um comportamento atípico em relação aos outros ensaios, os ensaios com cura sob tensão apresentam uma maior rigidez, os de somente areia apresentam a menor rigidez e os ensaios que tiveram as suas amostras curadas sob pressão atmosférica apresentaram uma rigidez intermediária. Estes resultados, à luz do que já foi discutido até este ponto, seriam de esperar, já que a presença e integridade da cimentação na amostra é importante no comportamento

tensão-deformação desta. Estes resultados estão, também, relacionados com os valores das tensões de plastificação que foram encontradas (e discutidos no ponto anterior, 5.3.7), ou seja, maiores tensões de plastificação, maior rigidez.

Com a obtenção dos valores de $\varepsilon_s^{0,7}$ [0,221 para AREIAS-0(17*); 0,107 para ATM-3(17) e 0,044 para o conjunto de ensaios ST-3(17) e ST-7(17)] é possível normalizar a Figura 5.54 em termos de deformação. Além disso, se adaptou a equação 5.34 em função do módulo cisalhante normalizado e da deformação distorcional normalizada, que resultou na equação 5.36, e, através do método dos mínimos quadrados, se ajustou razoavelmente bem aos resultados normalizados ($R^2=0,97$). Os parâmetros encontrados de $a=0,385$ e $b=1,000$ são iguais aos encontrados por Santos & Correia (2001).

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s^{0,7}} \right)^b} \quad (5.36)$$

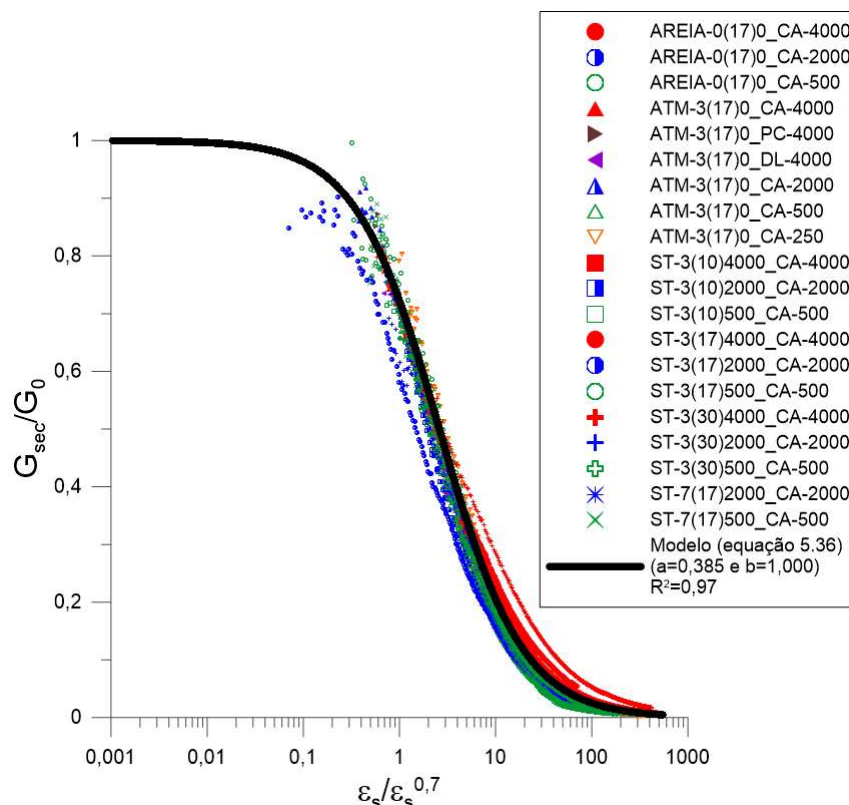


Figura 5.56 – Comparação entre o modelo da equação 5.37 e os resultados de rigidez normalizados para todos os ensaios.

5.3.9 Comentário Final

A quantidade de ensaios triaxiais realizados para esta pesquisa, mesmo que com algumas pontuais incoerências nos resultados, se revelou adequada para o estudo do comportamento de uma areia artificialmente cimentada até altas tensões efetivas. Como já comentado anteriormente, devido a alguns problemas técnicos no controlador de pressão do triaxial acrescido de uma limitação temporal para o desenvolvimento da pesquisa, não foi possível realizar o ensaio de 7 dias de cura sob uma tensão efetiva média de 4000 kPa assim como a repetição de um ou outro ensaio, principalmente devido a questões de deformabilidade. Também devido ao rigoroso planejamento dos ensaios, também não foi possível avaliar da melhor maneira a situação para o estado crítico, já que seriam preciso resultados para maiores valores de deformação distorcional.

Em relação aos resultados encontrados, eles revelam um comportamento semelhante ao encontrado na bibliografia, embora não tenha sido encontrada qualquer referência a trabalhos em que a cura de uma amostra de solo artificialmente cimentado tenha sido realizada sob altas tensões. Este aspecto se revelou muito importante para o estudo das envoltórias de resistência e de plastificação, e conseqüentemente o estudo da deformabilidade.

Em relação às envoltórias de resistência, foram apresentadas três modelos de correção à equação proposta por Schnaid *et al.* (2001). Essa correção leva em consideração que para ensaios triaxiais de solos cimentados realizados com maiores tensões efetivas, a resistência máxima é governada principalmente pelo atrito entre as partículas e que a cimentação pouco ou nada contribui para esse estado. Se verificou que a presença da cimentação tem uma predominância maior nas tensões de plastificação e de rigidez das amostras. Para este último ponto também foi possível ajustar um modelo de comportamento da degradação da rigidez com a deformação proposto por Santos & Correia (2001). Estes dois modelos permitem estimar, respectivamente, a resistência e a deformabilidade de uma amostra de solo artificialmente cimentada para ensaios triaxiais, de maneira simples e com parâmetros relativamente simples de se obter.

A equação proposta por Schnaid *et al.* (2001) (equação 2.1) e depois corrigida (equação 5.30) somente necessita do valor da resistência à compressão simples (q_u) e do ângulo de atrito para o estado desestruturado (ϕ'). Já a equação desenvolvida por Santos & Correia (2001) (equação 5.36) para avaliar a rigidez de uma amostra ao longo do ensaio triaxial apenas precisa do valor

do módulo cisalhante inicial (G_0), obtido para a tensão efetiva média a que se dará o cisalhamento e uma deformação equivalente a 70% de G_0 ($\varepsilon_s^{0,7}$). O valor de G_0 pode ser estimado usando a equação 5.35, proposta neste trabalho, e para o valor de $\varepsilon_s^{0,7}$ se pode utilizar o valor médio, para cada tipo de ensaio, que foi observado para as curvas normalizadas de rigidez: 0,221 para um solo granular, 0,107 e 0,044 para areias artificialmente cimentadas com o processo de cura a ser efetuado com uma tensão atmosférica ou sob a tensão efetiva média a que se irá dar o início do cisalhamento da amostra, respectivamente. Resumidamente temos:

- Da equação 5.30

$$q_f = f(\phi'; p'_i; q_u; K) \text{ onde}$$

$$K = f(p'_i; q_u);$$

$$q_u = f(\eta/C_{iv});$$

- Da equação 5.36

$$G = f(G_0; \varepsilon_s^{0,7}) \text{ onde}$$

$$G_0 = f(q_f; q_u)$$

Assim para a determinação dos parâmetros para as equações propostas somente é necessário a RCS (q_u) da amostra de solo-cimento, que pode ser estimado em função do η/C_{iv} com uma equação do tipo da 5.2 e o ângulo de atrito (ϕ') da amostra desestruturada. Com base em todos os resultados apresentados ao longo deste capítulo será proposto, seguidamente, um modelo elasto-plástico com degradação da rigidez para previsão do comportamento tensão-deformação, em ensaios triaxiais, de materiais granulares artificialmente cimentados.

6 PROPOSTA DE UM MODELO ELASTO-PLASTICO COM DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ

6.1 METODOLOGIA PARA A PREVISÃO DA RESISTÊNCIA DE PICO DE ENSAIOS TRIAXIAIS COM DIFERENTES TRAJETÓRIAS DE TENSÃO

A equação proposta por Schnaid *et al.* (2001) para a previsão da tensão de desvio máxima de ensaios triaxiais somente é válida para ensaios drenados de carregamento axial. Os autores desenvolveram o conceito com base em que existe uma relação direta entre os ensaios de RCS (q_u) e a tensão desvio máxima ($q_{ruptura}^{pico}$), como mostra a Figura 6.1a. A Figura 6.1b mostra a relação da RCS e a tensão de desvio máxima para os ensaios realizados neste trabalho. Se observa um comportamento similar, ou seja, uma relação direta entre a RCS e a tensão de desvio máxima para cada nível de tensão efetiva média inicial em que os ensaios foram realizados. Somente dois pontos fogem da tendência prevista $p'_i = 4000$ kPa. Esses pontos são referentes aos ensaios de ATM-3(17)0_PC-4000 e ATM-3(17)0_DL-4000 em que foram usadas trajetórias de tensão de p' constante e descarregamento lateral, respectivamente.

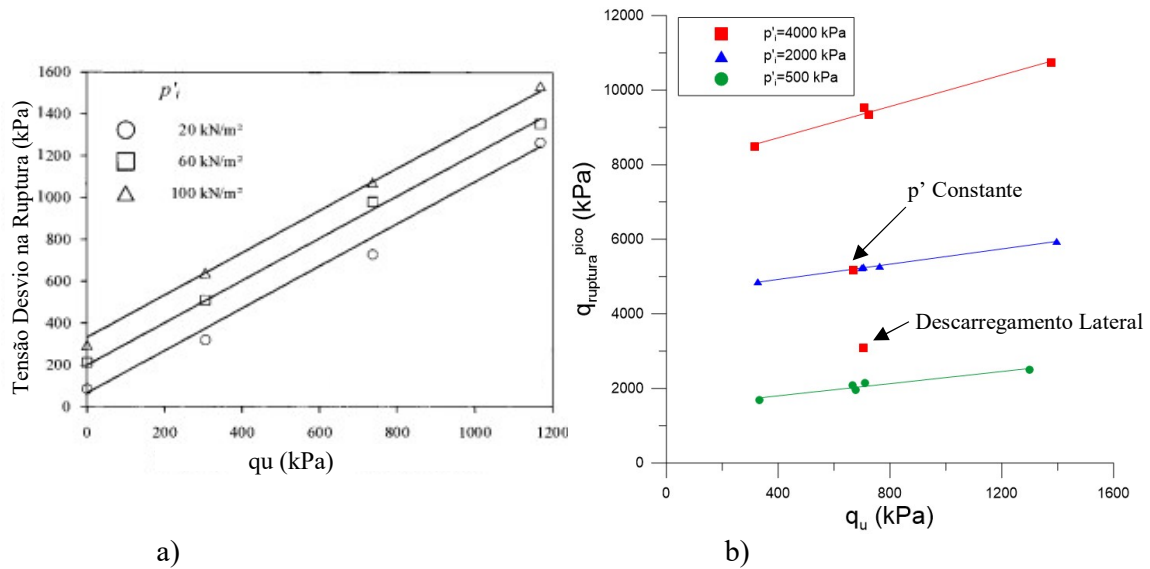


Figura 6.1 – Relação do q_u com $q_{ruptura}^{pico}$ para os ensaios: a) de Schnaid *et al.* (2001); b) desta pesquisa.

Assim, foram realizados ajustes na equação 5.30 para que esta englobe outras trajetórias de tensão para o carregamento, que serão apresentados em seguida. Considerou-se que σ_1' é a maior tensão efetiva principal e σ_3' é a menor tensão efetiva principal.

1) Ajuste para a trajetória de tensão p' constante

Para este tipo de ensaio a tensão efetiva média é mantida constante durante todo o ensaio. Se se verificar a equação correspondente (equação 5.15) e esta for reescrita em termos das tensões principais, resulta na seguinte equação:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1' + 2\sigma_3') \quad (6.1)$$

Como o ensaio é de compressão, σ_1' irá aumentar de valor levando à que σ_3' tenha que ser reduzido para que $\Delta p' = 0$. Essa redução corresponde à diminuição da tensão efetiva através da redução da tensão confinante. Assim, cada incremento de σ_1' terá que corresponder a uma redução de $\sigma_3'/2$, de modo a que $\Delta p' = 0$. No limite, ou seja, quando a amostra atingir o seu valor máximo através do aumento de X incrementos de σ_1' a tensão efetiva terá que ter sido reduzida em $X/2$ incrementos de modo a que o valor da tensão efetiva média (p') seja igual ao do início do ensaio. Deste modo, a equação 5.30 pode ser reescrita na seguinte equação:

$$q_f^{PC} = \frac{2 \times \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \times \left(\frac{p_i'}{2} \right) + q_u \times K \quad (6.2)$$

2) Ajuste para a trajetória de tensão *descarregamento lateral*

A trajetória de tensões para um descarregamento lateral é de -2:3 (Figura 3.4) logo a maior tensão efetiva principal (σ_1') durante o cisalhamento será no momento inicial do ensaio, ou seja, igual a p'_i . Se se colocar a equação 5.30 em termo de tensões principais teremos:

$$\sigma_1' - \sigma_3' = \frac{2 \times \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \times \sigma_3' + q_u \times K \quad (6.3)$$

Se a equação 6.3 for reescrita em termos de σ_3' resulta na seguinte equação:

$$\sigma_3' = \frac{\sigma_1' - q_u \times K}{1 + \frac{2 \times \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}} \quad (6.4)$$

Como o ensaio se caracteriza por uma diminuição do σ_3' a uma taxa maior do que σ_1' para que $p'_{durante\ ensaio} < p'_{inicial}$ e σ_1' é a tensão efetiva principal, ou seja, a que registrará o maior valor durante o ensaio, a equação 6.3 resulta na equação 6.5.

$$\sigma_1' - \sigma_3' = \sigma_1' - \frac{\sigma_1' - q_u \times K}{1 + \frac{2 \times \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}} \quad (6.5)$$

Como $\sigma_1' = p'_i$ então a equação 6.5 pode ser escrita de seguinte maneira:

$$q_f^{DL} = p'_i - \frac{p'_i - q_u \times K}{1 + \frac{2 \times \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}} \quad (6.6)$$

Para se comprovar que as equações 6.2 e 6.5 conseguem definir corretamente as trajetórias de tensão para os ensaios de *p' constante* e *descarregamento lateral*, respectivamente, será simulado um ensaio triaxial para as três trajetórias de tensão considerando: $q_u=0$, $\phi'=35^\circ$ e $p'_i = 4000$ kPa (Figura 6.2).

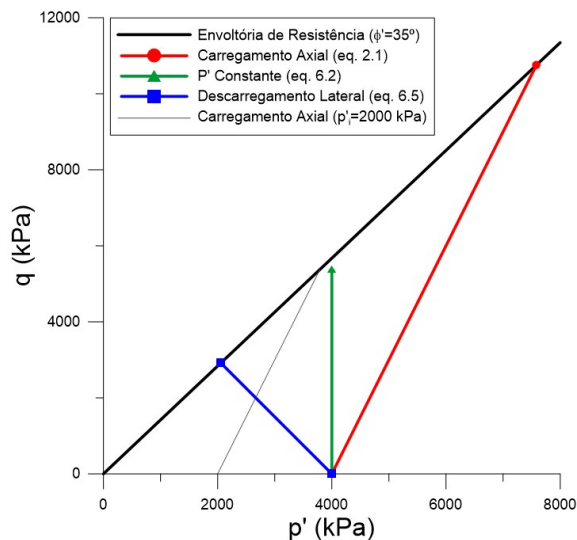


Figura 6.2 – Comparação das três trajetórias de tensão para um ensaio triaxial de compressão.

A Figura 6.2 mostra a aplicação das equações 2.1 (carregamento axial), 6.2 (p' constante) e 6.5 (descarregamento lateral) para a definição das trajetórias de tensão para ensaios triaxiais de compressão. Tanto a equação para o descarregamento lateral como para o carregamento axial ficam coincidente com a envolvente de resistência. Para o caso de p' constante ficou ligeiramente abaixo da envolvente, porque na prática o resultado obtido para a equação 6.2 é igual ao que será obtido pela equação 2.1, mas para $p'_i = 2000$ kPa. Estes valores de 4000 kPa e 2000 kPa foram escolhidos, como o exemplo, em jeito de comparação com os ensaios ATM-3(17)0_CA-2000 e ATM-3(17)0_PC-4000, que como mostra a Figura 5.25a apresentam um comportamento tensão-deformação e $q_{ruptura}^{pico}$ (Tabela 5.9) muito similar.

6.2 PROCEDIMENTOS PARA A DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO DE UMA AMOSTRAS DESESTRUTURADA

No final do capítulo anterior se verificou que somente era necessário o valor da RCS (q_u) da amostra de solo cimentado e do ângulo de atrito (ϕ') da amostra desestruturada para, através das equações 5.30 (ou 6.2 ou 6.5) e 5.36 para se obter o comportamento tensão-deformação de uma amostra de um material granular artificialmente cimentado. A RCS (q_u), como já vista, pode ser obtida através de uma equação do tipo da 5.2, já que é função direta do η/C_{iv} . Em relação à determinação do ângulo de atrito podem ser usados valores encontrado na bibliografia, mas que variaram entre 26° a 30° para uma areia fina mediamente compactada e 32° a 38° para areias e cascalhos compactos (Matos Fernandes, 2006). Pela segurança sempre se tem a

possibilidade de usar o menor valor, mas também se pode estar a subestimar, em muito, a resistência de uma mistura. Mas, já como demonstrado no capítulo 2, Consoli *et al.* (2013a) apresentaram uma metodologia para a determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb com base em ensaios de RCS ou RCD, e da sua relação entre a tração e compressão (q_t/q_u). Além da análise desse método será proposto, neste trabalho, uma metodologia que se baseia no modelo de Hoek-Brown (Hoek & Brown, 1980) e na metodologia de Consoli *et al.* (2013a) para a determinação dos parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb. Estes métodos foram desenvolvidos para a determinação da envoltória de resistência, mas como se observa em casos de bibliografia (e.g. Clough *et al.*, 1981) e pelos valores encontrados neste trabalho (Tabela 5.10 e 5.11), os valores dos ângulos de atrito correspondentes às resistências de pico e para volume constante são bastante similares. Considerando a equação 2.1, que é apresentada com as diferentes parcelas na Figura 5.42, se observa que a parcela friccional é paralela a envoltória máxima. Se parte então da permissa que $\phi'_{\text{pico}} \approx \phi'_{\text{desestruturada}}$.

6.2.1 Metodologia para Determinação dos Parâmetros de Hoek-Brown

Primeiramente é necessário realçar que até este ponto tanto os valores da RCS (q_u) como os da RCD (q_t) foram considerados positivos, mas se se considerar que os semicírculos de Mohr, que representam os estados de tensão de ensaios triaxiais, são representados num sistema que representa a resistência ao cisalhamento (τ) em função da tensão normal efetiva (σ'), como mostra a Figura 2.36, leva a que, por convenção, se considere que resistência à compressão simples (q_u) apresente valores positivos enquanto a resistência à compressão diametral (q_t) terá os seus valores negativos.

Como visto no Capítulo 2, o critério de Hoek-Brown (equação 2.33) é constituída pelos parâmetros σ_1' , σ_3' e σ_c , correspondentes, respectivamente, à maior tensão efetiva principal na ruptura, à menor tensão efetiva principal na ruptura e à resistência à compressão simples de um material intacto, e pelos parâmetros m e s , que são constantes que dependem do tipo material, onde $s=1$ para rochas intactas. Considerando que o material artificialmente cimentado é uma rocha branda e intacta então a equação original de Hoek-Brown pode ser reformulada como:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m\sigma_3' + \sigma_c^2} \quad (6.7)$$

Ao se colocar $\sigma_3' = 0$, simulando o ensaio de compressão simples, na equação 6.7 obtém-se, precisamente, a resistência à compressão simples, como mostra a equação 6.8.

$$\sigma'_1 = \sigma_c \quad (6.8)$$

Similarmente, para se definir o ensaio de compressão diametral basta definir, e com base na Figura 2.36 e nas equações 4.4 e 4.5, a equação 5.21 se transforma na seguinte equação:

$$-\sigma_t = -0,125\sigma_c(\sqrt{m^2 + 16} - m) \quad (6.9)$$

Pela Figura 5.8 se verifica que a razão tração/compressão (q_t/q_u) é um escalar, independente da razão vazios/cimento (η/C_{iv}), para a mistura de areia-cimento estudada. Outros trabalhos (Floss, 2012; Consoli *et al.*, 2012d; 2012e; 2013c) também corroboram que a razão q_t/q_u é um escalar para outros tipos de solos e agentes cimentantes, como mistura de solos siltoso-cal, com e sem fibra, solos granulares-cimento, com e sem fibra, solo residual-cimento. Com base nesses dados, e considerando o sistema de resistência ao cisalhamento (τ) em função da tensão normal efetiva (σ'), pode-se considerar que $-q_t = \xi q_u$, onde ξ equivale ao referido escalar e que pode variar entre -0,09 a -0,18 (Consoli *et al.*, 2014a).

Sendo assim, se se fizer a divisão da equação 6.9 pela equação 6.8, de modo a se obter a razão tração/compressão (q_t/q_u), obtém-se a seguinte equação:

$$\xi = \frac{-q_t}{q_u} = \frac{-\sigma_t}{\sigma_c} = \frac{-0,125\sigma_c(\sqrt{m^2+16} - m)}{\sigma_c} \quad (6.10)$$

Como no termo da direita o parâmetro σ_c se anula, o parâmetro m fica em função da razão tração/compressão, resultando:

$$m = \frac{-4(\xi^2 + 0,25)}{\xi} \quad (6.11)$$

Assim, sabendo-se o parâmetro m , que pode variar entre 6,28 ($\xi = -0,18$) e 11,47 ($\xi = -0,09$), e conseguindo-se determinar σ_c (q_u) através de uma equação do tipo da equação 5.2, como se viu anteriormente, é possível a utilização do modelo de Hoek-Brown (equação 6.7) para a estimativa das envoltórias de resistência de ensaios triaxiais.

6.3 APLICAÇÃO DE METODOLOGIAS NA DETERMINAÇÃO DE ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA A ENSAIOS TRIAXIAIS

6.3.1 Aplicação a Ensaios Triaxiais da Bibliografia

Para verificar, e comparar, a metodologia da determinação dos parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb proposta por Consoli *et al.* (2013a), que foi descrita no Capítulo 2, e a metodologia para determinação dos parâmetros do modelo de Hoek-Brown, descrita anteriormente e realizada no âmbito deste trabalho, recorreu-se a uma serie de ensaios triaxiais da bibliografia. Estes ensaios foram realizados com uma mistura de Areia de Osório + Cimento, com três diferentes razões vazios/cimentos (η/C_{iv}) de 30, 17 e 10 e para três tempos de cura diferentes (3, 7 e 28 dias). A Tabela 6.1 apresenta o resumo dos dados dos referidos ensaios triaxiais.

Esta análise seguirá o seguinte roteiro:

1. Do conjunto de três ensaios triaxiais para diferentes tensões confinantes com as mesmas condições de moldagem (por exemplo: ensaios 1, 2, 3) determinou-se os parâmetros do critério de Mohr-Coulomb (ϕ' e c') através do plano s' - t , utilizando os valores das tensões de desvio máxima ($q_{m\acute{a}x}$) dos respectivos ensaios triaxiais. Estes parâmetros obtidos diretamente dos ensaios servirão de comparação com os parâmetros teóricos determinados através das metodologias anteriormente enunciadas.
2. Aplicação da metodologia de Consoli *et al.* (2013a) através das equações 2.29 e 2.30, para a determinação dos parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb.
3. Aplicação da metodologia proposta neste trabalho para a determinação dos parâmetros do critério de Hoek-Brown através das equações 6.7 e 6.11. Como o modelo de Hoek-Brown é não linear, utilizou-se as equações 2.38 e 2.39 para a comparação dos resultados, que serão identificados como *Hoek-Brown (MC Fit)*.

Para ajudar e permitir uma rápida identificação dos resultados, invés da numeração apresentada na Tabela 6.1, foi usada, para identificar cada ensaio, a nomenclatura ncY_tZ , em que Y refere-se à razão vazios/cimento (η/C_{iv}) utilizada na moldagem das amostras (**30**, **17** ou **10**) Z indica o tempo de cura (**3**, **7** ou **28**) e. Por exemplo a combinação $nc30_t30$ refere-se a uma mistura de Areia de Osório com cimento, para 3 dias de cura com um $\eta/C_{iv}=30$, correspondendo aos ensaios n.º 1, 2 e 3.

De modo a não sobrecarregar muito o texto, foram escolhidas somente algumas misturas para a aplicação das envoltórias de resistência, realizando-se, no final, uma análise global dos resultados.

Tabela 6.1 – Tabela Resumo com ensaios triaxiais da bibliografia

Ensaio n.º	Referência	Tempo Cura (dias)	M	B	qt/qu	η/C_{iv}	p'_i (kPa)	$q_{m\acute{a}x}$ (kPa)	
1	Sachetti, 2014	3	18315	-1,19	-0,15		20	265,4	
2							30,00	100	576,0
3								200	780,0
4								20	597,5
5							17,00	100	1000,0
6								200	1397,3
7								20	1454,1
8							10,00	100	1923,9
9								200	2064,0
10	Consoli <i>et al.</i> , 2009	7	25310	-1,26	-0,15		20	350,2	
11							30,00	200	677,8
12								400	995,2
13								20	828,1
14							17,00	200	1340,8
15								400	1788,9
16								20	1479,7
17							10,00	200	2215,1
18								400	2594,4
19	Sachetti, 2014	28	34031	-1,27	-0,15		20	438,5	
20							30,00	100	554,2
21								200	990,0
22								20	761,4
23							17,00	100	1138,2
24								200	1507,50
25								20	1863,9
26							10,00	100	2021,0
27								200	2596,3

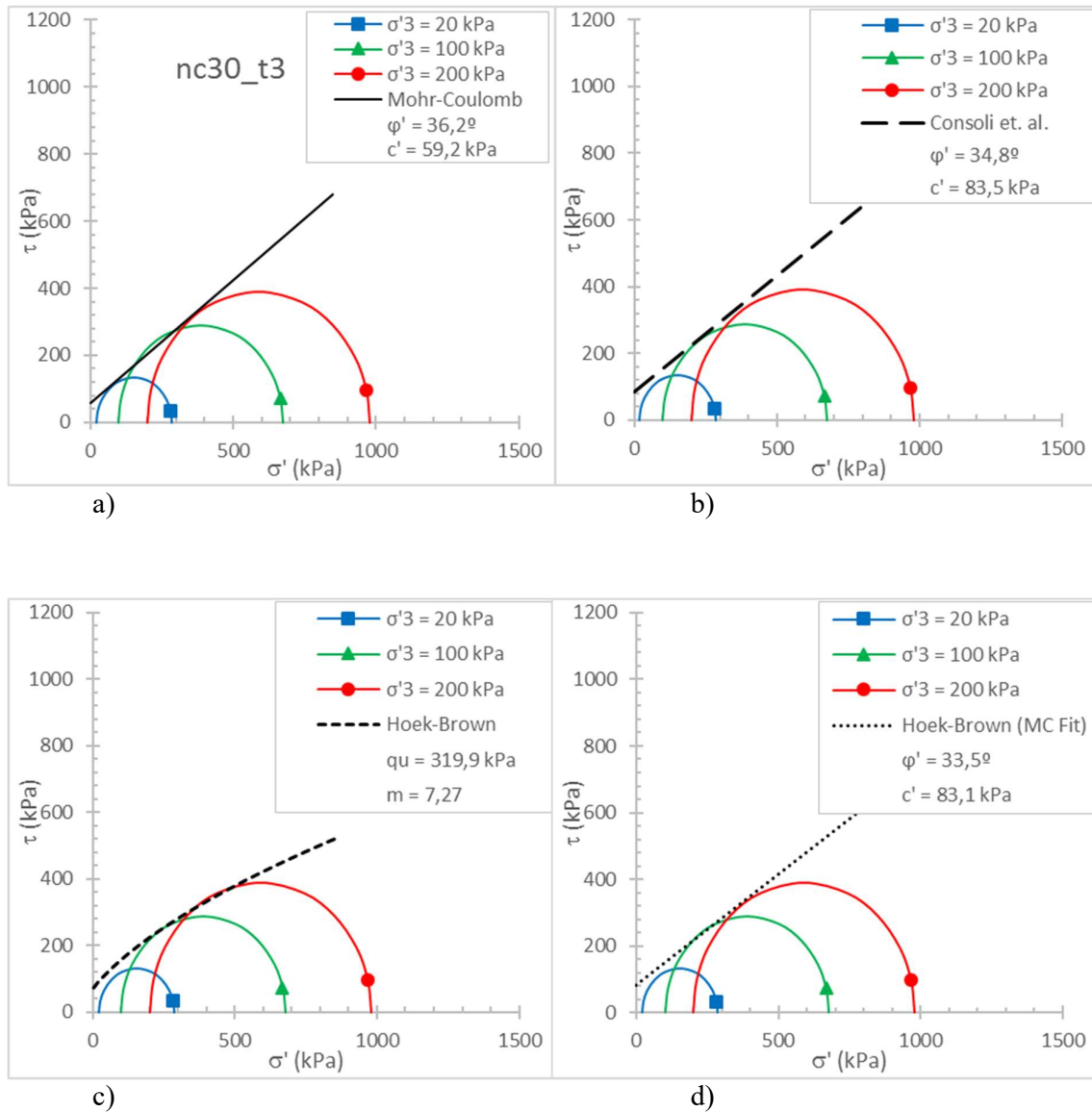


Figura 6.3 – Círculos de Mohr do ensaio nc30_t3 com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli *et al.*; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit).

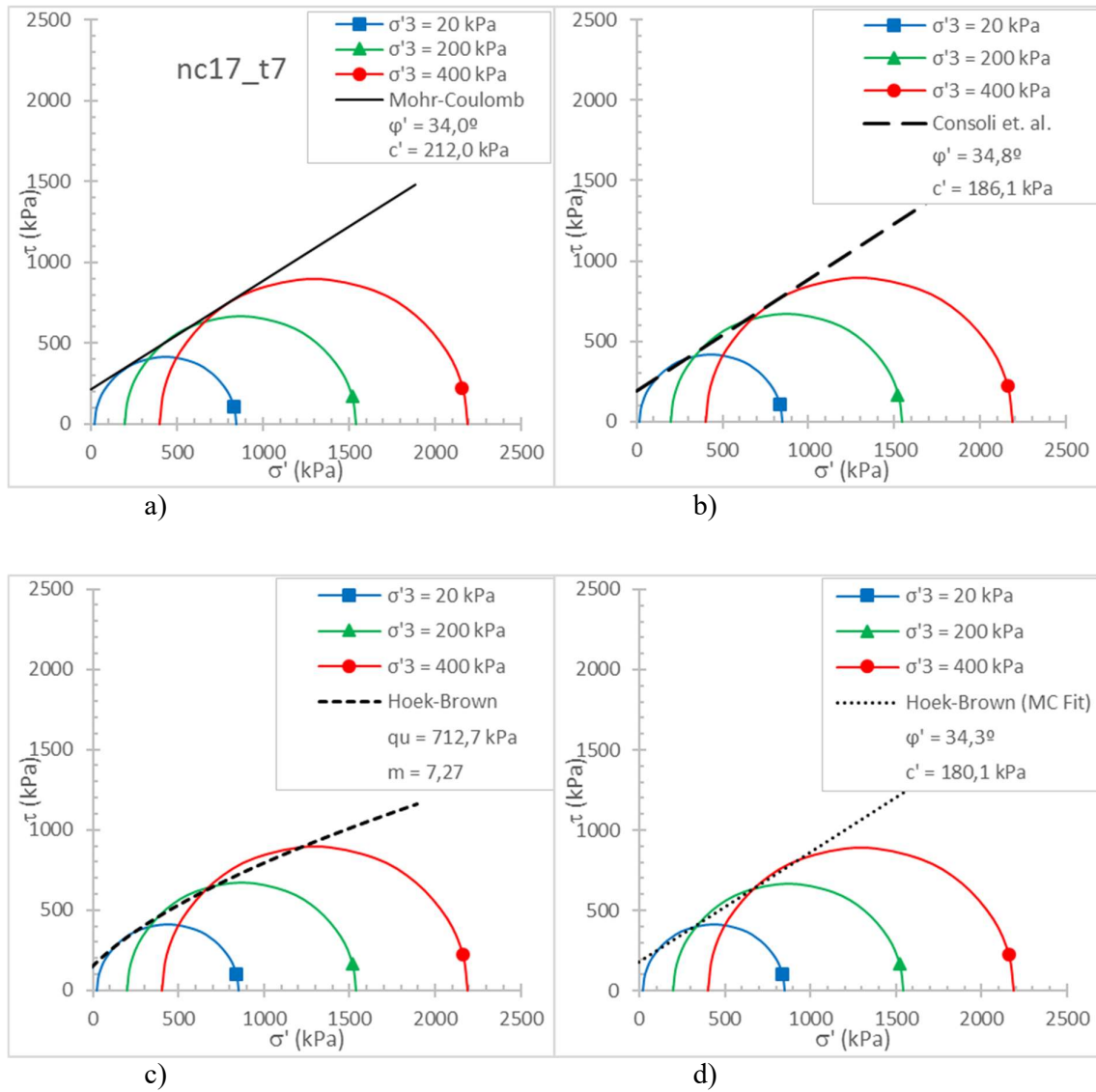


Figura 6.4 – Círculos de Mohr do ensaio nc17_t7 com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli *et al.*; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit)

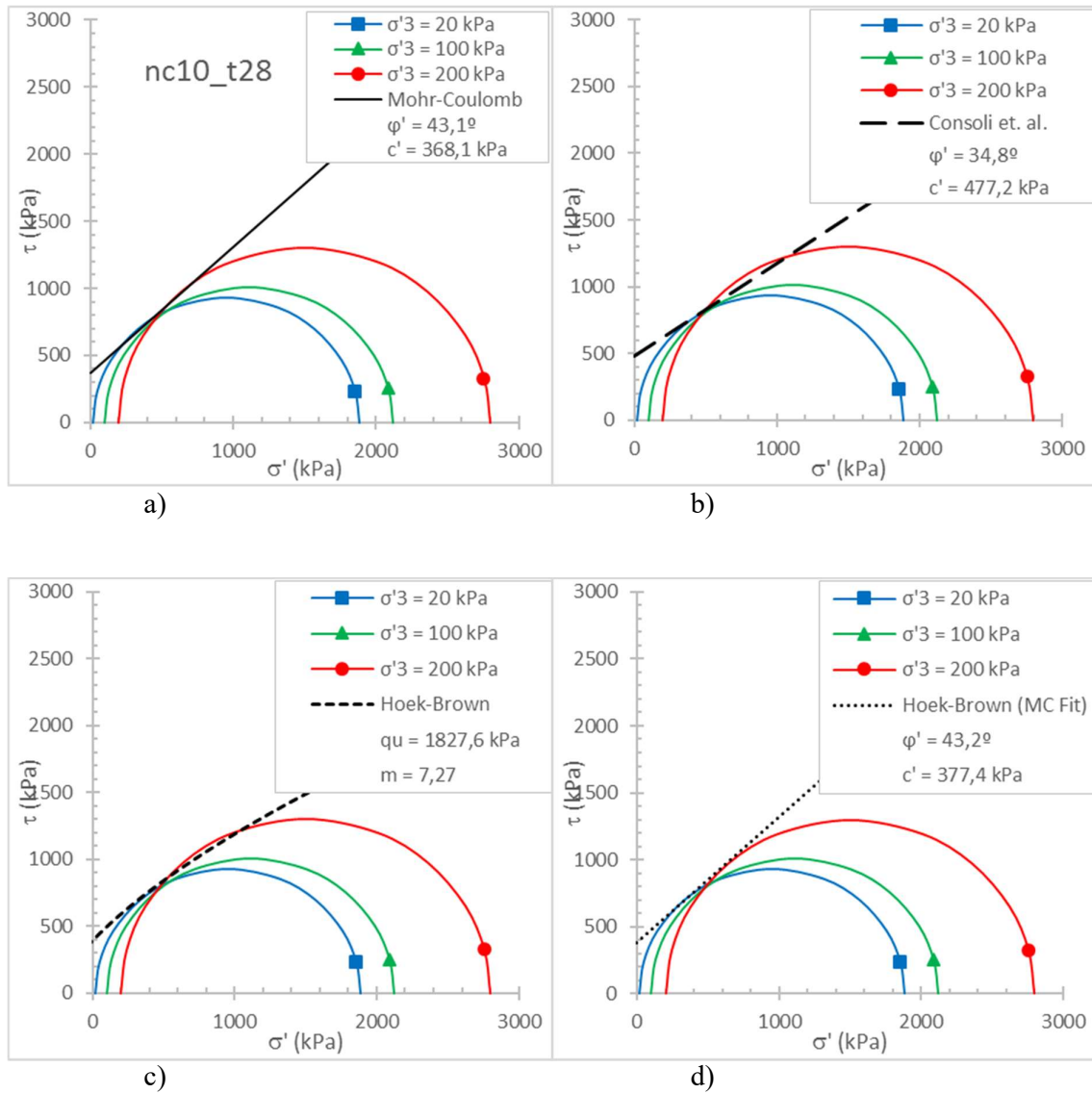


Figura 6.5 – Círculos de Mohr do ensaio *nc10_t28* com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli *et al.*; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit).

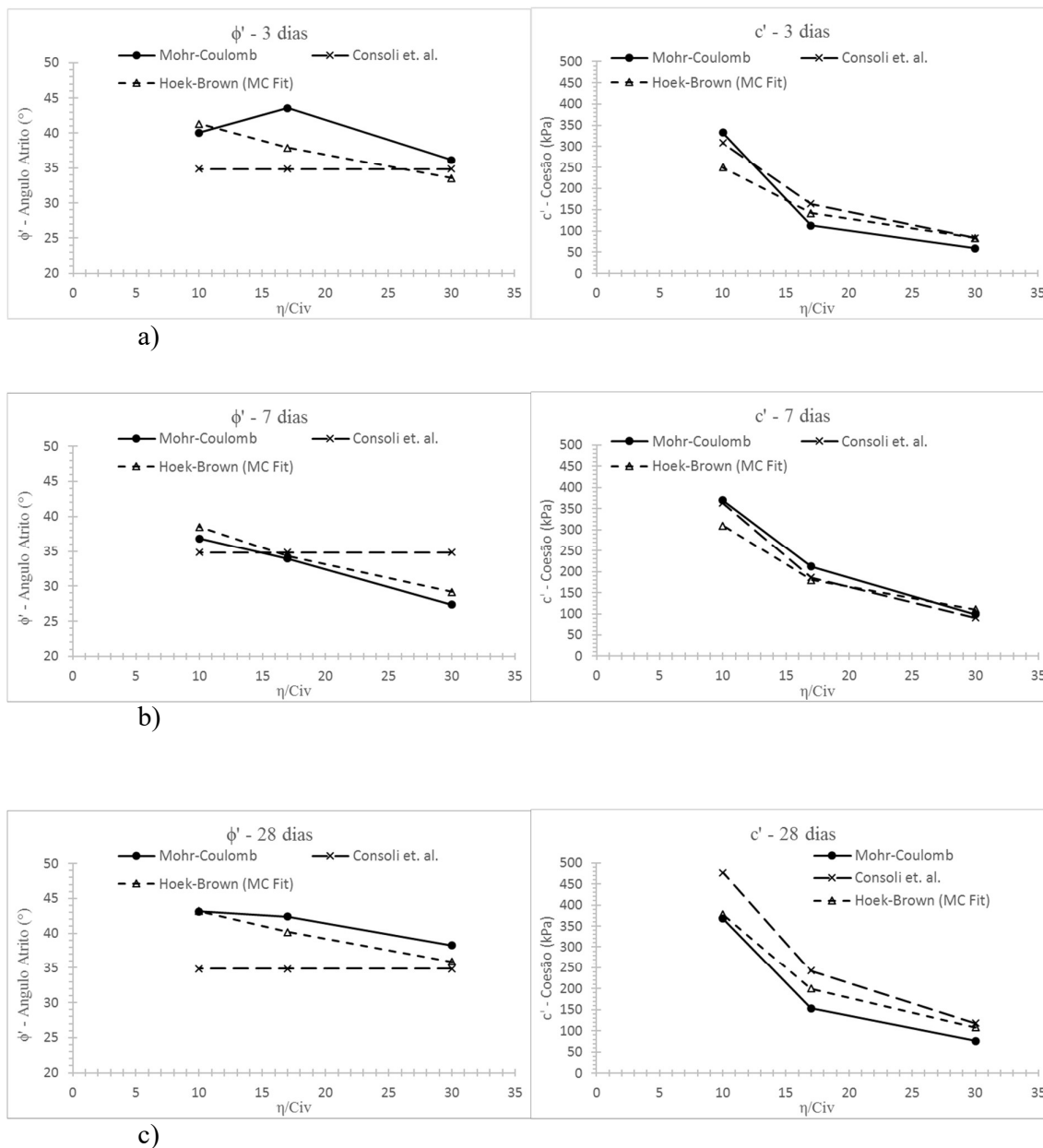


Figura 6.6 – Comparação das metodologias utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb para os ensaios com um tempo de cura de: a) 3 dias; b) 7 dias e c) 28 dias.

Da análise das Figuras 6.3 a 6.5 observa-se um ajuste razoável das envoltórias de resistência previstas, tanto a metodologia proposta por Consoli *et al.* (2013) como para a metodologia proposta neste trabalho para a envoltória de Hoek-Brown. Lembrando que os seus parâmetros foram obtidos através dos valores de RCS (q_u) e da relação tração-compressão (q_t/q_u) obtida no ponto 5.1.4 deste trabalho.

A Figura 6.6 e a Tabela 6.2 mostram a comparação, para cada tempo de cura, dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para cada η/C_{iv} . De um modo geral, os valores estimados para a coesão (e que são função da RCS para as duas metodologias) acompanham a tendência da coesão (c') encontrada nos ensaios, ou seja, a diminuição deste parâmetro com o aumento no η/C_{iv} , com já observado na Figura 5.30. Deste modo também é esperado um comportamento do ângulo de atrito (ϕ'), em função do η/C_{iv} , análogo ao encontrado na Figura 5.30, ou seja, diminuindo o seu valor com o aumento do η/C_{iv} . Como a metodologia proposta por Consoli *et al.* (2013) apresenta a sua previsão do ângulo de atrito (ϕ') somente em função da razão tração-compressão (q_t/q_u), este parâmetro é independente do η/C_{iv} , resultando assim, para todos os casos, um valor único. Já metodologia apresentada neste trabalho para a determinação da envoltória de Hoek-Brown, como é função da RCS (q_u) e da razão tração-compressão (q_t/q_u) se aproxima, mais fidedignamente, dos resultados do ângulo de atrito (ϕ') encontrados para os ensaios. De maneira a se realizar uma melhor comparação entre os dois modelos apresentados, estimou-se para cada ensaio, e utilizando a equação 2.1, a tensão de desvio máxima usando os parâmetros de resistência de cisalhamento obtidos (Tabela 6.2) e os resíduos padronizados usando a equação 5.12. A Tabela 6.3 e a Figura 6.7 resumem os resultados obtidos.

Tabela 6.2 – Tabela resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento observados e estimados para o modelo de Mohr-Coulomb.

Ensaio	Mohr-Coulomb		Consoli <i>et al.</i>		Hoek-Brown (MC Fit)	
	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'
nc30_t3	36,2	59,2	34,8	83,5	33,5	83,1
nc17_t3	43,6	112,5	34,8	164,2	38,0	142,0
nc10_t3	40,1	332,7	34,8	308,8	41,4	249,6
nc30_t7	27,3	98,6	34,8	91,0	29,2	110,1
nc17_t7	34,0	212,0	34,8	186,1	34,3	180,1
nc10_t7	36,8	369,6	34,8	363,2	38,5	309,6
nc30_t28	38,2	76,2	34,8	118,2	35,9	108,4
nc17_t28	42,4	153,1	34,8	243,2	40,2	200,5
nc10_t28	43,1	368,1	34,8	477,2	43,2	377,4

Tabela 6.3 – Tabela resumo com a comparação entre valores q_{\max}^{ensaio} e os $q_{\max}^{\text{previsto}}$ para as duas metodologias.

Ensaio					Consoli <i>et. al.</i>	Hoek-Brown (MC Fit)
Ensaio n.º	η/C_{iv}	q_u (kPa)	p'_i (kPa)	q_{\max}^{ensaio} (kPa)	$q_{\max}^{\text{previsto}}$ (kPa)	$q_{\max}^{\text{previsto}}$ (kPa)
1	30	319,9	20	265,4	373,2	369,3
2	30	319,9	100	576,0	586,6	566,8
3	30	319,9	200	780,0	853,2	813,8
4	17	628,9	20	597,5	682,2	692,8
5	17	628,9	100	1000,0	895,6	948,4
6	17	628,9	200	1397,3	1162,2	1267,9
7	10	1182,5	20	1454,1	1235,8	1260,4
8	10	1182,5	100	1923,9	1449,2	1571,9
9	10	1182,5	200	2064,0	1715,8	1961,3
10	31,8	323,8	20	350,2	377,1	361,8
11	31,6	326,4	200	677,8	859,7	706,7
12	31,7	325,1	400	995,2	1391,7	1085,8
13	17,3	697,2	20	828,1	750,5	748,8
14	17,3	697,2	200	1340,8	1230,5	1213,1
15	17,2	702,3	400	1788,9	1769,0	1734,2
16	10,4	1323,8	20	1479,7	1377,2	1390,0
17	10,3	1340,0	200	2215,1	1873,4	2001,5
18	10,4	1323,8	400	2594,4	2390,5	2646,7
19	30	452,8	20	438,5	506,2	509,5
20	30	452,8	100	554,2	719,5	736,2
21	30	452,8	200	990,0	986,2	1019,5
22	17	931,5	20	761,4	984,9	1004,2
23	17	931,5	100	1138,3	1198,2	1294,9
24	17	931,5	200	1507,5	1464,9	1658,2
25	10	1827,6	20	1863,9	1880,9	1914,3
26	10	1827,6	100	2021,0	2094,2	2261,4
27	10	1827,6	200	2596,3	2360,9	2695,3

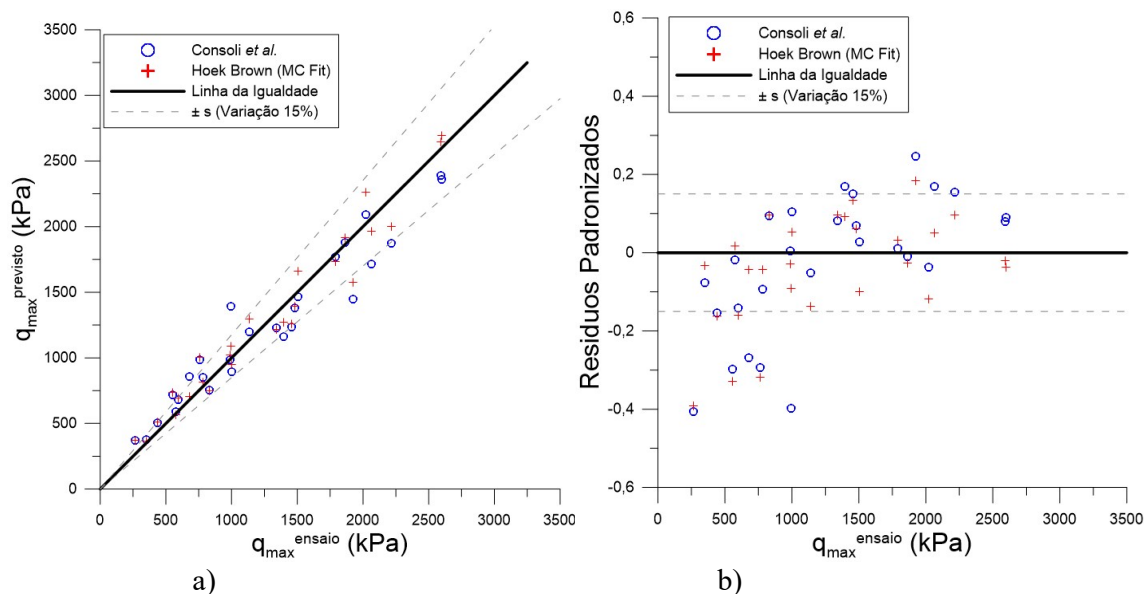


Figura 6.7 – Comparação da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.

Os resultados previstos mostram uma razoável concordância com os valores obtidos nos ensaios, ficando, na sua maioria, dentro de uma faixa de $\pm 15\%$ em relação à igualdade (equivalente ao desvio padrão médio encontrado). Não existe uma discrepância muito grande entre os valores calculados para as duas metodologias indicadas, mas considerando como fator de comparação o número de ensaios fora da faixa de $\pm 15\%$, se observa um melhor ajuste para os resultados obtidos através da metodologia proposta neste trabalho para determinação dos parâmetros de resistência no cisalhamento com base na envoltória de Hoek-Brown. Esse melhor ajuste se deve, principalmente, a uma melhor previsão dos ângulos de atrito (ϕ'), do que em relação à metodologia proposta por Consoli *et al.* (2013a), em que o valor é constante. Mesmo sendo necessário a confirmação da metodologia proposta para outros tipos de solos e agente cimentantes, se pode afirmar que ela é válida para a estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ') para ensaios realizados até uma tensão efetiva média de 400 kPa.

A esta análise não foi adicionado os resultados dos ensaios triaxiais realizados durante esta pesquisa, já que a metodologia proposta por Consoli *et al.* (2013a) somente tinha sido testada e validada para baixas tensões (<400 kPa). Os autores indicaram ainda que eram necessários cuidados na extrapolação para maiores pressões devido a possível não linearidade da envoltória de resistência, podendo se obter resultados contra a segurança. Assim, será testada em seguida a aplicabilidade das duas metodologias para maiores pressões efetivas médias.

6.3.2 Aplicação aos Ensaios Triaxiais Realizados nesta Pesquisa.

Uma análise análoga à realizada no ponto 6.3.1 foi agora conduzida para os ensaios triaxiais realizados nesta pesquisa. Da aplicação das duas metodologias resulta a seguinte figura:

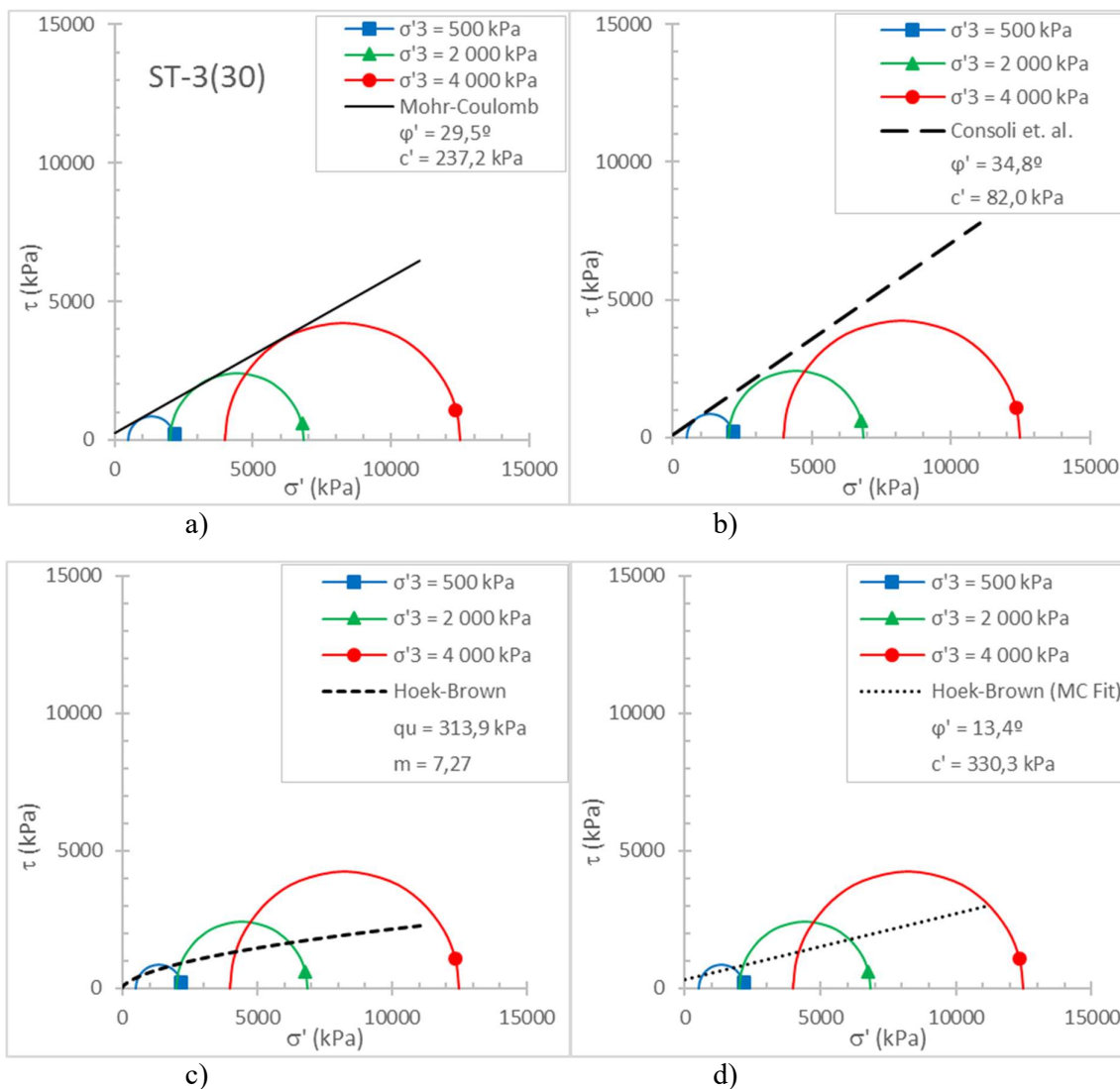


Figura 6.8 – Círculos de Mohr do ensaio ST-3(30) com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli *et al.*; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit).

Assim como indicado por Consoli *et al.* (2013a), a não linearidade da envoltória de resistência para ensaios triaxiais realizados a maiores tensões efetivas leva a uma possível estimativa dos parâmetros de resistência contra a segurança. Na Figura 6.8b é possível observar exatamente esse efeito, onde o ensaio realizado para uma tensão efetiva média de 4000 kPa fica abaixo da envoltória de resistência prevista. Já a proposta para a determinação dos parâmetros de resistência no cisalhamento pela envoltória de Hoek-Brown desenvolvida neste trabalho, deram resultados muito conservadores para ângulo de atrito e valores de coesão bem acima dos encontrados para os ensaios, como se pode observar na Figura 6.9.

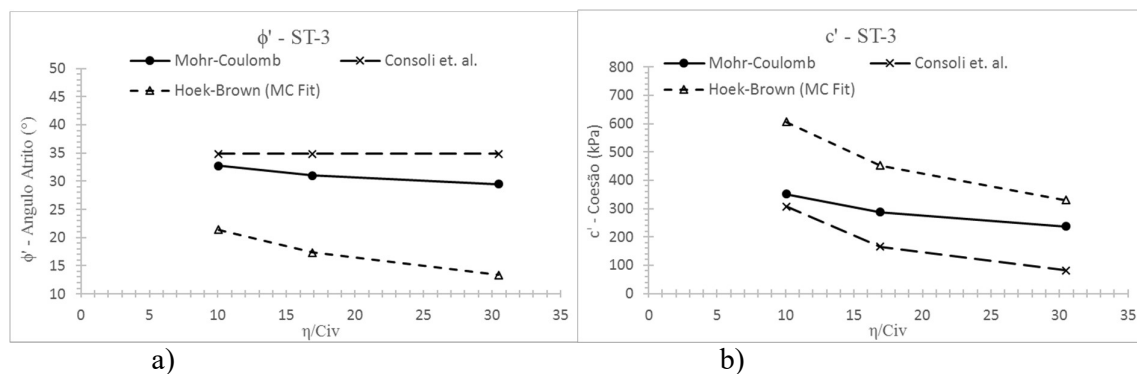


Figura 6.9 – Comparação das metodologias utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos ensaios ST-3: a) ângulo atrito; b) coesão.

Cai (2010), no seu trabalho sobre rochas frágeis, verificou que o parâmetro m , da equação de Hoek-Brown, era afetado pelo aparecimento de fissuras nas amostras de rochas estudadas. Ele indicou, ainda, que este mesmo parâmetro dependia da tensão de confinamento a que a amostra estaria submetida. Dos seus estudos ele indicou que o parâmetro m poderia ser corrigido com a razão entre a tensão de confinamento e a resistência à compressão simples (q_u) para se obter melhores resultados. Seguindo essa correção, a equação 6.11 foi corrigida ficando:

$$\begin{cases} m = \frac{-4(\xi^2 + 0,25)}{\zeta}, \text{ para } p'_i \leq q_u \\ m = \frac{-4(\xi^2 + 0,25)}{\zeta} \times \frac{p'_i}{q_u}, \text{ para } p'_i > q_u \end{cases} \quad (6.12)$$

Como se observa na Figura 6.9 ocorreu um efeito composto na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para o caso Hoek-Brown (MC Fit). Enquanto os valores dos ângulos de atrito deram muito abaixo dos encontrados nos ensaios, os valores da coesão deram

muito acima. Devido a esse fato a equação 2.38, utilizada na determinação da coesão, também terá de ser corrigida ficando:

$$\begin{cases} c', \text{ para } p'_i \leq q_u \\ c' \times \frac{q_u}{p'_i}, \text{ para } p'_i > q_u \end{cases} \quad (6.13)$$

Onde, na equação 6.12 e 6.13, p'_i corresponde ao maior valor do conjunto de ensaios realizados.

Utilizando estas novas equações corrigidas a análise do ensaio ST-3(30) resulta:

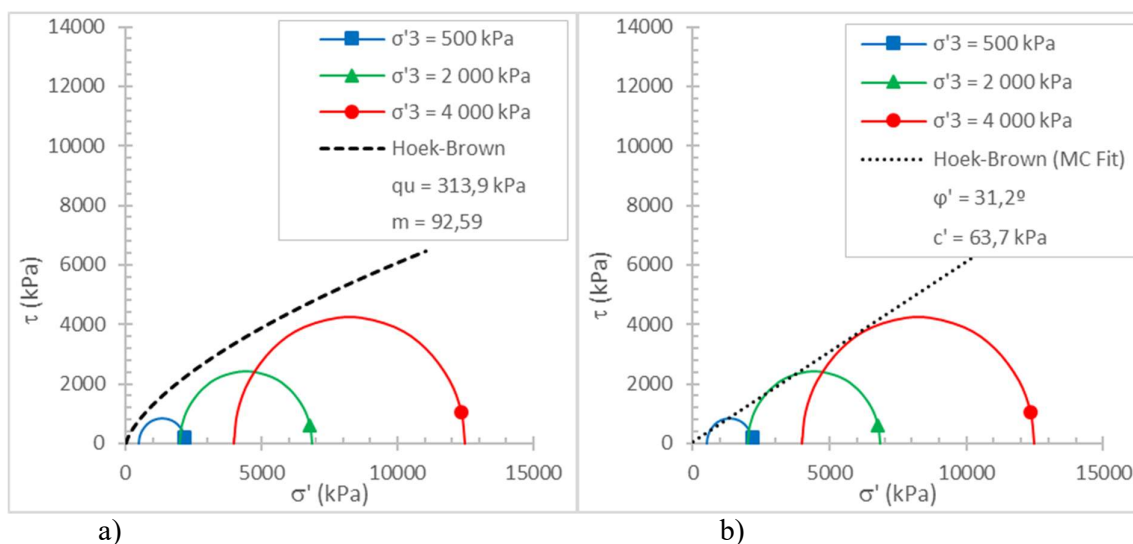


Figura 6.10 – Círculos de Mohr do ensaio ST-3(30) com as envoltórias de a) Hoek-Brown e b) Hoek-Brown (MC Fit).

Comparativamente à Figura 6.8d, a envoltória da Figura 6.10b, definida com as equações 6.12 e 6.13 revela um melhor ajuste aos resultados. Em relação à envoltória de Hoek-Brown visualizada na Figura 6.10a também apresenta um melhor ajuste do que a apresentada na Figura 6.8c, mas parece sobrestimar as resistências obtidas nos ensaios. Provavelmente é devido a consideração realizada de que o parâmetro s era igual a unidade (para materiais intactos), e como Cai (2010) observou no seu trabalho, o aparecimento de fissuras nas amostras leva a uma necessidade da correção dos parâmetros. Assim, possivelmente o parâmetro s teria que, para estes casos, deixar de ser considerado o valor unitário. Como essa avaliação foge do escopo deste trabalho, ela não foi realizada. A Figura 6.11 mostra a comparação das metodologias

utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos ensaios ST-3 para as novas equações corrigidas.

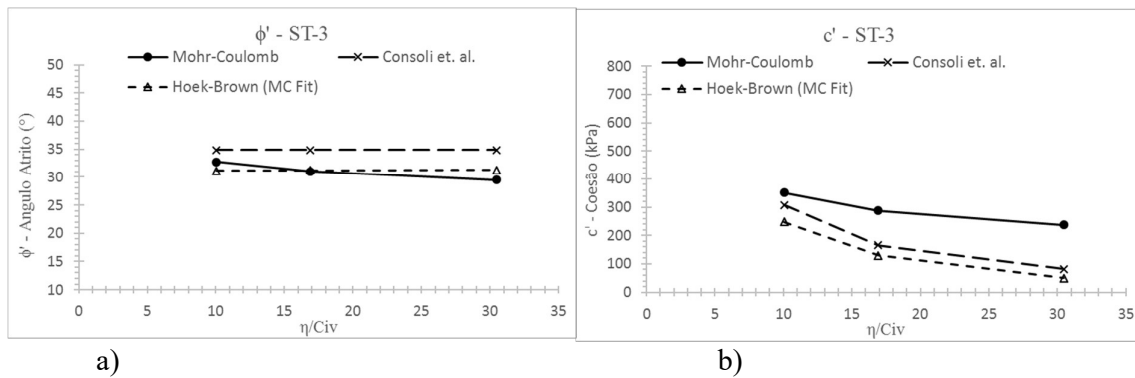
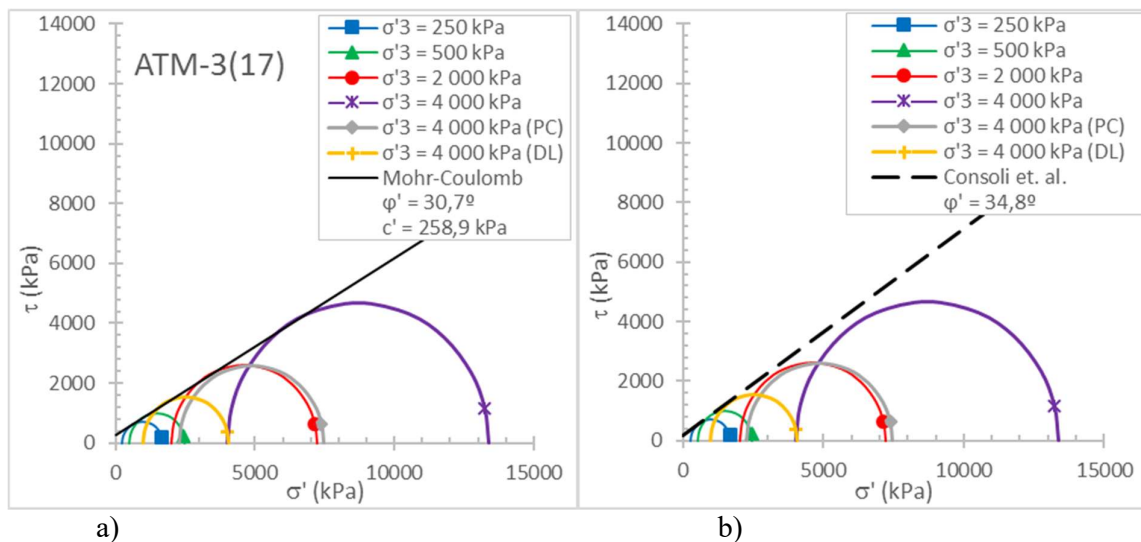


Figura 6.11 – Comparação das metodologias utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos ensaios ST-3 com as novas equações: a) ângulo atrito; b) coesão.

Tal como observado para o conjunto de ensaios ST-3(17), a utilização das equações 6.12 e 6.13 levou a obtenção de melhores ajustes dos valores previstos, tanto para o ângulo de atrito como para a coesão, em comparação resultados aos apresentados na Figura 6.9.

Para o ensaio com cura atmosférica se obteve as seguintes envoltórias.



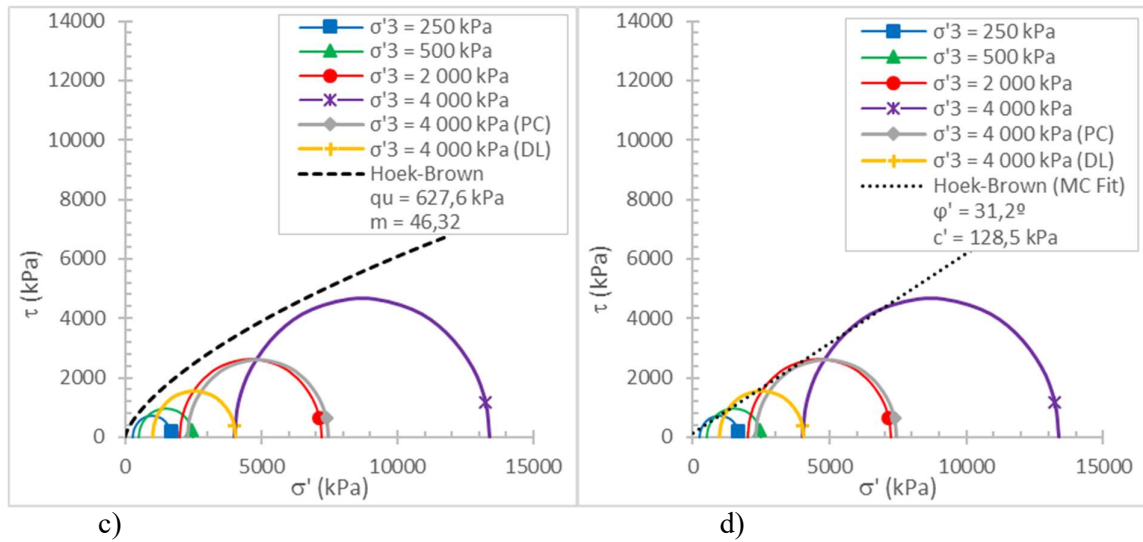


Figura 6.12 – Círculos de Mohr do ensaio ATM-3(17) com as envoltórias de a) Mohr-Coulomb; b) Consoli *et al.*; c) Hoek-Brown e d) Hoek-Brown (MC Fit).

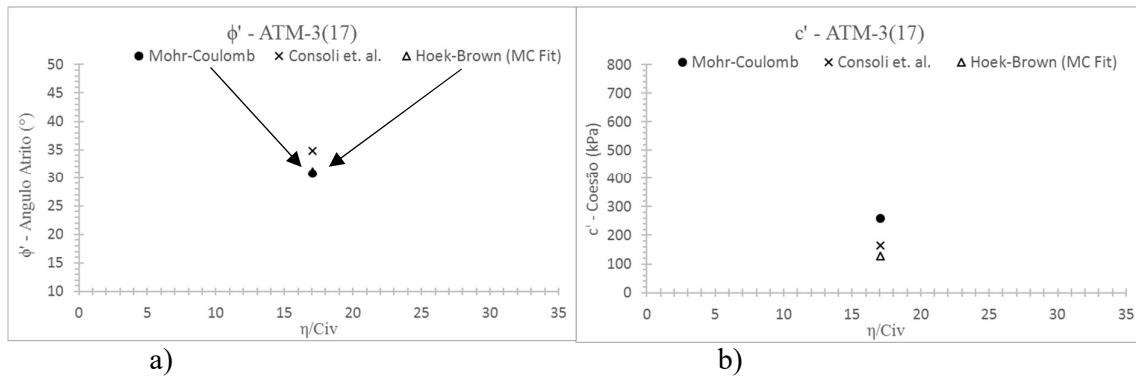
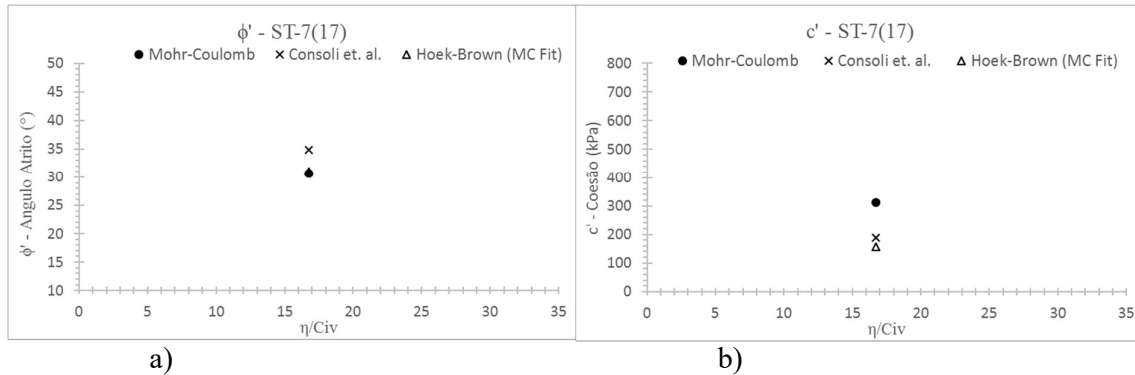


Figura 6.13 – Comparação das metodologias utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos ensaios ATM-3(17) com as novas equações: a) ângulo atrito; b) coesão.



6.14 - Comparação das metodologias utilizadas para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos ensaios ST-7(17) com as novas equações: a) ângulo atrito; b) coesão.

Tal como realizado no ponto 6.3.1, para uma melhor comparação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, foi utilizada a equação 2.1 e os parâmetros da tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Tabela resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento observados e estimados para o modelo de Mohr-Coulomb.

Ensaio	Mohr-Coulomb		Consoli <i>et. al.</i>		Hoek-Brown (MC Fit)	
	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'
ST-3(10)	32,8	351,1	34,8	306,9	31,2	248,1
ST-3(17)	31,0	288,0	34,8	165,3	31,2	129,6
ST-3(30)	29,5	237,2	34,8	82,0	31,2	63,7
ST-7(17)	30,7	312,6	34,8	189,8	31,1	156,8
ATM-3(17)	30,7	258,9	34,8	163,9	31,2	128,5

Tabela 6.5 – Tabela resumo com a comparação entre valores q_{\max}^{ensaio} e os $q_{\max}^{\text{previsto}}$ para as duas metodologias.

Ensaio	Ensaio				Consoli <i>et al.</i>	Hoek-Brown (MC Fit)
	η/C_{iv}	q_u (kPa)	p'_i (kPa)	q_{\max}^{ensaio} (kPa)	$q_{\max}^{\text{previsto}}$ (kPa)	$q_{\max}^{\text{previsto}}$ (kPa)
ST-3(10)500_CA-500	10,39	1129,9	500	2497,8	2463,2	2201,8
ST-3(10)2000_CA-2000	9,83	1207,0	2000	5946,1	6540,3	5494,6
ST-3(10)4000_CA-4000	9,93	1192,0	4000	10740,8	11858,6	9767,3
ST-3(17)500_CA-500	17,41	611,1	500	2089,4	1944,5	1687,6
ST-3(17)2000_CA-2000	16,66	644,0	2000	5250,2	5977,3	4949,7
ST-3(17)4000_CA-4000	16,65	644,6	4000	9521,9	11311,2	9255,9
ST-3(30)500_CA-500	29,92	321,0	500	1687,0	1654,3	1398,8
ST-3(30)2000_CA-2000	30,34	315,6	2000	4854,4	5649,0	4626,9
ST-3(30)4000_CA-4000	31,18	305,6	4000	8480,5	10972,3	8928,1
ST-7(17)500_CA-500	17,21	701,7	500	2143,1	2031,1	1770,1
ST-7(17)2000_CA-2000	16,26	753,7	2000	5276,1	6071,4	5027,2
ATM-3(17)0_CA-250	17,03	627,4	250	1439,7	1292,1	1164,8
ATM-3(17)0_CA-500	17,24	618,4	500	1966,4	1947,9	1693,2
ATM-3(17)0_CA-2000	16,81	637,2	2000	5223,3	5955,0	4936,4
ATM-3(17)0_CA-4000	16,35	658,6	4000	9377,7	11294,1	10131,5
ATM-3(17)0_PC-4000	17,41	611,2	4000	5178,0	5929,0	4910,5
ATM-3(17)0_DL-4000	16,68	643,1	4000	3092,6	3082,5	2934,2

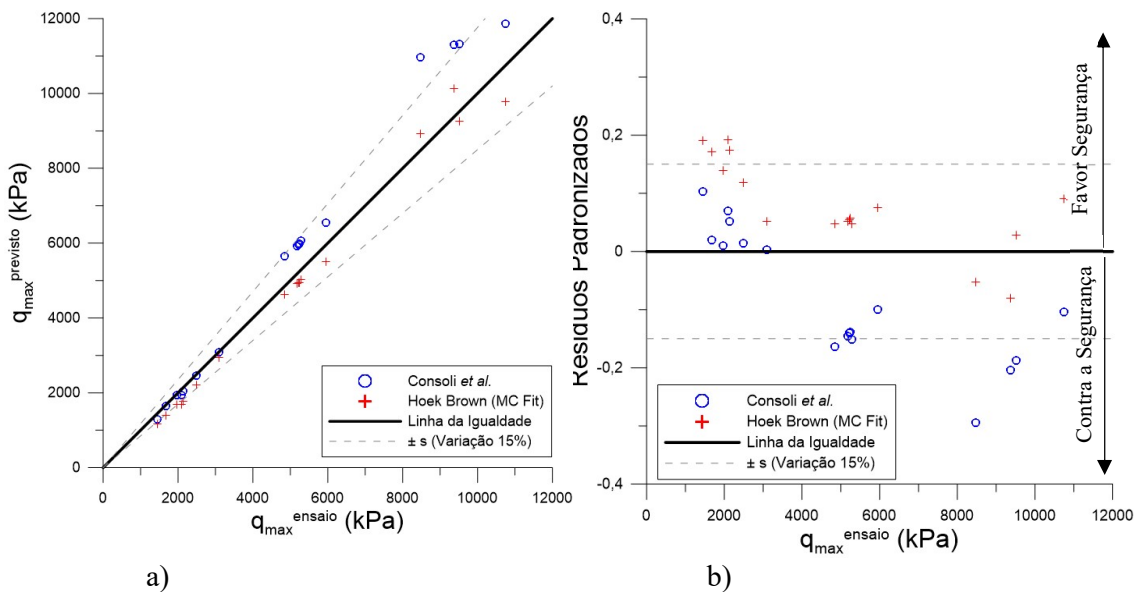


Figura 6.14 - Comparação da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.

Observa-se uma maior dispersão dos resultados na previsão da tensão de desvio máximo para os ensaios realizados com maiores tensões efetivas médias, em relação à análise realizada para os ensaios triaxiais da bibliografia (menores tensões efetivas médias). Esse fato é devido a, como visto no capítulo anterior, a uma maior influência da parcela friccional no comportamento da resistência. Mesmo que o ângulo de atrito previsto pelas metodologias se aproxime do encontrado nos ensaios (Tabela 6.4), como as tensões efetivas médias são bem superiores aos exemplos analisados na bibliografia, uma pequena diferença no ângulo de atrito tem muita influência no resultado final, sendo tanto maior quanto maior a tensão efetiva média a que o ensaio estará sujeito. Essa comprovação pode ser vista na Figura 6.14b, que apresenta a comparação entre os resíduos normalizados e os valores das tensões máximas dos ensaios. De um modo geral os valores dos ângulos de atrito estimados pela metodologia apresentada neste trabalho, que tem como base a envoltória de Hoek-Brown, apresentam resultados mais conservadores, enquanto a metodologia proposta por Consoli *et al.* (2013a), ao estimar um valor constante do ângulo de atrito, apresenta uma maior quantidade de valores contra a segurança. Este comportamento seria de esperar como mostram os resultados das Figura 6.11a, Figura 6.12a e Figura 6.13a, e resumidos na Tabela 6.4, em que o valor do ângulo de atrito estimado pela metodologia de Consoli *et al.* (2013a) foi sempre superior aos encontrados nos ensaios, enquanto a metodologia de Hoek-Brown apresentou, na sua maioria, valores inferiores aos encontrados para os ensaios.

Como referido, para a realização destas análises foi utilizada a equação 2.1, proposta por Schnaid *et al.* (2001), e como se verificou no ponto 5.3.7.1 deste trabalho, se obtinha melhores resultados utilizando uns dos três métodos de correção propostos. Para verificar esse efeito, foi realizada uma reanálise com a introdução dos três fatores de correção (K_1 ; K_2 e K_3). As Figuras 6.15 a 6.17 mostram os resultados. De uma maneira geral observa-se uma ligeira melhoria na previsão dos resultados, principalmente para os valores que se encontravam contra a segurança, o que seria de esperar, já que as correções introduzidas, como vistas anteriormente, reduzem os valores das resistências. Entre os três fatores não se observam (através das análises dos resíduos) uma discrepância significativa entre os resultados, validando-se, assim, a utilização dos fatores de correção desenvolvidos neste trabalho. Com a análise dos casos com a introdução dos fatores de correção, que minoram a influência do valor da RCS no cálculo final da tensão de desvio, se realça ainda mais a importância da parcela friccional no comportamento de solos artificialmente cimentados para altas tensões efetivas médias.

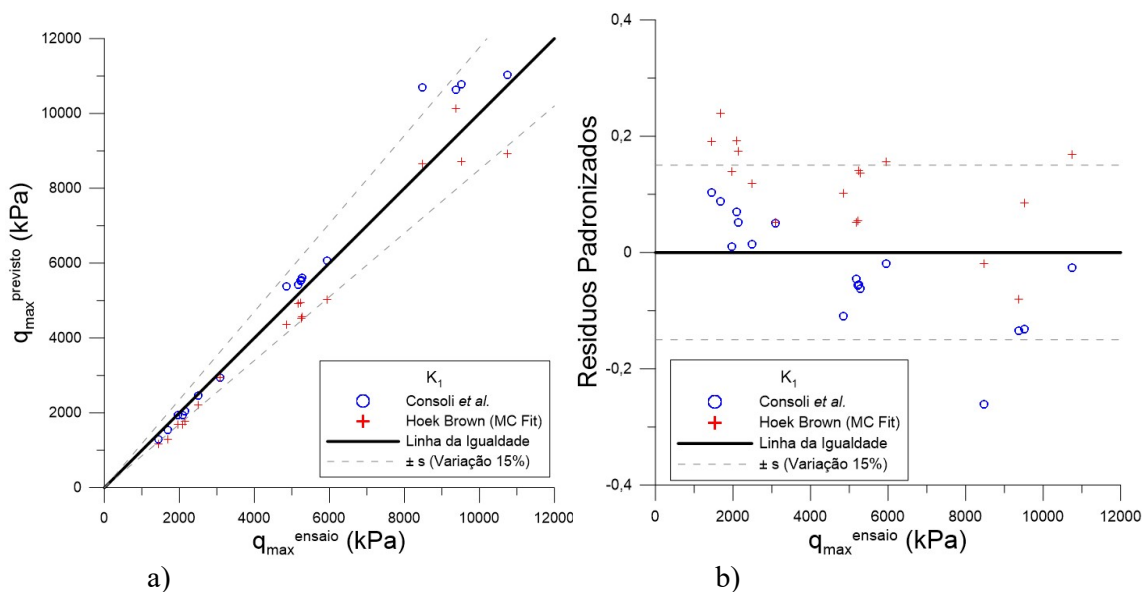


Figura 6.15 – Comparação com a introdução da correção K_1 da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.

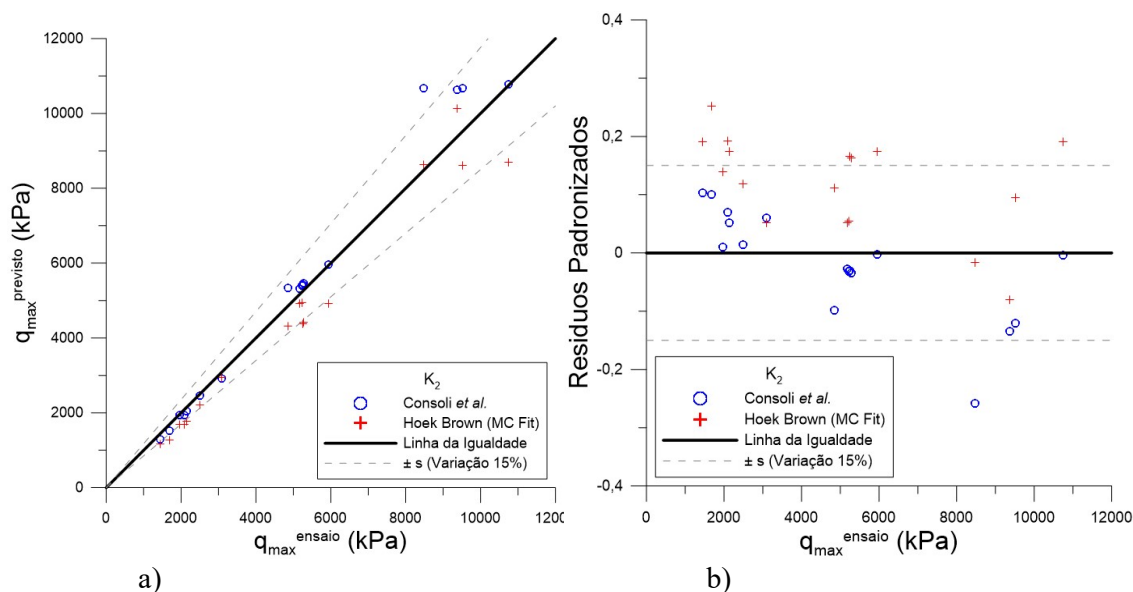


Figura 6.16 – Comparação com a introdução da correção K_2 da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.

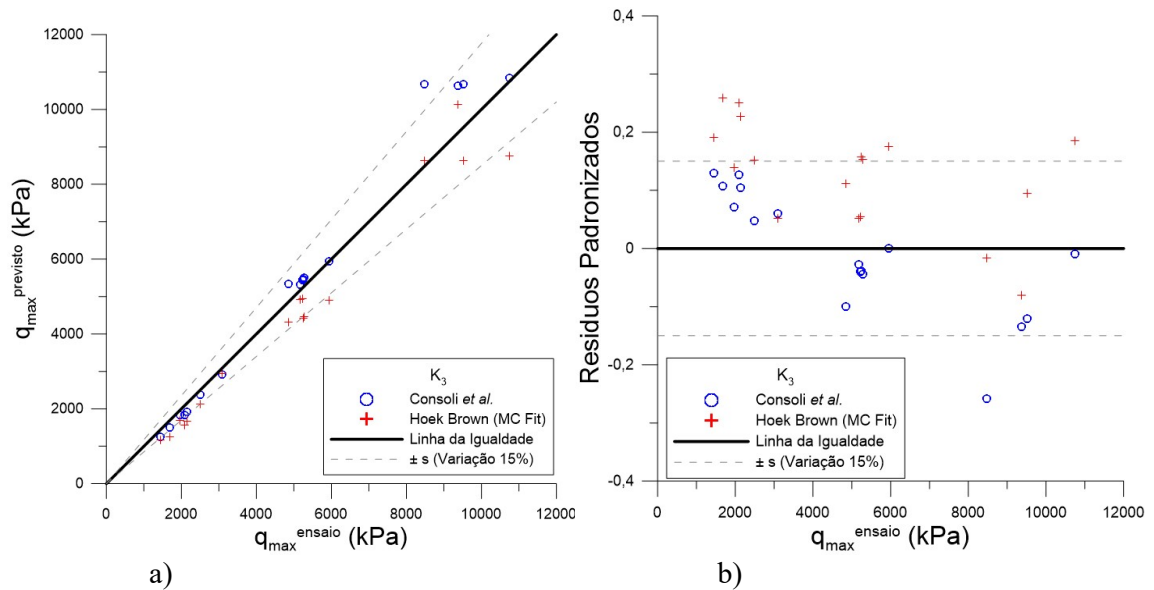


Figura 6.17 – Comparação com a introdução da correção K_3 da a) tensão desvio máxima ensaio vs tensão desvio máxima prevista e b) tensão desvio máxima ensaio vs resíduos padronizados.

6.4 APLICAÇÃO DO MODELO ELASTO-PLÁSTICO COM DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ A ENSAIOS TRIAXIAIS

Depois de apresentadas duas metodologias para a determinação do ângulo de atrito, que mesmo que não seja correspondente ao estado desestruturado, permitiu a obtenção de resultados razoáveis na comparação entre os valores obtidos das tensões de desvio máxima para ensaios triaxiais (tanto para baixa como para altas tensões) e os valores estimados da tensão de desvio para esses ensaios. Tem-se assim a dupla de parâmetros necessários, RCS pode ser definido por uma equação do tipo da equação 5.2, para a aplicação de um modelo elasto-plástico com degradação da rigidez para previsão do comportamento tensão-deformação, em ensaios triaxiais, de materiais granulares artificialmente cimentados. Como foram apresentadas várias metodologias, tanto para a determinação do ângulo de atrito, como para a estimativa da tensão de desvio máxima, se optou por utilizar a metodologia Consoli *et al.*, já que tanto apresenta valores da tensão de desvio a favor como contra a segurança, permitindo a verificação desse efeito no modelo (para um mesmo ângulo de atrito). Sendo assim, a Tabela 6.6 resume os parâmetros e valores necessários para a aplicação do modelo elasto-plástico com degradação da rigidez a ensaios triaxiais.

Tabela 6.6 – Resumo do parâmetros e valores utilizados para a aplicação do modelo elasto-plástico com degradação da rigidez a ensaios triaxiais.

Ensaio	η/C_{iv}	q_u (kPa)	ϕ' (°)	p'_i (kPa)	$q_{\max}^{\text{previsto}}$ (kPa)	G_0^{previsto} (MPa)	$\varepsilon_s^{0,7}$ (%)
ATM-3(17)0_CA-250	17,0	627,4		250,0	1292,1	319,4	0,107
ATM-3(17)0_CA-500	17,2	618,4		500,0	1947,9	406,2	0,107
ATM-3(17)0_CA-2000	16,8	637,2	34,8	2000,0	5955,0	803,8	0,107
ATM-3(17)0_CA-4000	16,4	658,6		4000,0	11294,1	1195,8	0,107
ATM-3(17)0_PC-4000	17,4	611,2		4000,0	5929,0	788,5	0,107
ATM-3(17)0_DL-4000	16,7	643,1		4000,0	3082,5	543,5	0,107
ST-3(10)500_CA-500	10,4	1129,9		500,0	2463,2	991,9	0,044
ST-3(10)2000_CA-2000	9,8	1207,0	34,8	2000,0	6540,3	1829,8	0,044
ST-3(10)4000_CA-4000	9,9	1192,0		4000,0	11858,6	2601,9	0,044
ST-3(17)500_CA-500	17,4	611,1		500,0	1944,5	673,1	0,044
ST-3(17)2000_CA-2000	16,7	644,0	34,8	2000,0	5977,3	1348,4	0,044
ST-3(17)4000_CA-4000	16,7	644,6		4000,0	11311,2	1977,7	0,044
ST-3(30)500_CA-500	29,9	321,0		500,0	1654,3	472,2	0,044
ST-3(30)2000_CA-2000	30,3	315,6	34,8	2000,0	5649,0	980,0	0,044
ST-3(30)4000_CA-4000	31,2	305,6		4000,0	10972,3	1440,8	0,044
ST-7(17)500_CA-500	17,2	701,7	34,8	500,0	2031,1	730,2	0,044
ST-7(17)2000_CA-2000	16,3	753,7		2000,0	6071,4	1449,5	0,044

Para não saturar o texto com todos os resultados da ampliação do modelo a todos os ensaios, estes foram colocados no apêndice D, sendo que alguns foram escolhidos para serem apresentados e analisados neste ponto. De uma maneira geral o modelo conseguiu reproduzir satisfatoriamente a curva tensão-deformação dos ensaios triaxiais realizados nesta pesquisa, como mostra o exemplo abaixo.

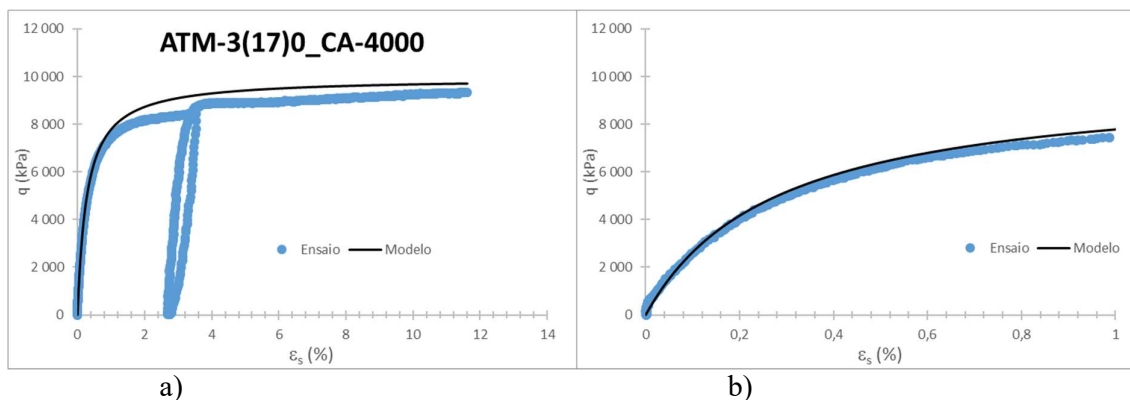


Figura 6.18 - Comparação entre o ensaio ATM-3(17)0_CA-4000 e o modelo proposto para a) todo o ensaio; b) até $\varepsilon_s = 1\%$.

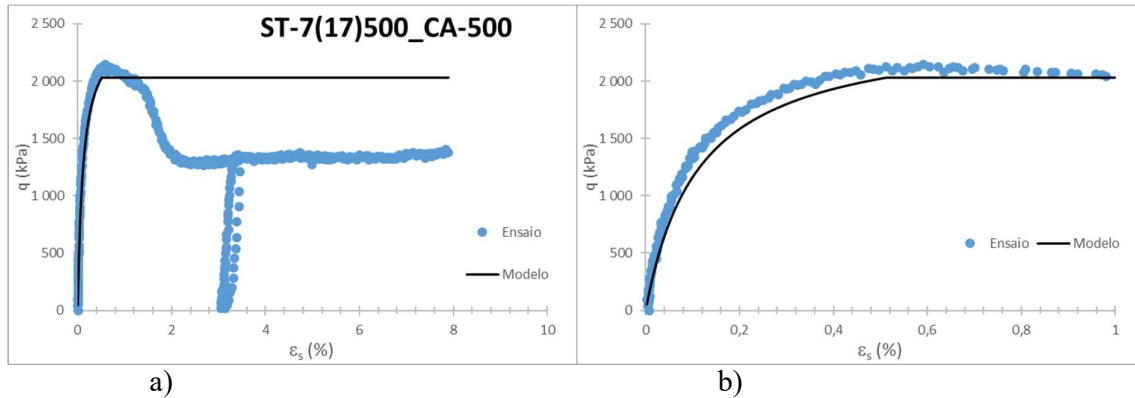


Figura 6.19 – Comparação entre o ensaio ST-7(17)500_CA-500 e o modelo proposto para a) todo o ensaio; b) até $\varepsilon_s = 1\%$.

Enquanto na Figura 6.18 somente a equação referente à rigidez (equação 5.36) é que controla todo o comportamento tensão-deformação, não havendo a ativação do critério de ruptura, já no resultado da Figura 6.19 se observa a utilização do critério de ruptura, evitando que a curva tensão deformação apresente valores excessivos da resistência, como mostra a Figura 6.20. De um modo geral, a inclusão do critério de ruptura se mostrou adequado na limitação da resistência máxima prevista para o modelo.

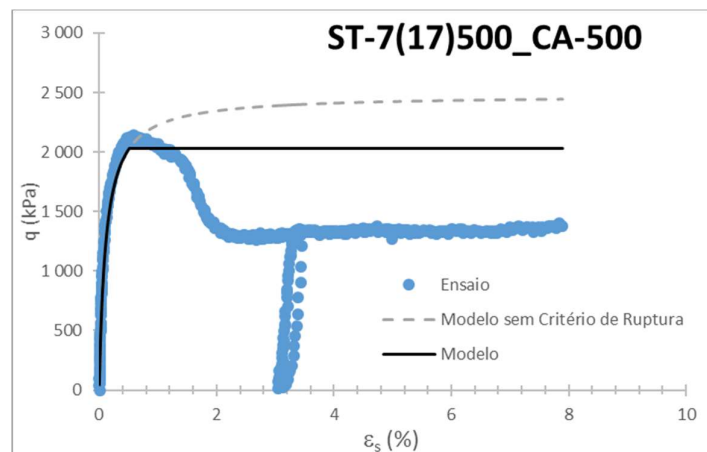


Figura 6.20 – Comparação entre o modelo proposto e o modelo proposto sem o critério de ruptura.

Como já referido, a equação 5.36 (e os seus parâmetros G_0 e $\varepsilon_s^{0,7}$) controla a rigidez prevista na simulação dos ensaios. Como observado na análise paramétrica realizada a mudança dos valores de G_0 e a podem provocar uma alteração expressiva na curva tensão-deformação. Se a rigidez prevista for maior do que a apresentada pelo ensaio o critério de ruptura limita a sua resistência. Contrariamente, se os valores de rigidez previstos forem inferiores a curva tensão-

deformação irá ter um comportamento mais conservativo. Como observado na Figura 5.56, mesmo que a curva apresente um ajuste razoável aos resultados de rigidez encontrados, existe uma certa discrepância para alguns ensaios. De todos os ensaios, a previsão de comportamento para o ensaio ST-3(30)4000_CA-4000 foi a que apresentou um resultado mais discrepante.

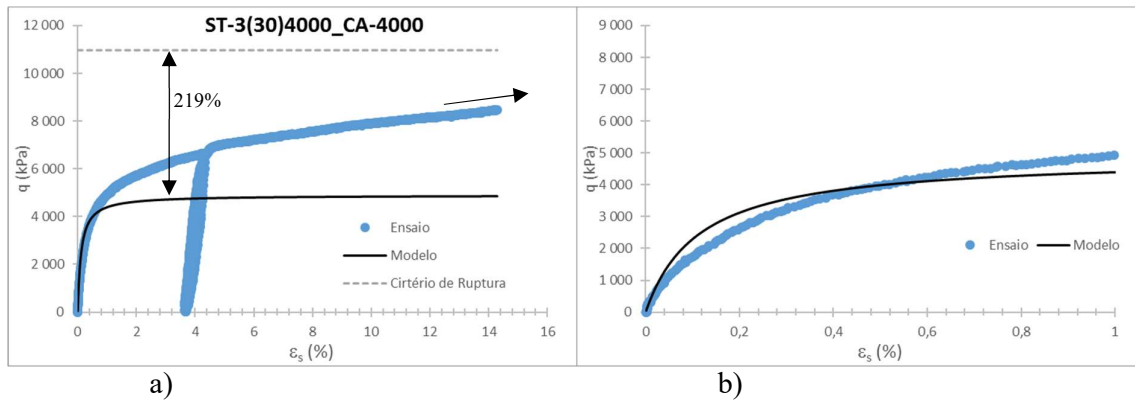


Figura 6.21 – Comparação entre o ensaio ST-3(30)4000_CA-4000 e o modelo proposto para a) todo o ensaio; b) até $\varepsilon_s = 1\%$.

Em termos do valor do critério de ruptura determinado, mesmo que o ensaio não tenha atingido esse valor, se observa que se o ensaio tivesse sido levado para maiores níveis de deformação, provavelmente chegaria a níveis de resistências similares. Enquanto em termos de rigidez, este o ensaio foi o que mais afastado da curva ajustada na Figura 5.56.

Como este modelo foi desenvolvido para um número limitado de ensaios é preciso cuidado na extrapolação para outros materiais artificialmente cimentados. Sendo assim, seguem algumas recomendações para a aplicação deste modelo elasto-plástico com degradação da rigidez.

A aplicação do critério de ruptura, como era um caso de estudo, foi sem a introdução dos fatores de correção (K_1 ; K_2 ou K_3). Para melhores resultados se aconselha a utilização de algum destes três fatores na determinação do critério de ruptura, como mostra Figura 6.22.

Como observado anteriormente, os valores estimados da tensão de desvio máxima (Figura 6.7 e da Figura 6.14 à 6.17) ficam, na sua maioria, restritos a uma faixa de variação de $\pm 15\%$. Então é preciso cuidado na análise da curva tensão-deformação do modelo proposto se sua respectiva resistência máxima calculada for inferior a 15% da tensão de desvio prevista pelo o critério de ruptura, como se pode observar pelos casos das Figura 6.21 e Figura 6.22.

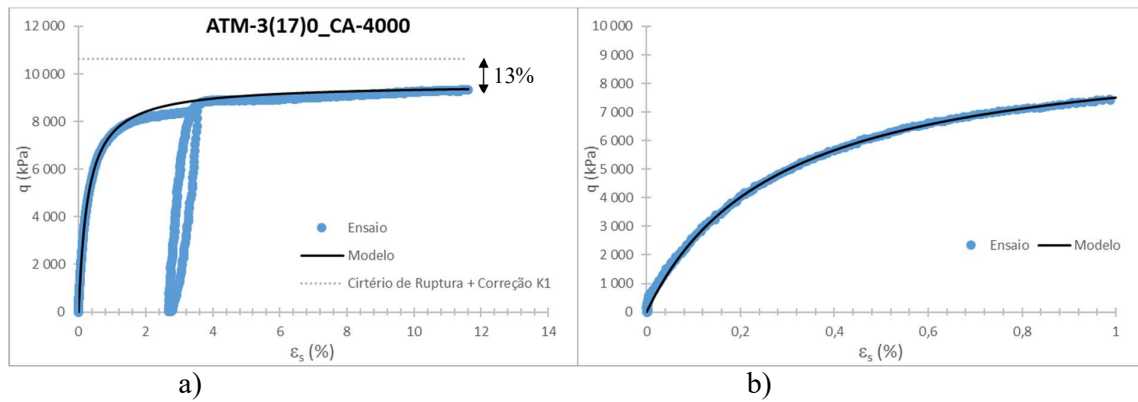


Figura 6.22 - Comparação entre o ensaio ATM-3(17)0_CA-4000 e o modelo proposto com correção K1 no critério de ruptura para a) todo o ensaio; b) até $\varepsilon_s = 1\%$.

7 CONCLUSÕES

Esta parte final do trabalho resumirá as conclusões que advém das análises já realizadas ao longo deste trabalho, realçando-se que algumas conclusões já foram realizadas ao longo do trabalho. De modo a facilitar a sua apresentação, as conclusões serão expostas separadamente.

7.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL

Os resultados, tanto para os ensaios de compressão simples como de compressão diametral, obtidos seguem a mesma tendência dos resultados encontrados na bibliografia para solos granulares (Consoli *et al.*, 2010; Consoli *et al.*, 2011a; Consoli *et al.*, 2012a; Floss, 2012; Santos *et al.*, 2013), onde se verifica o aumento da resistência à compressão simples (q_u) para um maior acréscimo de cimento (C_i), sendo tanto maior quanto menor o índice de vazios (e). Se se comparar a resistência à compressão simples (q_u) com a porosidade (η), verifica-se que quanto maior a porosidade (η) menor será a resistência à compressão simples (q_u), sendo que esse efeito é mais notório quanto maior a porcentagem de cimento (C_i). De salientar que os diferentes dias de cura (3, 7 e 28) utilizados neste trabalho apresentam as tendências descritas anteriormente, apresentando uma resistência (q_u ou q_t) maior quanto maior o tempo de cura.

O fator vazios/cimento (η/C_{iv}) apresenta uma correlação satisfatória ($R^2 > 0,91$) com os resultados, que mostram que quanto menor o valor da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) maior o valor da resistência. Este fator é útil para a prática, já que permite determinar, para uma mesma resistência de projeto, qual a condição mais econômica: se utilizar uma maior quantidade de cimento e menor compactação ou o inverso, utilizar uma menor quantidade de cimento e realizar uma maior compactação.

Um dos objetivos da pesquisa foi alcançado, verificando-se que a relação tração/compressão (q_t/q_u), que é um parâmetro intrínseco da mistura areia Osório-cimento e independente da porosidade (η), porcentagem cimento (C_i), da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) e do tempo de cura,

e apresenta um valor médio de 0,15, que indica que na média a resistência à tração (q_t) é 15% da resistência à compressão (q_u).

7.2 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS DE RESISTÊNCIA SEM CONFINAMENTO

A normalização dos resultados das resistências de compressão simples (q_u) e de compressão diametral (q_t) de solos granulares artificialmente cimentados, através de uma resistência de referência mostrou-se adequado, permitindo apresentar, numa só curva todos os resultados dos ensaios de compressão simples (q_u) e de compressão diametral (q_t) de diferentes materiais granulares, tipos de cimento e diferentes tempos de cura uma correlação satisfatória ($R^2 > 0,94$).

Se destaca a originalidade da proposta do modelo normalizado (equação 5.11) que permite, no limite, com a determinação de somente um valor de RCS (q_u) ou RCD (q_t), para qualquer η/C_{iv} , estimar a curva de comportamento resistência – η/C_{iv} . O desenvolvimento deste modelo permite uma enorme redução no número de amostras necessárias para a determinação da curva do comportamento mecânico com o η/C_{iv} , reduzindo assim, tanto o custo como o tempo de futuras pesquisas e projetos. Mesmo que somente um valor da resistência seja possível empregar o uso da equação do modelo recomenda-se a determinação de, pelo menos, três valores de resistência q_u ou q_t , de modo a diminuir a dispersibilidade dos valores encontrados.

Do estudo estatístico dos resultados recomenda-se que os valores de $\nabla (\eta/C_{iv})$ escolhidos para a determinação da resistência de normalização se encontrem dentro de numa faixa de 15% a 20% do valor máximo espectável de η/C_{iv} para cada mistura [cálculo com base no valor do índice de vazios máximo e na menor quantidade de cimento (normalmente 1%, da massa seca de solo, para o cimento Portland e 5%, da massa seca de solo, para o *Gypsum Cement*]. A aplicação do modelo a misturas da bibliografia mostrou bons resultados.

7.3 ENSAIOS TRIAXAIS

7.3.1 Equipamento Triaxial

A decisão pelo desenvolvimento de equipamentos de laboratório é pratica comum no LEGG principalmente devido a questão econômica e técnica. A primeira é porque um equipamento deste tipo não é fabricado no Brasil, necessitando-se de fazer a sua importação, o que poderia

decorrer num custo de até 10 vezes mais do que o valor necessário para o seu desenvolvimento. A segunda parte é um corolário da primeira; como não existem empresas que prestem assistência técnica no país, qualquer problema técnico levaria a que o material tivesse que ser enviado de volta para reparo ou então pagar na deslocação de um técnico especializado para a resolução do problema. Assim, com o desenvolvimento deste equipamento fica-se com acesso ao projeto, podendo, em caso de algum problema, se fazer a troca de alguma peça diretamente com a empresa brasileira que a forneceu.

Em relação à instrumentação se mostrou adequada, mesmo com problemas de ruído presentes na rede elétrica que foram suavizados com o desenvolvimento de filtros digitais, como mostra a seguinte figura.

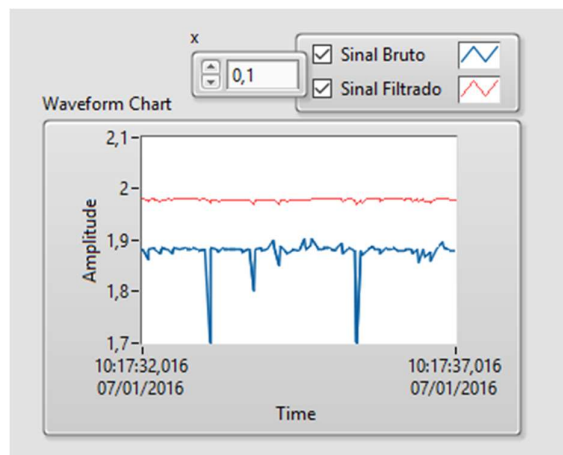


Figura 7.1 – Comparação entre o sinal bruto e o sinal filtrado.

O software *LabVIEW* utilizado se revelou extremamente eficaz para automatização do equipamento, permitindo que quase todo o ensaio se proceda de forma automática, necessitando somente a presença do operador na troca entre as diferentes fases do ensaio e quando, durante o ensaio de consolidação, não existe curso suficiente para aplicar toda a pressão necessária ao ensaio, precisando-se de pausar e isolar o ensaio e “recarregar” o controlador de pressão.

A câmara triaxial revelou alguns problemas de vedação, impossibilitando pressões maiores do que 6000 kPa. Não houve tempo hábil para as possíveis modificações a ser implementadas, resolvendo-se limitar a tensão de cura dos ensaios a 4000 kPa que resultaria numa tensão máxima de 4500 kPa da tensão confinante depois da saturação. Como comentado durante o texto, não foi possível realizar o ensaio ST-7(17)4000_CA-4000 devido a um problema técnico no redutor do controlador de pressão da confiante.

Mesmo a célula de carga ter apresentado um bom comportamento, a sua capacidade ficou bem acima da encontrada durante os ensaios. Por isso, se sugere que, para trabalhos futuros se experimente a utilização de células de carga menor capacidade e logo com maior resolução.

A utilização dos sensores de medição interna se mostrou essencial no estudo do comportamento da rigidez das amostras ensaiadas. Infelizmente, e provavelmente devido ao ruído presente na rede elétrica que afetava toda a instrumentação, não foi possível determinar, com melhor acurácia, as medidas para muito baixas deformações. Esperava-se medir esse nível de deformações com a instalações de um sistema de *bender element* dentro da câmara triaxial. Infelizmente, devido à sua complexidade técnica (precisa de um equipamento com uma resolução e taxa de amostragem alta o suficiente para conseguir captar a chegada das ondas) não foi possível a sua utilização, não se atingindo, assim, um dos objetivos propostos para este trabalho.

7.3.2 Comportamento Tensão-Deformação

Primeiramente se destaca a originalidade da proposta de realização da cura sob altas tensões efetivas médias de amostras solo artificialmente cimentada. A decisão de realizar a moldagem de amostra para um η/C_{iv} superior, compensando a redução de vazios durante a aplicação do ensaio de consolidação, permitindo que a cura se realizasse para, a maioria, dos casos sob o mesmo η/C_{iv} .

Dos resultados obtidos não se observou uma diferença muito grande entre os valores da tensão de desvio máxima atingidas pelos ensaios com tipo de cura diferentes (ATM-3(17) E ST-3(17)). Se verifica que para os níveis de tensão utilizados a parcela friccional governa o comportamento independentemente do tipo de cura utilizado. A diferença do tipo de cura se torna mais notória na análise da superfície de plastificação. Comparativamente aos ensaios realizados sob curas diferentes, se observa uma expansão da superfície de plastificação de ST-3(17) em relação à superfície encontrada para os ensaios ATM-3(17). Este resultado evidência a desestruturação da cimentação, das amostras curadas sob pressão atmosférica, durante o ensaio de consolidação. A variação do η/C_{iv} também traz alterações ao tamanho da envoltória de plastificação. Quanto menor o valor de η/C_{iv} maior a tensão de plastificação, logo maior a envoltória de plastificação. Infelizmente não foi possível realizar o ensaio de 7 dias de cura para um $p'=4000$ kPa, impossibilitando-se, assim, uma melhor compreensão do efeito do tempo de cura para amostras curadas sob tensão. Mas como visto nos resultados de compressão simples, o aumento de

resistência de 7 para 3 dias foi somente de, aproximadamente, de 10%, logo será de esperar um comportamento similar em relação à superfície de plastificação.

Da análise conjunta entre os resultados de resistência máxima observado nos ensaios com a equação 2.1 proposta por Schnaid *et al.* (2001) resultou na apresentação de três metodologias que levam em consideração a degradação das tensões de desvio com o aumento da tensão efetiva média. Os três métodos propostos apresentaram resultados razoáveis, mas como somente foram testados sobre um número limitado de ensaios, será preciso expandir os estudos para uma real comprovação de comportamento e validação das metodologias e para uma melhor compreensão de ensaios triaxiais para altas tensões confinantes.

7.3.3 Comportamento Tensão-Dilatância

Da análise conjunta das resistências normalizadas com a dilatância, dos resultados dos ensaios realizados para esta pesquisa juntamente com resultados da bibliografia (de areia de Osório e areia de Osório com cimento para baixas tensões), conseguiu-se corroborar os resultados encontrados no comportamento tensão-deformação. Mesmo para os ensaios que tiveram a sua estrutura intacta até ao início do cisalhamento se verifica que a tendência coesiva, claramente visível para amostras cisalhadas para baixas tensões efetivas médias, parece mostrar cada vez uma menor influência na dilatância com o aumento das tensões efetivas médias. Estes resultados parecem evidenciar, como outros trabalhos relataram (e.g. Rowe, 1962; Wood, 1990; Cuccovillo & Coop, 1999a; Schanid *et al.*, 2001), que a resistência, ou a energia, de uma amostra cimentada depende de duas parcelas: uma relativa a sua cimentação e a outra a combinação da tensão efetiva média com o atrito entre as partículas (parcela friccional).

Muitas vezes é requerido que as deformações distorcionais cheguem a valores de 30%, ou até mais (Coop & Wilson, 2003) para uma análise do estado crítico. Infelizmente, devido ao apertado cronograma de ensaios, não foi possível que os ensaios chegassem a tal nível de deformação.

7.3.4 Degradação da Rigidez com o Cisalhamento

Devido à já reportada impossibilidade de utilização dos *bender element* para a análise de deformações muito pequenas, se recorreu aos valores medidos pela instrumentação interna associada a alguns modelos existentes na bibliográfica para a estimativa do módulo cisalhante inicial (G_0)

Da análise dos vários parâmetros dos ensaios de solo artificialmente cimentados desta pesquisa (ϵ_{cura} , η/C_{iv}^{cura} , $p^{\circ}_{inicial}$ cisalhamento, q_u , $q_{ruptura}^{pico}$, tempo de cura e tipo de cura) com o G_0 se observou, comprovada por uma análise de variância, uma relação de G_0/q_u com $q_{ruptura}^{pico}/q_u$, resultando na equação 5.35.

Além disso, se obteve um comportamento normalizado entre o G_{sec}/G_0 e $\epsilon_s/\epsilon_s^{0,7}$ em que $\epsilon_s^{0,7}$ corresponde a uma deformação para $70\%G_0$, que corresponde, em média, a um valor única conforme o tipo de ensaio (só areia, cura atmosférica e cura sob tensão).

7.4 PROPOSTA DE UM MODELO ELASTO-PLASTICO COM DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ

Se desenvolveu um modelo de previsão do comportamento de tensão-deformação para ensaios triaxiais com base nos resultados obtidos durante esta pesquisa. Somente é necessário a resistência à compressão simples (q_u) e o ângulo de atrito (ϕ') para a determinação dos parâmetros do modelo. A RCS é uma medida facilmente obtida, podendo-se recorrer ainda ao modelo proposto de comportamento de resistência sem confinamento para materiais granulares artificialmente cimentados. Para a determinação do ângulo de atrito se utilizou duas metodologias: uma proposta por Consoli *et al.* (2013a) com base na envoltória de Mohr-Coulomb e outra, desenvolvida nesta pesquisa, com base na envoltória de resistência de Hoek-Brown.

Os resultados obtidos, mesmo com algumas discrepâncias, apresentaram resultados satisfatórios, sendo preciso, certo cuidado na sua aplicação devido ao baixo número de testes ainda realizados.

7.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O desenvolvimento de um equipamento triaxial para altas pressões abriu uma nova linha de pesquisa no estudo de materiais artificialmente cimentados, propondo-se assim as seguintes sugestões para trabalhos:

- 1) Implementação do sistema de *bender element* na câmara triaxial;
- 2) Expansão dos estudos de amostras curadas sob altas tensões para outros materiais;

- 3) Verificar o comportamento de amostras curadas sob tensão para outras trajetórias de tensão;
- 4) Realização de ensaios com a cura anisotrópica para altas tensões;
- 5) Aplicação das metodologias e modelos aqui apresentadas para outros ensaios afim de verificar a sua validade;
- 6) Criação de um modelo numérico com base no modelo elasto-plástico com degradação da rigidez desenvolvido neste trabalho
- 7) No desenvolvimento de novas rotinas para o equipamento triaxial: como consolidação anisotrópica; cisalhamento não drenado; carregamento cíclico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acar, Y., & El-Tahir, A. (1986). Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), pp. 1001-1015.
- Ahnberg, H. (2007). On yield stresses and the influence of curing stresses on stress path and strength measured in triaxial testing of stabilized soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 54-66.
- Airey, D. (1993). Triaxial testing of naturally cemented carbonate sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119, 1379-1398.
- Akinmusuru, J. (1987). The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand. *9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 435-442). Lagos: Proceedings...Rotterdam.
- Alvarado, G., Coop, M., & Willson, S. (2012). On the role of bond breakage due to unloading in the behaviour of weak sandstones. *Géotechnique*, 62(4), pp. 303-316.
- American Concrete Institute. (2009). *Report on Soil Cement*. ACI 230.1.R.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118. (2014). *Projeto de estruturas de concreto — Procedimento*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7222. (2011). *Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*.
- Atkinson, J. (1993). *An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations*. London: McGraw-Hill.
- Atkinson, J., & Bransby, P. (1978). *The mechanics of soils - an introduction to critical state soil mechanics*. London: McGraw-Hill.
- Barbosa-Cruz, E. R., & Tatsuoka, F. (1999). Effects of stress state during curing on stress-strain behavior. *Symp. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials* (pp. 509-516). Proceedings... Rotterdam: AA Balkema.

- Been, K., Jefferies, M., & Hachey, J. (1991). The critical state of sands. *Géotechnique*, v.41, n.3, pp. 365-381.
- Bell, F. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering Geology*, 42(4), 223-237.
- Benz, T. (2007). *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. Tese de Doutorado, Universitat Stuttgart, Institut für Geotechnik, Stuttgart.
- Bolton, M. (1991). *A guide to soil mechanics*. Cambridge: M D & K Bolton.
- Bressani, L., & Vaughan, P. (1989). Damage to soil during triaxial testing. *12nd Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 533-552). Rio Janeiro: A. A. Balkema.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 499-516.
- Cai, M. (2010). Practical Estimates of Tensile Strength and Hoek–Brown Strength Parameter m_i of Brittle Rocks. *Rock Mech Rock Eng*, pp. 167-184.
- Caldeira, I. (2012). *Resistencia e Deformabilidade de uma Areia Estabilizada com Cimento e Fibras de Polipropileno*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto.
- Casagrande, A. (1936). The determination of the preconsolidation load and its practical significance. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineerings*, v.3, p. 60. London.
- Clayton, C., & Serratrice, J. (1997). The mechanical properties and behavior of hard soil and soft rocks - general report. *Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils*. 3, pp. 1839-1877. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Clough, G., Sitar, N., Bachus, R., & Rad, N. (1981). Cemented sands under static loading. *J. Geotech. Engrg. Div.*, 107(6), pp. 799-817.
- Consoli, N. C.; Rocha C. G.; Maghous, S. (2016a). Strategies for developing more sustainable dosages for soil–coal fly ash–lime blends. *Journal of Materials in Civil Engineering*.

- Consoli, N. C. (2014). A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. *Engineering Geology*(169), pp. 61-68.
- Consoli, N. C., Cruz, R., Viana da Fonseca, A., & Coop, M. (2012a). Influence of Cement-Voids Ratio on Stress-Dilatancy Behavior of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(1), 100-109.
- Consoli, N. C., Heineck, K. S., Casagrande, M. T., & Coop, M. R. (2007c). Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(11), 1466-1469.
- Consoli, N. C., Schnaid, F., & Militisky, J. (1998). Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 124(9), pp. 857-867.
- Consoli, N. C.; Bellaver Corte, M.; Festugato, L. (2012e). Key parameter for tensile and compressive strength of fibre-reinforced soil-lime mixture. *Geosynthetics Internacional*, 19(5), 409-414.
- Consoli, N. C.; Casagrande, M. D. T.; Thomé, A.; Dalla Rosa, F.; Fahey, M. (2009c). Effect of relative density on plate loading tests on fibre-reinforced sand. *Géotechnique*, 59(5), 471-476.
- Consoli, N. C.; Consoli, B. S.; Festugato, L. (2013a). A practical methodology for the determination of failure envelopes of fiber-reinforced cemented sands. *Geotextiles and Geomembranes*, 41, 50-54.
- Consoli, N. C.; Cruz, R. C.; Floss, M. F.; Festugato, L. (2010). Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 759-763.
- Consoli, N. C.; Dalla Rosa Johann, A.; Gauer, E. A.; dos Santos, V. R.; Moretto, R. L.; Corte, M. B. (2012d). Key parameters for tensile and compressive strength of silt-lime mixtures. *Geotechnique Letters*, 2, 81-85.

- Consoli, N. C.; Festugato, L.; Rocha, C. G.; Cruz, R. C. (2013b). Key parameters for strength control of rammed sand–cement mixtures: Influence of types of portland cement. *Construction and Building Materials*, 49, 591-597.
- Consoli, N. C.; Foppa, D. (2014). Porosity/cement ratio controlling initial bulk modulus and incremental yield stress of an artificially cemented soil cured under stress. *Géotechnique Letters*, 000, pp. 1-6.
- Consoli, N. C.; Lopes Jr, L. S.; Consoli, B. S.; Festugato, L. (2014a). Mohr–Coulomb failure envelopes of lime-treated soils. *Géotechnique*, 64(2), pp. 165-170.
- Consoli, N. C.; Lopes Junior, L. S.; Heineck, K. S. (2009b). Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilized Soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 21(5), 210-216.
- Consoli, N. C.; Prietto, P. D. M.; Carraro, J. A.; Heineck, K. S. (2001). Behavior of Compacted Soil-Fly Ash-Carbide Lime Mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(9), pp. 774-782.
- Consoli, N. C.; Quiñonez Samaniego, R. A.; Kanazawa Villalba, N. M. (2016b). Durability, strength, and stiffness of dispersive clay–lime blends. *Journal of Materials in Civil Engineering*.
- Consoli, N. C.; Rizzati de Moraes, R.; Festugato, L. (2013c). Variables controlling strength of fibre-reinforced cemented soils. *Ground Improvement*, 221-232.
- Consoli, N. C.; Rocha, C. G.; Silvani, C. (2014b). Devising dosages for soil–fly ash–lime blends based on tensile strength controlling equations. *Construction and Building Materials*, 55, pp. 238-245.
- Consoli, N. C.; Rotta, G. V.; Prietto, P. D. M. (2000). Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. *Géotechnique*, 50(1), pp. 99-105.
- Consoli, N. C.; Vendruscolo, M. A.; Prietto, P. D. M. (2003). Behaviour of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(1), 96-101.

- Consoli, N. C.; Viana da Fonseca, A.; Cruz, R. C.; Heineck, K. S. (2009a). Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 9, 1347-1353.
- Consoli, N. C.; Viana da Fonseca, A.; Silva, S. R.; Cruz, R. C.; Fonini, A. (2012b). Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. *Géotechnique*, 62(2), 177-183.
- Consoli, N. C.; Winter, D.; Rilho, A. S.; Festugato, L.; Teixeira, B. S. (2015). A testing procedure for predicting strength in artificially cemented soft soils. *Engineering Geology*, 195, pp. 527-534.
- Coop, M. (1990). The mechanics of uncemented carbonate sands. *Géotechnique*, v. 40 n.4, pp. 607-626.
- Coop, M., & Atkinson, J. (1993). The mechanics of cemented carbonate sands. *Géotechnique*, 43(1), 53-67.
- Coop, M., & Cuccovillo, T. (1998). The influence of geological origin on the behaviour of carbonate sands. *Internation Symposium on Problematic Soil* (pp. 607-610). Yanagisawa, Japan: Moroto & Mitachi, A. A. Balkema.
- Coop, M., & Lee, I. (1993). The Behaviour of Granular Soils at Elevated Stresses. *Proc. C.P. Wroth Memorial Symposium* (pp. 186-198). London: Thomas Telford.
- Coop, M., & Willson, S. (2003). Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*(129), pp. 1010-1019.
- Cuccovillo, T., & Coop, M. (1999a). On the mechanics of structured sands. *Géotechnique*, 49(6), pp. 741-760.
- Cuccovillo, T., & Coop, M. (1999b). Automated Triaxial Apparatus for Elevated Pressures. *Nondestructive and Automated Testing for Soil and Rock*(1350), pp. 231-246.
- Cuccovillo, T., & Coop, M. R. (1993). The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. *Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soil - Soft Rock* (pp. 447-455). Athens: AA Balkema.

- Dalla Rosa, F. (2009). *Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curado sob Tensão em Ensaio Triaxiais*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Dyvik, R., & Madshus, C. (1985). Laboratory measurement of G_{max} using bender elements. *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*. Detroit: Proc. ASCE.
- Elliot, G., & Brown, E. T. (1985). Yield of a soft, high-porosity rock. *Geotechnique*, 35(4), 413-423.
- Faro, V. (2014). *Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos Tratados: Concepção, Provas de Carga e Diretrizes de Projeto*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Faro, V. P.; Consoli, N. C.; Schnaid, F.; Thome, A.; Lopes Junior, L. S. (2015). Field Tests on Laterally Loaded Rigid Piles in Cement Treated Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 141, Issue 6, pp. 06015003-1-06015003-7.
- Felt, E. (1955). *Factores Influencing Physical Properties of Soil-Cement Mixtures*. Bulletin D5, Portland Cement Association. , Research and Development Laboratories.
- Festugato, L., Fourie, A., & Consoli, N. C. (2013). Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill. *Geotechnique*, 3(1), 5-12.
- Floss, M. (2012). *Parâmetros de Controle da Resistência e Rigidez de Solos Granulares Artificialmente Cimentados*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Floss, M. F.; Rezende, I. M.; Ferreira, P. H. G.; Thomé, A.; Consoli, N. C. (2016). Avaliação das resistências à compressão simples e tração de resíduo de Ágata artificialmente cimentado. *Ciência & Engenharia*, 25(1), 01-06.
- G. Alvarado. (2007). *Influence of late cementation on the behaviour of reservoir sands*. Tese de Doutorado, University of London, London.

- Gálvez, J. (2014). *Comportamento cisalhante ante carregamentos cíclicos em misturas de areia com diferentes agentes melhoradores de desempenho*. Tese de Doutorado (em andamento), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Gens, A., & Nova, R. (1993). Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. *Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks* (pp. 485-494). Athens: Proceedings... Rotterdam: AA Balkema.
- Grazina, J. C. (2009). *Modelação Dinâmica com Acoplamento Viscoso de Maciços Elastoplásticos. Aplicação a Estruturas de Suporte Flexíveis Submetidas a Acções Sísmicas*. Tese de Doutorado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra.
- Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P., & Martin, C. (2002). Modelling brittle failure of rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 39, pp. 731-741.
- Head, K. (2006). *Manual of Soil Laboratory Testing* (Vols. 1, 2 e 3). Whittles Publishing.
- Heineck, K. (1998). *Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Heineck, K. S. (2002). *Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Hibbeler, R. (2004). *Resistência dos materiais*. São Paulo: Pearson Prentice Hall.
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Géotechnique*, 23(3), 187-223.
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(GT9), 1013-1035.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186.

- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition. *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference*, 267-271.
- Huang, J. T., & Airey, D. W. (1993). Effects of cement and density on an artificially cemented sand. *Int. Symp on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks* (pp. 553-560). Athens: AA Balkema.
- Huang, J., & Airey, D. (1998). Properties of Artificially Cemented Carbonate Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 492-499.
- Ishihara, K., & Okada, S. (1978). Yielding of overconsolidation sand and liquefaction model under cyclic stress. *Soils and Foundation*, 18(1), 57-72.
- Jaeger, J., Cook, N., & Zimmerman, R. (2007). *Fundamentals of Rock Mechanics* (4^a ed.). Blackwell Publishing.
- Kavvas, M. J., & Anagnostopoulos, A. G. (1998). A framework for the mechanical behavior of structured soils. *2nd Int Symp. on Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks*, (pp. 591-601). Naples.
- Kavvas, M., Anagnostopoulos, A. G., & Kalteziotis, N. (1993). A framework for the mechanical behaviour of cemented Corinth marl. *Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soil - Soft Rock* (pp. 557-583). Athens: AA Balkema.
- La Rochelle, P., Leroueil, S., Trak, B.-L., & Tavenas, F. (1986). Observational approach to membrane and area correction in triaxial tests. *Symposium on advanced triaxial testing of soil and rock* (pp. 715-731). Louisville: Proceedings... Philadelphia: American Society of Testing and Materials.
- Lade, P., & Overton, D. (1990). Cementation Effects in Frictional Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(10), 1373-1387.
- Larnach, J. (1960). Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-Cement Mixtures. *Civil Engineering and Public Works Reviews*, 55(648), 903-905.
- Leroueil, S., & Hight, D. (2003). Behaviour and properties of natural and soft rocks. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, 29-254.

- Leroueil, S., & Vaughan, P. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rocks. *Géotechnique*, 40(3), 467-488.
- Marques, S. F. V.; Consoli, N. C.; Almeida e Sousa, J. (2014). Testing Cement Improved Residual Soil Layers. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(3), 544-550.
- Martins, F. B. (2001). *Investigação do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Martins, F. B., Bressani, L. A., Coop, M. R., & Bica, A. V. (2001). Some aspects of the compressibility behaviour of a clayed sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 1177-1186.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Porto: FEUP edições.
- McDowell, G., & Bolton, M. (1998). On the micro mechanics of crushable aggregates. *Geotechnique*, 48(5), pp. 667-679.
- Menzies, B. K. (1988). A Computer Controlled Hydraulic Triaxial Testing System. *American Society for Testing and Materials*, 82-94.
- Mitchell, J. (1981). Soil improvement - state of the art report. *Proc. 10th ICSMFE. Vol. 4*, pp. 509-565. Stockholm: International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Nagaraj, T. S., Pandian, N. S., & Narasimha Raju, P. S. (1998). Compressibility behaviour of cemented soils. *Géotechnique*, 48(2), 281-287.
- Noble, D. (1967). Reactions and strength development in portland cement-clay. *Highway Research Record*(198), 39-56.
- O'Rourke, T., & Crespo, E. (1988). Geotechnical Properties of Cemented Volcanic Soil. *J. Geotech. Engrg.*, 114(10), pp. 1126-1147.
- Pestana, J., & Whittle, A. (1995). A compression model for cohesionless soils. *Geotechnique*, 45(4), pp. 611-631.

- Petley, D., Jones, M., Fan, C., & Stafford, C. (1993). Deformation and fabric changes in weak fine-grained rocks during high pressure consolidation and shear. *Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks* (pp. 737-743). AA Balkema.
- Poulos, H. (1981). The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 17, pp. 553-562.
- Prietto, P. (1996). *Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Prietto, P. (2004). *Resistencia e Dilatância de Solos Cimentados. Uma Abordagem Teórico-Experimental*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Rios, S.; Fonseca, A. V.; Consoli, N. C.; Floss, M.; Cristelo, N. (2013). Influence of grain size and mineralogy on the porosity/cement ratio. *Géotechnique Letters* 3(3), 130-136.
- Rocha, C. G.; Consoli, N. C.; Johann, A. D. R. (2014). Greening stabilized rammed earth: devising more sustainable dosages based on strength controlling equations. *Journal of Cleaner Production*(66), pp. 19-26.
- Rotta, G. (2005). *Plastificação de um Solo Cimentado Curado sob Tensão*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Rotta, G. V. (2000). *Cimentação introduzida sob tensão: compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Rotta, G. V.; Consoli, N. C.; Prietto, P. D. M.; Coop, M. R.; Graham, J. (2003). Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. *Géotechnique*, 53(5), pp. 493-501.
- Rowe, P. (1962). The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. *Proceedings of the Royal Society*, 269, pp. 500-527.

- Ruver, C. (2011). *Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Sachetti, A. (2014). *Nova metodologia para determinação de envoltórias de ruptura de solos cimentados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Saldanha, R. B.; Mallmann, J. E. C.; Consoli, N. C. (2016). Salts accelerating strength increase of coal fly ash–carbide lime compacted blends. *Geotechnique Letters*, 6, pp. 1-5.
- Santos, A. P. S; Consoli, N. C.; Baudet, B. A. (2010a). The mechanics of fibre-reinforced sand. *Geotechnique*, 60(10), pp. 791-799.
- Santos, A. P., Consoli, N. C., Heineck, K. S., & Coop, M. R. (2010b). High-Pressure Isotropic Compression Tests on Fiber-Reinforced Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6), pp. 885-890.
- Santos, J., & Correia, A. (2001). Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a uique strain-dependent shear modulus curve soil. *15th Int. Conf. SMGE. 1*, pp. 267-270. Istanbul: A.A. Balkema.
- Santos, O., Lopes, F., & Costa, J. (2013). Compressive and Tensile Strength of Artificially Cemented Dune Sand. *Applied Mechanics and Materials*, 343, 51-61.
- Saxena, S., & Lastrico, R. (1978). Static Properties of Lightly Cemented Sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 104(GT12).
- Schnaid, F.; Prietto, P. D. M.; Consoli, N. C. (2001). Characterization of Cemented Sand in Triaxial Compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), 857-868.
- Schofield, A., & Wroth, C. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. London: McGraw-Hill.
- Shirley, D., & Hampton, L. (1977). Shear-wave measurements in laboratory sediments. *J. Acoust. Soc. Am.*, 63(2), 607-613.
- Sousa Pinto, C. (2011). *Curso Básico de Mecânica dos Solos* (3ª ed.). Oficina de Textos.

- Stroud, M. (1971). *The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus*. PhD Thesis, University of Cambridge - UK.
- Tatsuoka, F. (2003). Effects of viscous properties and ageing on the stress-strain behaviour of geomaterials. *1st Japan - US workshop on testing, modeling and simulation* (pp. 1-60). Boston: Proceedings... Reston: ASCE/Geo Institute.
- Tatsuoka, F., & Kohata, Y. (1995). Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering application. *Int. Symp Pre-failure deformation of Geomaterials* (pp. 947-1063). Japão: AA Balkema.
- Tatsuoka, F., Jardine, R., Lo Presti, D., Di Benedetto, H., & Kodaka, T. (1999). Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials - theme lecture. *Int. Conference on soil mechanics and foundation engineering. 14*, pp. 2129-2164. Hamburg: AA Balkema.
- Vargas, M. (1953). Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. *3rd Int. Conf. on Soils Mechanics and Foundation Engineering. 1*, pp. 67-71. Zurich: Proceedings...
- Vaughan, P. (1985). Engineering and hydraulic properties of in situ residual soils - general report. *Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks* (pp. 231-263). Athens: A. A. Balkema.
- Vaughan, P. R. (1988). Characterising the properties of in-situ soils. *Int. Conference on Geomechanics on Tropical Soils* (pp. 469-487). Singapore: Proceedings...Singapore.
- Vesic, A., & Clough, E. (1968). Behaviour of granular materials under high stresses. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, pp. 661-668.
- Wood, D. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Wood, D. (2004). *Geotechnical Modelling* (2.2 ed.).
- Wood, D. M. (1994). *Soil Behaviour and Critical Soil Mechanics* (3^a ed.). Cambridge.

Zhu, F., Clark, J., & Paulin, M. (1995). Factors affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands. *Canadian Geotechnical Journal*(32), 195-203.

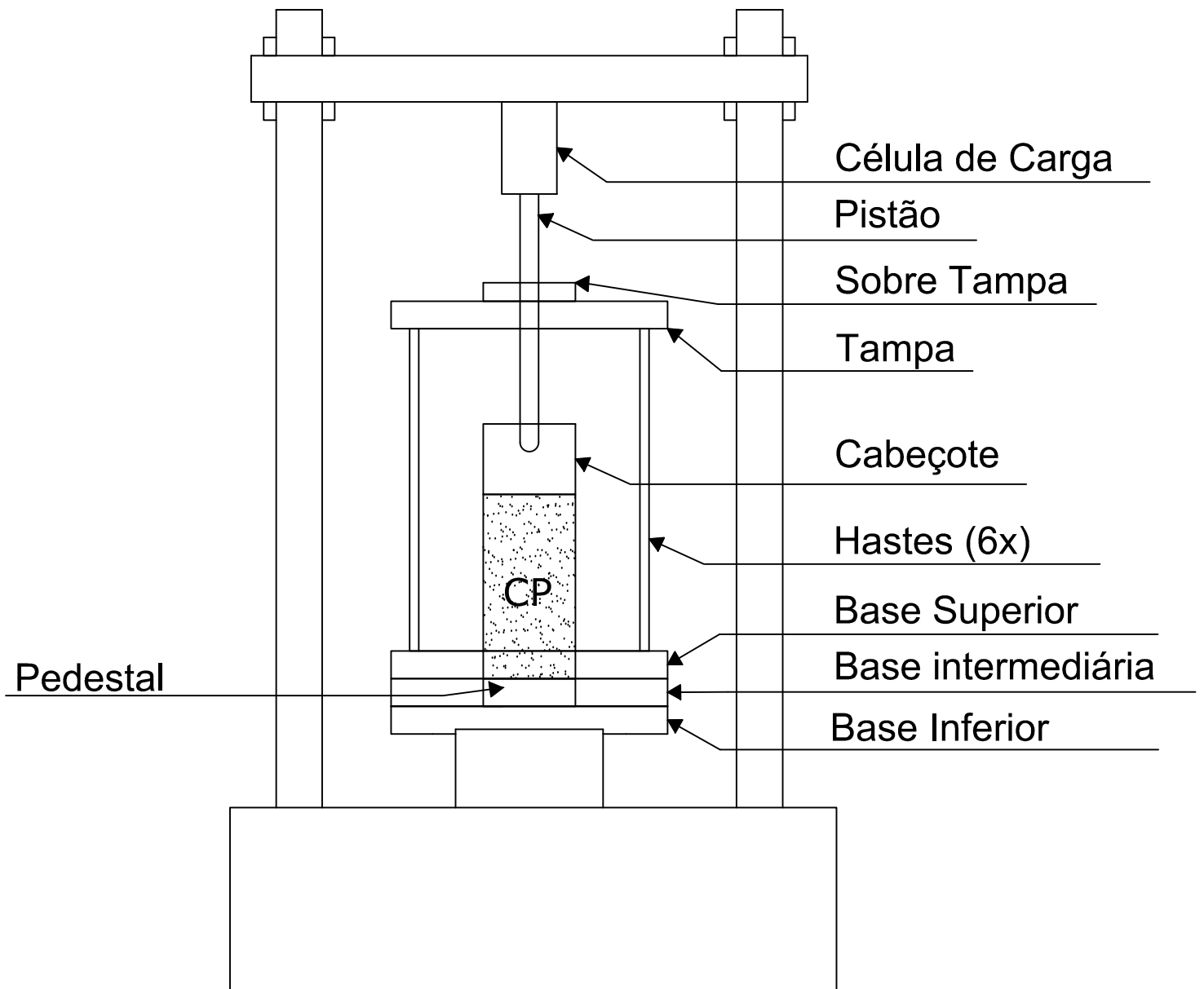
APÊNDICES

APÊNDICE A

EQUIPAMENTO TRIAXIAL

A.1

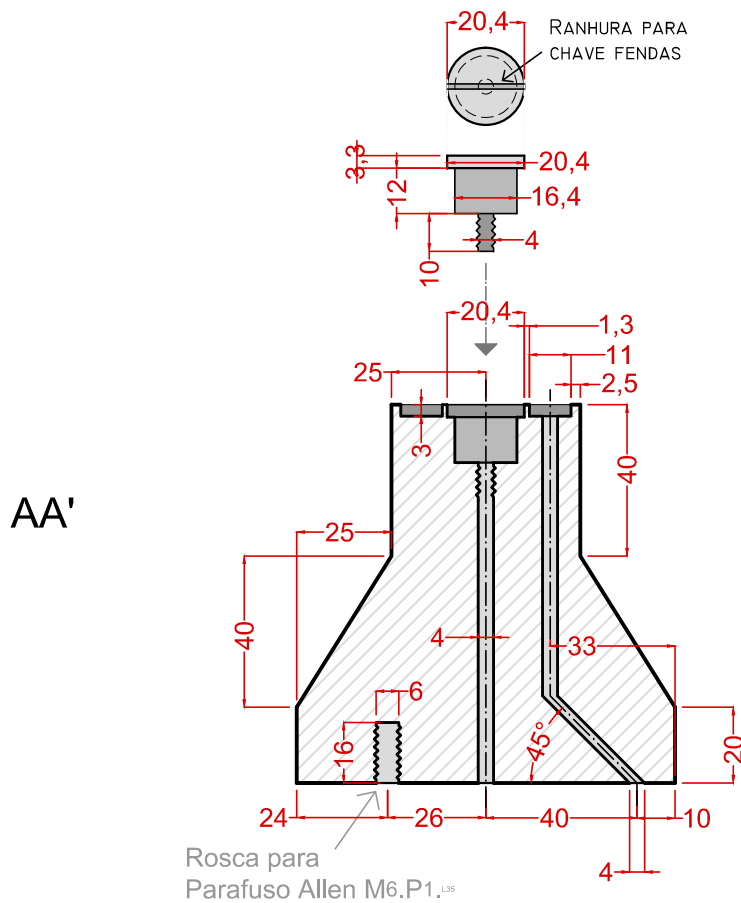
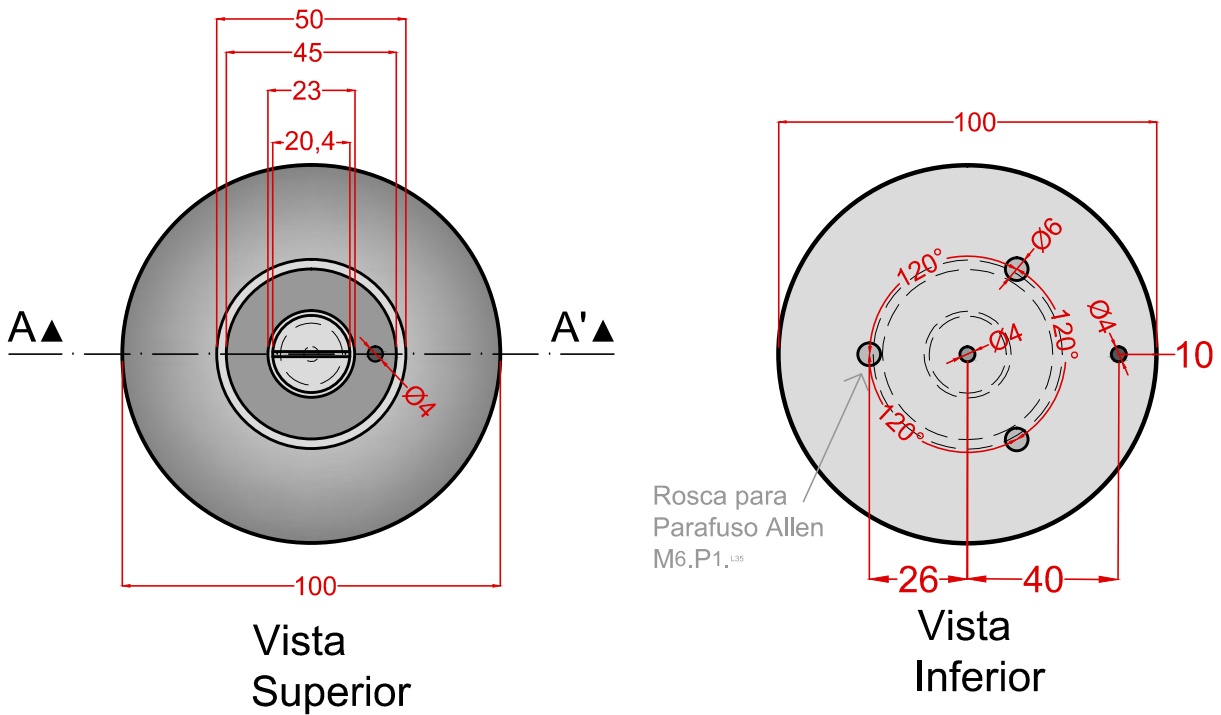
PROJETO DO
EQUIPAMENTO
TRIAxIAL



Câmara Triaxial

Visualização

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade:
Câmara Triaxial.			Material:
Esquema Geral			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Sem Escala	Data Agosto/2013	Desenho N.º 1/4



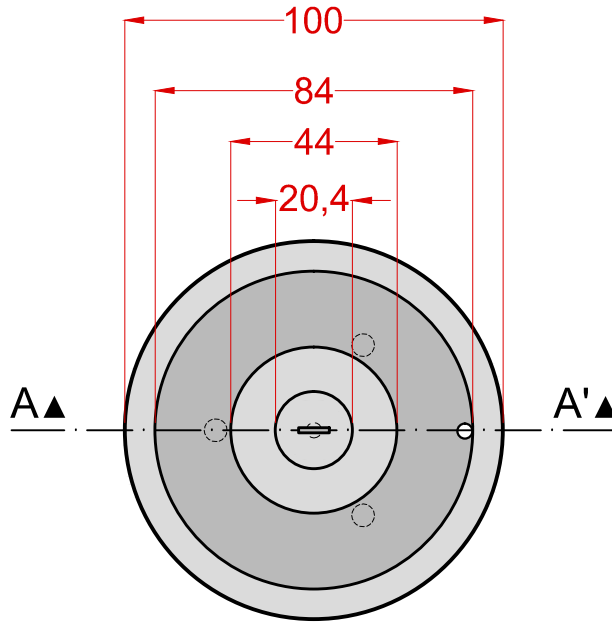
o-ring para CP
 2-225
 di 47.22 cs 3.53
 ou
 2-226
 di 50.39 cs 3.53

Observações:
 Verificar o encaixe com a base inferior

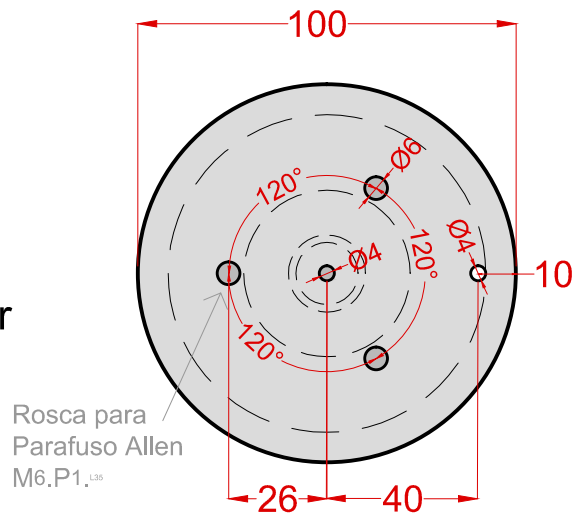
Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diametro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Câmara Triaxial. Pedestal D=5			Material: Aço Inox
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Out/2014	Desenho N.º 1/1

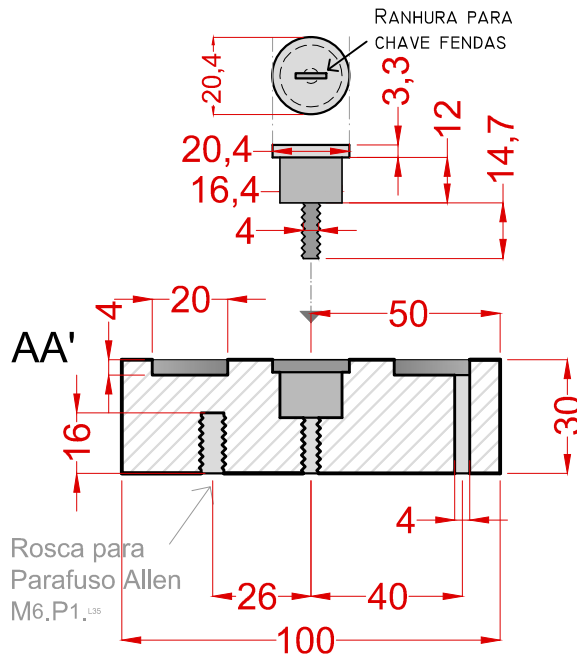
Vista Superior



Vista Inferior



Rosca para Parafuso Allen M6.P1.^{L35}



o-ring para CP
2-241
di 98.05 cs 3.53

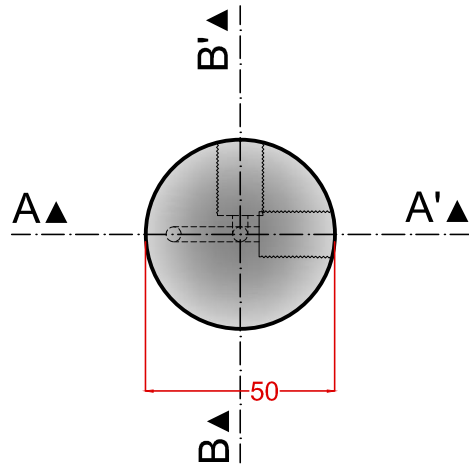
Rosca para Parafuso Allen M6.P1.^{L35}

Observações:
Verificar o encaixe com a base inferior

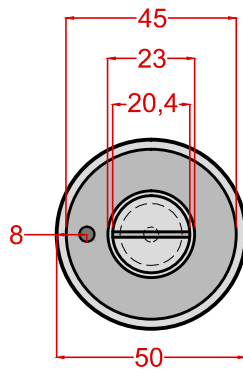
Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diâmetro
P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Câmara Triaxial. Pedestal.			Material: Aço Inox
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 2/4

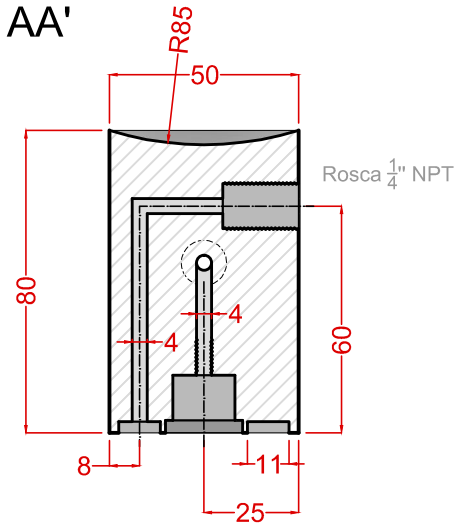
Vista Superior



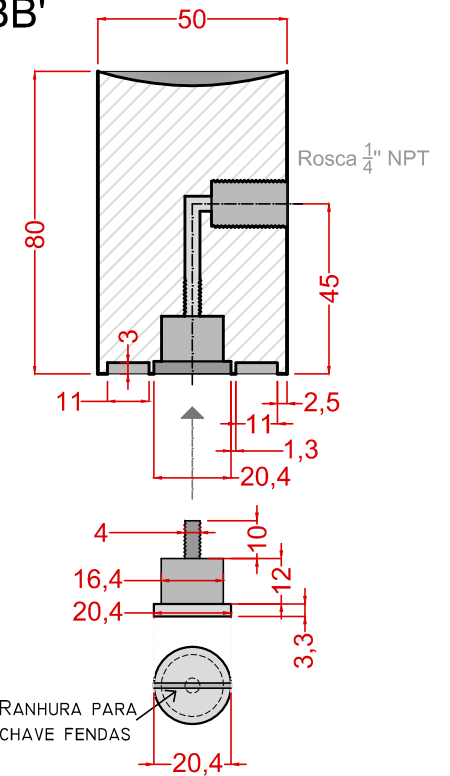
Vista Inferior



AA'



BB'



Material: Acrilico

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Câmara Triaxial.

Cabeçote D=5

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

Escala 1/2
[mm]

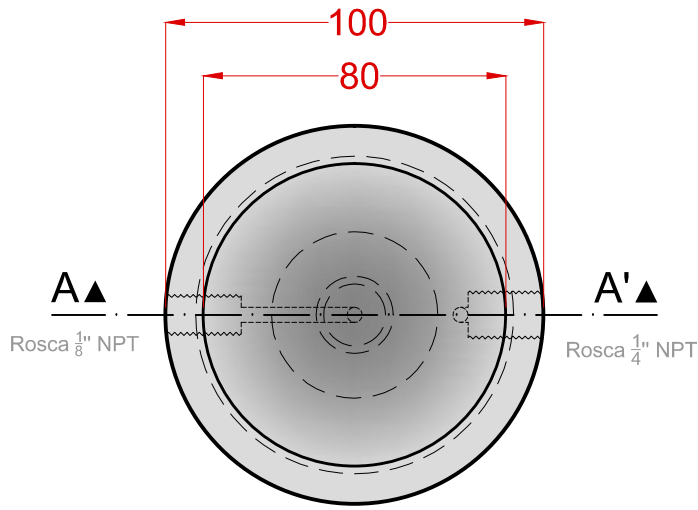
Data
Out/2014

Quantidade: 1

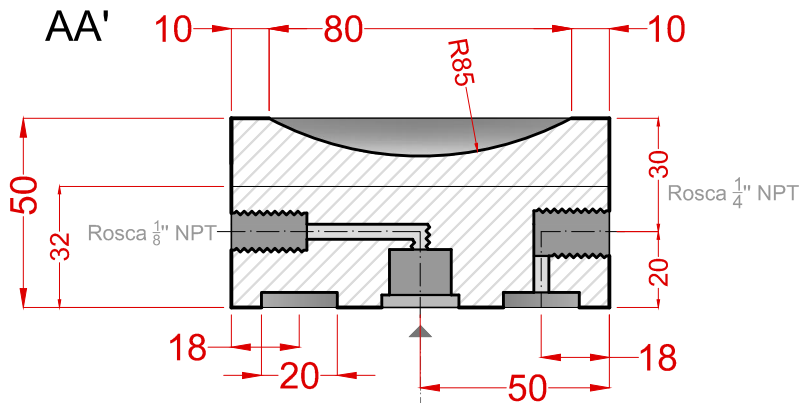
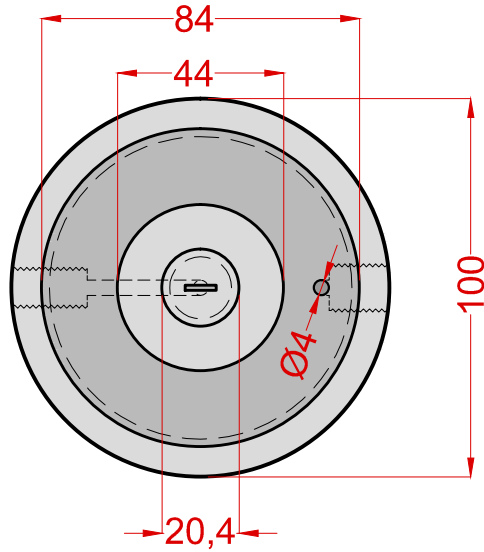
Material: Acrilico

Desenho N.º
1/1

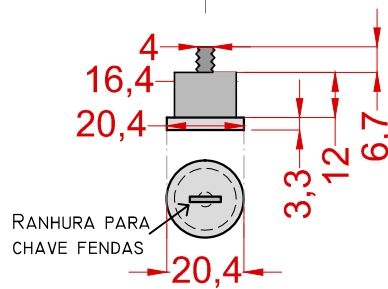
Vista Superior



Vista Inferior



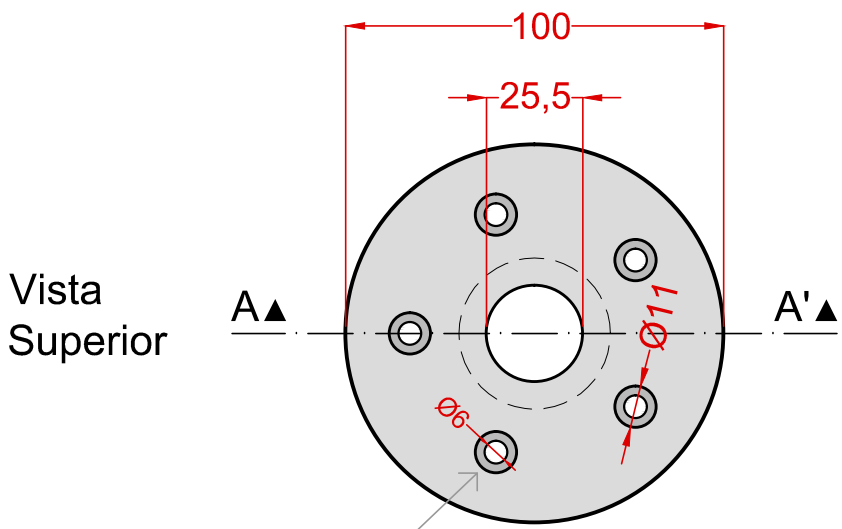
o-ring para CP
2-241
di 98.05 cs 3.53



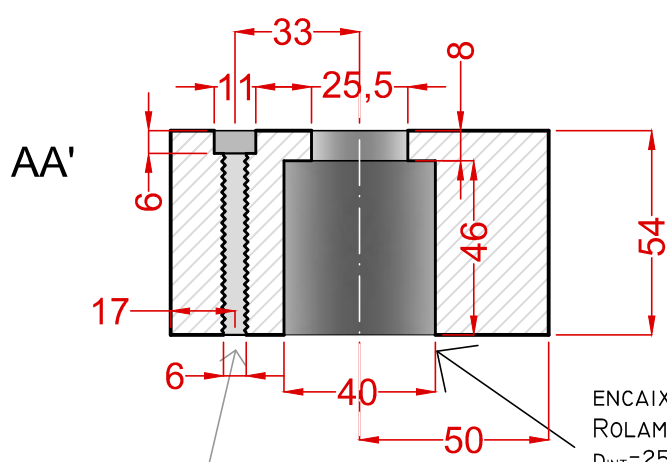
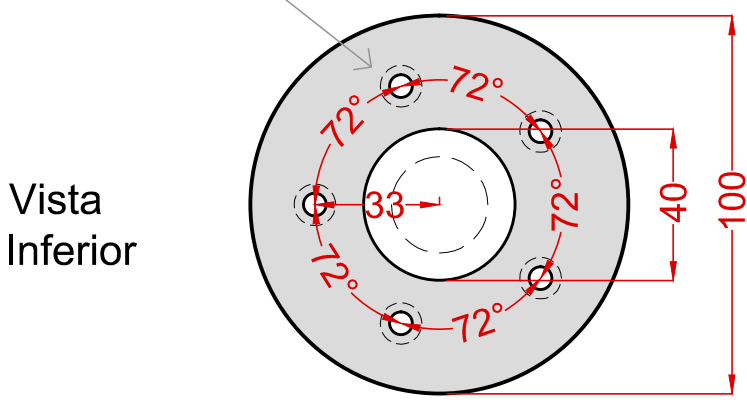
(!) Alteração do Material (!)

Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diâmetro
P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Câmara Triaxial.			MATERIAL: Acrílico
Cabeçote			Desenho N.º
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Set/2013	3/4
			Versão: 2



Rosca para Parafuso Allen M6.P1.^{1,25}



Rosca para Parafuso Allen M6.P1.^{1,25}

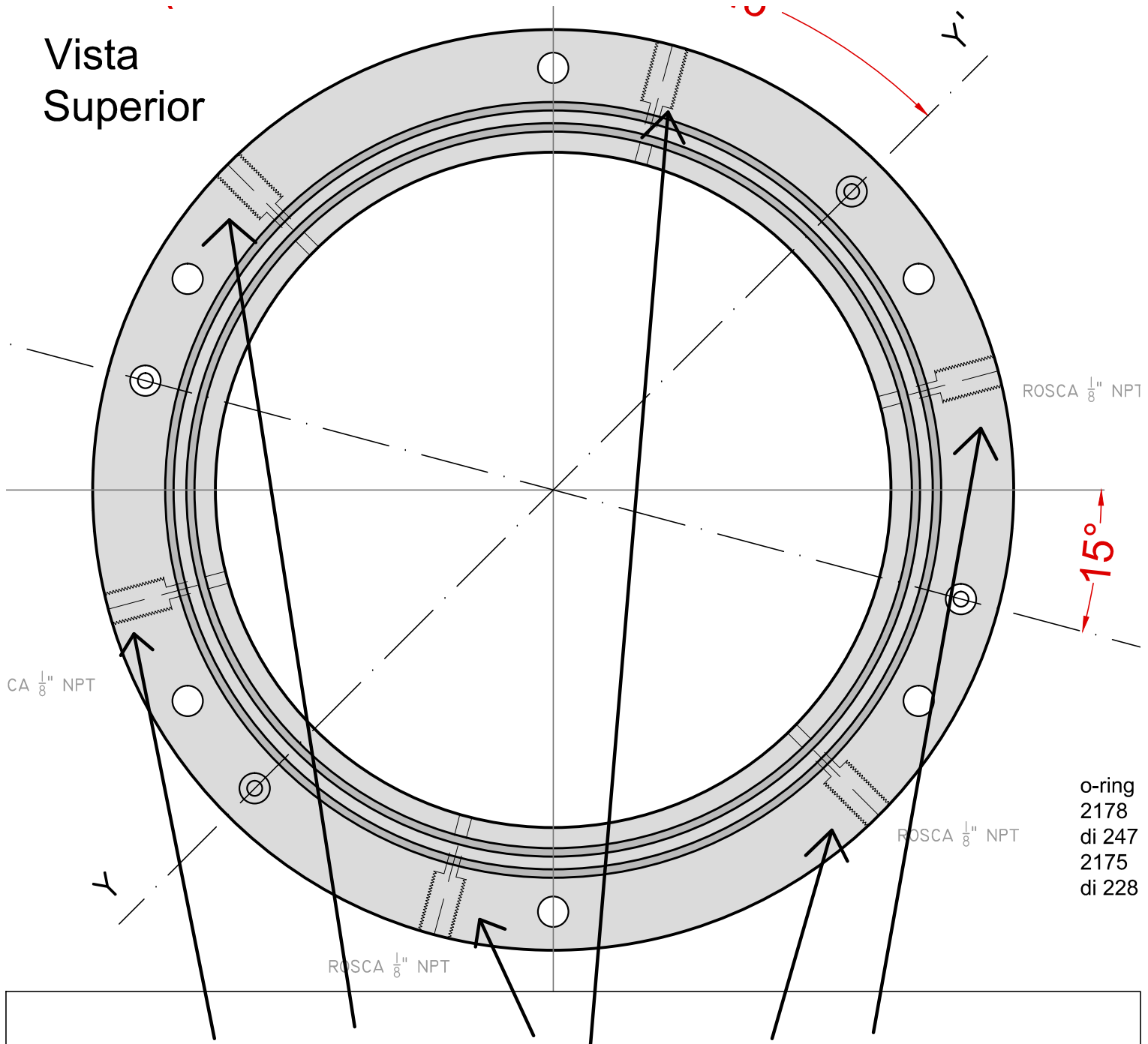
ENCAIXE PARA ROLAMENTO LINEAR LME 25 UU
 $D_{INT}=25$
 $D_{EXT}=40$
 $L=58$

Observações:
 -Confirmar o encaixe com o rolamento linear LME 25 UU
 -Verificar encaixe da sobre-tampa com o topo da tampa

Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Câmara Triaxial.			Material: Aço Inox
Sobre-tampa. Pistão D=25			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Out/2014	Desenho N.º 1/1

Vista Superior

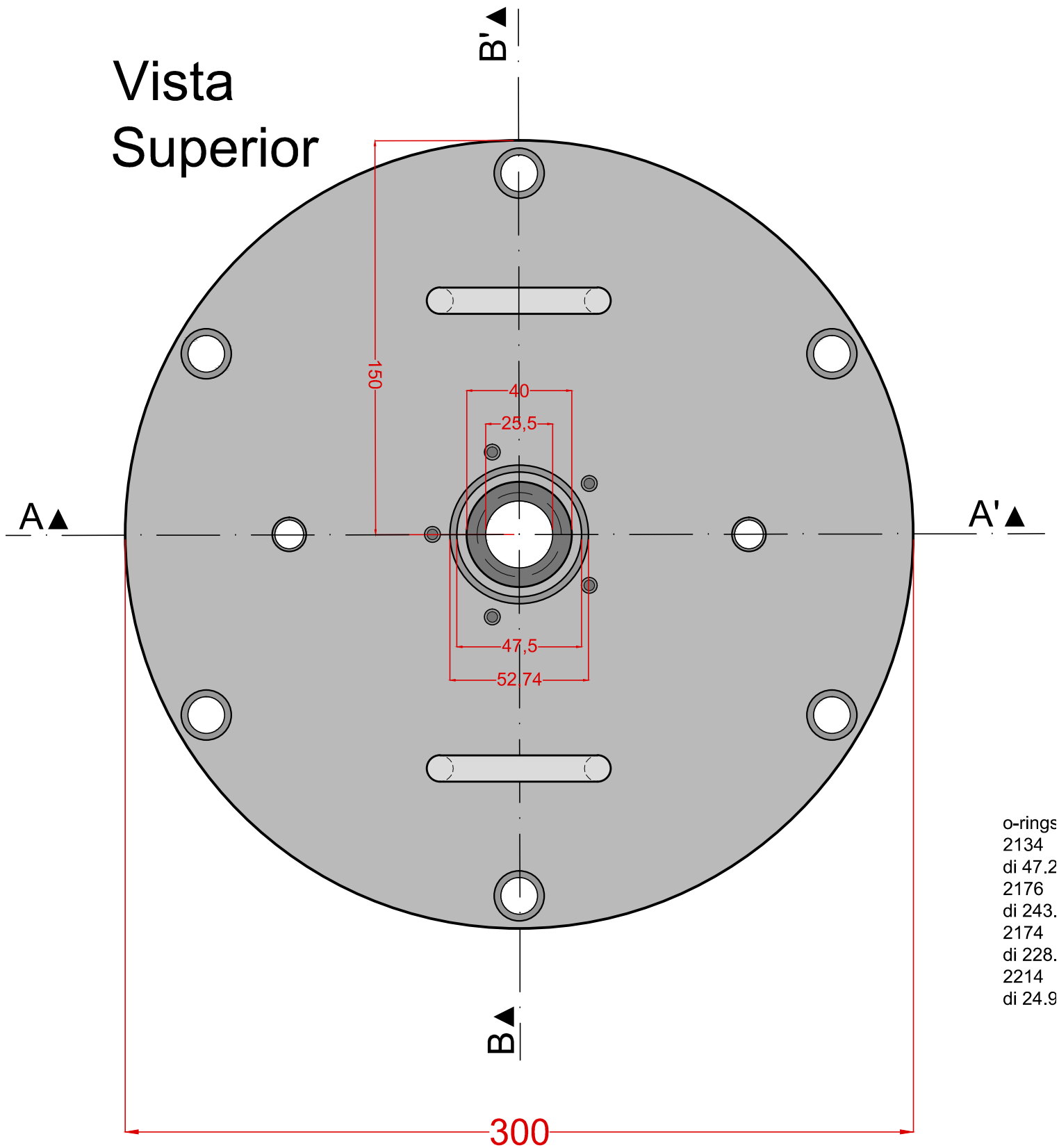


Alteração da rosca para 1/4" NPT x6

(!) Alteração de Peça (!)

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Alteração Roscas Hidraulicas			Material: Aço Inox
Base Intermediária			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Sem Escala	Data Out/2014	Desenho N.º 1/1

Vista Superior

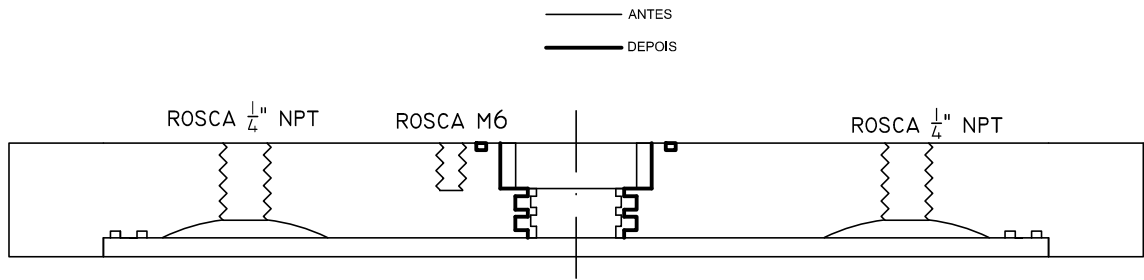


o-rings
 2134
 di 47.2
 2176
 di 243.
 2174
 di 228.
 2214
 di 24.9

(!) Alteração de Peça (!)

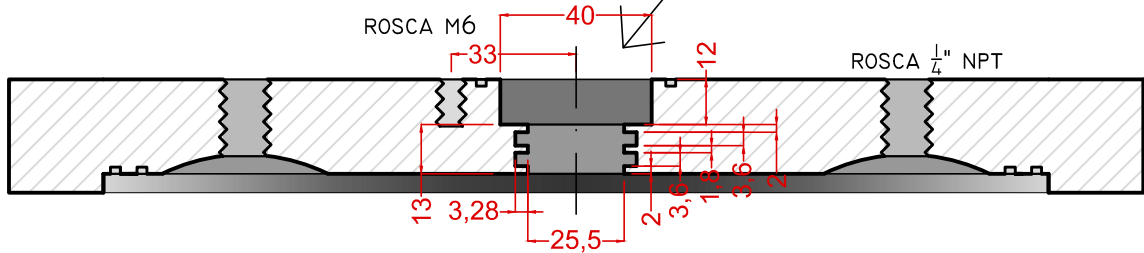
Alargamento do furo central (compatível com o novo pistão e rolamento linear) e novo anel central para oring

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Alteração Passagem do Pistão			Material: Aço Inox
Base Superior (Tampa)			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Out/2014	Desenho N.º 1/2

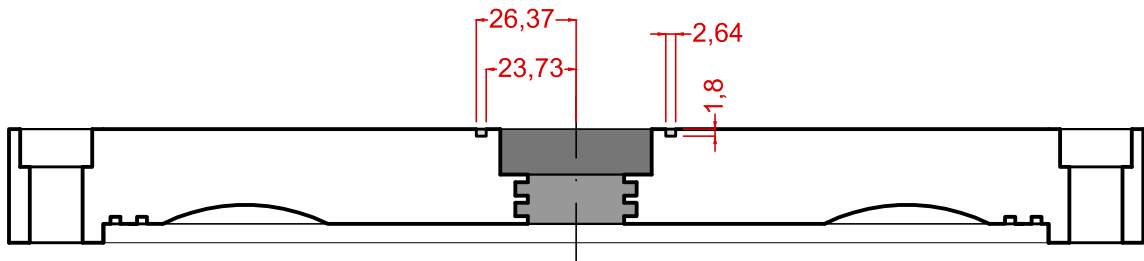


ENCAIXE PARA
ROLAMENTO LINEAR LME 25 UU
D_{INT}=25
D_{EXT}=40
L=58

AA'



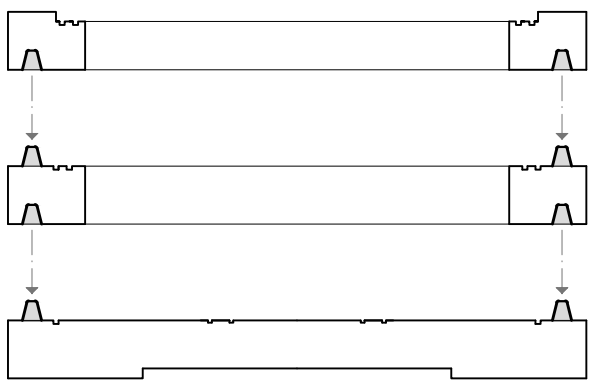
BB'



(!) Alteração de Peça (!)

Alargamento do furo central
(compatível com o novo pistão
e rolamento linear) e novo anel
central para oring

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Alteração Passagem do Pistão Base Superior (Tampa)			Material: Aço Inox
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Out/2014	Desenho N.º 2/2

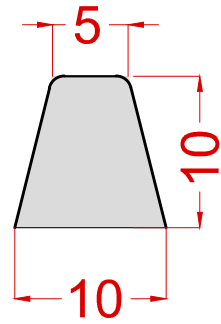


base superior

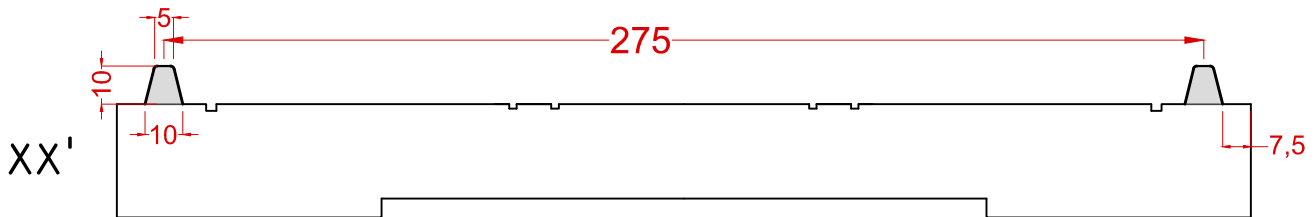
base intermediária

base Inferior

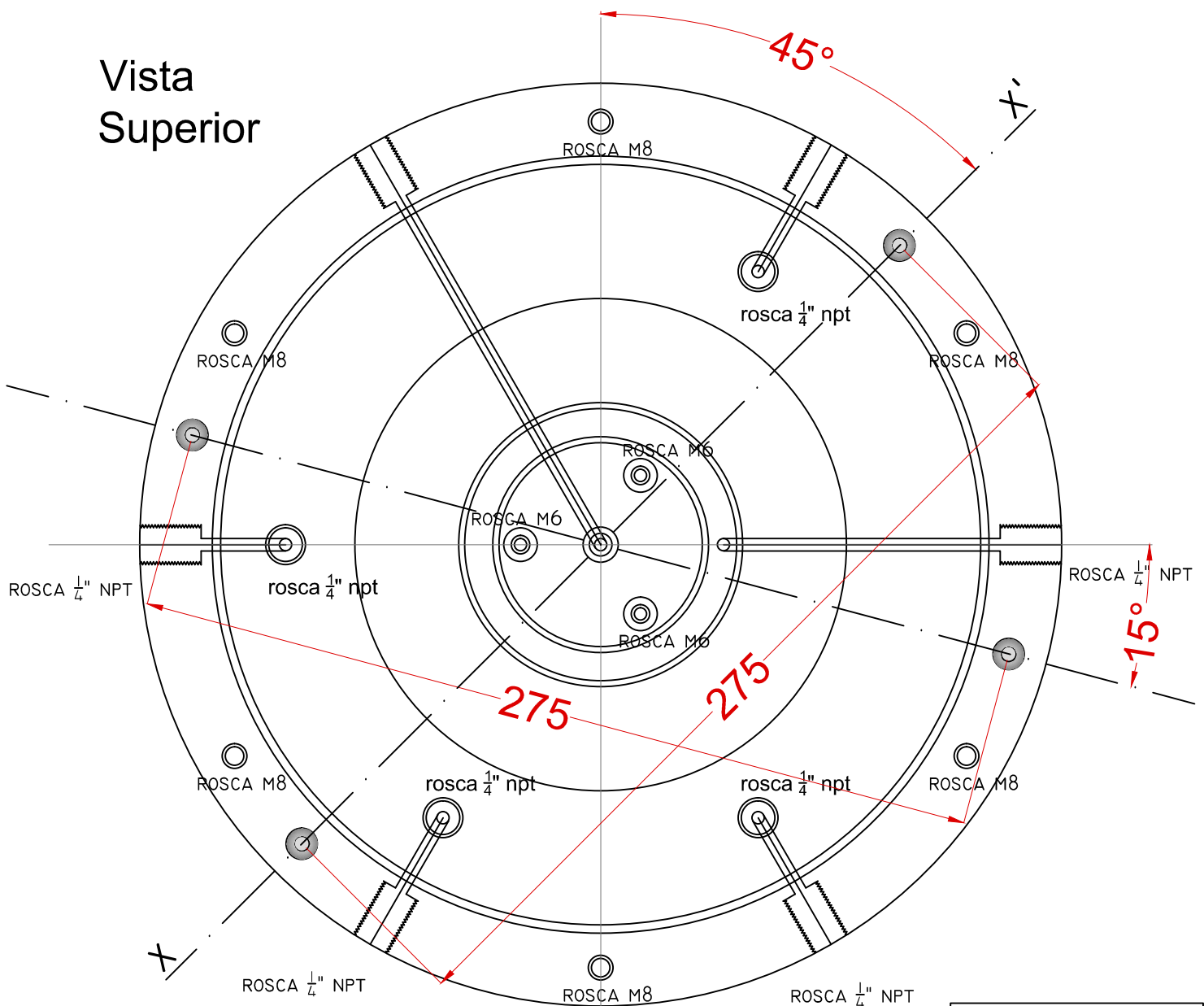
Sem Escala



Escala 2/1 [mm]



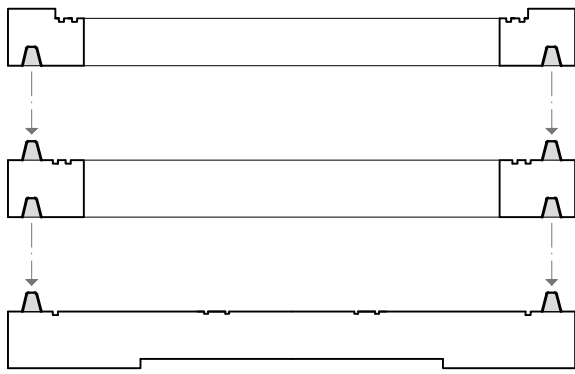
Vista Superior



(!) Alteração de Peça (!)

Observações:
Encaixes dos pinos devem ser pouco maiores que os respectivos pinos para garantir que o contato entre as bases seja feito com a maior área possível.

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Colocação Pinos Auxiliares nas Bases da Câmara.			Material: Aço Inox
Base Inferior			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 1/3

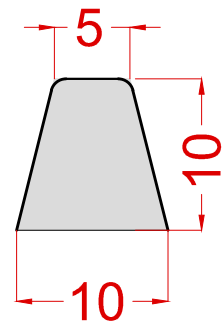


base superior

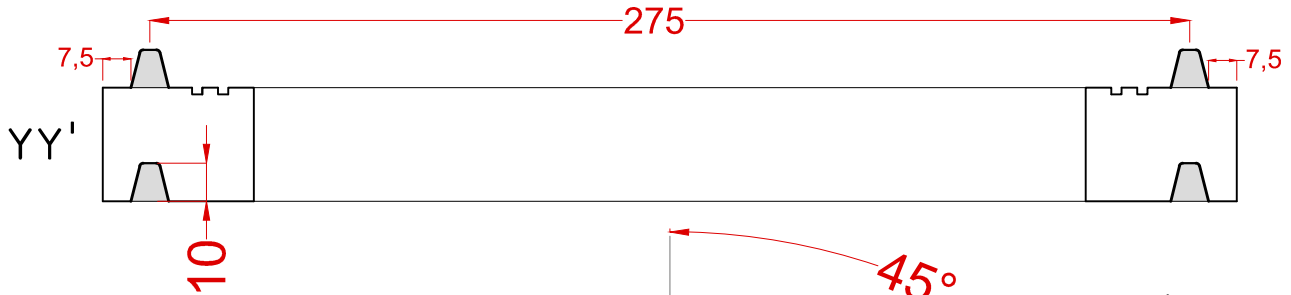
base intermediária

base Inferior

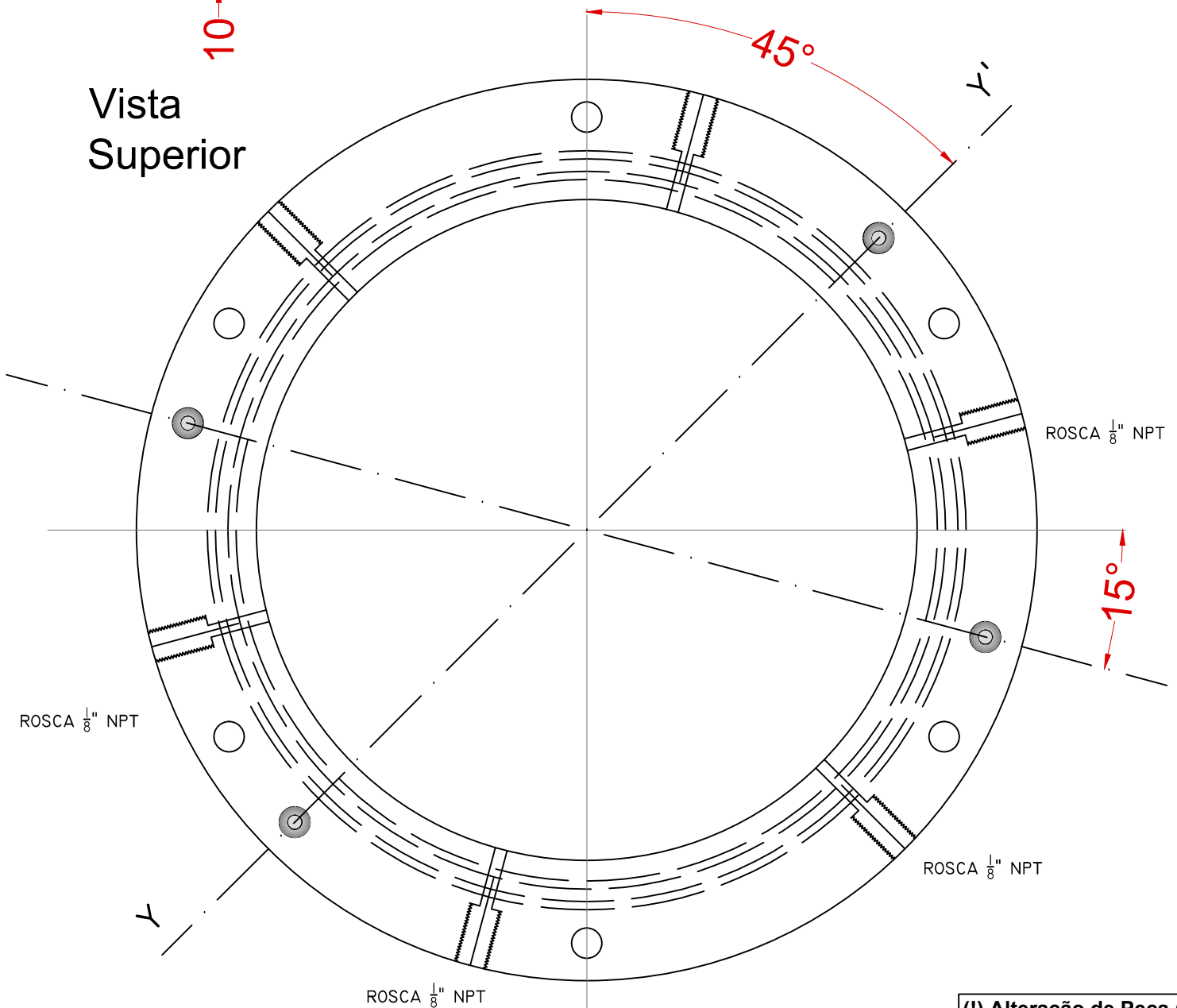
Sem Escala



Escala 2/1 [mm]



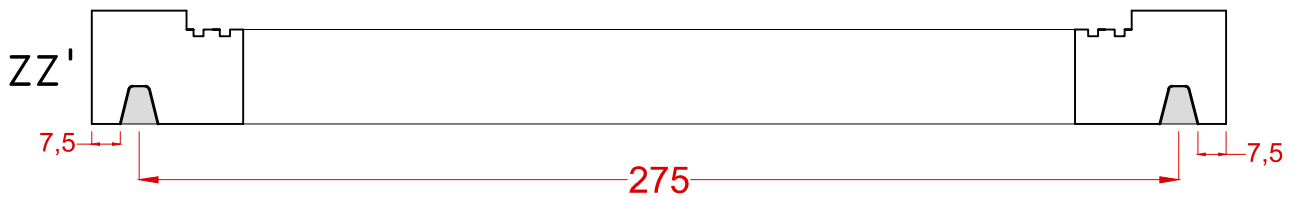
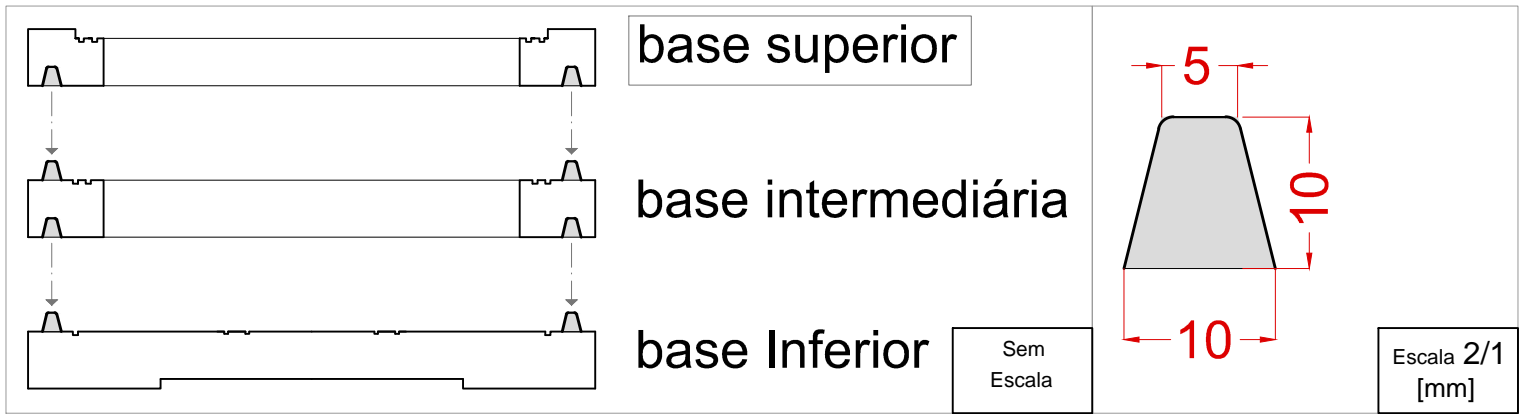
Vista Superior



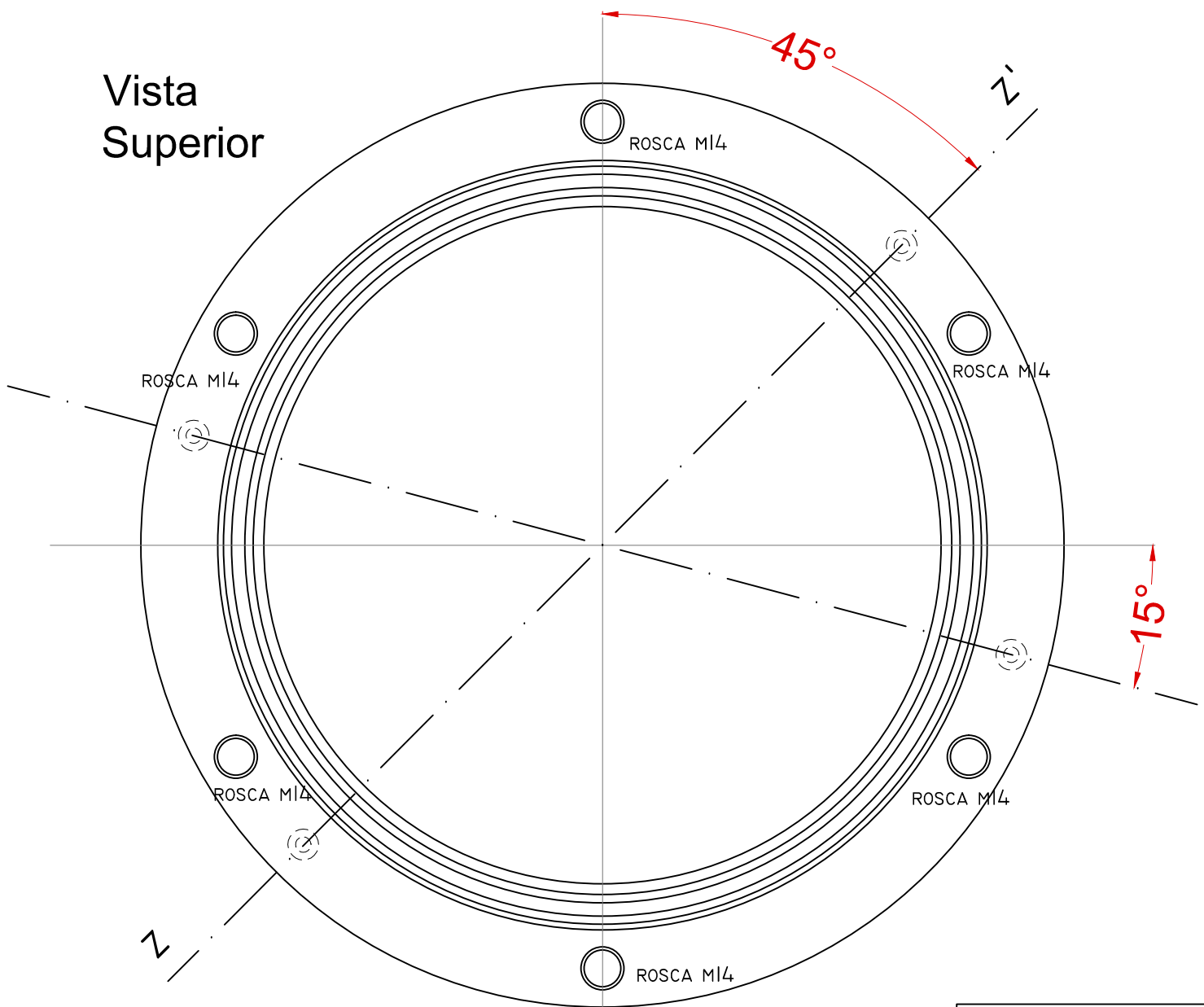
(!) Alteração de Peça (!)

Observações:
Encaixes dos pinos devem ser pouco maiores que os respectivos pinos para garantir que o contato entre as bases seja feito com a maior área possível.

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Colocação Pinos Auxiliares nas Bases da Câmara.			Material: Aço Inox
Base Intermediária			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 2/3



Vista Superior



(!) Alteração de Peça (!)

Observações:
Encaixes dos pinos devem ser pouco maiores que os respectivos pinos para garantir que o contato entre as bases seja feito com a maior área possível.

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS
Colocação Pinos Auxiliares nas Bases da Câmara.
Base Superior

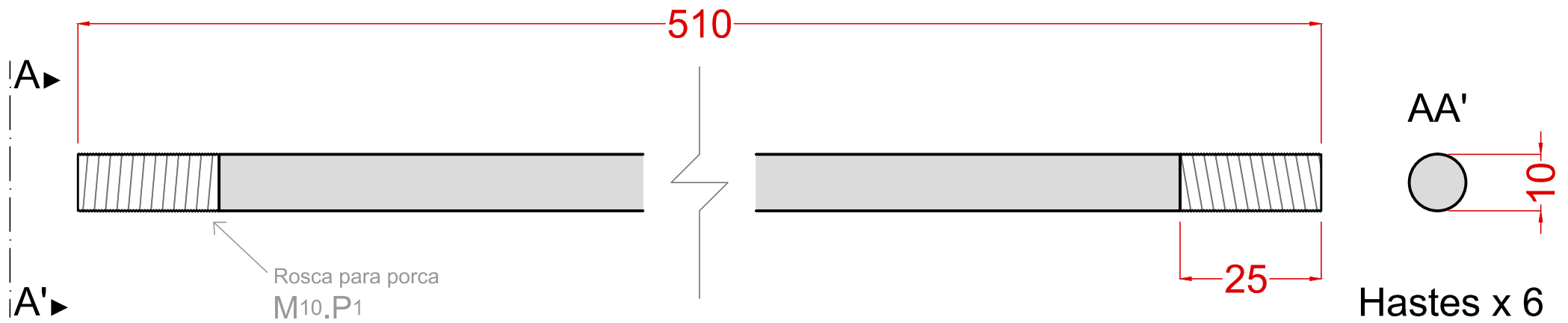
Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

Escala 1/2
[mm]

Data
Agosto/2013

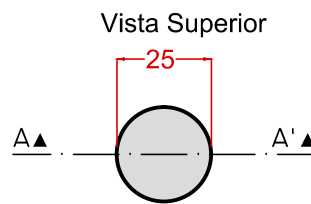
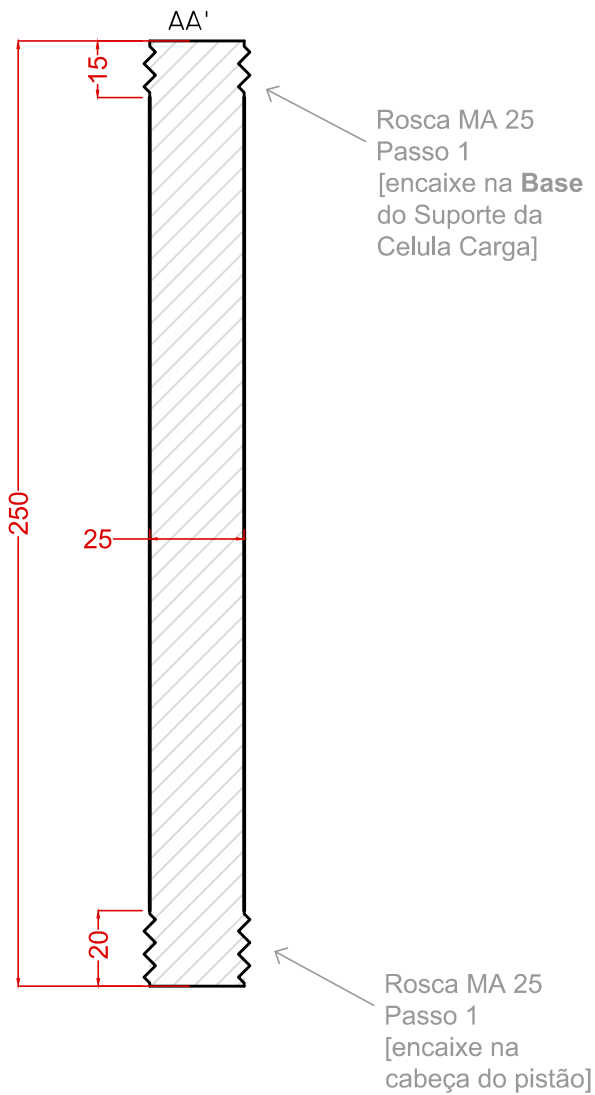
Quantidade: 1
Material: Aço Inox

Desenho N.º
3/3



Material:
Aço Inox 420 Temperado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 6
Camãra Triaxial			Material: Aço Inox
Hastes de reação			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/1 [mm]	Data Out/2013	Desenho N.º 1/1



Material:
Aço Inox 420 Temperado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Camãra Triaxial.

Fuso do Pistão

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

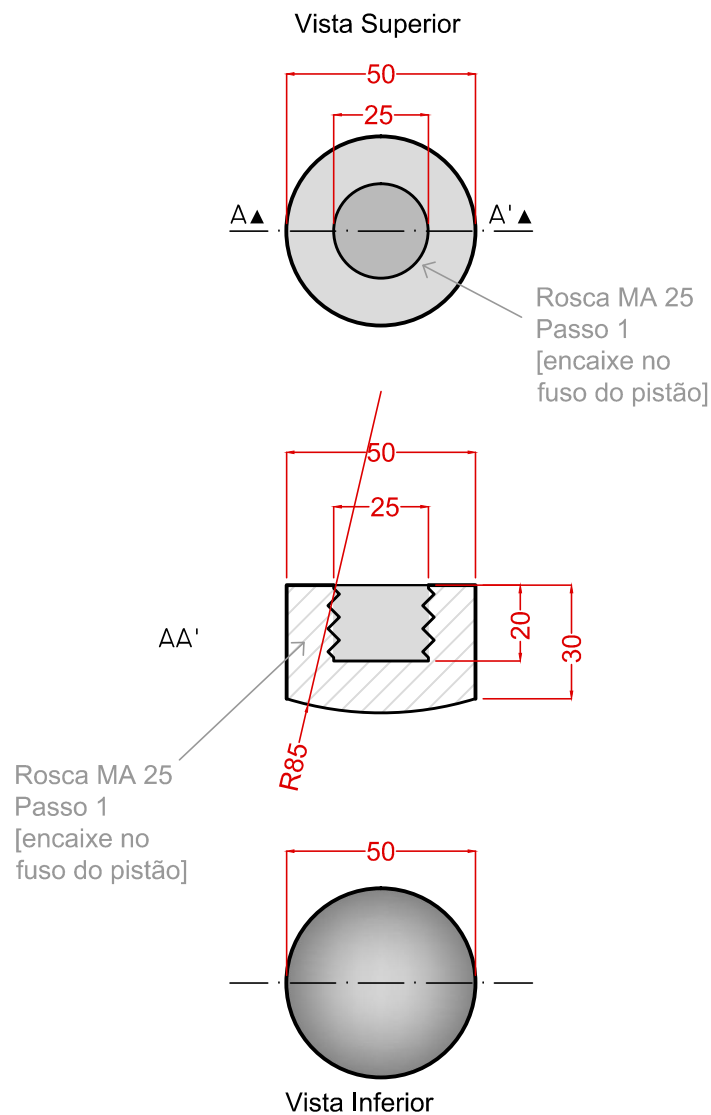
Escala 1/2
[mm]

Data
Out/2014

Quantidade: 1

Material: Aço Inox

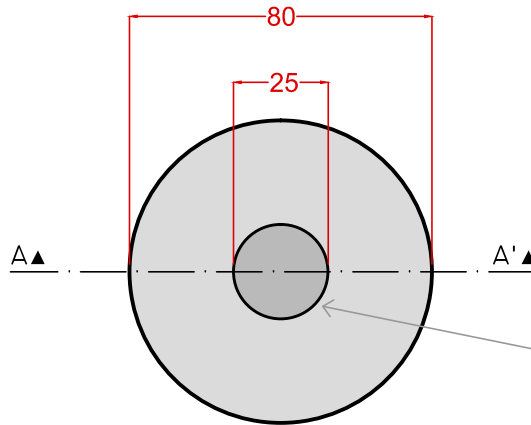
Desenho N.º
1/3



Material:
Aço Inox 420 Temperado

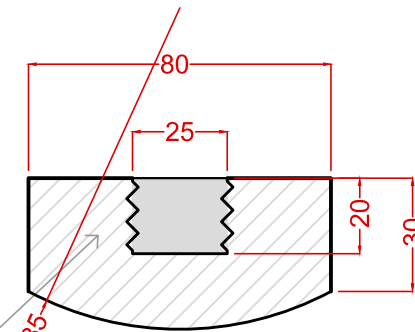
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS		Quantidade: 1
Camãra Triaxial. Cabeça do Pistão D=5		Material: Aço Inox
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Out/2014
		Desenho N.º 2/3

Vista Superior

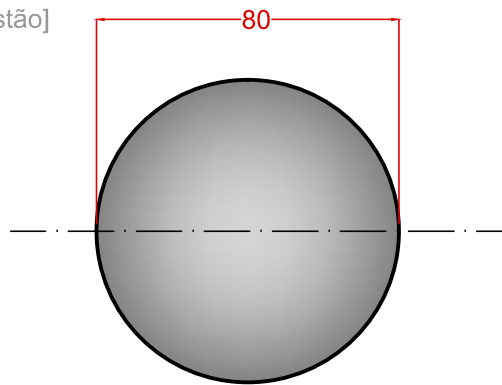


Rosca MA 25
Passo 1
[encaixe no
fuso do pistão]

AA'



Rosca MA 25
Passo 1
[encaixe no
fuso do pistão]



Vista Inferior

Material:
Aço Inox 420 Temperado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Camãra Triaxial.
Cabeça do Pistão D=10

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

Escala 1/2
[mm]

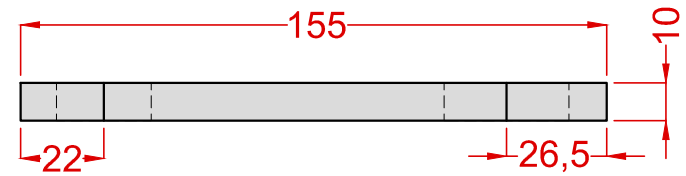
Data
Out/2014

Quantidade: 1

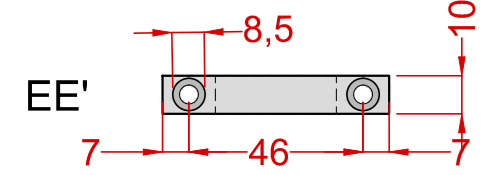
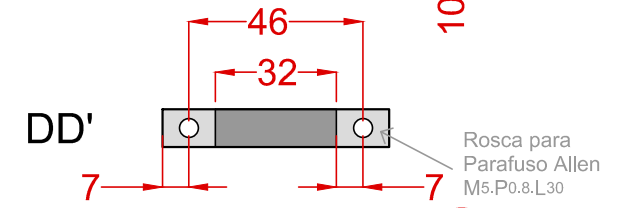
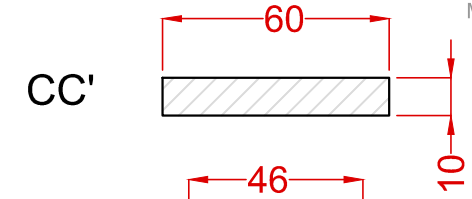
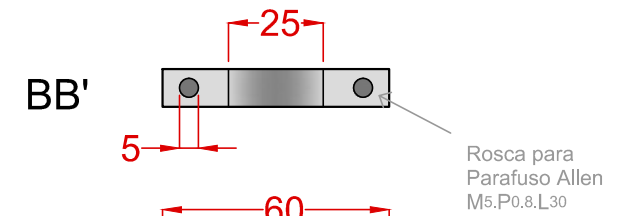
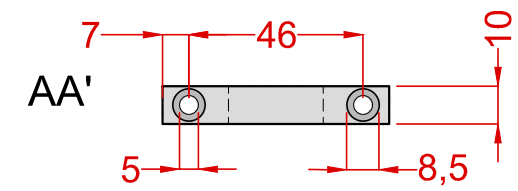
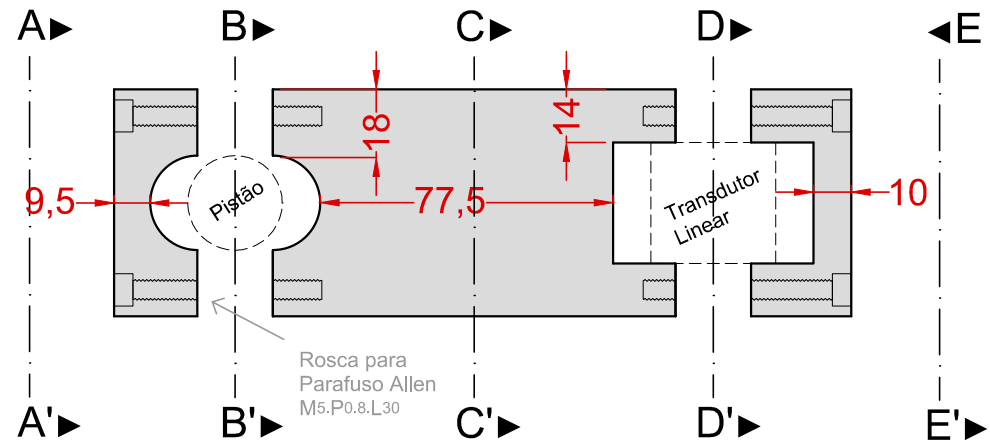
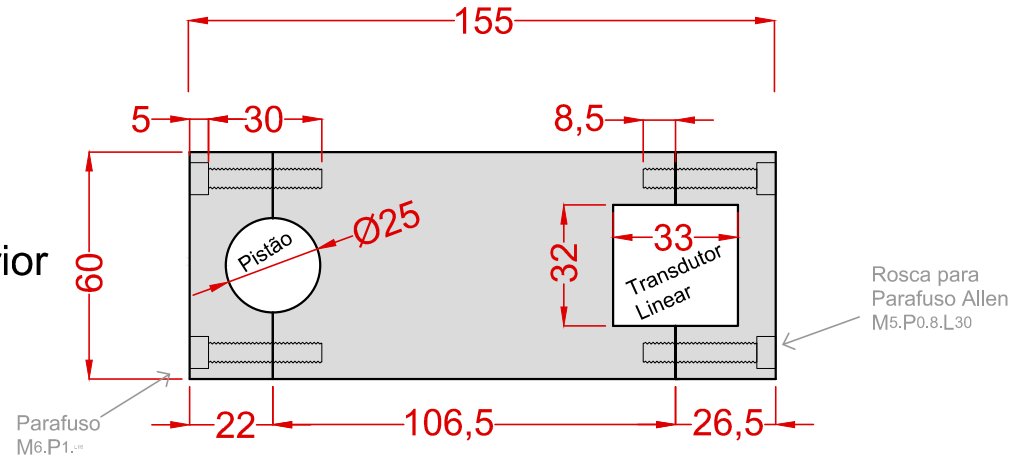
Material: Aço Inox

Desenho N.º
3/3

Vista Lateral

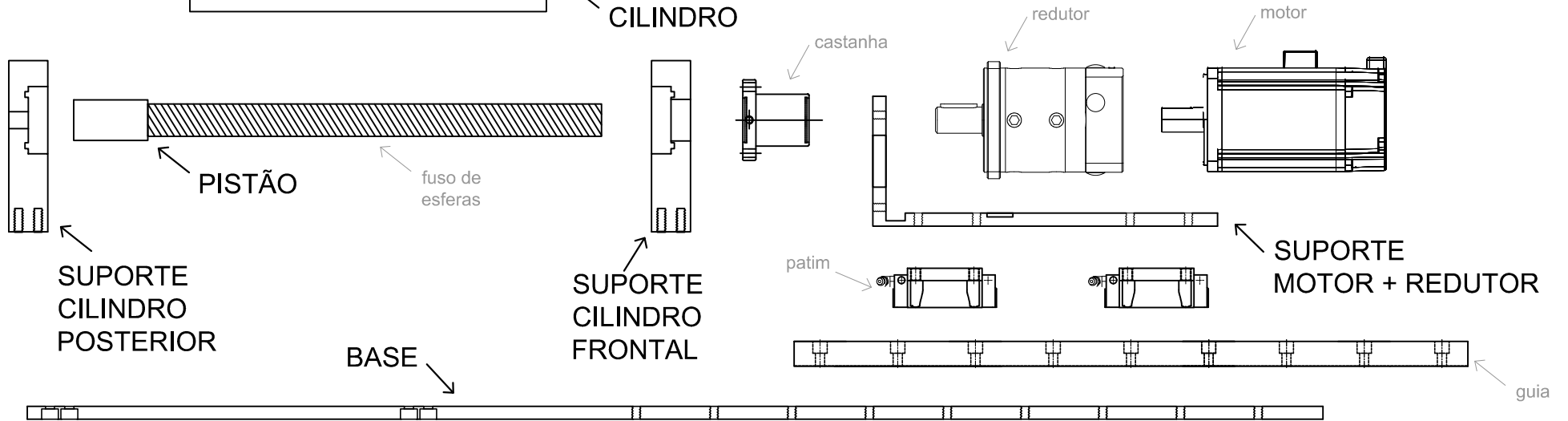
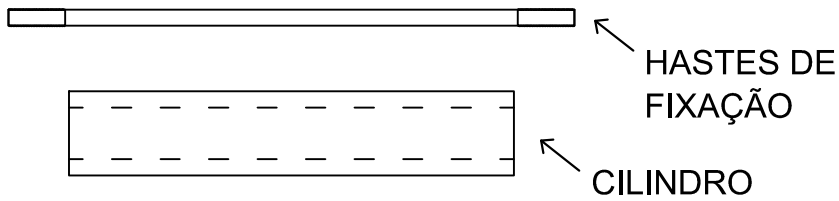
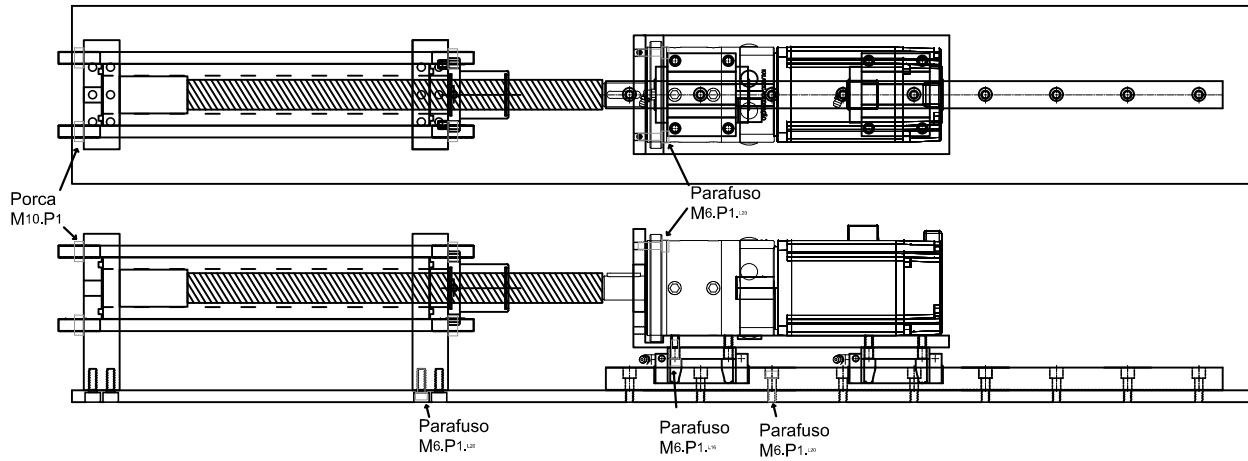


Vista Superior



Material: Alumínio

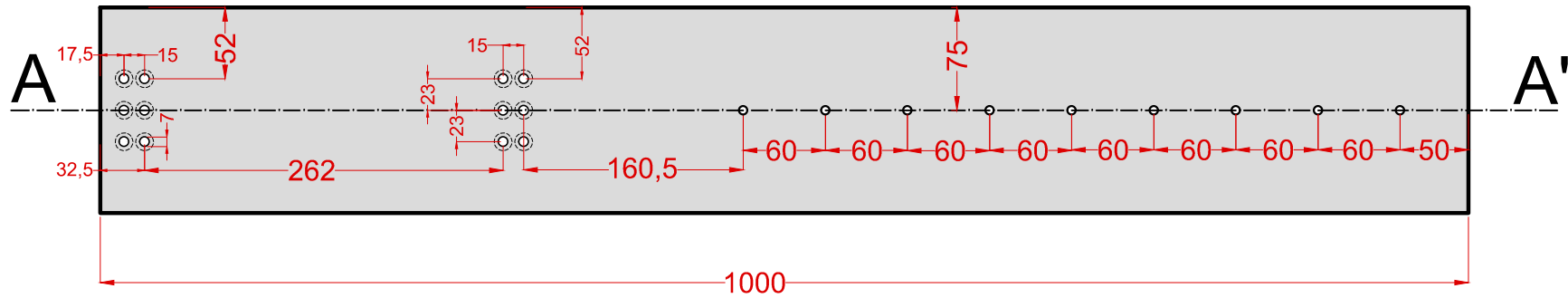
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Suporte Transdutor Linear			Material: Alumínio
Esquema do Suporte			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Out/2014	Desenho N.º 1/1



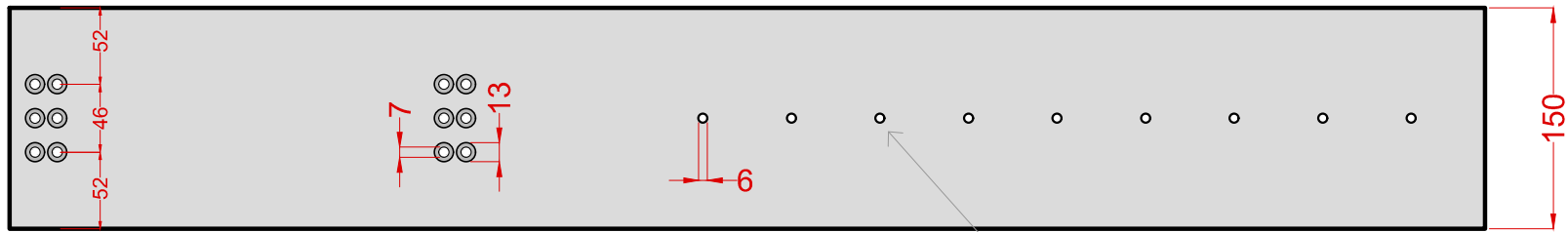
Legenda:
-PEÇAS A FAZER
 -equipamento comprado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade:
Controlador de Pressão.			Material:
Esquema Geral			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Sem Escala	Data Agosto/2013	Desenho N.º 1/9

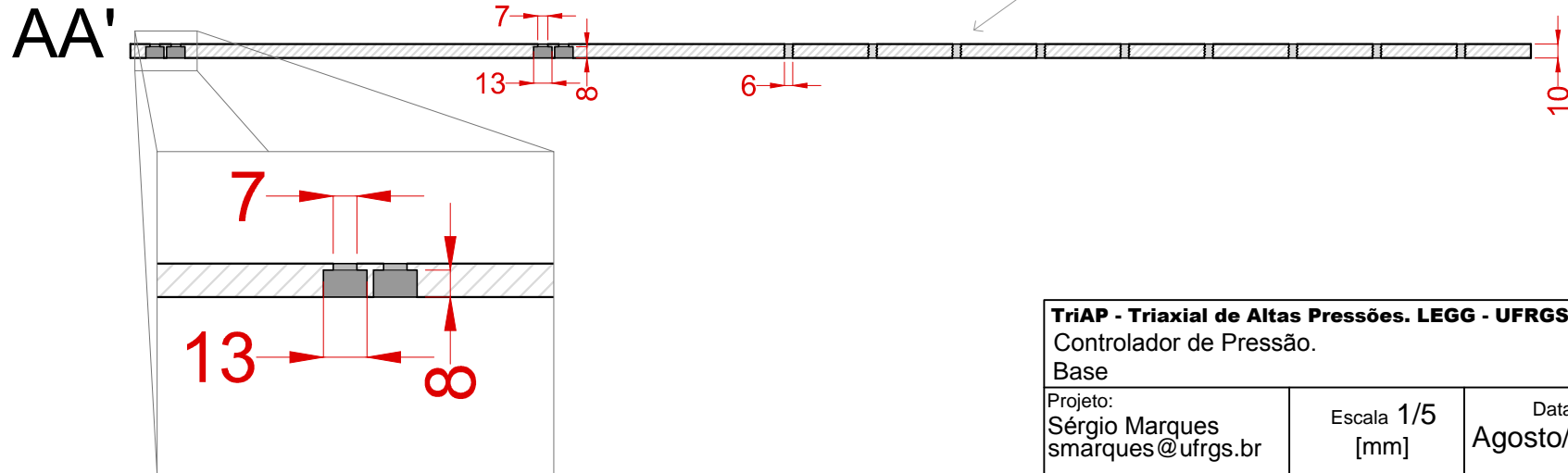
Vista Superior



Vista Inferior



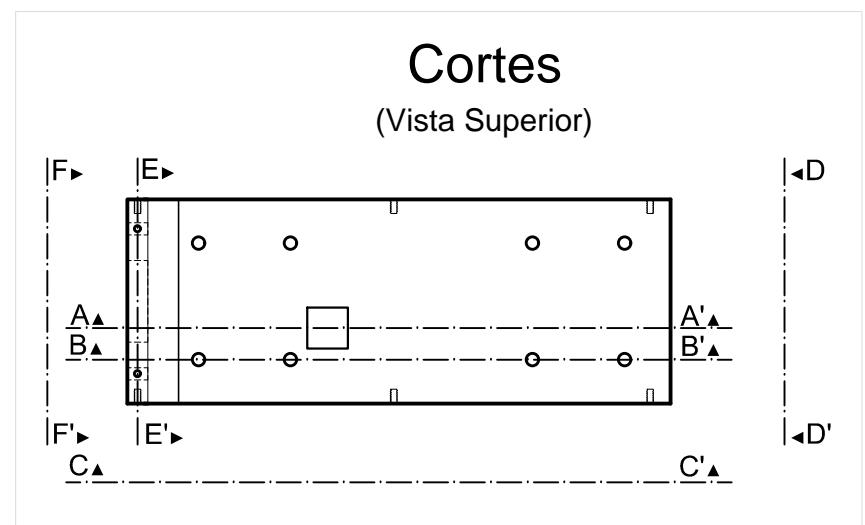
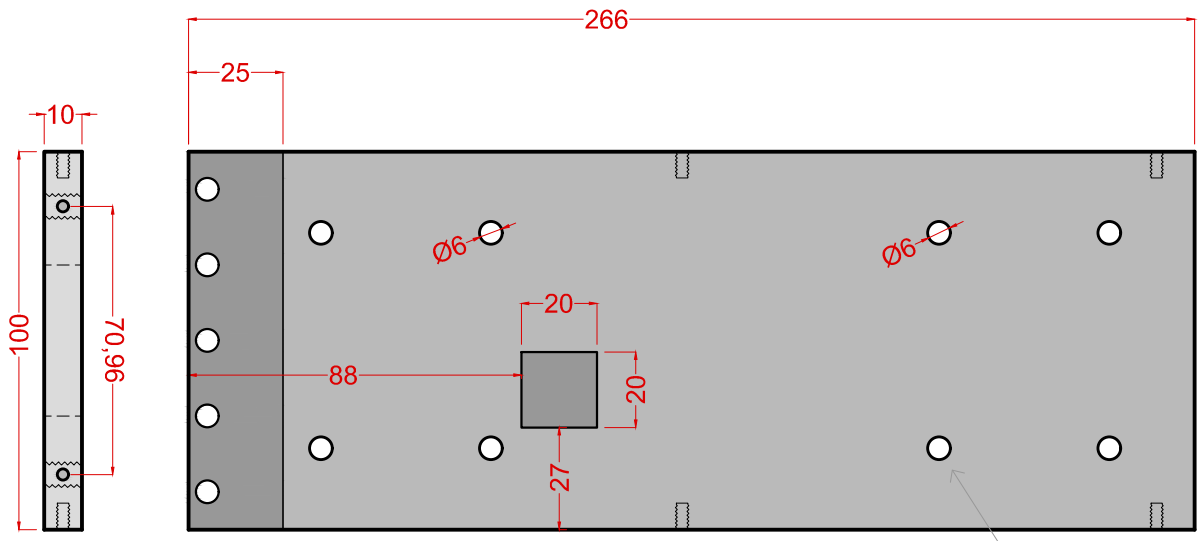
Rosca para Parafuso Allen M6.P1._{L20}



Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diametro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Base			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/5 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 2/9

Vista Superior

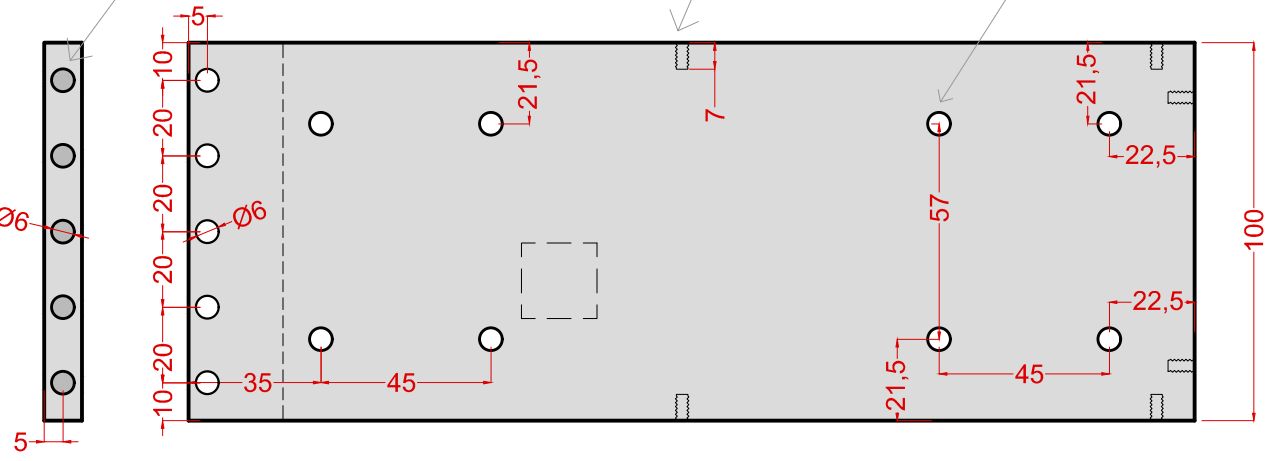


Rosca para Parafuso Allen
M6.P1. L10

Rosca para Parafuso Allen cabeca abulada
M3.P1. L6

Rosca para Parafuso Allen
M6.P1. L16

Vista Inferior

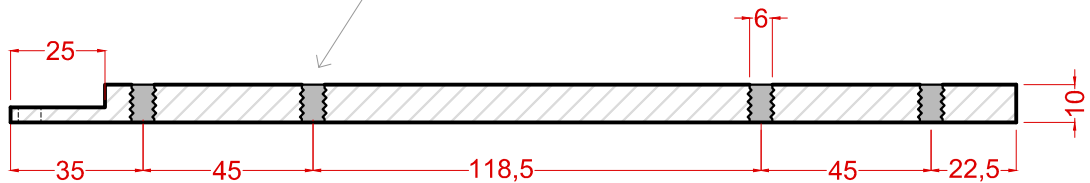
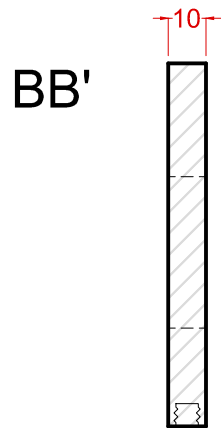
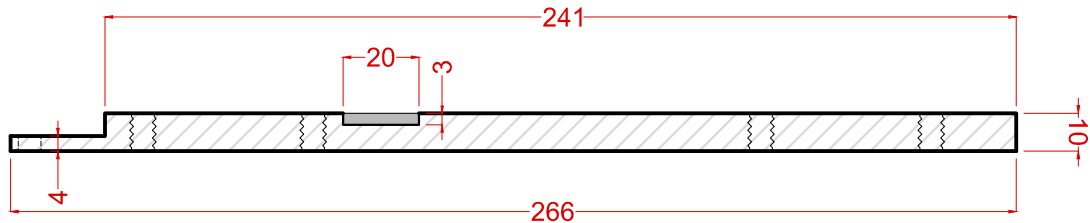
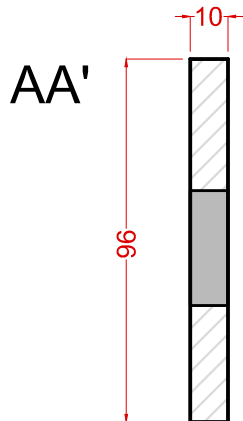
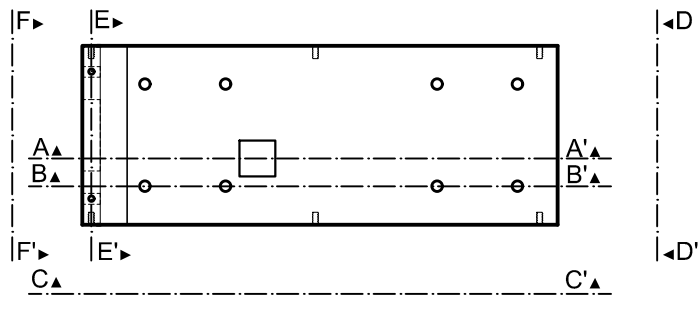


Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diametro
P - Passo

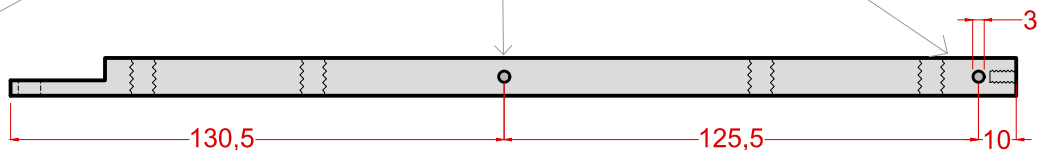
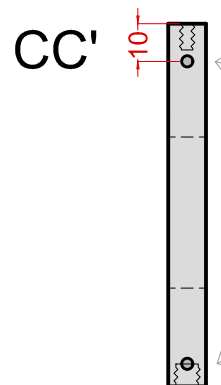
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Suporte para <i>Motor+Redutor</i> .			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Set/2013	Desenho N.º 3/9 1/4
			Versão: 2

Cortes

(Vista Superior)



Rosca para Parafuso Allen M6.P1.^{L16}



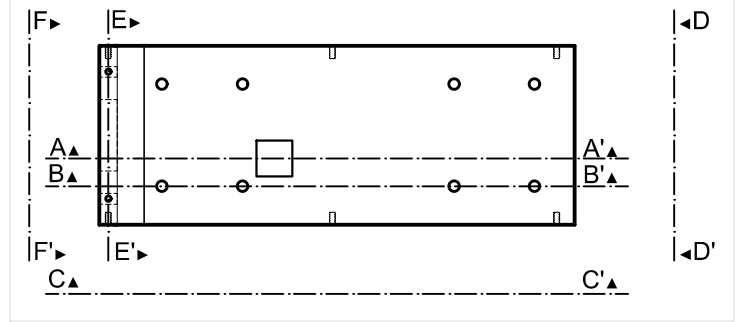
Rosca para Parafuso Allen ^{cabeça abulada} M3.P1.^{L6}

Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diâmetro
P - Passo

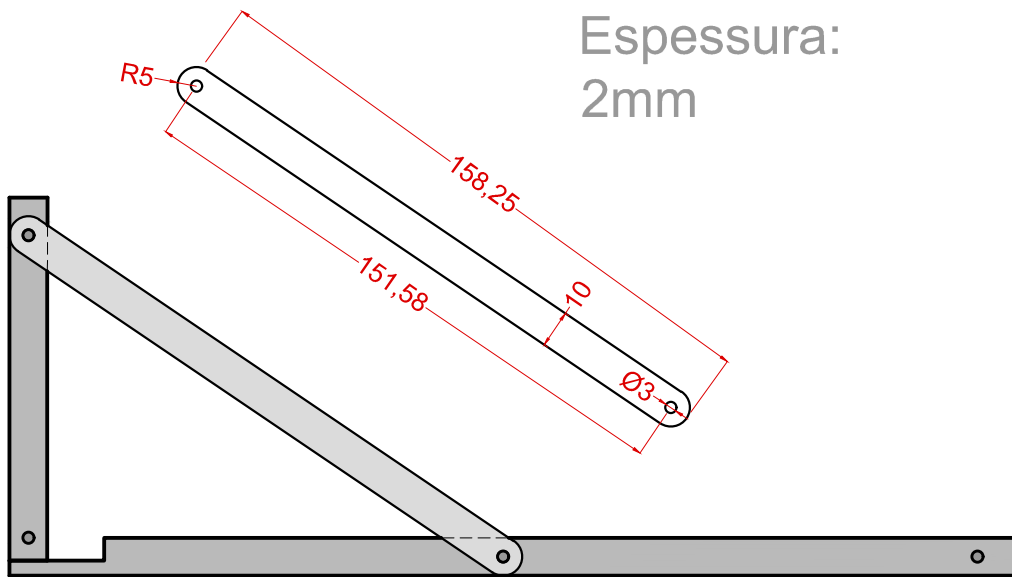
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			MATERIAL: Aço Inox
Suporte para Motor+Redutor.			Desenho N.º
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Set/2013	4/9 2/4
			Versão: 2

Cortes

(Vista Superior)



CC'

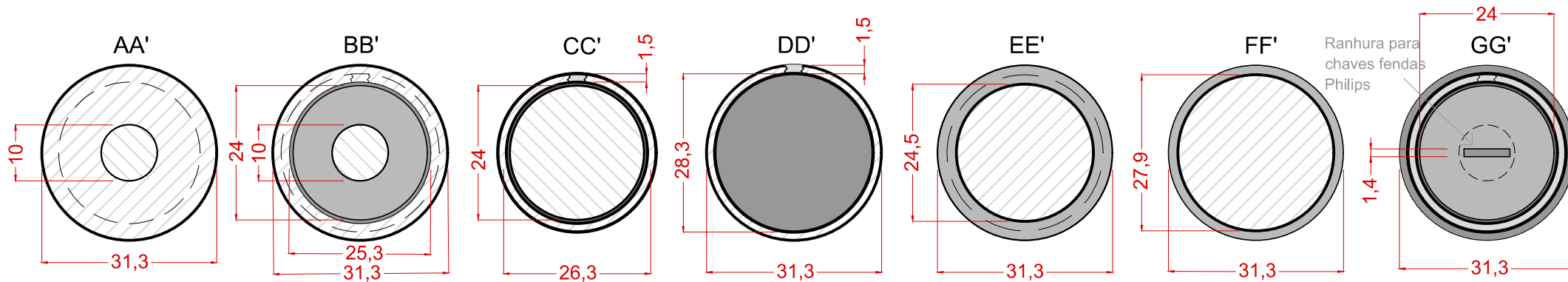
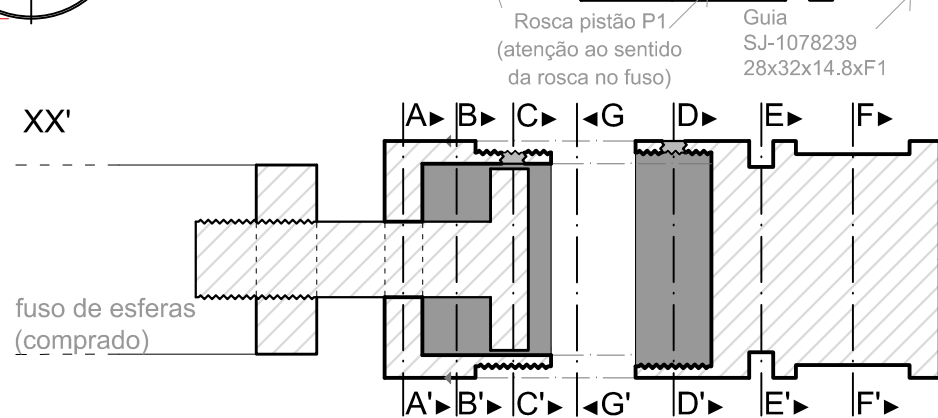
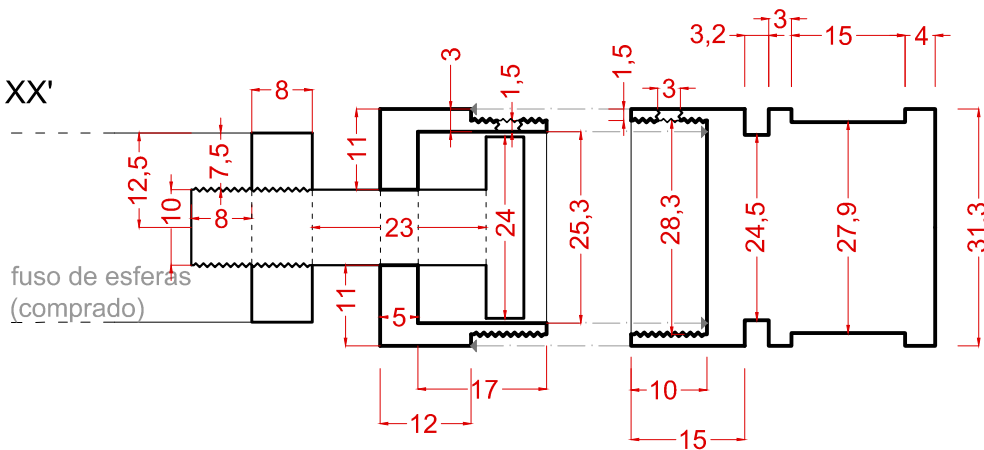
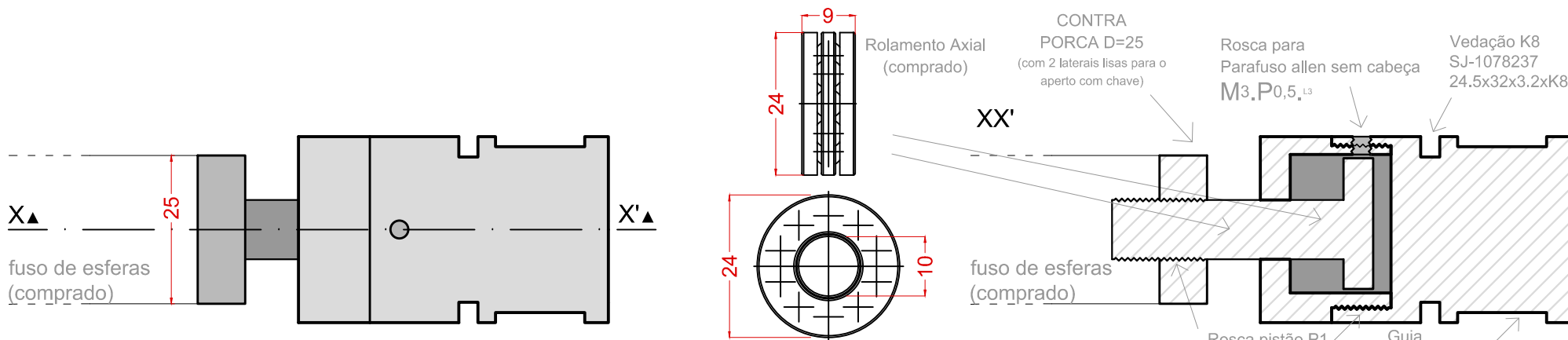


Espessura:
2mm

Reforço a aplicar nos 2
lados do suporte

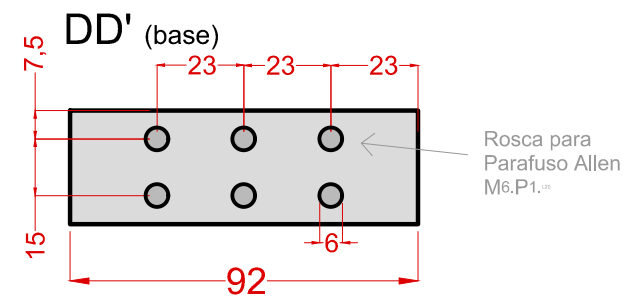
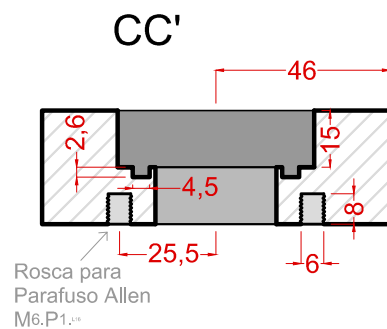
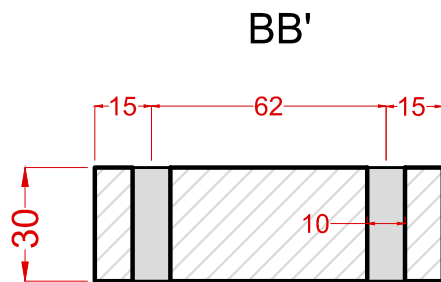
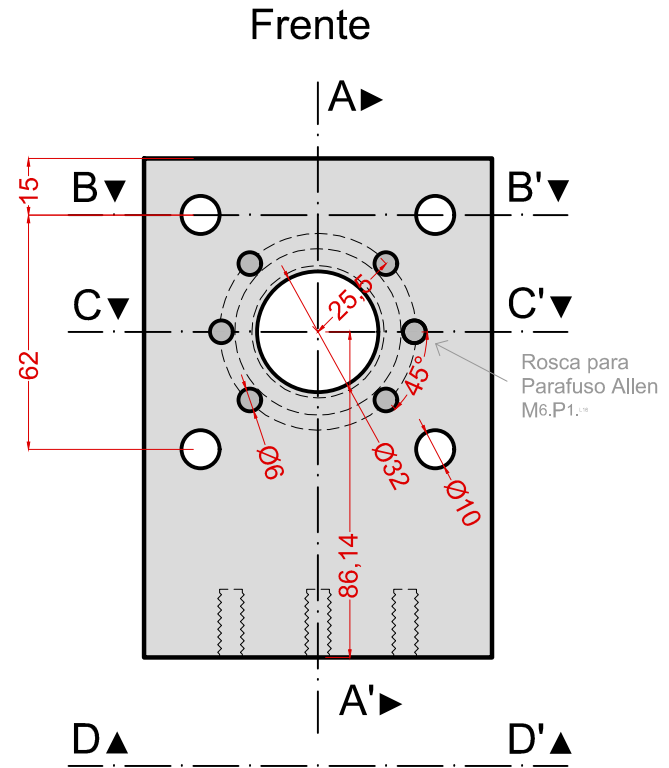
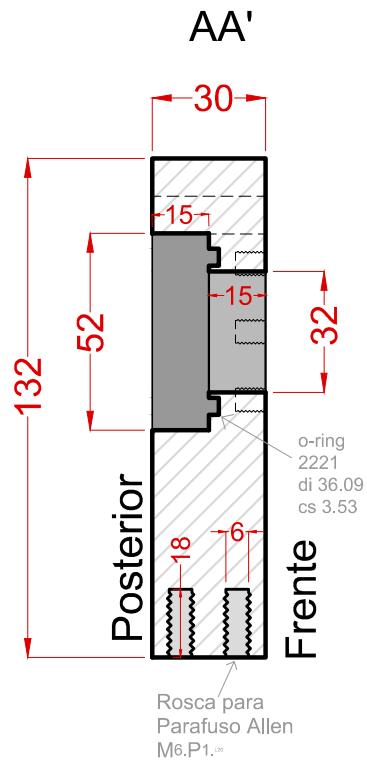
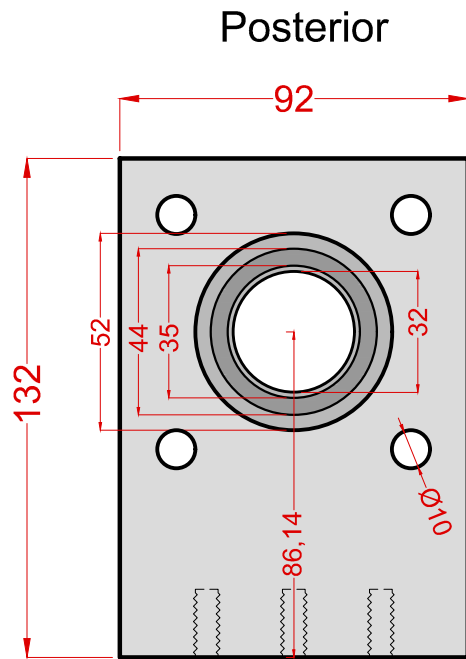
Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diametro
P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 4
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Reforço para Suporte para <i>Motor+Redutor</i> .			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Set/2013	Desenho N.º 4.1/9 3/4



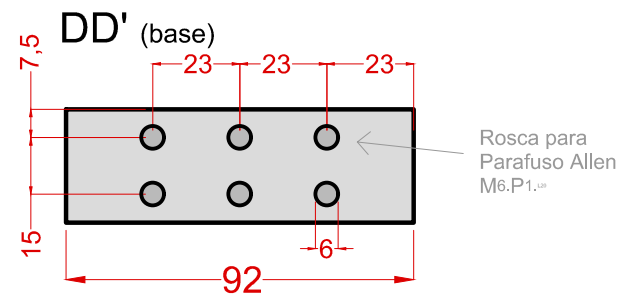
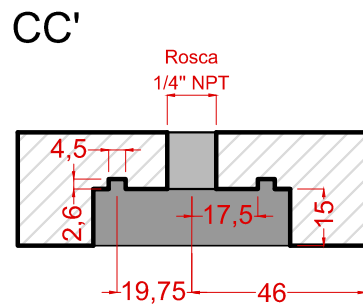
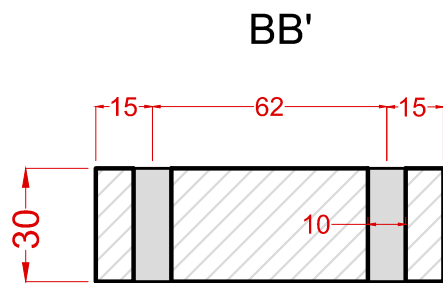
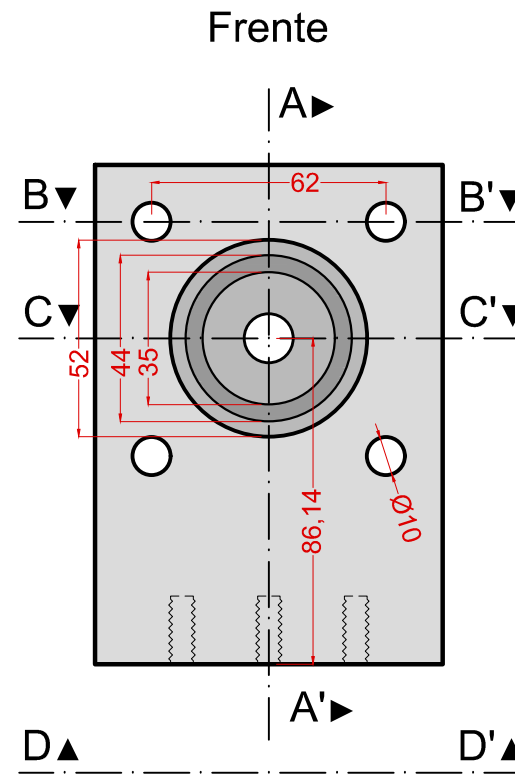
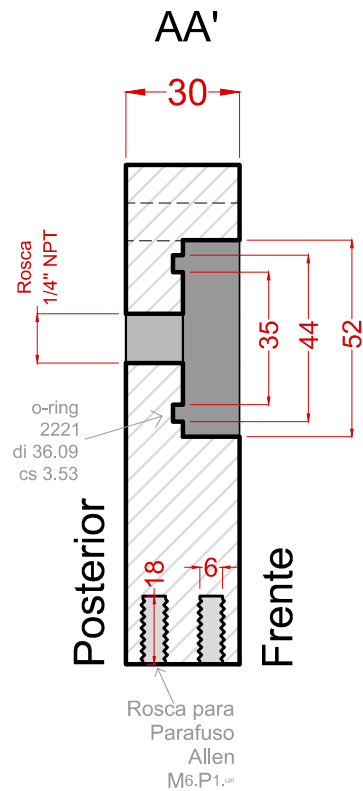
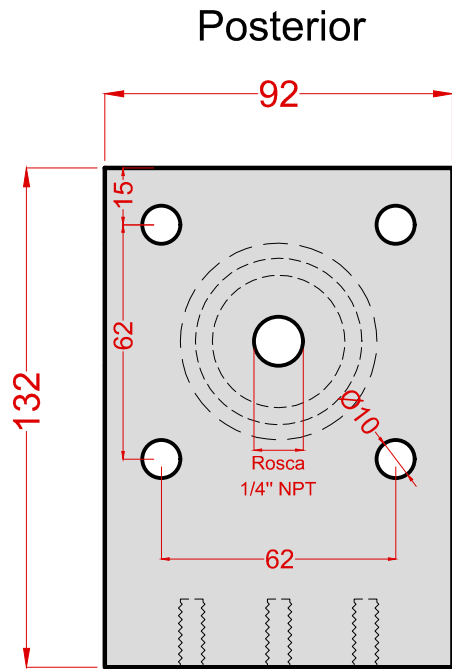
Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Pistão			Desenho N.º
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/1 [mm]	Data Set/2013	6/9
			Versão: 2



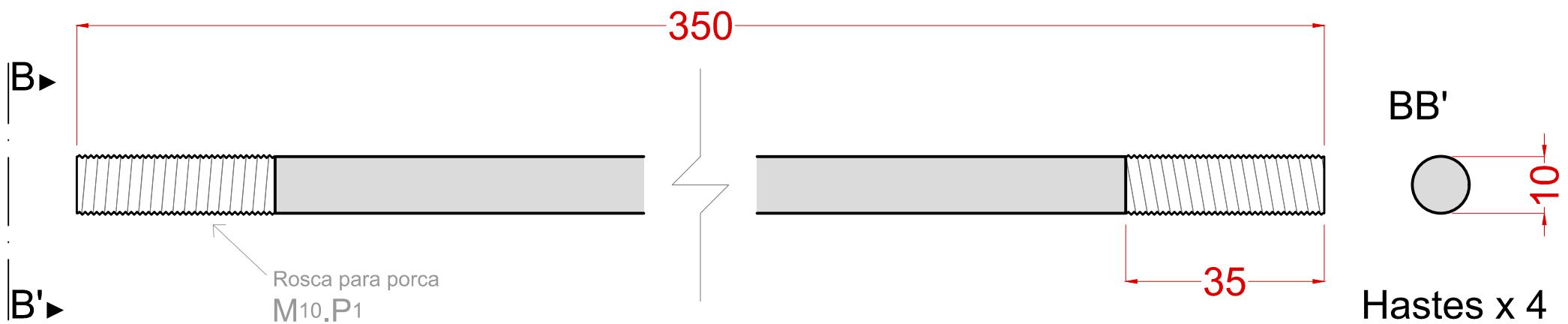
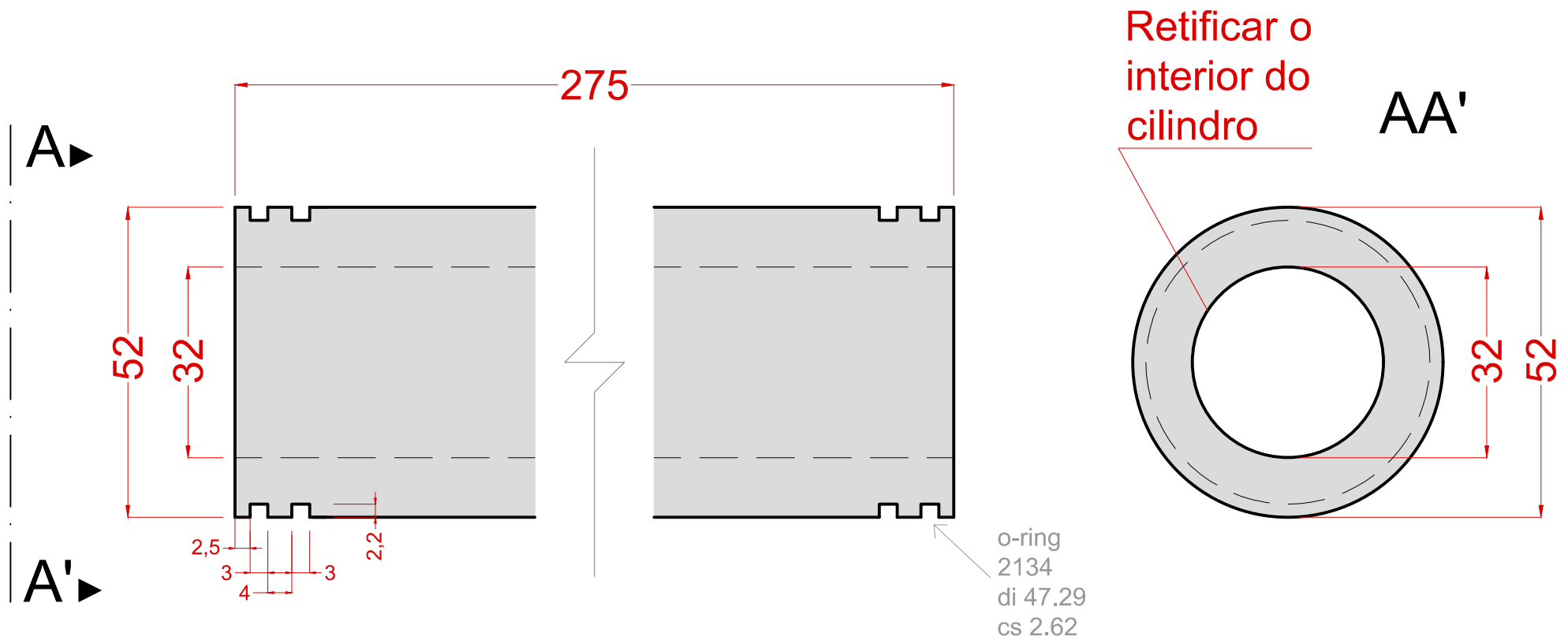
Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Suporte Cilindro Frontal			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 7/9



Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Suporte Cilindro Posterior			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 8/9

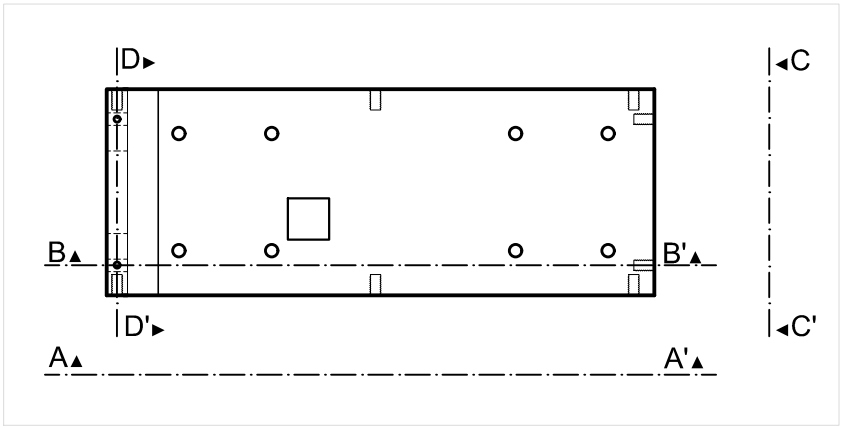


Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

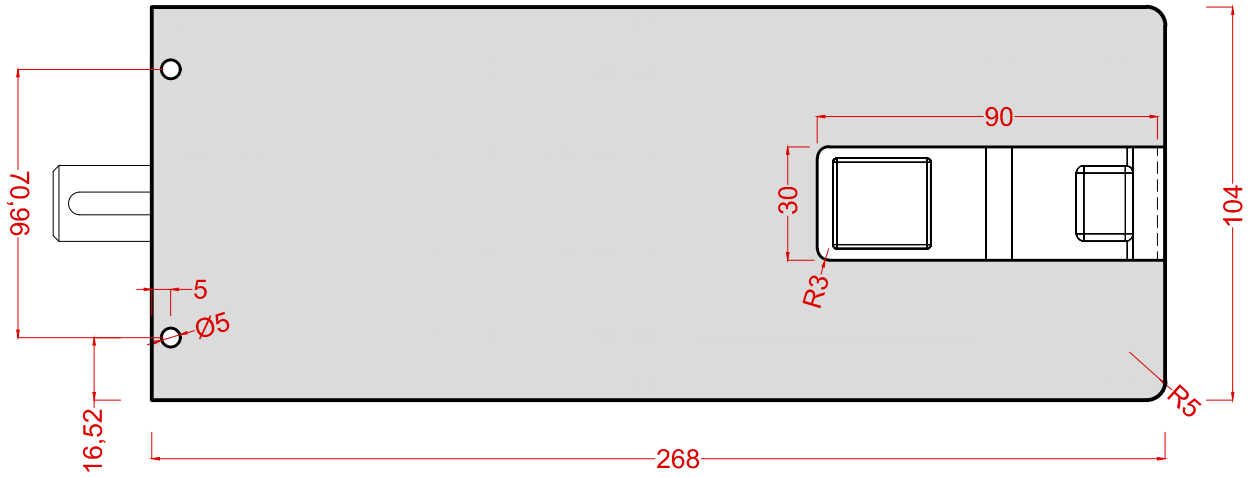
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Cilindro + Hastes fixação			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/1 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 9/9

Cortes

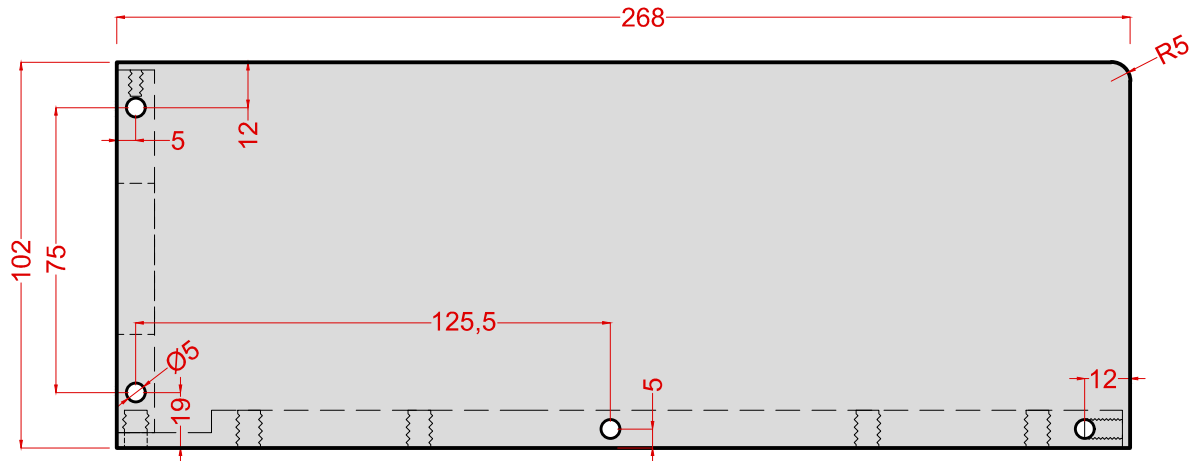
(Vista Superior)



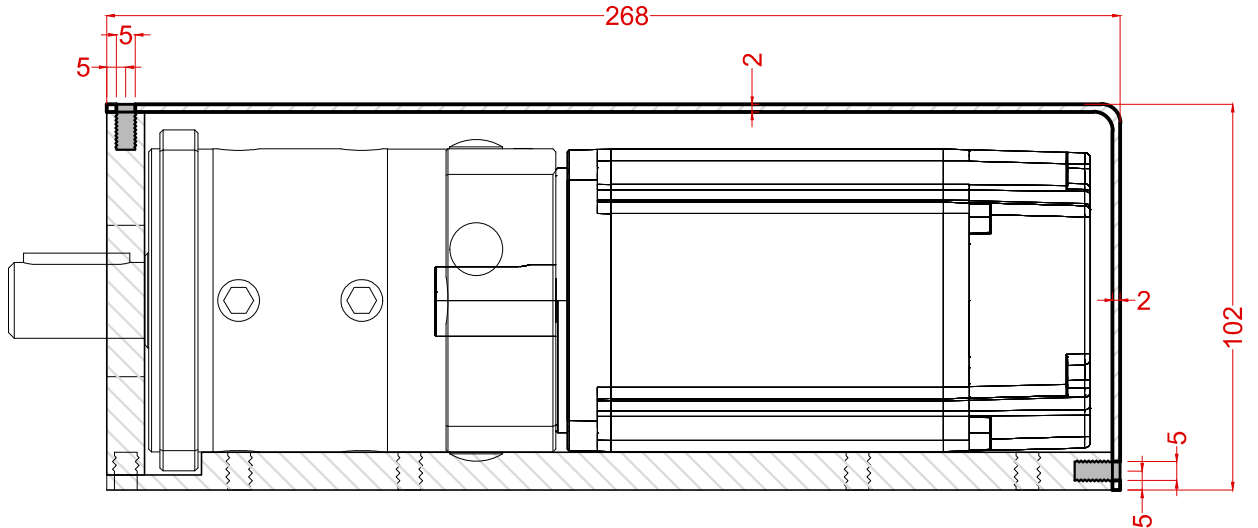
Vista Superior



AA'



BB'

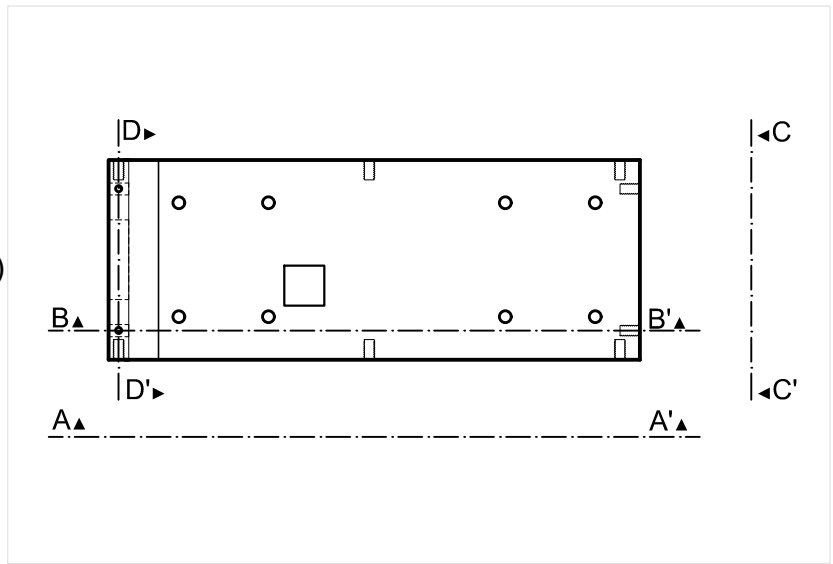


Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

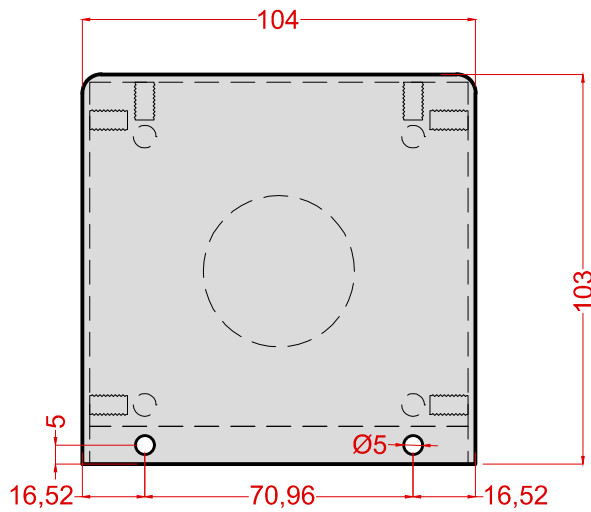
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Tampa de proteção do <i>Motor+Redutor</i> .			Desenho N.º
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Fev/2014	10/11 1/2
			Versão: 1

Cortes

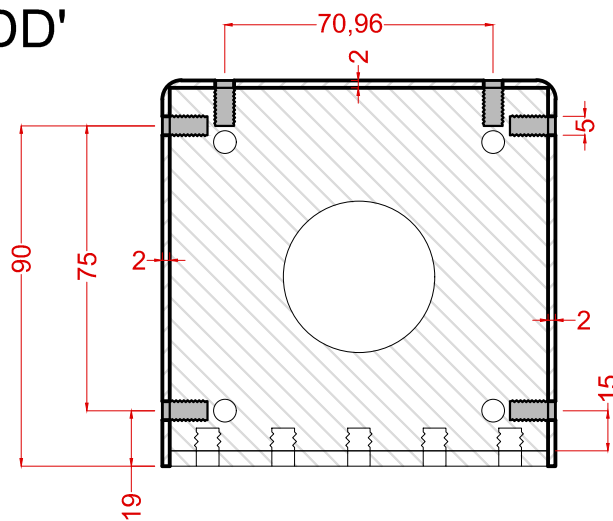
(Vista Superior)



CC'

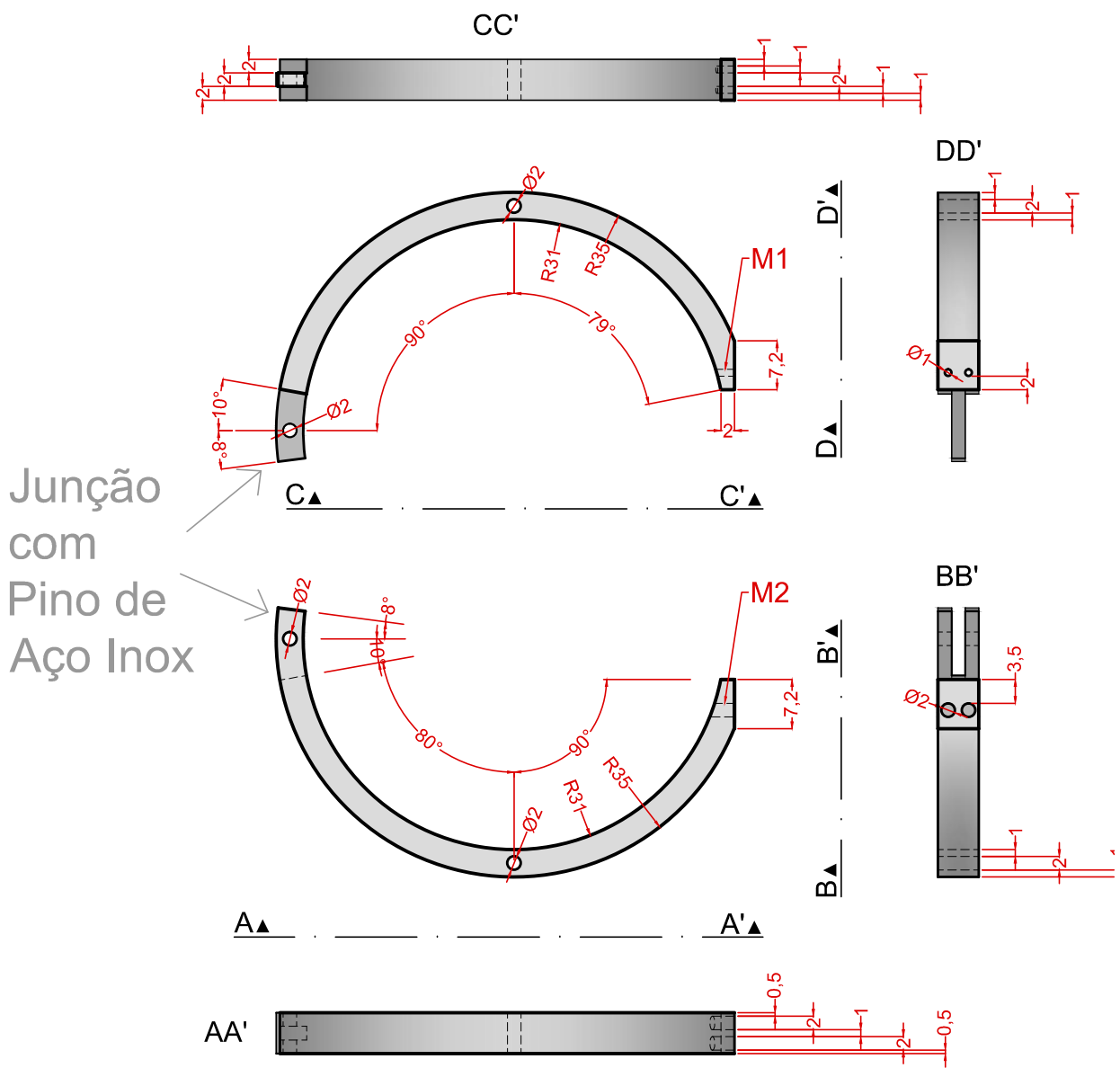


DD'



Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diametro
P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Tampa de proteção do <i>Motor+Redutor</i> .			Desenho N.º
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Fev/2014	11/11 2/2
			Versão: 1



Quantidade: 1

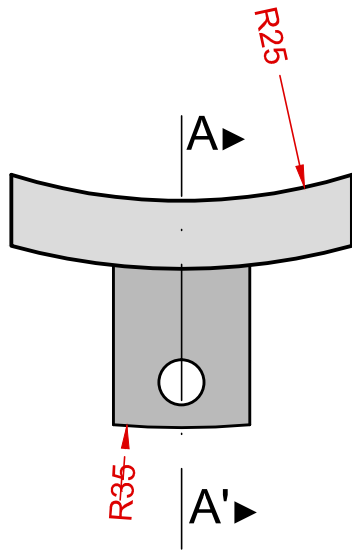
Material:
Aluminio Anodizado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS
 Instrumentação Interna
 Deformação Radial. Suporte do CP
 Projeto:
 Sérgio Marques
 smarques@ufrgs.br

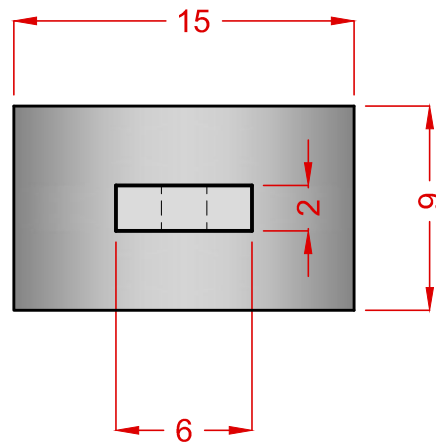
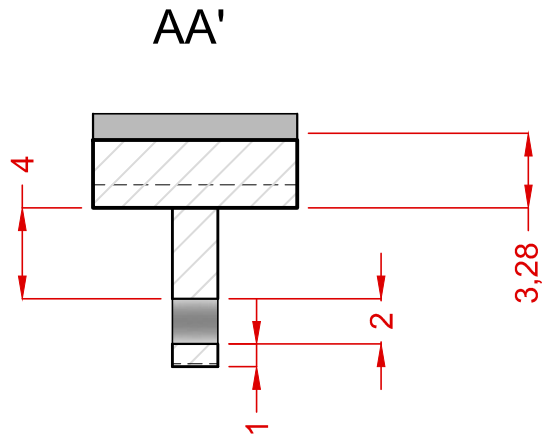
Escala 1/2
[mm]

Data
Out/2014

Quantidade: 1
 Material: Alumínio
 Desenho N.º
 1/10



Vista Lateral



Quantidade: 2

Material:
Aluminio Anodizado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Instrumentação Interna
Deformação Radial. Sapata

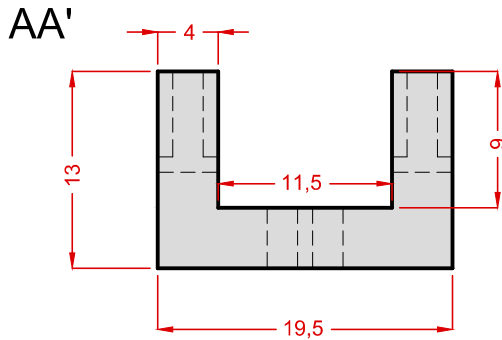
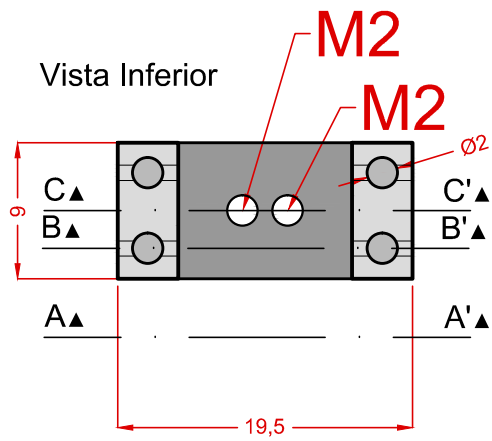
Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

Escala 3/1
[mm]

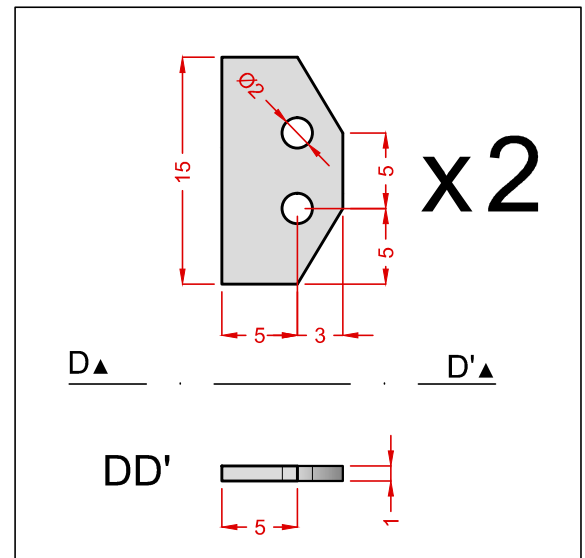
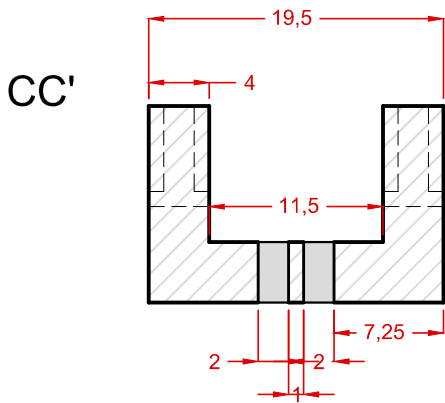
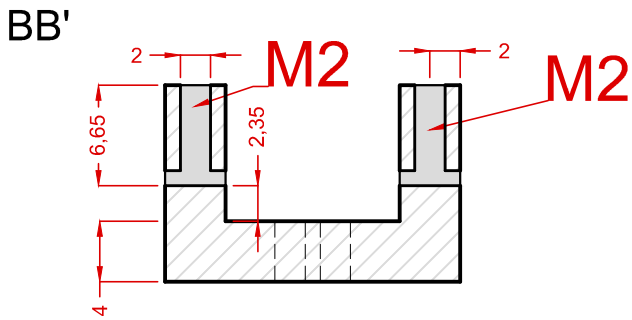
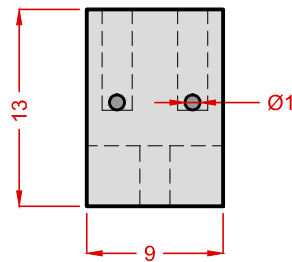
Data
Out/2014

Quantidade: 2
Material: Alumínio

Desenho N.º
2/10



Vista Lateral



Material:
Aluminio Anodizado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Instrumentação Interna
Deformação Radial. Suporte para caixa

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

Escala 2/1
[mm]

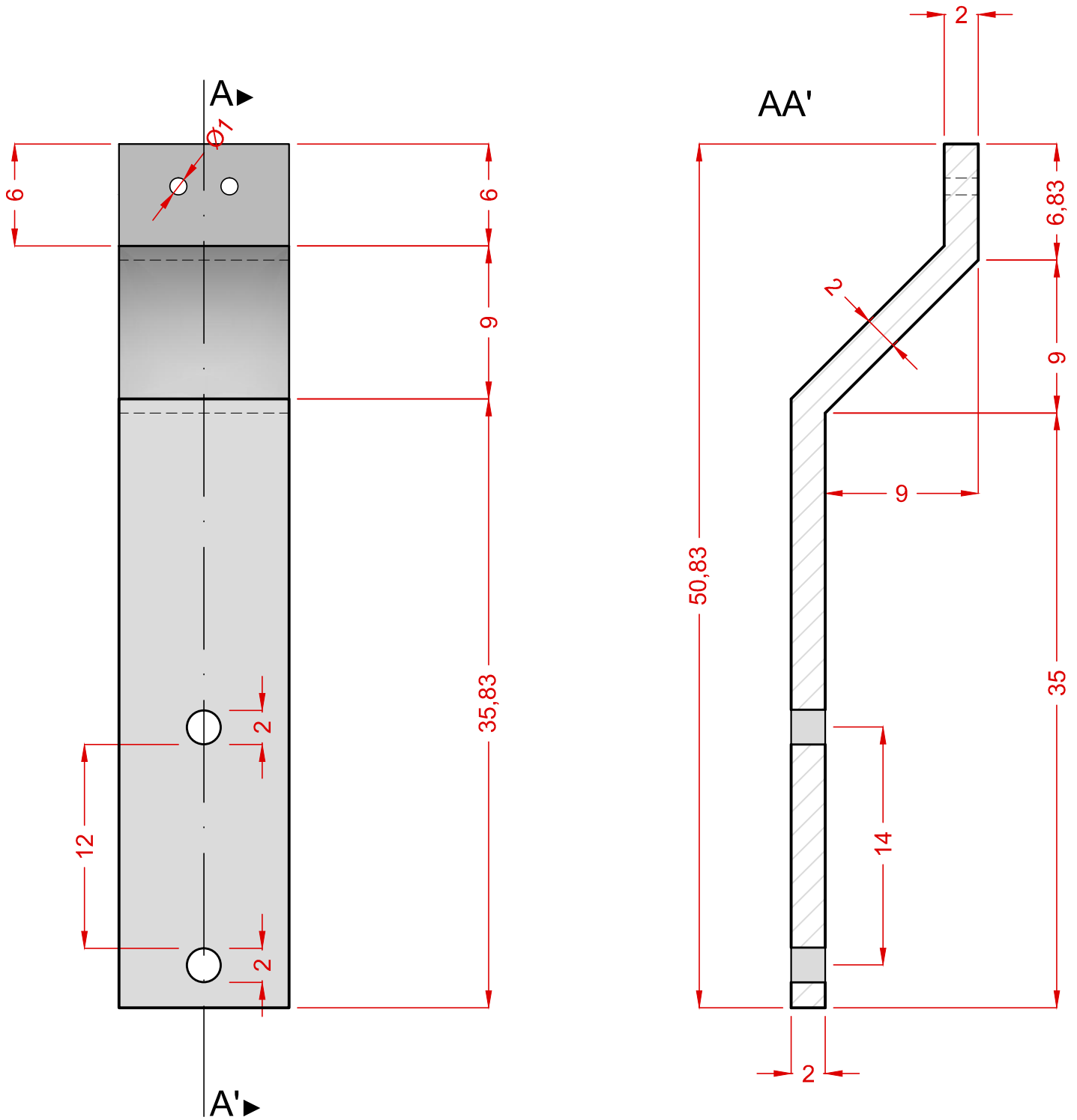
Data
Out/2014

Desenho N.º
3/10

Quantidade: 1

Quantidade: 1

Material: Alumínio



Quantidade: 1

Material:
Aluminio Anodizado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Instrumentação Interna
Deformação Radial. Suporte para imã

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

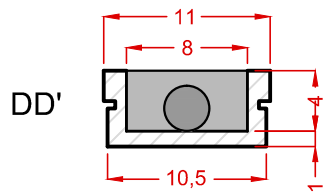
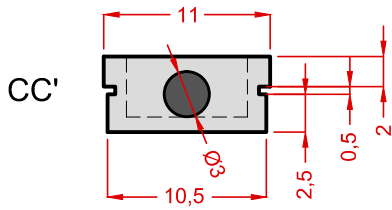
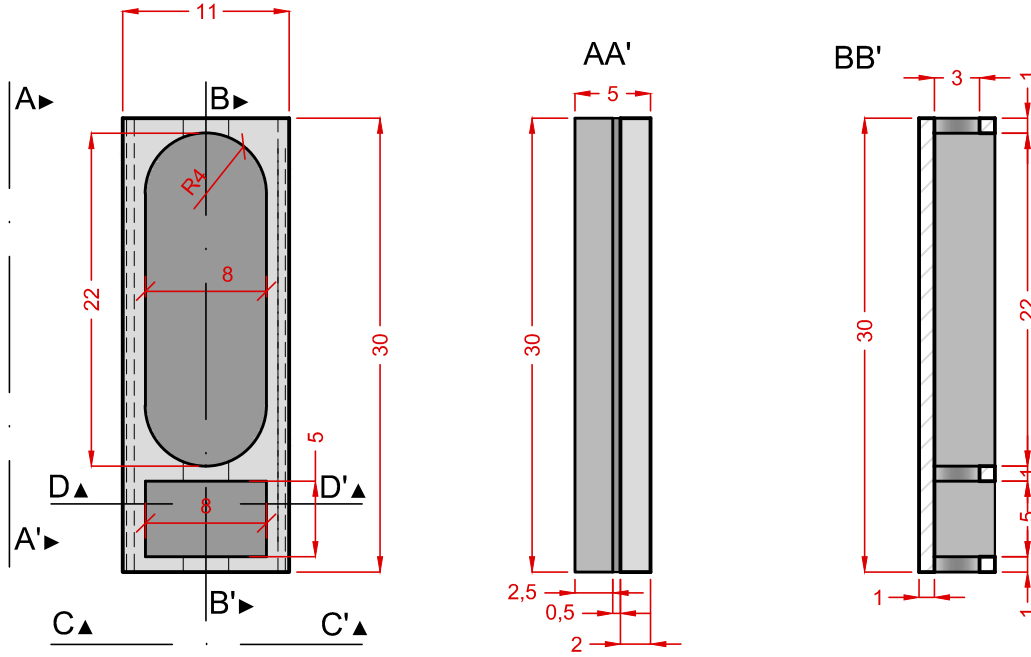
Escala 3/1
[mm]

Data
Out/2014

Quantidade: 1
Material: Alumínio

Desenho N.º
4/10

Vista Superior



Quantidade: 3

Material:
Aluminio Anodizado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS
Instrumentação Interna
Caixão para sensor

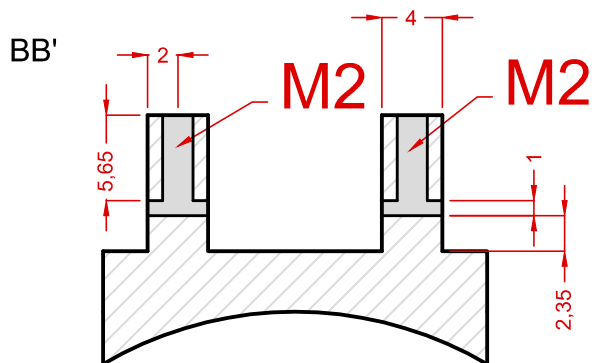
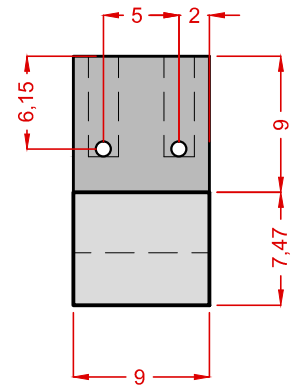
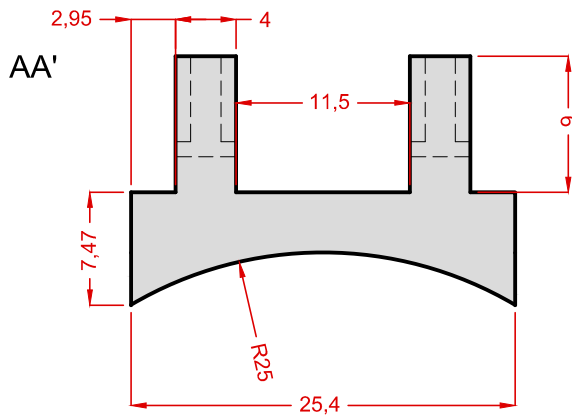
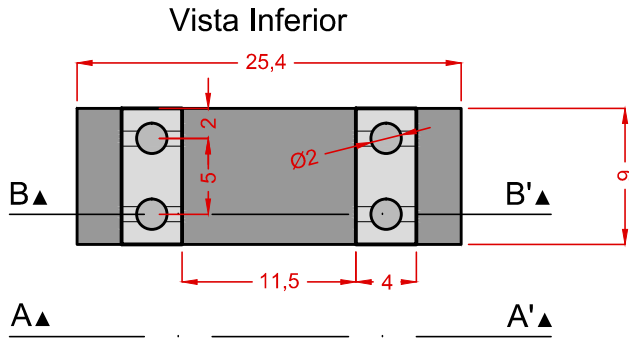
Quantidade: 3
Material: Alumínio

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

Escala 2/1
[mm]

Data
Out/2014

Desenho N.º
5/10



Quantidade: 2

Material:
Aluminio Anodizado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Instrumentação Interna
Deformação Axial. Sapata para caixão

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

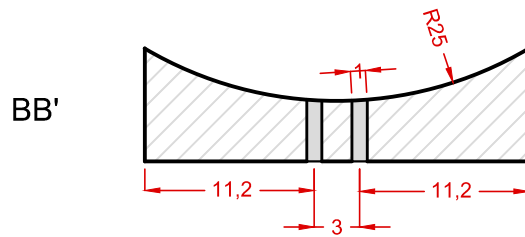
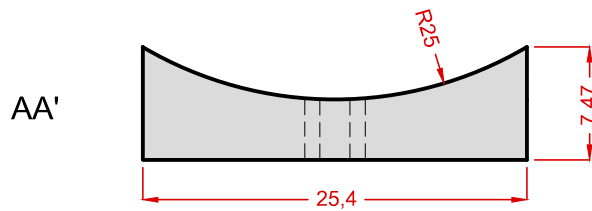
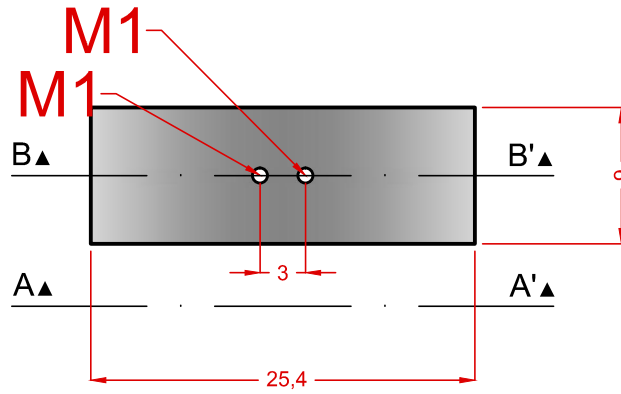
Escala 2/1
[mm]

Data
Out/2014

Quantidade: 2
Material: Alumínio

Desenho N.º
6/10

Vista Superior



Quantidade: 2

Material:
Aluminio Anodizado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Instrumentação Interna

Deformação Axial. Suporte do suporte do imã

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

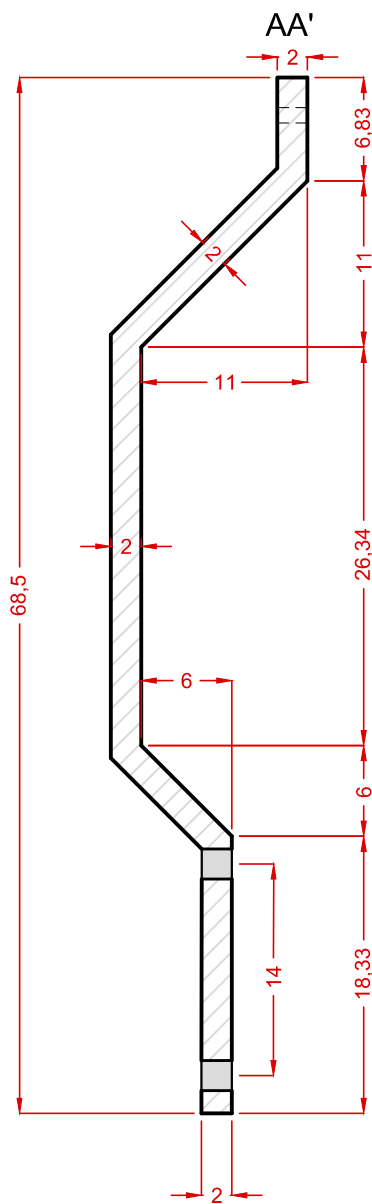
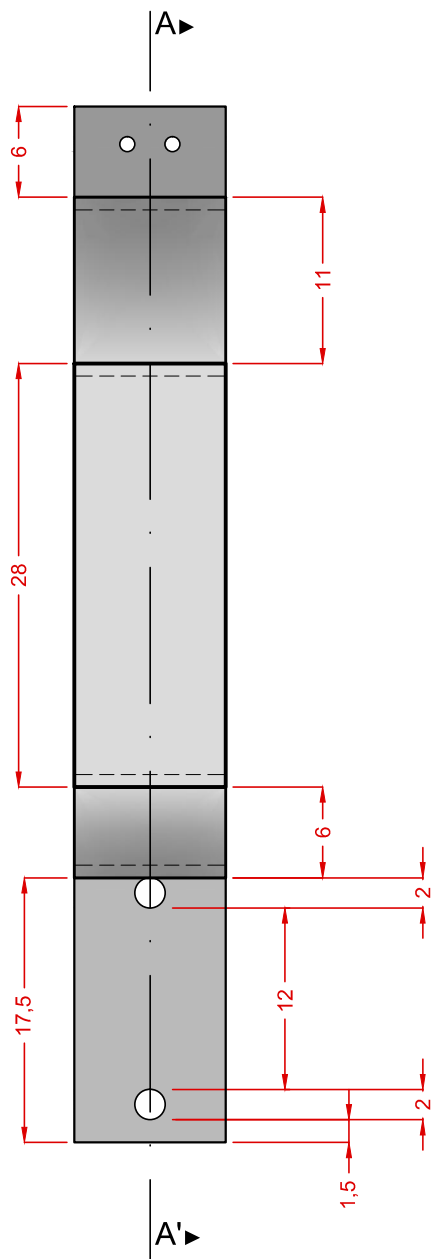
Escala 2/1
[mm]

Data
Out/2014

Quantidade: 2

Material: Alumínio

Desenho N.º
7/10



Quantidade: 2

Material:
Aluminio Anodizado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Instrumentação Interna
Deformação Axial. Suporte do imã

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

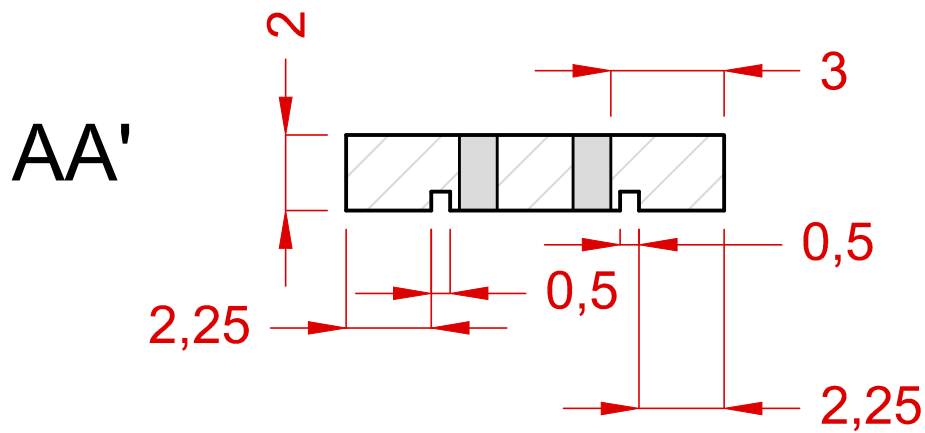
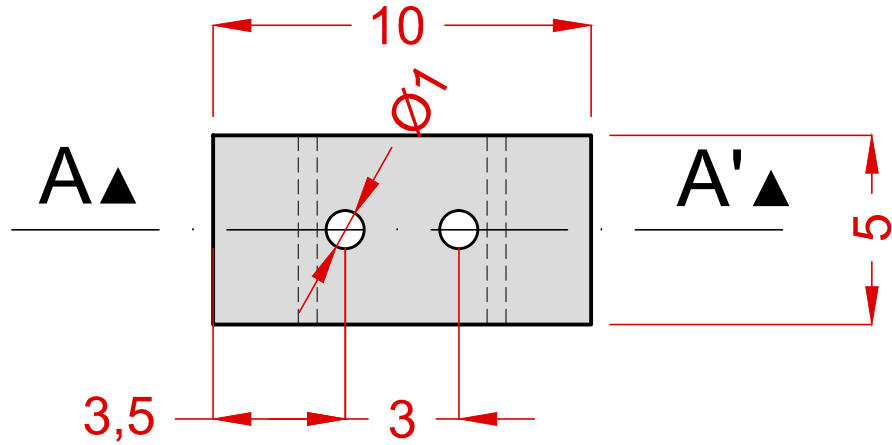
Escala 2/1
[mm]

Data
Out/2014

Quantidade: 2
Material: Alumínio

Desenho N.º
8/10

Vista Superior



Quantidade: 6

Material:
Aluminio Anodizado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Instrumentação Interna
Peça para fixar suporte do imã

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

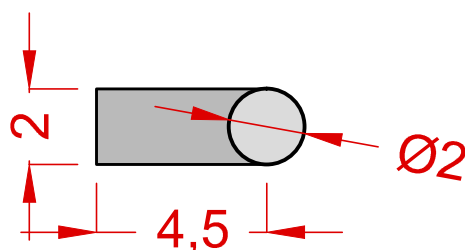
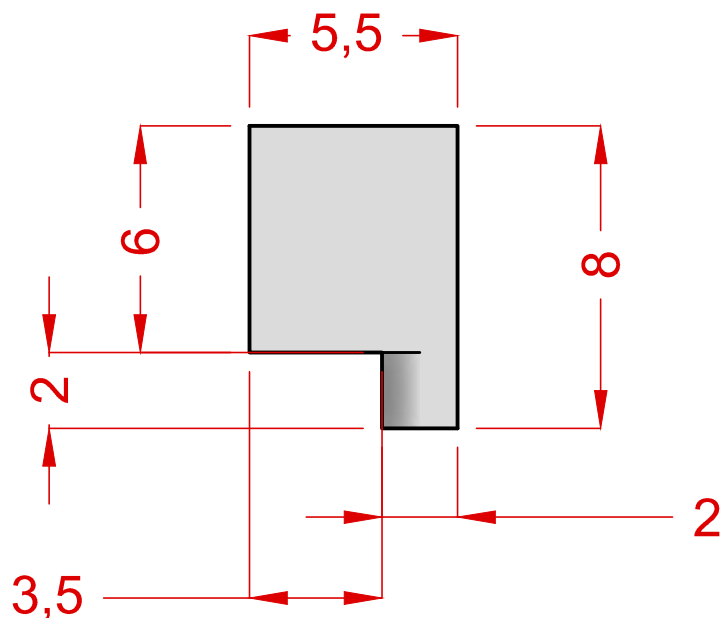
Escala 5/1
[mm]

Data
Out/2014

Quantidade: 6
Material: Alumínio

Desenho N.º
9/10

Vista Lateral



Vista Inferior

Quantidade: 6

Material:
Aço Comum **Magnetizável**

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Instrumentação Interna
Extensômetros do ímã

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

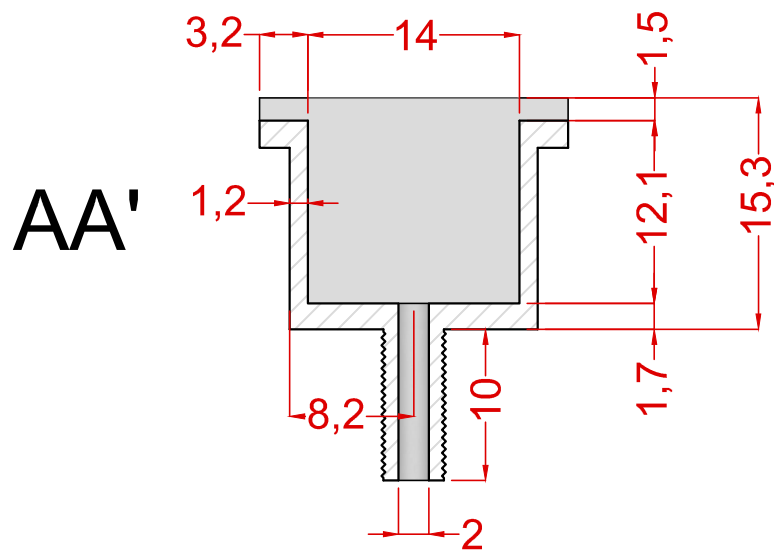
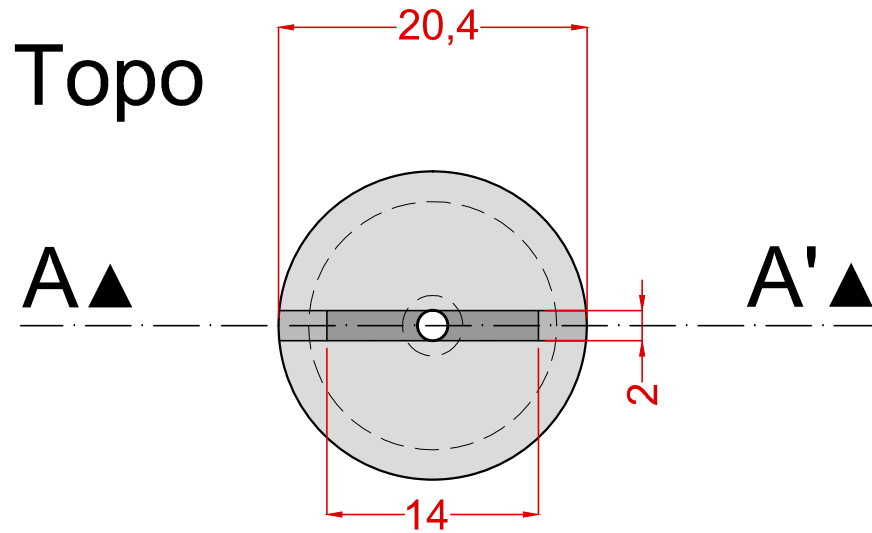
Escala 5/1
[mm]

Data
Out/2014

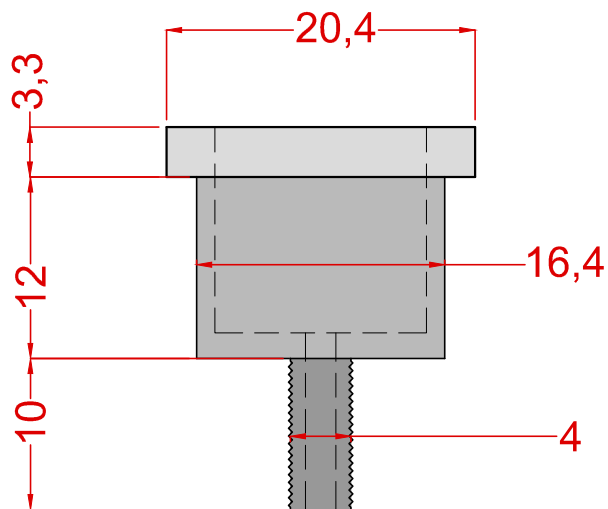
Quantidade: 6

Material: Aço Mag

Desenho N.º
10/10

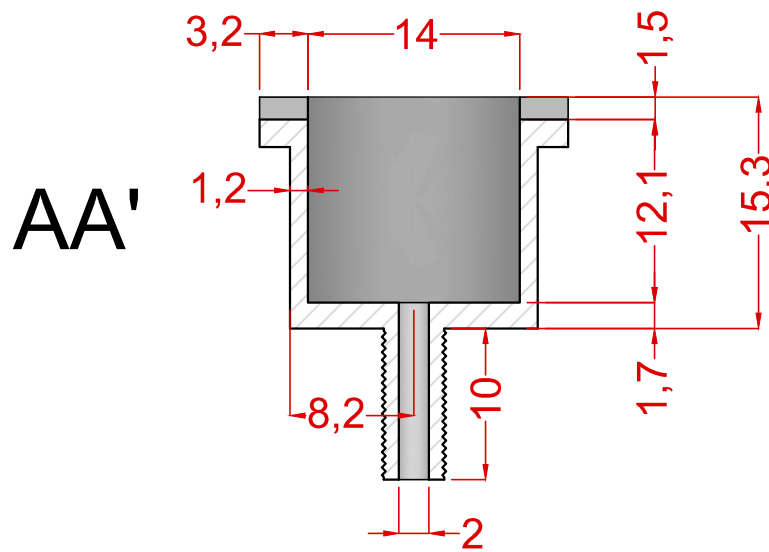
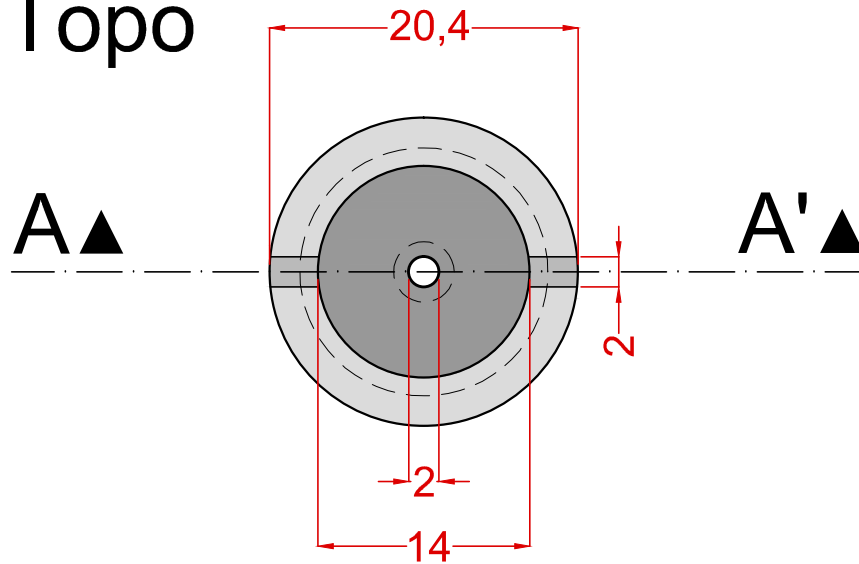


Vista
Lateral

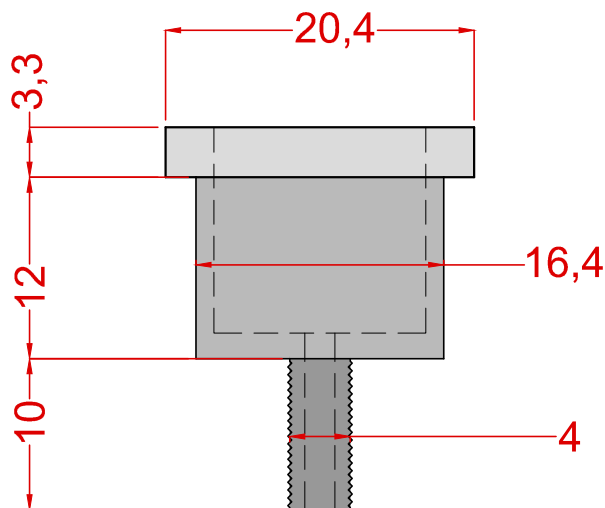


TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Suporte para Bender Element			Material: Aço Inox
Versão 1			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 2/1 [mm]	Data Junho/2015	Desenho N.º 1/1

Topo

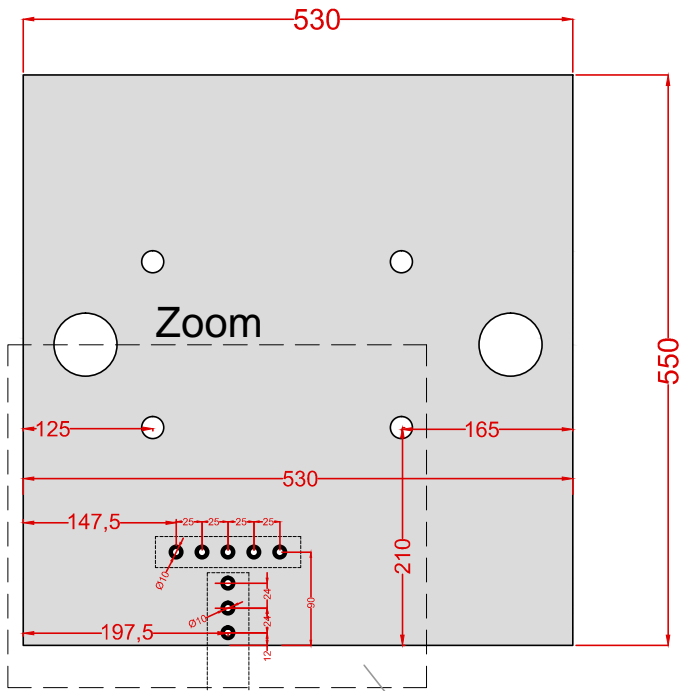


Vista Lateral



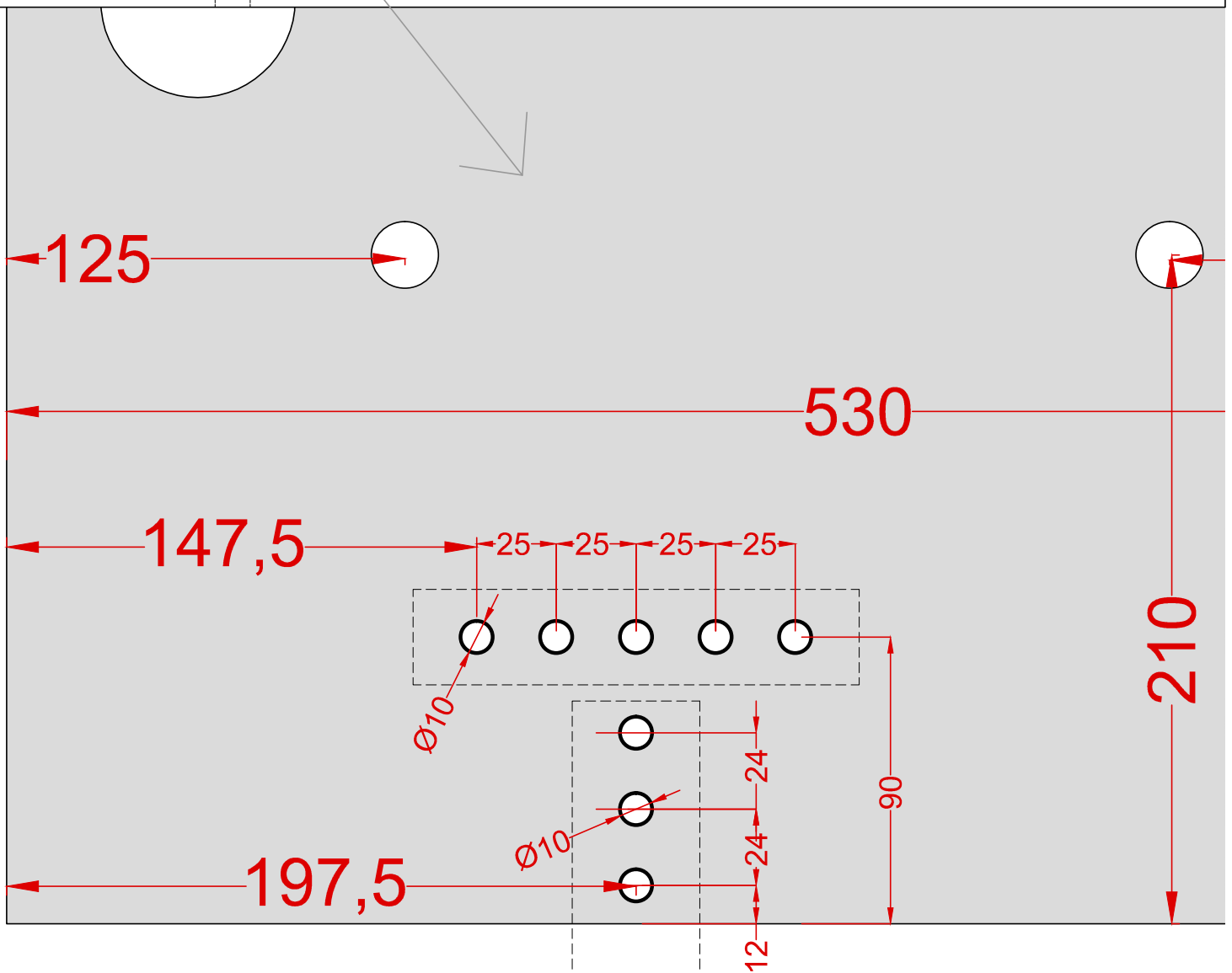
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Suporte para Bender Element			Material: Aço Inox
Versão 2			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 2/1 [mm]	Data Junho/2015	Desenho N.º 1/1

Vista Superior [sem escala]



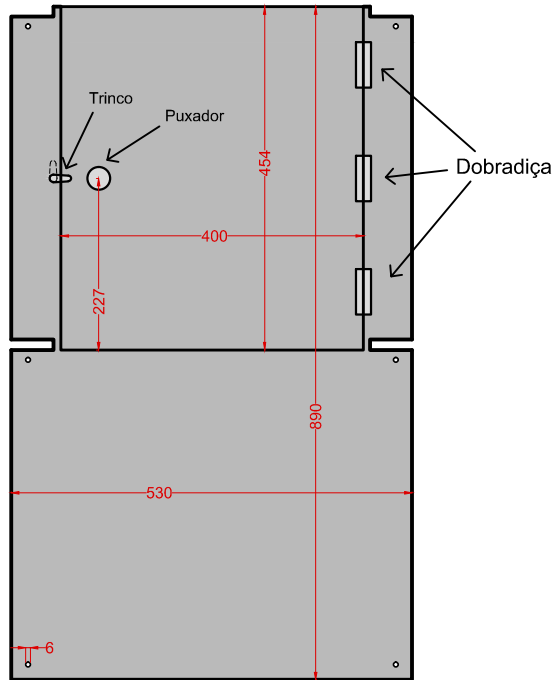
(!) Alteração de Peça (!)

Furação passante na mesa suporte para encaixe do Suporte do Motor do Macaco

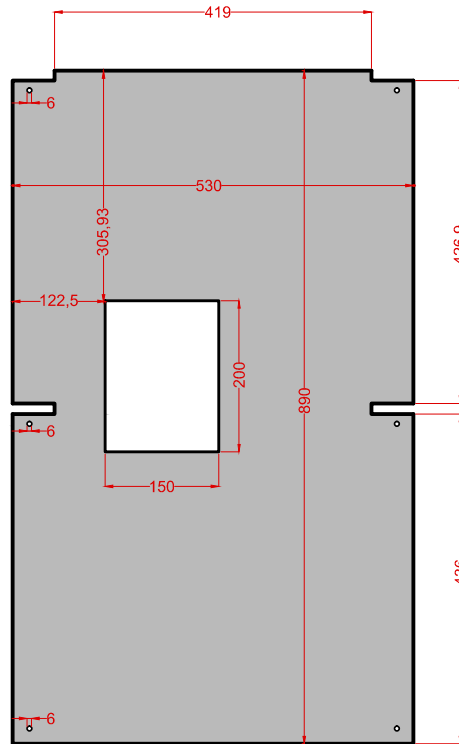


TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Mesa de Suporte			Material: Aço Inox
Furação para o Suporte do Motor do Macaco			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Out/2014	Desenho N.º 1/1

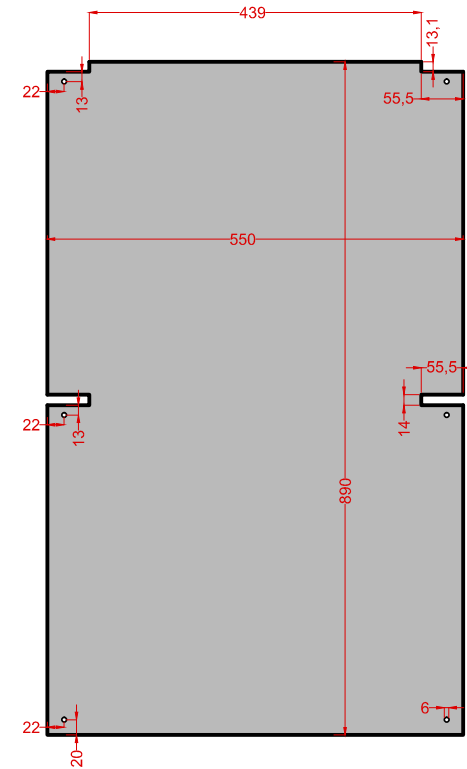
Tampa Frontal do Suporte + Porta



Tampa Traseira do Suporte



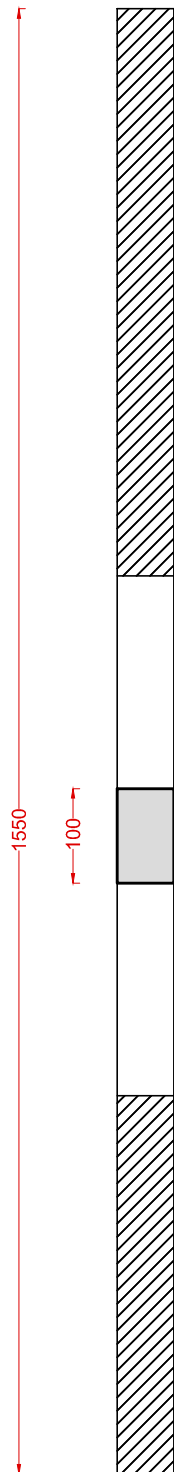
Tampa Lateral do Suporte x 2



Observação:

Verificar os furos/cortes das tampas com os (novos) furos feitos nos prumos!

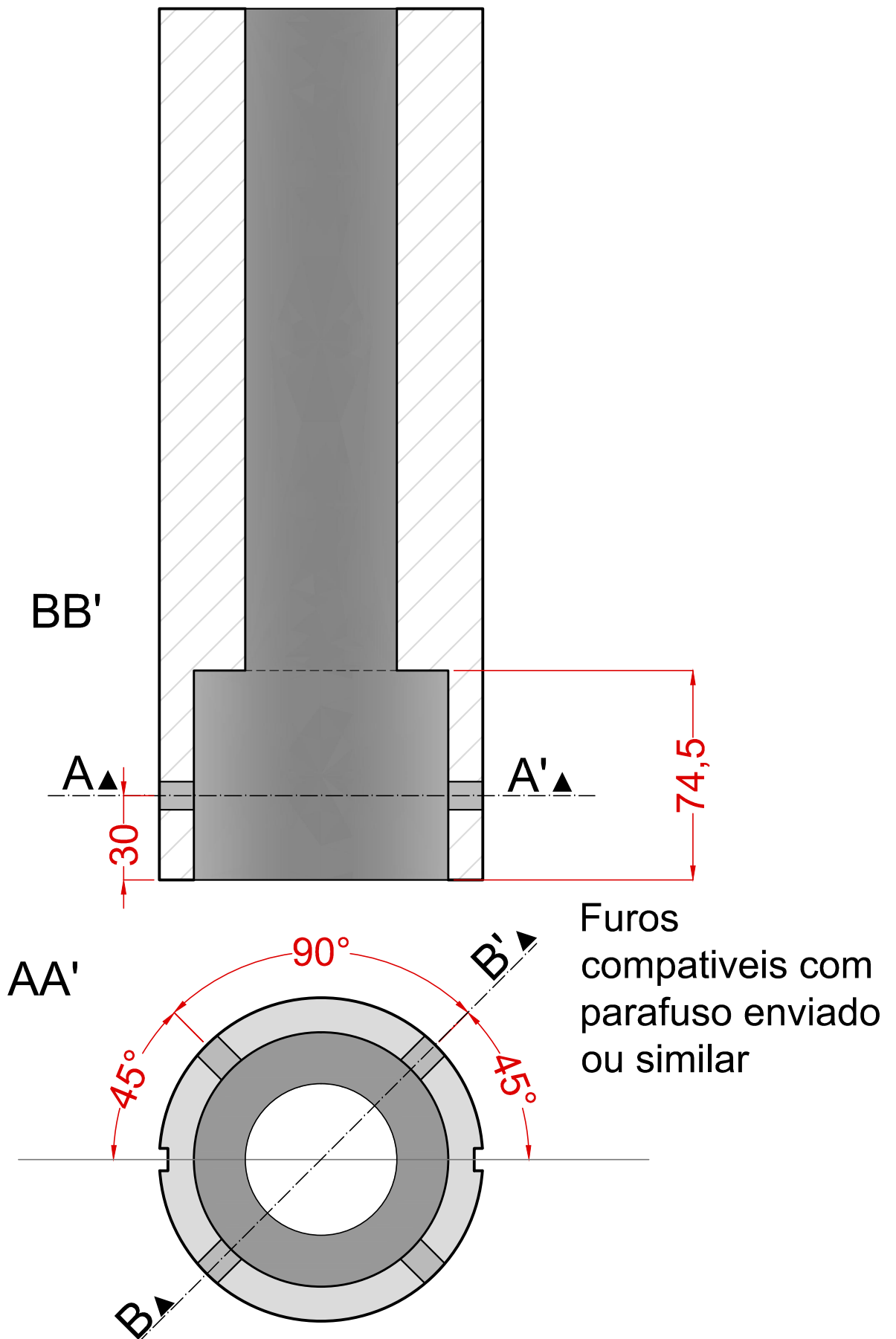
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Mesa Suporte			Material:
Tampas entre os prumos			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/10 [mm]	Data Março/2014	Desenho N.º 2/3



Aumentar
barras
em 100 mm

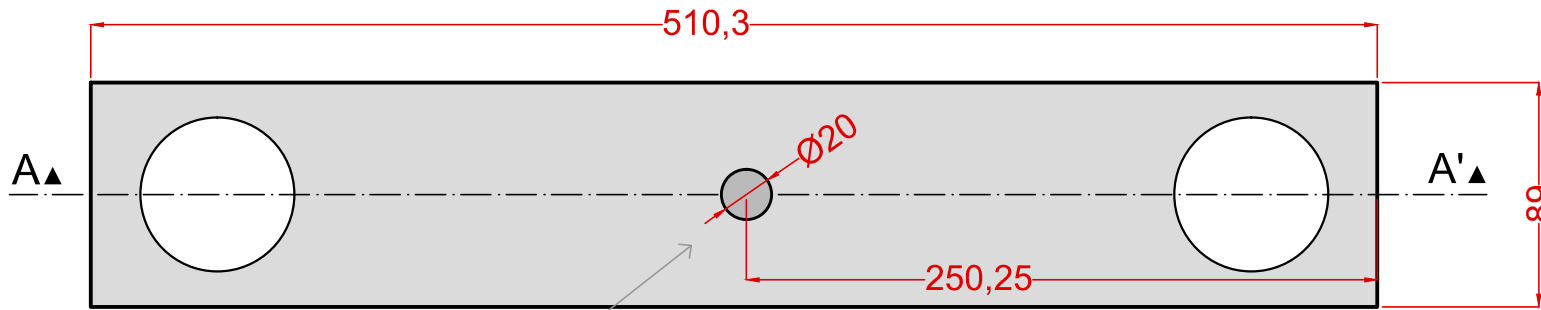
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Mesa de Suporte			Material: Aço Inox
Aumento de barra de suporte para reação			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/8 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 3/3

(!) Alteração de Peça (!)

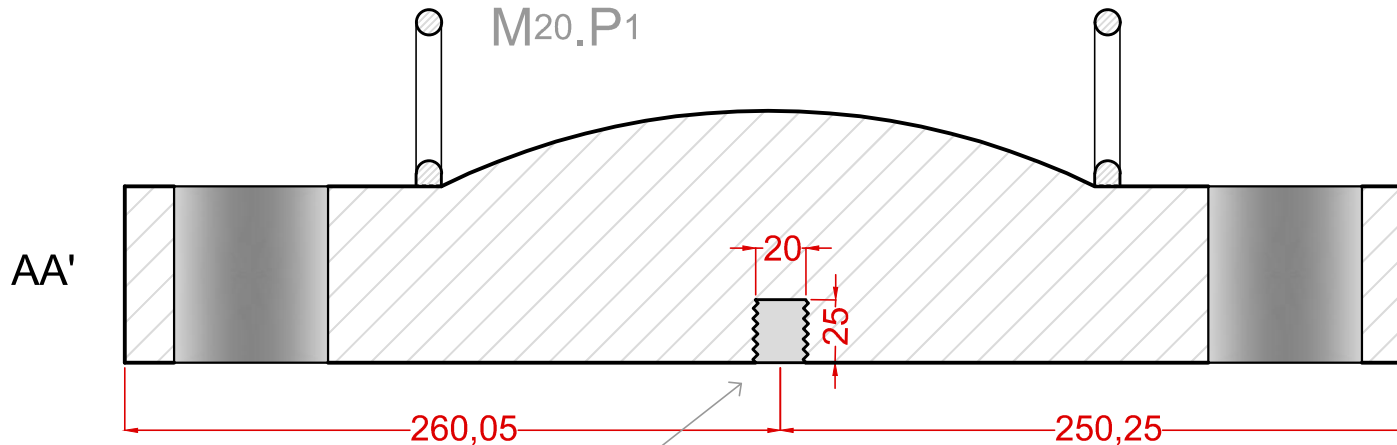


TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Pistão do Macaco			Material:
Alteração furo interno e furos para parafusos			
Projeto: Sérgio Marques sмарques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Março/2015	Desenho N.º 1/1

Vista Inferior



Rosca para Suporte Superior da Celula Carga
M20.P1



Rosca para Suporte Superior da Celula Carga
M20.P1

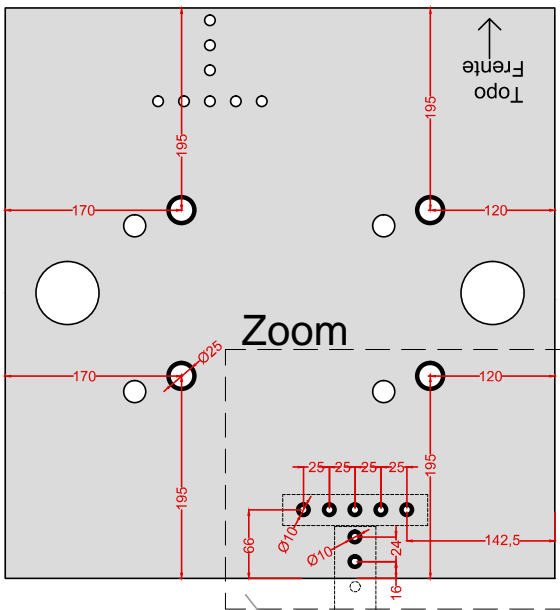
(!) Alteração de Peça (!)

Fazer o novo furo rosqueado sobre o antigo e com as dimensões e distâncias apresentadas em desenho

Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diâmetro
P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Reação Superior			Material: Aço Inox
Nova Furação para encaixe suporte da Cel. Carga			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/3 [mm]	Data Out/2014	Desenho N.º 1/1

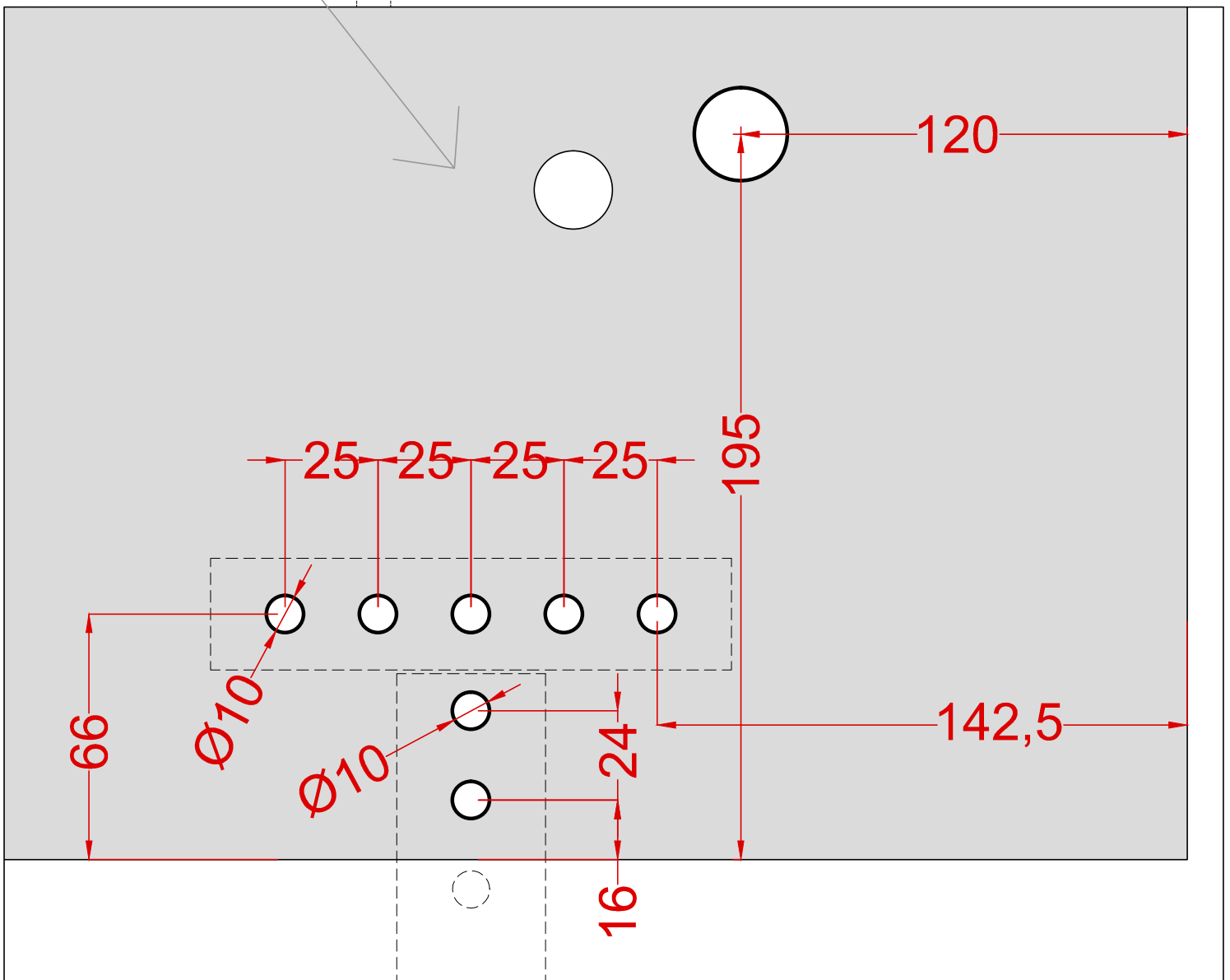
Frente



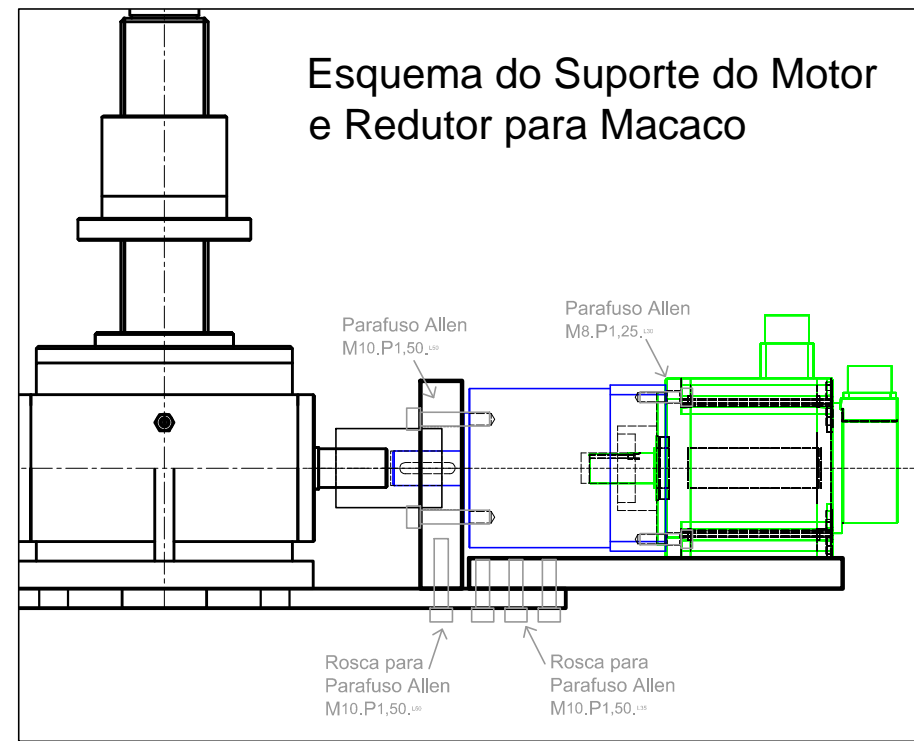
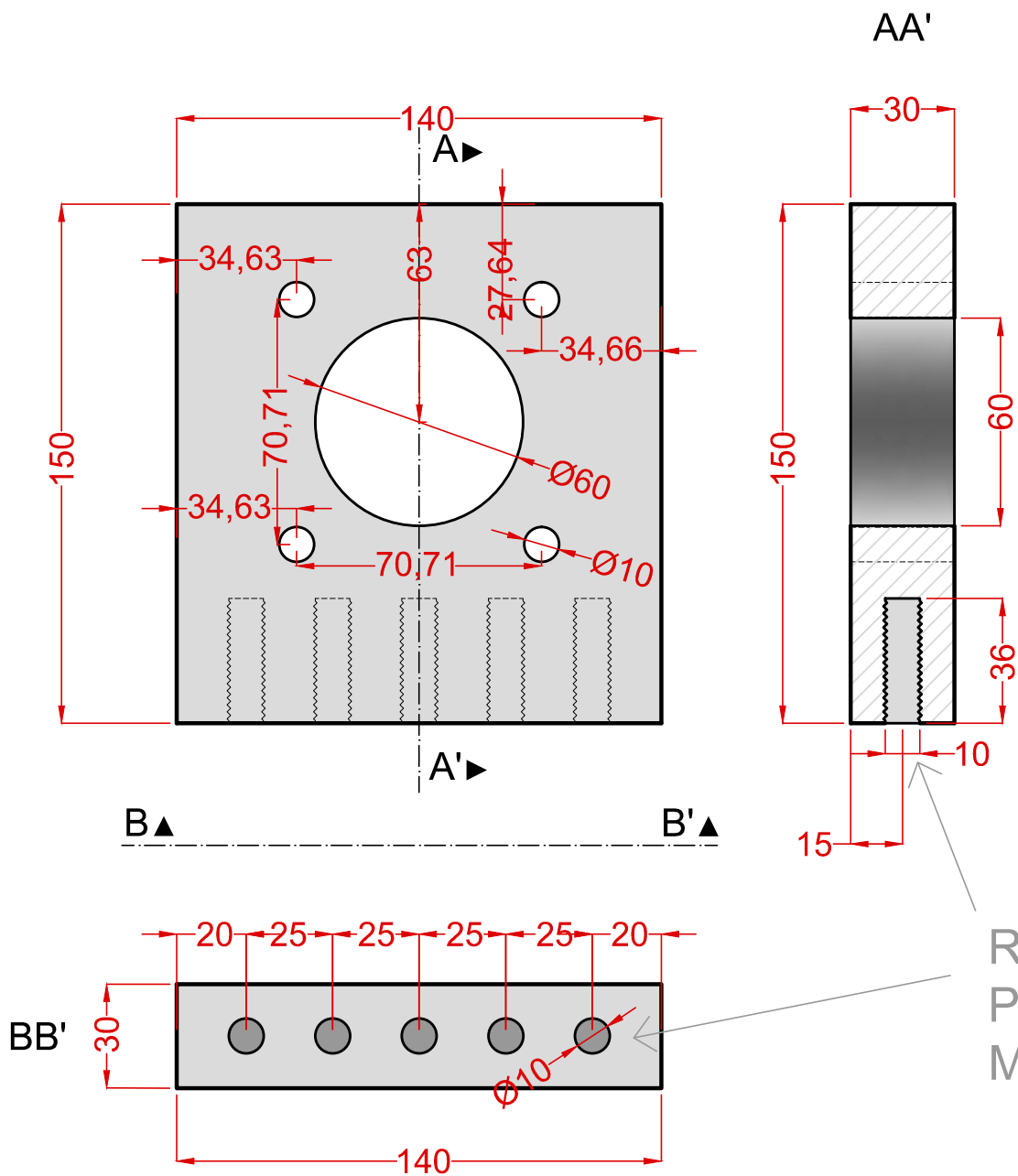
Vista Superior
[sem escala]

(!) Alteração de Peça (!)

Furação passante na mesa suporte para encaixe do Suporte do Motor do Macaco



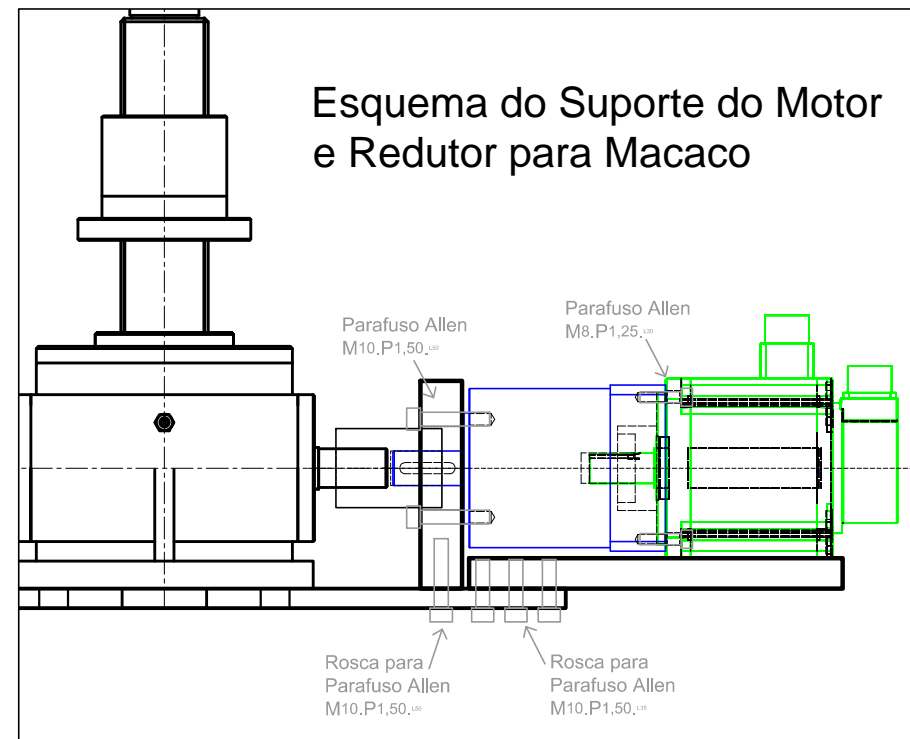
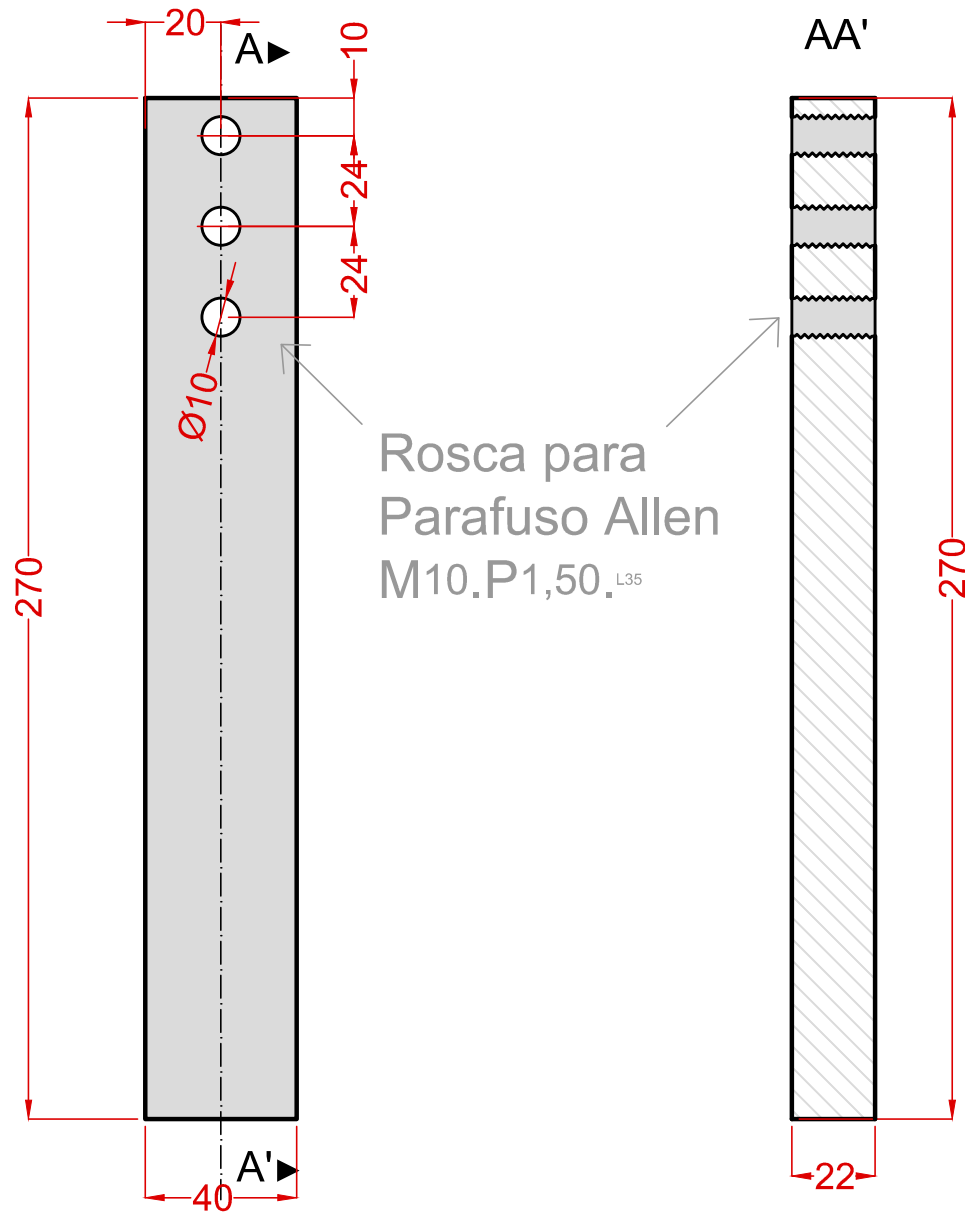
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Mesa de Suporte			Material: Aço Inox
Zoom - Furação para o Suporte do Motor do Macaco			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Sem Escala	Data Março/2015	Desenho N.º 1/2



Rosca para Parafuso Allen M10.P1,50_{L50}

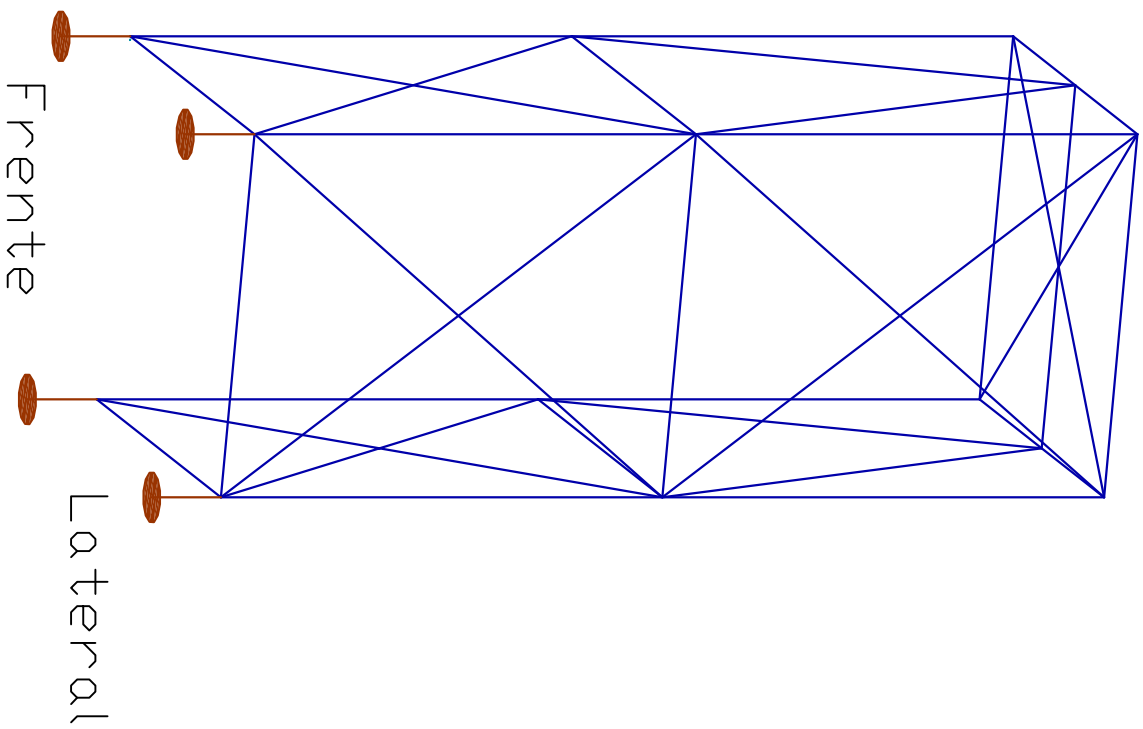
Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Suporte para Redutor+Motor para Macaco			Material: Aço Inox
Suporte Vertical do Redutor			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Out/2014	Desenho N.º 1/2



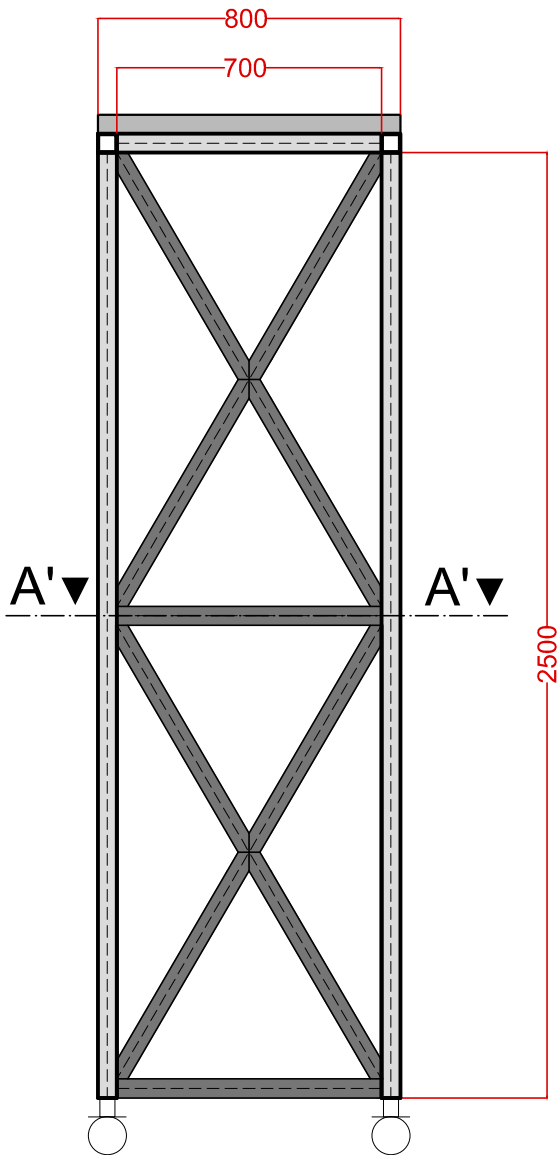
Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Suporte para Redutor+Motor para Macaco			Material: Aço Inox
Suporte Horizontal do Redutor+Motor			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Out/2014	Desenho N.º 2/2

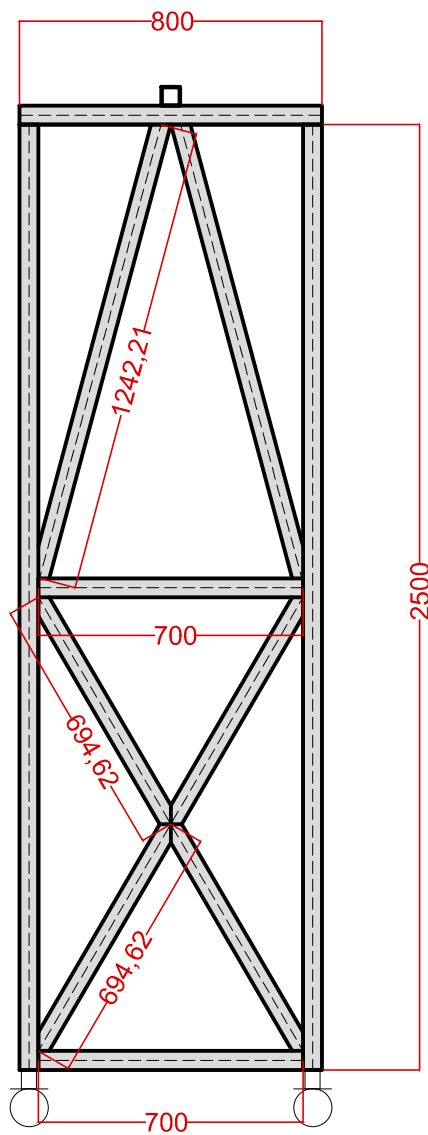


TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS		Quantidade: 1
Suporte para Guincho		Material: Aço
Desenho 3D		Desenho N.º 1/2
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Sem Escala	Data: Agosto/2014

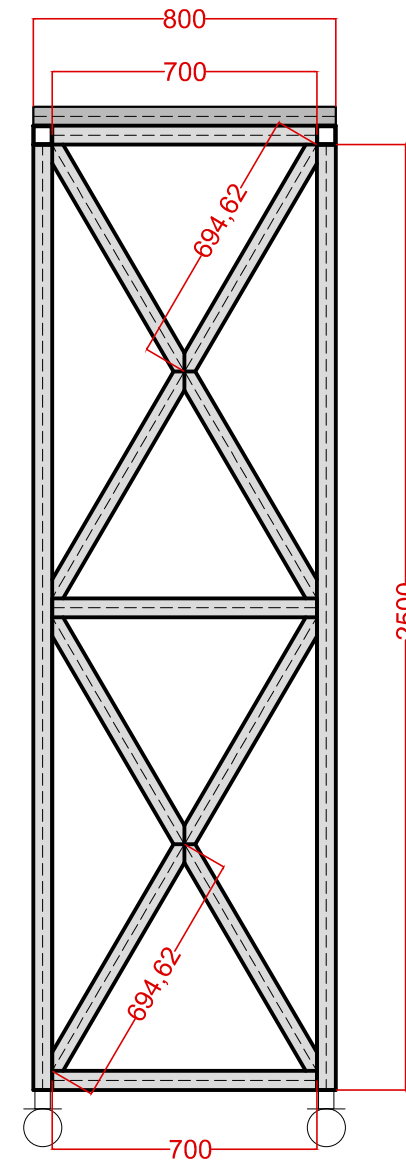
Frente



Laterais



Traseira



TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

Suporte para guincho

Vistas

Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

Escala [mm]
1/20

Data
Fev/2015

Quantidade: 1

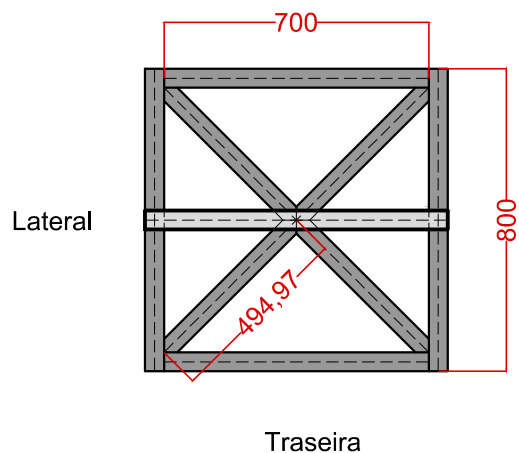
Material: Aço

Desenho N.º
1/2

NOTA: Encaixe para 4 rodízios giratórios na base

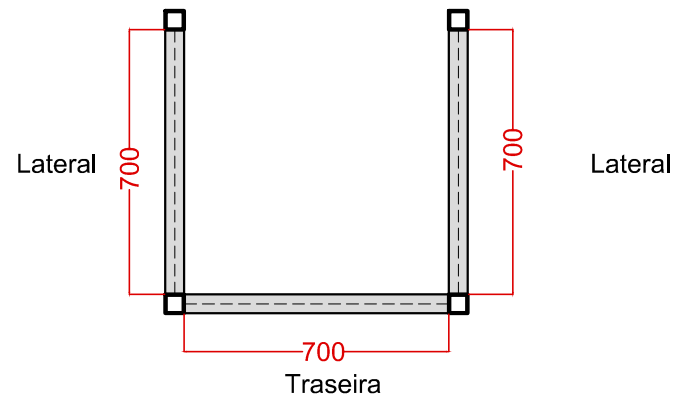
Topo

Frente

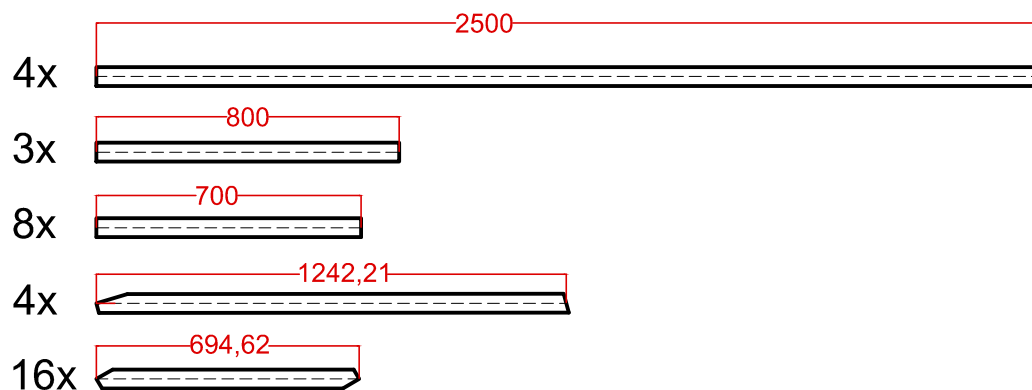


Corte AA'

Frente



Cortes dos Perfis (Estimativa)

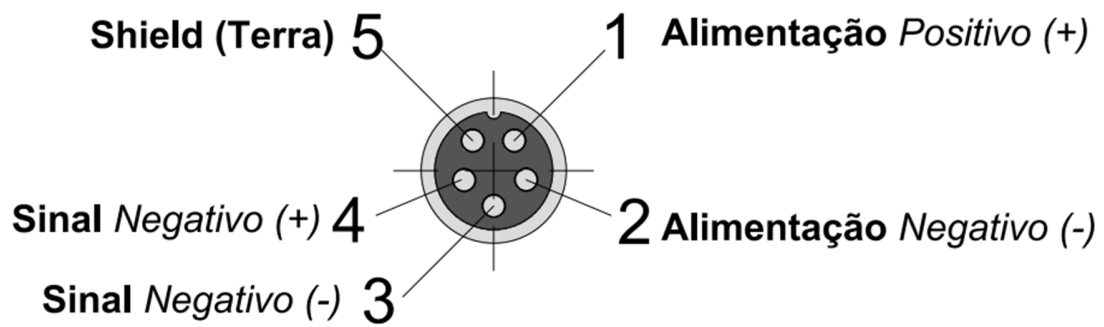
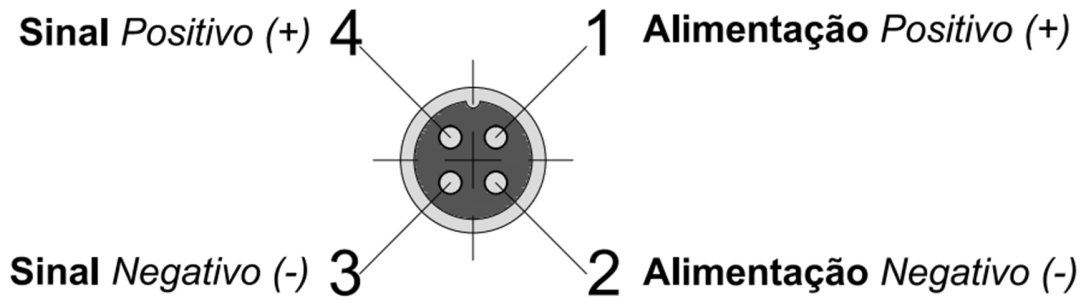


TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 1
Suporte para guincho			Material: Aço
Topo e Cortes			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala [mm] 1/20	Data Fev/2015	Desenho N.º 2/2

NOTA: Encaixe para 4 rodízios giratórios na **base**

A.2

LIGAÇÕES
ELETRÔNICAS NO
EQUIPAMENTO
TRIAxIAL



		Aquisição/Fonte Energia		Interface	Equipamento/Instrumentação		
Equipamento / Instrumento	Canal Placa	Porta Placa/Fonte	Cor Cabo	Pino do Conetor	Cor Cabo	Pino/Cabo Equip.	Tipo Ligação Equip.
Transdutor Pressão - Confinante	Analog INput 0	+ 24 V	Vermelho	1	Vermelho		+ 24 V
		- 24 V	Preto	2	(Ponte - Pino 4 - Resistencia 470 Ω) e (Ponte - Pino 3 - Fio)		
		5 (Sinal -)	Branco	3	(Ponte - Pino 2 - Fio) e (Ponte - Pino 4 - Capacitor 104)		
		4 (Sinal +)	Azul	4	Branco	Sinal +	
Transdutor Pressão - Contrapressão (Base)	Analog INput 1	+ 24 V	Vermelho	1	Vermelho		+ 24 V
		- 24 V	Preto	2	(Ponte - Pino 4 - Resistencia 470 Ω) e (Ponte - Pino 3 - Fio)		
		7 (Sinal -)	Branco	3	(Ponte - Pino 2 - Fio) e (Ponte - Pino 4 - Capacitor 104)		
		6 (Sinal +)	Azul	4	Branco	Sinal +	
Transdutor Pressão - Contrapressão (Topo)	Analog INput 2	+ 24 V	Vermelho	1	Vermelho	1	+ 24 V
		- 24 V	Preto	2	Preto	2	- 24 V
		3 (Sinal -)	Branco	3	Branco	2	GND
		2 (Sinal +)	Azul	4	Azul	3	Sinal +
				-	Branco	Terra (Ponte - Pino 2 - Fio)	
Celula de Carga	Analog INput 3	+ 24 V Vermelho (7)	EXCI (4) Vermelho	1	Azul+Verde		+ 5 V
		- 24 V Preto (10)	AGND (6) Preto	2	Preto+Cinza		- 5 V
		9 (Sinal -) Branco (11)	INPUT + (1) Azul	3	Branco		Sinal +
		8 (Sinal +) Azul (8)	INPUT - (2) Branco	4	Vermelho		Sinal -
		-	FGND (3) Laranja	5	Fio Aço		Shield (terra)
Transdutor Linear - Deformação Axial Externa	Analog INput 4	+ 10 V	Vermelho	1	Vermelho	3	+ 10 V
		- 10 V	Preto	2	Preto	1	- 10 V
		11 (Sinal -)	Branco	3	Branco	1	GND
		10 (Sinal +)	Azul	4	Azul	2	Sinal +
				-	Branco	Terra (Ponte - Pino 1 - Fio)	

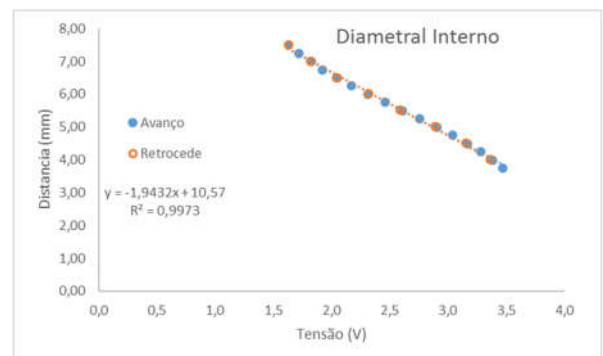
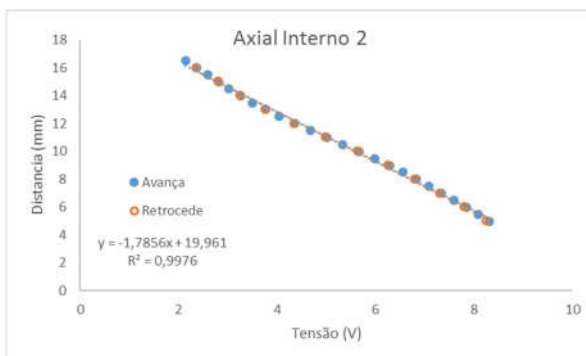
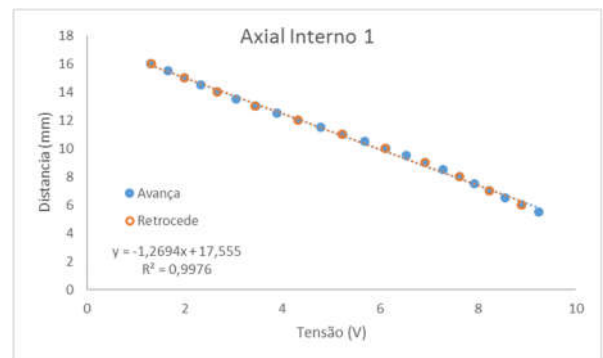
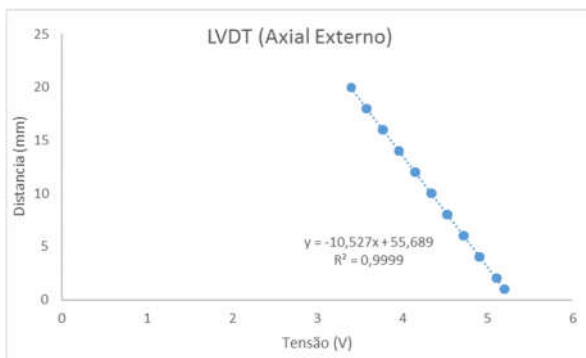
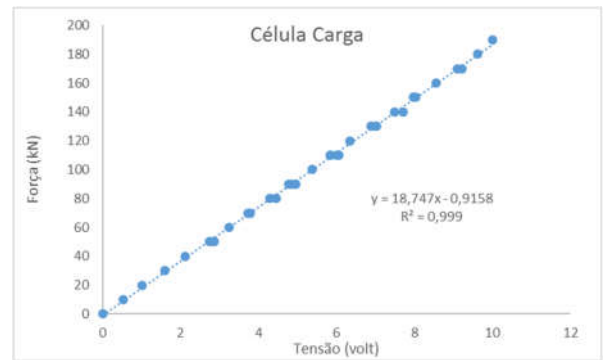
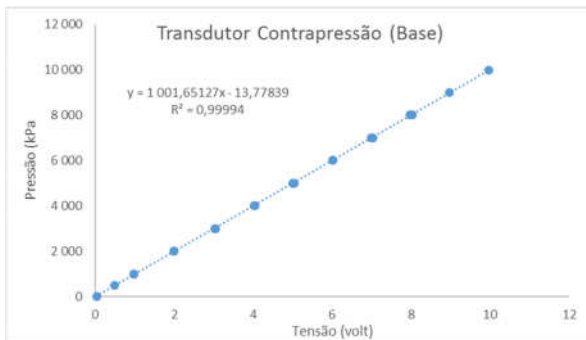
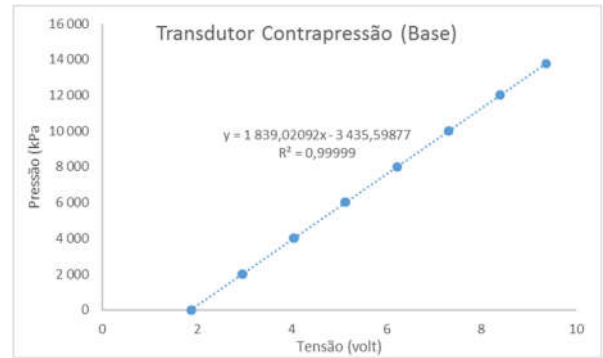
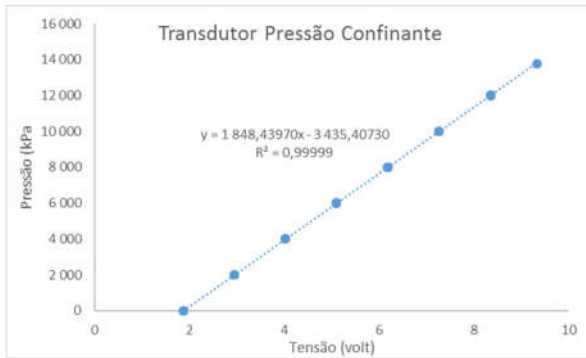
		Aquisição/Fonte Energia		Interface	Equipamento/Instrumentação		
Equipamento / Instrumento	Canal Placa	Porta Placa/Fonte	Cor Cabo	Pino do Conetor	Cor Cabo	Pino/Cabo Equip.	Tipo Ligação Equip.
Axial Interno 1	Analog INput 5	+ 10 V	Vermelho	1	Vermelho	+	+ 10 V
		- 10 V	Preto	2	Preto	-	- 10 V
		13 (Sinal -)	Branco	3	Branco	Sinal - (Ponte - Pino 2 - Fio)	
		12 (Sinal +)	Azul	4	Azul	0	Sinal +
Axial Interno 2	Analog INput 6	+ 10 V	Vermelho	1	Vermelho	+	+ 10 V
		- 10 V	Preto	2	Preto	-	- 10 V
		15 (Sinal -)	Branco	3	Branco	Sinal - (Ponte - Pino 2 - Fio)	
		14 (Sinal +)	Azul	4	Azul	0	Sinal +
Diametral Interno	Analog INput 7	+ 10 V	Vermelho	1	Vermelho	+	+ 10 V
		- 10 V	Preto	2	Preto	-	- 10 V
		17 (Sinal -)	Branco	3	Branco	Sinal - (Ponte - Pino 2 - Fio)	
		16 (Sinal +)	Azul	4	Azul	0	Sinal +
Limitador GDS Confiante	Digital IN 0			1			
				2			
		96 (GND)	Branco	3	Branco	COM	
		85 (Digital 0)	Laranja	4	Laranja	NC	
Limitador GDS Contrapressão Base	Digital IN 1			1			
				2			
		96 (GND)	Branco	3	Branco	COM	
		86 (Digital 1)	Laranja	4	Laranja	NC	
Limitador Macaco	Digital IN 3			1			
				2			
		96 (GND)	Branco	3	Branco	COM	
		88 (Digital 3)	Laranja	4	Vermelho	NC	

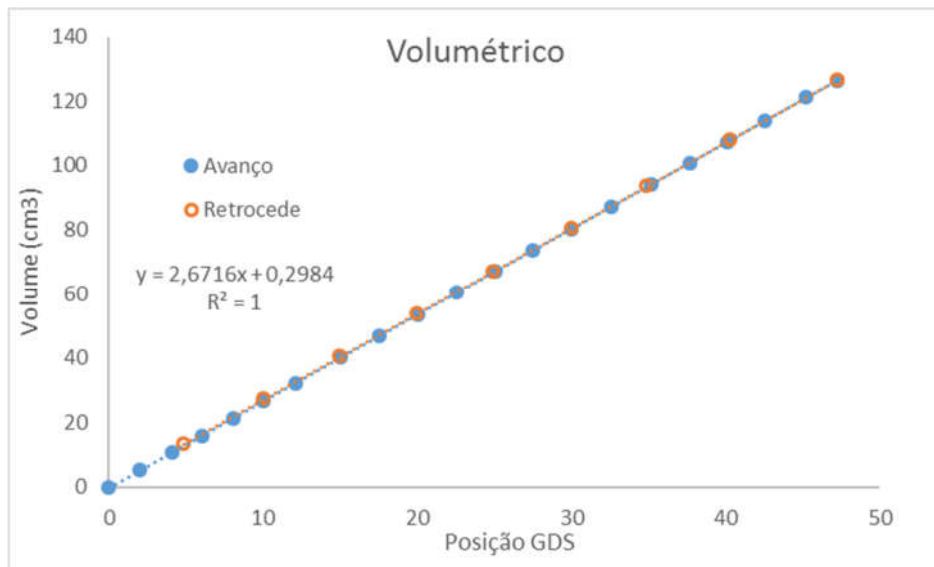
		Aquisição/Fonte Energia		Interface	Equipamento/Instrumentação		
Equipamento / Instrumento	Canal Placa	Porta Placa/Fonte	Cor Cabo	Pino do Conetor	Cor Cabo	Pino/Cabo Equip.	Tipo Ligação Equip.
GDS Confinante	Analog OUTput 0			1			
				2			
		37 (GND)	Branco	3	Branco	19 (GND)	Sinal -
		36 (Sinal +)	Azul	4	Azul	20 (V-REF)	Sinal +
GDS Contrapressão Base	Analog OUTput 1			1			
				2			
		37 (GND)	Branco	3	Branco	19 (GND)	Sinal -
		38 (Sinal +)	Azul	4	Azul	20 (V-REF)	Sinal +
Servo Macaco	Counter 1 + Digital OUT 6 + Digital OUT 7	91 (Digital 6)	Vermelho	1	Vermelho	39 (SIGN)	Sentido +
		96 (GND)	Preto	2	Preto	37 (\SIGN)	Sentido -
		96 (GND)	Branco	3	Branco	41 (\PULSE)	Sinal -
		95 (CTR1 OUT)	Azul	4	Azul	43 (PULSE)	Sinal +
		94 (CTR1 GATE)	Laranja (ponte entre eles)	-			
		92 (Digital 7)		-			

Portas 1-50						Portas 51-100		
Porta	Canal	Equip.	Porta	Canal	Equip.	Porta	Canal	Equip.
1	GND					50 (100)	GND	
2	Analog IN 0 (+)	TP Conf. (+)				49 (99)	CTR 2 OUT	
3	Analog IN 0 (-)	TP Conf. (-)	50	GND		48 (98)	CTR 2 GATE	
4	Analog IN 1 (+)	TP CP Base (+)	49	Aux IN 5		47 (97)	CTR 2 CLK	
5	Analog IN 1 (-)	TP CP Base (-)	48	Aux IN 4		46 (96)	GND	
6	Analog IN 2 (+)	TP CP Topo (+)	47	Aux IN 3		45 (95)	CTR 1 OUT	Macaco
7	Analog IN 2 (-)	TP CP Topo (-)	46	Aux IN 2		44 (94)	CTR 1 GATE	on/off Macaco (92)
8	Analog IN 3 (+)	Cel. Carga (+)	45	Aux IN 1		43 (93)	CTR 1 CLK	
9	Analog IN 3 (-)	Cel. Carga (-)	44	D/A Extref		42 (92)	Digital 7	on/off Macaco (94)
10	Analog IN 4 (+)	LVDT Extr. (+)	43	Aux IN 0		41 (91)	Digital 6	Direção Macaco
11	Analog IN 4 (-)	LVDT Extr. (-)	42	Aux OUT 2		40 (90)	Digital 5	
12	Analog IN 5 (+)	Axial 1 (+)	41	Aux OUT 1		39 (89)	Digital 4	
13	Analog IN 5 (-)	Axial 1 (-)	40	Aux OUT 0		38 (88)	Digital 3	
14	Analog IN 6 (+)	Axial 2 (+)	39	+ 5 V		37 (87)	Digital 2	Limite Macaco
15	Analog IN 6 (-)	Axial 2 (-)	38	Analog OUT 1	GDS CP. (+)	36 (86)	Digital 1	Limite GDS CP
16	Analog IN 7 (+)	Diametral (+)	37	GND	GDS (-)	35 (85)	Digital 0	Limite GDS Conf.
17	Analog IN 7 (-)	Diametral (-)	36	Analog OUT 0	GDS Conf. (+)	Nota: As portas não apresentadas não tem função na placa. GND =Ground		
18	GND		35	AISENSE				

A.3

GRÁFICOS DE
CALIBRAÇÃO DA
INSTRUMENTAÇÃO





APÊNDICE B

RESULTADOS DOS
ENSAIOS DE
RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO SIMPLES E
DE RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO
DIAMETRAL

Ensaio RCS para 3 dias Cura

e	% Ci	e _{moldagem}	η (%)	C _{iv} (%)	η/C _{iv}	q _u (kPa)
0,64	1	0,68	40,43	0,50	81,3	108,9
0,64	1	0,67	40,08	0,50	80,2	110,7
0,64	1	0,68	40,40	0,50	81,3	113,6
0,64	2	0,66	39,62	1,00	39,7	195,1
0,64	2	0,68	40,31	0,99	40,8	220,0
0,64	2	0,66	39,85	1,00	40,0	224,1
0,64	3	0,65	39,45	1,49	26,5	382,4
0,64	3	0,63	38,50	1,51	25,4	388,5
0,64	3	0,66	39,79	1,48	26,8	399,3
0,64	5	0,66	39,68	2,43	16,3	588,7
0,64	5	0,67	40,23	2,41	16,7	629,6
0,64	5	0,67	40,21	2,41	16,7	702,1
0,64	7	0,64	39,20	3,38	11,6	820,8
0,64	7	0,66	39,79	3,35	11,9	1070,9
0,64	7	0,67	40,14	3,33	12,1	1097,8
0,64	9	0,64	39,01	4,29	9,1	1520,4
0,64	9	0,66	39,70	4,24	9,4	1554,4
0,64	9	0,66	39,93	4,23	9,4	1572,3
0,64	12	0,67	39,96	5,51	7,3	2093,8
0,64	12	0,66	39,76	5,52	7,2	2098,6
0,64	12	0,67	40,18	5,49	7,3	2132,5
0,70	1	0,70	41,17	0,49	83,9	110,3
0,70	1	0,70	41,04	0,49	83,4	114,3
0,70	1	0,69	40,88	0,49	82,9	132,1
0,70	2	0,73	42,11	0,96	44,0	157,0
0,70	2	0,71	41,53	0,97	42,9	159,3
0,70	2	0,69	40,86	0,98	41,8	161,3
0,70	3	0,70	41,11	1,45	28,4	278,4
0,70	3	0,72	41,69	1,44	29,0	283,0
0,70	3	0,69	40,99	1,45	28,2	299,9
0,70	5	0,71	41,40	2,37	17,5	425,4
0,70	5	0,76	43,22	2,29	18,9	488,4
0,70	5	0,73	42,20	2,33	18,1	497,9
0,70	7	0,73	42,23	3,21	13,1	791,4
0,70	7	0,76	43,10	3,16	13,6	874,6
0,70	7	0,70	41,02	3,28	12,5	920,6
0,70	9	0,72	41,74	4,10	10,2	1149,9
0,70	9	0,70	41,19	4,14	10,0	1173,4
0,70	9	0,71	41,55	4,11	10,1	1201,1
0,70	12	0,72	41,70	5,35	7,8	1748,2
0,70	12	0,71	41,68	5,35	7,8	1781,3
0,70	12	0,73	42,14	5,31	7,9	1861,4
0,78	1	0,76	43,06	0,48	90,6	119,6
0,78	1	0,74	42,69	0,48	89,3	119,9
0,78	1	0,76	43,10	0,47	90,8	129,9
0,78	2	0,77	43,35	0,94	46,2	152,2
0,78	2	0,78	43,77	0,93	47,1	156,2
0,78	2	0,77	43,54	0,93	46,6	169,2
0,78	3	0,77	43,57	1,39	31,4	234,1
0,78	3	0,77	43,43	1,39	31,2	249,3
0,78	3	0,77	43,45	1,39	31,2	250,3
0,78	5	0,77	43,50	2,28	19,1	439,8
0,78	5	0,79	44,11	2,26	19,6	453,8
0,78	5	0,78	43,88	2,27	19,4	496,0
0,78	7	0,78	43,82	3,12	14,0	681,1
0,78	7	0,81	44,85	3,07	14,6	706,6
0,78	7	0,78	43,77	3,13	14,0	744,3
0,78	9	0,78	43,81	3,95	11,1	1014,7
0,78	9	0,82	45,01	3,87	11,6	1093,1
0,78	9	0,81	44,83	3,88	11,5	1112,6
0,78	12	0,80	44,59	5,08	8,8	1421,6
0,78	12	0,77	43,38	5,19	8,4	1494,3
0,78	12	0,78	43,77	5,16	8,5	1585,0

Ensaio RCS para 7 dias Cura (Consoli *et al*, 2010)

e	% Ci	η (%)*	C_{iv} (%)*	η/C_{iv}	q_u (kPa)
0,64	1	38,96	0,50	77,9	143,0
0,64	1	38,96	0,51	77,0	159,7
0,64	1	38,96	0,51	75,8	137,6
0,64	2	39,06	0,98	40,0	272,5
0,64	2	39,06	0,98	39,7	306,6
0,64	2	39,06	0,99	39,5	260,5
0,64	3	39,15	1,47	26,6	472,5
0,64	3	39,15	1,47	26,6	496,3
0,64	3	39,15	1,48	26,5	425,0
0,64	5	39,33	2,46	16,0	760,9
0,64	5	39,33	2,48	15,9	909,8
0,64	7	39,50	3,30	12,0	1294,4
0,64	7	39,50	3,30	12,0	1155,5
0,64	9	39,67	4,37	9,1	1645,9
0,64	9	39,67	4,44	8,9	1953,9
0,64	12	39,91	5,85	6,8	2186,9
0,64	12	39,91	5,89	6,8	2302,5
0,64	12	39,91	6,00	6,7	2591,0
0,70	1	41,22	0,49	85,0	107,5
0,70	2	41,32	0,96	43,2	212,0
0,70	3	41,40	1,45	28,5	356,0
0,70	3	41,40	1,46	28,3	353,5
0,70	3	41,40	1,46	28,3	352,3
0,70	5	41,58	2,35	17,7	584,2
0,70	5	41,58	2,39	17,4	634,0
0,70	5	41,58	2,40	17,4	685,4
0,70	7	41,74	3,28	12,7	1024,2
0,70	7	41,74	3,28	12,7	1122,1
0,70	7	41,74	3,29	12,7	1089,8
0,70	9	41,90	4,15	10,1	1397,4
0,70	9	41,90	4,16	10,1	1334,9
0,70	9	41,90	4,17	10,1	1460,8
0,70	12	42,13	5,45	7,7	1819,3
0,70	12	42,13	5,48	7,7	1988,9
0,78	1	43,86	0,45	96,5	80,0
0,78	1	43,86	0,46	96,3	70,7
0,78	1	43,86	0,46	94,8	68,1
0,78	2	43,95	0,93	47,1	147,2
0,78	2	43,95	0,94	46,9	130,7
0,78	3	44,03	1,34	32,8	247,5
0,78	3	44,03	1,37	32,1	276,5
0,78	3	44,03	1,38	31,9	301,2
0,78	5	44,20	2,26	19,5	611,2
0,78	5	44,20	2,27	19,4	517,9
0,78	5	44,20	2,28	19,4	537,5
0,78	7	44,36	3,09	14,3	834,7
0,78	7	44,36	3,15	14,1	890,7
0,78	7	44,36	3,16	14,0	798,1
0,78	9	44,51	3,91	11,4	1241,9
0,78	9	44,51	3,92	11,4	1235,5
0,78	9	44,51	3,97	11,2	1264,6
0,78	12	44,73	5,32	8,4	1674,4
0,78	12	44,73	5,34	8,4	1642,9

Ensaio RCS para 28 dias Cura (Consoli *et al*, 2013c)

e	% Ci	η (%)*	C_{iv} (%)*	η/C_{iv}	q_u (kPa)
0,64	1	38,96	0,47	82,6	138,9
0,64	1	38,96	0,48	81,6	151,8
0,64	1	38,96	0,49	79,7	153,0
0,64	3	39,15	1,34	29,2	505,9
0,64	3	39,15	1,36	28,8	495,9
0,64	3	39,15	1,36	28,8	436,5
0,64	5	39,33	2,23	17,6	1127,6
0,64	5	39,33	2,25	17,5	1087,3
0,64	5	39,33	2,30	17,1	1091,2
0,64	7	39,50	3,23	12,2	1545,4
0,64	7	39,50	3,25	12,1	1537,4
0,64	7	39,50	3,27	12,1	1572,1
0,64	9	39,67	4,06	9,8	2420,8
0,64	9	39,67	4,07	9,7	2579,6
0,64	9	39,67	4,11	9,7	2477,1
0,64	12	39,20	5,57	7,0	3909,5
0,64	12	39,34	5,56	7,1	4017,9
0,64	12	39,58	5,54	7,1	4021,4
0,70	1	41,22	0,45	92,1	128,1
0,70	1	41,22	0,45	91,8	124,3
0,70	1	41,22	0,45	90,9	138,9
0,70	3	41,40	1,34	31,0	440,3
0,70	3	41,40	1,36	30,4	388,1
0,70	5	41,58	2,13	19,5	605,0
0,70	5	41,58	2,18	19,0	624,3
0,70	7	41,74	2,97	14,1	1300,6
0,70	7	41,74	3,01	13,9	1377,8
0,70	7	41,74	3,07	13,6	1286,8
0,70	9	41,90	3,92	10,7	1973,7
0,70	9	41,90	3,97	10,6	1730,2
0,70	9	41,90	3,98	10,5	2007,5
0,70	12	41,81	5,34	7,8	3381,6
0,70	12	41,93	5,32	7,9	3503,0
0,70	12	41,99	5,32	7,9	3691,0
0,78	1	43,86	0,43	101,9	91,6
0,78	1	43,86	0,43	101,5	113,8
0,78	1	43,86	0,44	99,8	99,6
0,78	3	44,03	1,23	35,9	237,9
0,78	3	44,03	1,26	34,8	265,3
0,78	3	44,03	1,29	34,0	307,5
0,78	5	44,20	2,09	21,2	493,7
0,78	5	44,20	2,12	20,8	582,5
0,78	7	44,36	2,92	15,2	959,2
0,78	7	44,36	2,95	15,0	947,1
0,78	7	44,36	2,98	14,9	913,4
0,78	9	44,51	3,77	11,8	1079,6
0,78	9	44,51	3,79	11,7	1240,4
0,78	9	44,51	3,88	11,5	1064,6
0,78	12	43,46	5,18	8,4	2720,4
0,78	12	43,54	5,18	8,4	2939,4
0,78	12	44,27	5,11	8,7	2915,1

Ensaio RCD para 3 dias Cura

e	% Ci	e _{moldagem}	η (%)	C _{iv} (%)	η/C _{iv}	q _t (kPa)
0,64	1	0,65	39,38	0,51	77,9	21,8
0,64	1	0,65	39,50	0,50	78,3	22,4
0,64	1	0,65	39,41	0,51	78,0	23,5
0,64	2	0,68	40,35	0,99	40,9	33,3
0,64	2	0,67	40,11	0,99	40,5	33,7
0,64	2	0,66	39,89	0,99	40,1	34,1
0,64	3	0,69	40,80	1,46	28,0	32,5
0,64	3	0,67	40,15	1,47	27,3	33,8
0,64	3	0,67	40,24	1,47	27,4	34,7
0,64	5	0,66	39,63	2,44	16,3	73,5
0,64	5	0,64	39,01	2,46	15,8	79,9
0,64	5	0,65	39,31	2,45	16,0	85,5
0,64	7	0,64	38,85	3,40	11,4	114,0
0,64	7	0,67	40,04	3,33	12,0	124,7
0,64	7	0,67	40,07	3,33	12,0	128,5
0,64	9	0,68	40,31	4,20	9,6	216,4
0,64	9	0,66	39,58	4,25	9,3	227,8
0,64	9	0,67	39,97	4,23	9,5	230,9
0,64	12	0,66	39,65	5,53	7,2	361,5
0,64	12	0,65	39,30	5,57	7,1	374,6
0,64	12	0,65	39,30	5,57	7,1	399,8
0,70	1	0,72	41,98	0,48	86,7	15,4
0,70	1	0,71	41,44	0,49	84,8	16,3
0,70	1	0,69	40,76	0,49	82,5	17,0
0,70	2	0,70	41,32	0,97	42,6	22,1
0,70	2	0,71	41,48	0,97	42,8	22,7
0,70	2	0,70	41,06	0,98	42,1	24,9
0,70	3	0,72	42,01	1,43	29,4	27,4
0,70	3	0,72	41,82	1,43	29,2	29,9
0,70	3	0,69	40,79	1,46	28,0	32,5
0,70	5	0,69	40,97	2,38	17,2	53,9
0,70	5	0,71	41,36	2,37	17,5	57,4
0,70	5	0,73	42,22	2,33	18,1	57,5
0,70	7	0,67	40,23	3,32	12,1	97,1
0,70	7	0,69	40,85	3,29	12,4	98,8
0,70	7	0,70	41,09	3,28	12,5	104,3
0,70	9	0,70	41,14	4,14	9,9	136,1
0,70	9	0,72	41,85	4,09	10,2	140,3
0,70	9	0,74	42,63	4,04	10,6	146,4
0,70	12	0,73	42,15	5,30	7,9	252,3
0,70	12	0,71	41,41	5,37	7,7	260,0
0,70	12	0,70	41,01	5,41	7,6	292,6
0,78	1	0,80	44,50	0,46	96,1	10,5
0,78	1	0,79	43,98	0,47	94,1	10,6
0,78	1	0,76	43,25	0,47	91,3	10,8
0,78	2	0,77	43,47	0,94	46,5	15,0
0,78	2	0,76	43,12	0,94	45,8	15,6
0,78	2	0,76	43,21	0,94	46,0	16,9
0,78	3	0,78	43,84	1,38	31,7	29,6
0,78	3	0,79	44,18	1,37	32,2	30,8
0,78	3	0,80	44,42	1,37	32,5	31,4
0,78	5	0,79	44,23	2,25	19,7	46,5
0,78	5	0,77	43,52	2,28	19,1	49,8
0,78	5	0,78	43,82	2,27	19,3	59,0
0,78	7	0,77	43,64	3,13	13,9	70,2
0,78	7	0,79	44,23	3,10	14,3	70,8
0,78	7	0,77	43,50	3,14	13,8	74,2
0,78	9	0,78	43,85	3,95	11,1	91,7
0,78	9	0,78	43,78	3,96	11,1	92,8
0,78	9	0,76	43,03	4,01	10,7	99,1
0,78	12	0,79	44,17	5,12	8,6	186,8
0,78	12	0,78	43,88	5,15	8,5	193,5
0,78	12	0,83	45,23	5,02	9,0	213,9

Ensaio RCD para 7 dias Cura (Consoli *et al*, 2010)

e	% Ci	η (%)*	C_{iv} (%)*	η/C_{iv}	q_t (kPa)
0,64	1	38,96	0,49	78,7	18,5
0,64	1	38,96	0,50	78,2	17,9
0,64	1	38,96	0,50	78,1	20,3
0,64	2	39,06	0,99	39,5	40,6
0,64	2	39,06	1,00	39,1	45,0
0,64	2	39,06	1,00	39,0	38,2
0,64	3	39,15	1,48	26,5	72,0
0,64	3	39,15	1,48	26,4	63,7
0,64	3	39,15	1,50	26,1	75,3
0,64	5	39,33	2,44	16,1	116,3
0,64	5	39,33	2,45	16,1	117,5
0,64	5	39,33	2,47	15,9	119,4
0,64	7	39,50	3,41	11,6	198,2
0,64	7	39,50	3,46	11,4	184,6
0,64	7	39,50	3,50	11,3	197,8
0,64	9	39,67	4,33	9,2	254,9
0,64	9	39,67	4,34	9,1	260,8
0,64	9	39,67	4,38	9,1	246,1
0,64	12	39,91	5,25	7,6	349,1
0,64	12	39,91	5,32	7,5	365,6
0,64	12	39,91	5,40	7,4	332,0
0,70	1	41,22	0,48	86,1	14,2
0,70	1	41,22	0,49	84,9	13,6
0,70	1	41,22	0,49	84,8	14,2
0,70	2	41,32	0,96	43,1	28,9
0,70	2	41,32	0,97	42,6	28,9
0,70	2	41,32	0,99	41,7	26,5
0,70	3	41,40	1,49	27,8	36,0
0,70	3	41,40	1,50	27,6	35,1
0,70	3	41,40	1,50	27,6	36,1
0,70	5	41,58	2,41	17,2	85,2
0,70	5	41,58	2,41	17,2	90,1
0,70	5	41,58	2,43	17,1	102,0
0,70	7	41,74	3,23	12,9	155,6
0,70	7	41,74	3,25	12,8	154,9
0,70	7	41,74	3,26	12,8	167,5
0,70	9	41,90	4,30	9,7	223,9
0,70	9	41,90	4,34	9,7	210,3
0,70	9	41,90	4,35	9,6	204,9
0,70	12	42,13	5,42	7,8	302,8
0,70	12	42,13	5,50	7,7	303,8
0,70	12	42,13	5,55	7,6	310,1
0,78	1	43,86	0,46	96,0	9,9
0,78	1	43,86	0,46	94,6	10,5
0,78	1	43,86	0,47	94,1	9,3
0,78	2	43,95	0,92	47,5	16,0
0,78	2	43,95	0,93	47,3	15,4
0,78	2	43,95	0,94	46,8	14,3
0,78	3	44,03	1,38	31,9	26,9
0,78	3	44,03	1,39	31,6	26,5
0,78	3	44,03	1,40	31,5	32,0
0,78	5	44,20	2,25	19,6	67,1
0,78	5	44,20	2,27	19,4	67,3
0,78	5	44,20	2,29	19,3	62,4
0,78	7	44,36	3,13	14,2	106,2
0,78	7	44,36	3,28	13,5	121,1
0,78	7	44,36	3,29	13,5	133,4
0,78	9	44,51	4,15	10,7	155,6
0,78	9	44,51	4,27	10,4	154,9
0,78	9	44,51	4,28	10,4	167,5
0,78	12	44,73	5,35	8,4	276,1
0,78	12	44,73	5,50	8,1	268,0

Ensaio RCD para 28 dias Cura

e	% Ci	e _{moldagem}	η (%)	C _{iv} (%)	η/C _{iv}	q _t (kPa)
0,64	1	0,63	38,47	0,51	74,9	19,8
0,64	1	0,62	38,43	0,51	74,8	20,8
0,64	1	0,61	37,92	0,52	73,2	22,0
0,64	2	0,65	39,36	1,00	39,2	56,4
0,64	2	0,67	40,00	0,99	40,3	57,1
0,64	2	0,65	39,36	1,00	39,2	63,3
0,64	3	0,64	38,93	1,50	25,9	85,8
0,64	3	0,65	39,51	1,49	26,5	95,1
0,64	3	0,66	39,82	1,48	26,9	99,2
0,64	5	0,67	40,10	2,42	16,6	168,6
0,64	5	0,68	40,32	2,41	16,7	184,8
0,64	5	0,65	39,46	2,44	16,1	198,8
0,64	7	0,66	39,71	3,35	11,8	211,9
0,64	7	0,65	39,47	3,37	11,7	238,4
0,64	7	0,67	40,12	3,33	12,0	239,1
0,64	9	0,66	39,78	4,24	9,4	326,1
0,64	9	0,67	39,99	4,22	9,5	356,1
0,64	9	0,66	39,63	4,25	9,3	374,5
0,64	12	0,65	39,52	5,55	7,1	482,6
0,64	12	0,65	39,29	5,57	7,1	507,9
0,64	12	0,67	39,97	5,50	7,3	543,8
0,70	1	0,69	40,94	0,49	83,1	39,5
0,70	1	0,71	41,59	0,49	85,4	42,1
0,70	1	0,71	41,66	0,49	85,6	42,1
0,70	1	0,71	41,51	0,49	85,1	42,4
0,70	1	0,70	41,33	0,49	84,4	44,9
0,70	2	0,70	41,08	0,97	42,1	49,8
0,70	2	0,71	41,38	0,97	42,7	52,7
0,70	2	0,73	42,05	0,96	43,9	53,7
0,70	3	0,69	40,97	1,45	28,2	74,5
0,70	3	0,69	41,00	1,45	28,2	81,2
0,70	3	0,69	40,68	1,46	27,9	82,3
0,70	5	0,70	41,28	2,37	17,4	129,6
0,70	5	0,70	41,09	2,38	17,3	133,2
0,70	5	0,72	41,71	2,35	17,7	134,4
0,70	7	0,73	42,34	3,21	13,2	222,3
0,70	7	0,70	41,34	3,26	12,7	223,0
0,70	7	0,71	41,63	3,25	12,8	236,8
0,70	9	0,70	41,32	4,13	10,0	273,7
0,70	9	0,71	41,38	4,13	10,0	284,0
0,70	9	0,71	41,60	4,11	10,1	298,8
0,70	12	0,72	42,02	5,32	7,9	418,9
0,70	12	0,69	40,96	5,41	7,6	437,4
0,70	12	0,71	41,40	5,37	7,7	441,8
0,78	1	0,78	43,69	0,47	93,0	35,4
0,78	1	0,78	43,70	0,47	93,1	36,1
0,78	1	0,78	43,84	0,47	93,6	37,8
0,78	2	0,78	43,74	0,93	47,0	41,9
0,78	2	0,75	42,88	0,95	45,4	43,9
0,78	2	0,75	42,94	0,94	45,5	45,3
0,78	2	0,80	44,34	0,92	48,1	45,7
0,78	3	0,78	43,97	1,38	31,9	57,6
0,78	3	0,80	44,56	1,36	32,7	61,8
0,78	3	0,78	43,83	1,38	31,7	63,2
0,78	5	0,78	43,73	2,27	19,3	105,7
0,78	5	0,78	43,78	2,27	19,3	117,2
0,78	5	0,78	43,72	2,27	19,2	126,0
0,78	7	0,77	43,65	3,13	13,9	178,0
0,78	7	0,78	43,85	3,12	14,0	188,6
0,78	7	0,79	44,08	3,11	14,2	202,4
0,78	9	0,79	44,28	3,92	11,3	222,8
0,78	9	0,77	43,63	3,97	11,0	240,8
0,78	9	0,77	43,51	3,98	10,9	243,0
0,78	12	0,78	43,75	5,16	8,5	292,4
0,78	12	0,79	44,26	5,11	8,7	297,2
0,78	12	0,80	44,59	5,08	8,8	312,3

APÊNDICE C

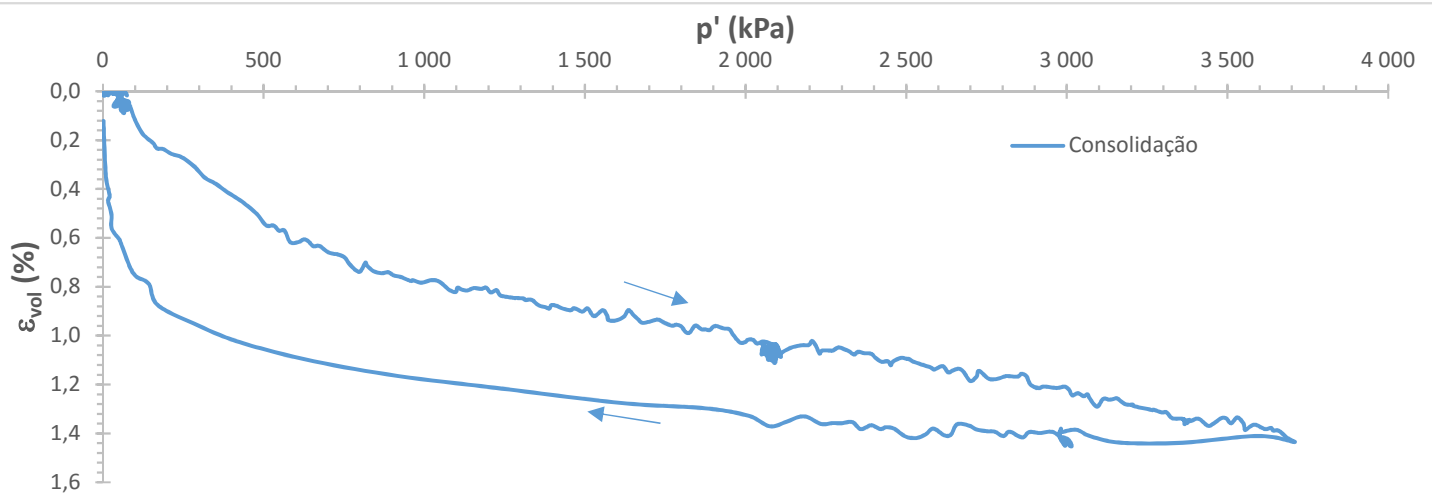
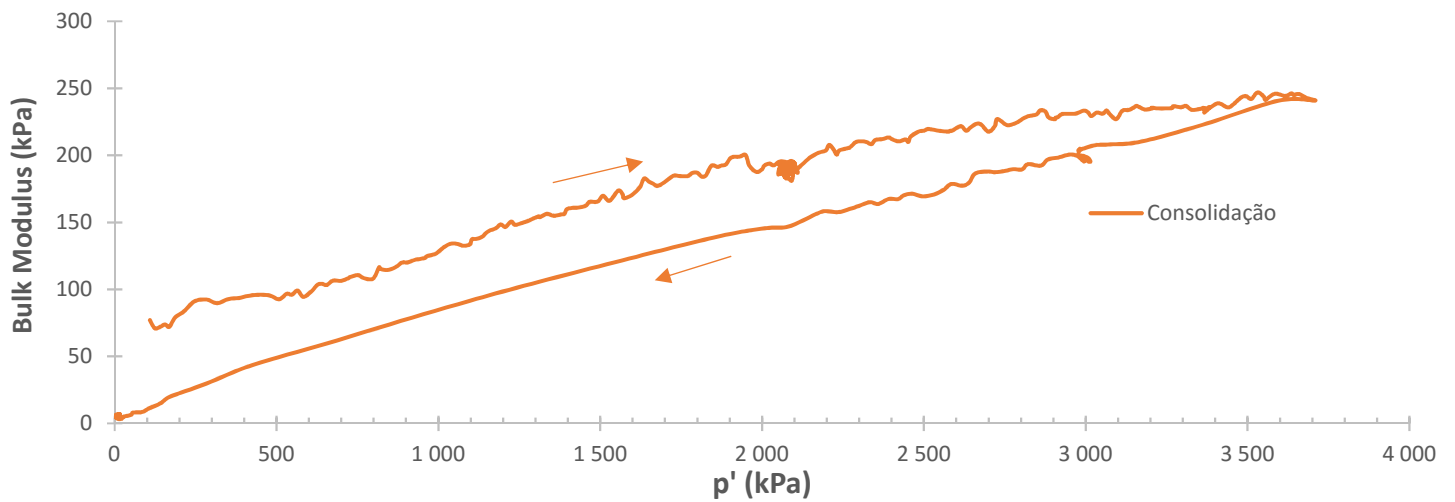
ENSAIOS TRIAXIAIS

C.1

RELATÓRIOS DOS
ENSAIOS TRIAXIAIS

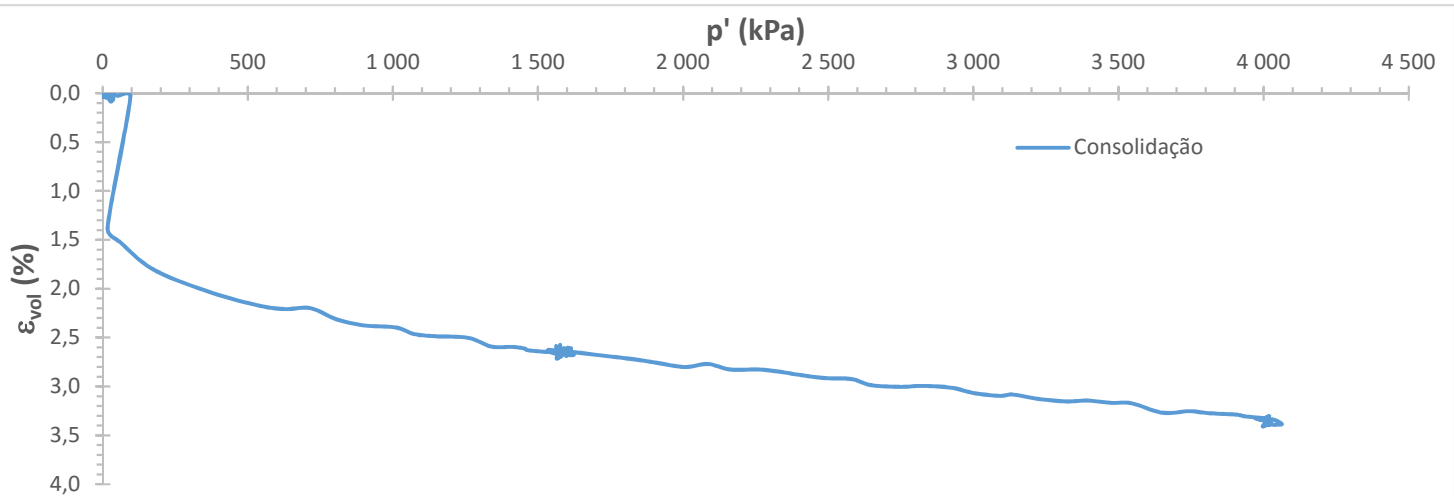
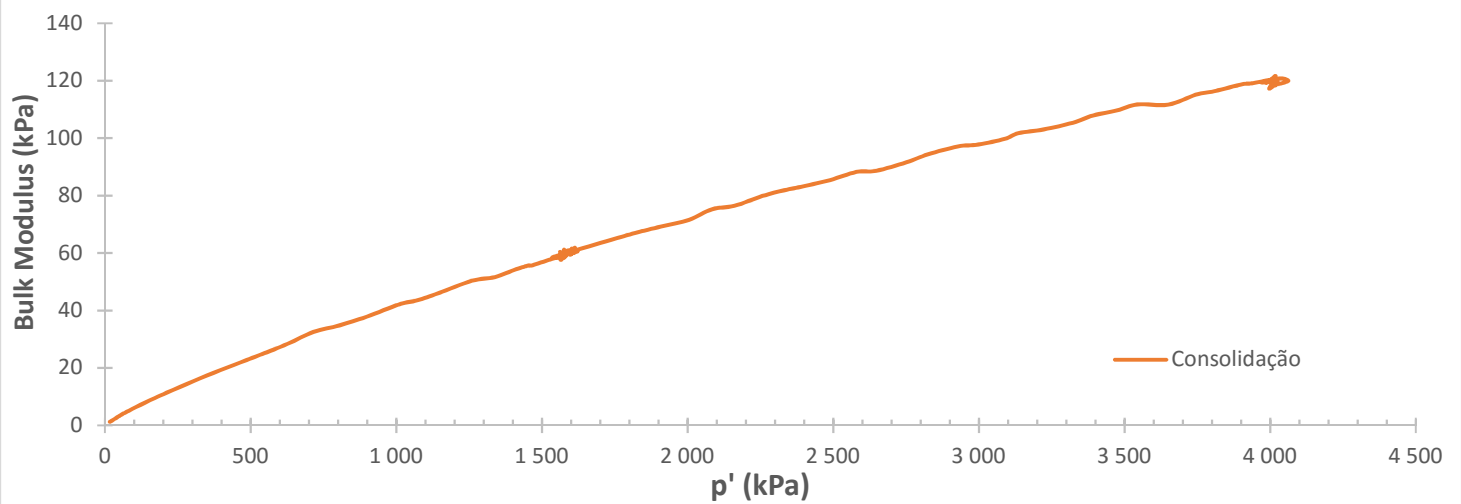
Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	
Ensaio	iso(10)4000	Umidade média (%)	8,30	θ (°)	
Data Ensaio	18/02/2016	Massa CP úmido (g)	344,05	Sem foto	
n/C_{iv} moldagem	10,8	Dinicial CP (mm)	50,20		
n/C_{iv} cura	10	Hinicial CP (mm)	101,60		
e moldagem	0,709	e moldagem	0,698		
e cura	0,656	η/C_{iv} moldagem	10,64		
Cimento (%)	8,35	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm^3)	1,57	e consolidação	0,671		
γ seco cura (g/cm^3)	1,62	η/C_{iv} consolidação	10,22		
Tensão cura (p') (kPa)	4000	Bulk Modulus (MPa)	246,90		

Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)			E_{sec}^{max} (MPa)		
ϵ_s ruptura (%)			E_{tan}^{max} (MPa)		
p' ruptura (kPa)			E_{50} (MPa)		
q plastificação (kPa)			E_{ur} (MPa)		
ϵ_s plastificação (%)			G_{sec}^{max} (MPa)		
E_{sec} plastificação (MPa)			G_{tan}^{max} (MPa)		



Observações:

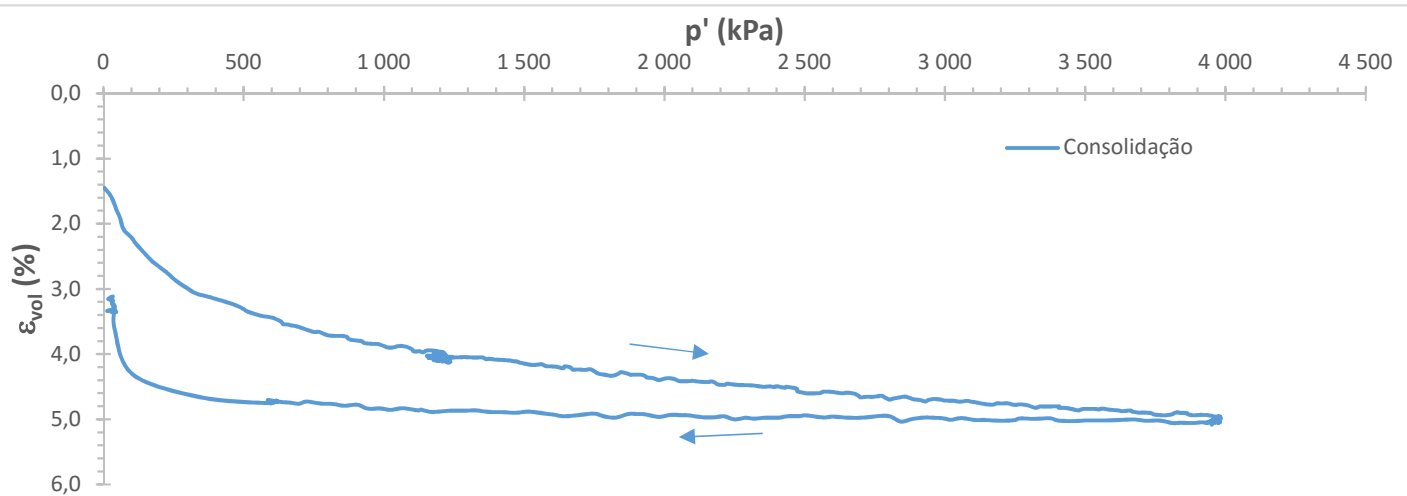
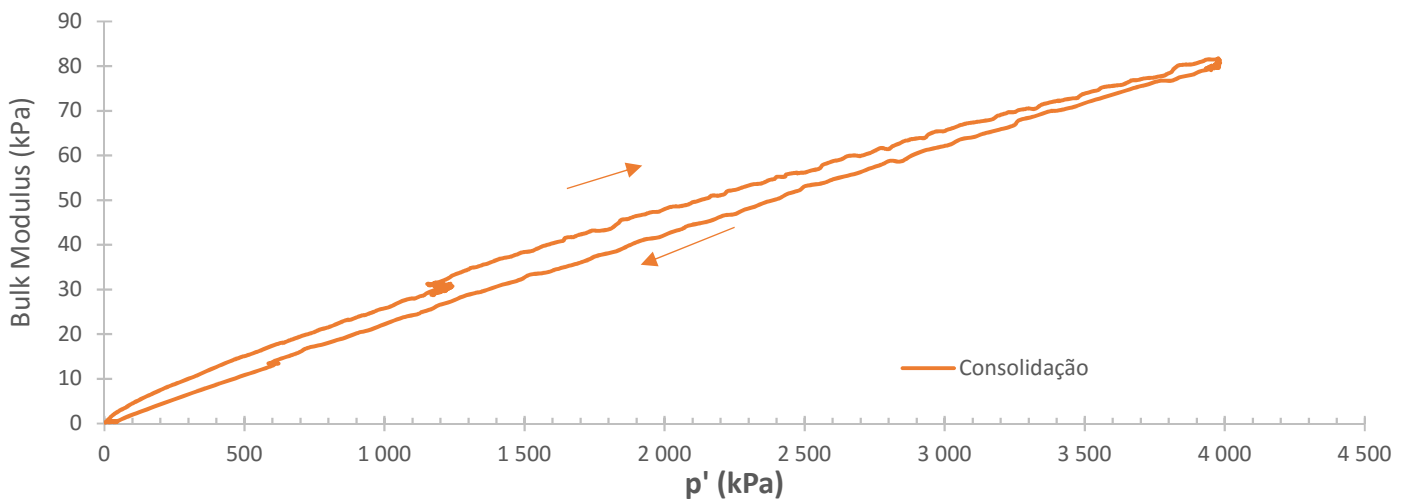
Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	
Ensaio	iso(17)4000	Umidade média (%)	9,20	θ (°)	
Data Ensaio	16/02/2016	Massa CP úmido (g)	330,04	Sem foto	
n/C_{iv} moldagem	19,83	Dinicial CP (mm)	50,10		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	98,90		
e moldagem	0,756	e moldagem	0,722		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	18,94		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,52	e consolidação	0,670		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	17,57		
Tensão cura (p') (kPa)	4000	Bulk Modulus (MPa)	121,65		
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)			E_{sec}^{max} (MPa)		
ϵ_s ruptura (%)			E_{tan}^{max} (MPa)		
p' ruptura (kPa)			E_{50} (MPa)		
q plastificação (kPa)			E_{ur} (MPa)		
ϵ_s plastificação (%)			G_{sec}^{max} (MPa)		
E_{sec} plastificação (MPa)			G_{tan}^{max} (MPa)		



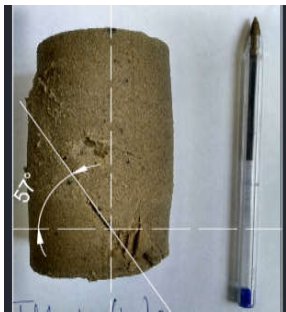
Observações: Só existia um sensor de deformação interna axial. Deve ter ocorrido algum problema com o sensor para apresentar aquele trecho inicial vertical do gráfico p' - evol

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	
Ensaio	iso(30)4000	Umidade média (%)	9,20	θ (°)	
Data Ensaio	17/02/2016	Massa CP úmido (g)	342,82	Sem foto	
n/C_{iv} moldagem	32,51	Dinicial CP (mm)	50,20		
n/C_{iv} cura	30	Hinicial CP (mm)	101,40		
e moldagem	0,697	e moldagem	0,701		
e cura	0,642	η/C_{iv} moldagem	32,75		
Cimento (%)	2,6	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,568	e consolidação	0,613		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	28,65		
Tensão cura (p') (kPa)	4000	Bulk Modulus (MPa)	81,72		

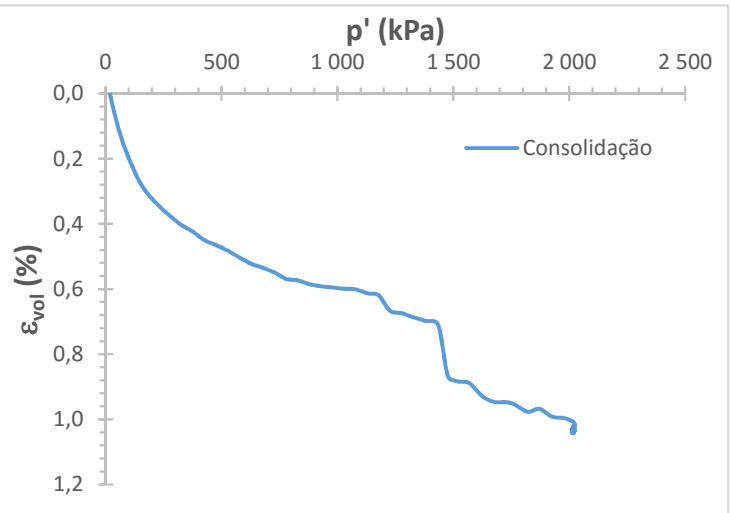
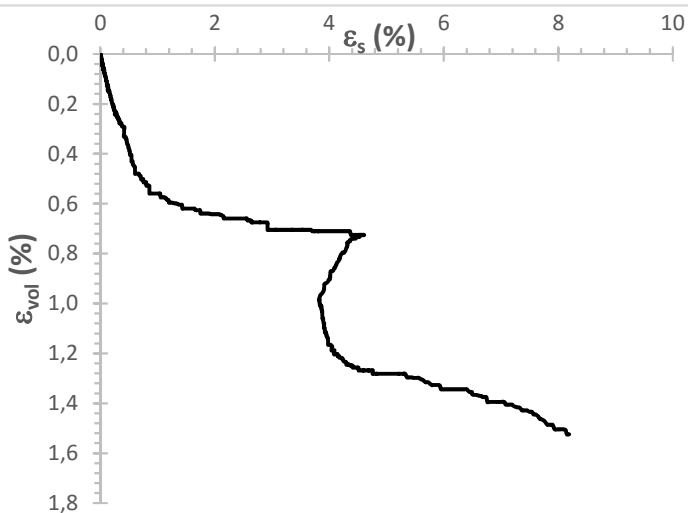
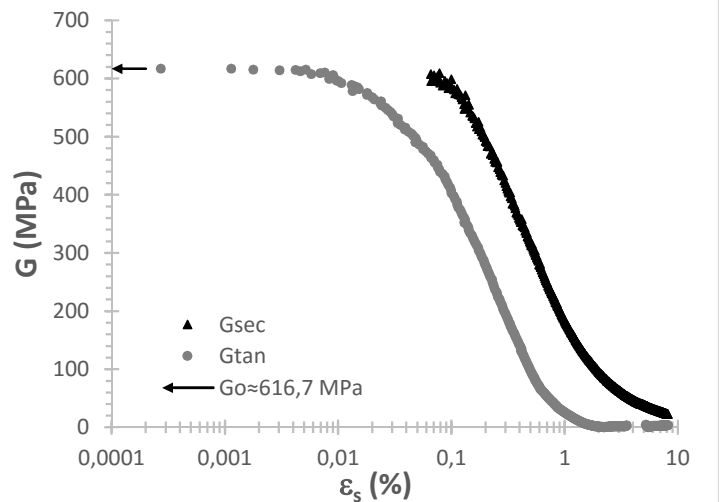
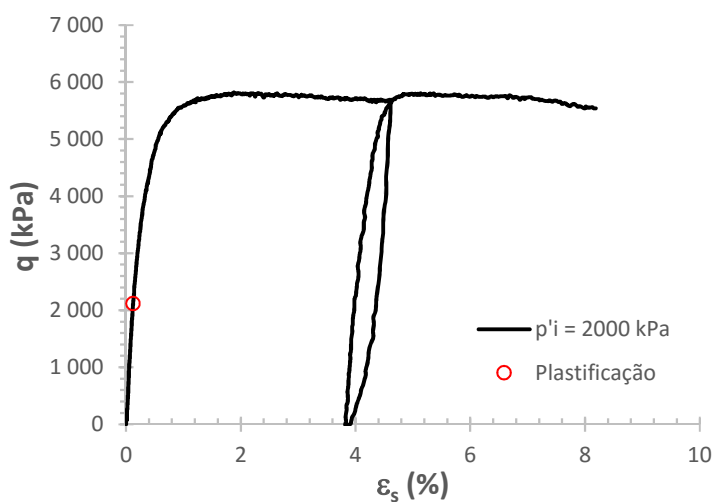
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)			E_{sec}^{max} (MPa)		
ε_s ruptura (%)			E_{tan}^{max} (MPa)		
p' ruptura (kPa)			E_{50} (MPa)		
q plastificação (kPa)			E_{ur} (MPa)		
ε_s plastificação (%)			G_{sec}^{max} (MPa)		
E_{sec} plastificação (MPa)			G_{tan}^{max} (MPa)		



Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	ATM-14(14)0_CA-2000_UC	Umidade média (%)	8,30	θ (°)	57
Data Ensaio	30/03/2016	Massa CP úmido (g)	352,40		
n/C_{iv} moldagem	14	Dinicial CP (mm)	50,40		
n/C_{iv} cura	14	Hinicial CP (mm)	100,50		
e moldagem	0,645	e moldagem	0,647		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	13,93		
Cimento (%)	5,79	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm^3)	1,62	e consolidação	0,632		
γ seco cura (g/cm^3)	1,62	η/C_{iv} consolidação	13,60		
Tensão cura (p') (kPa)	0	Bulk Modulus (MPa)	201,9		

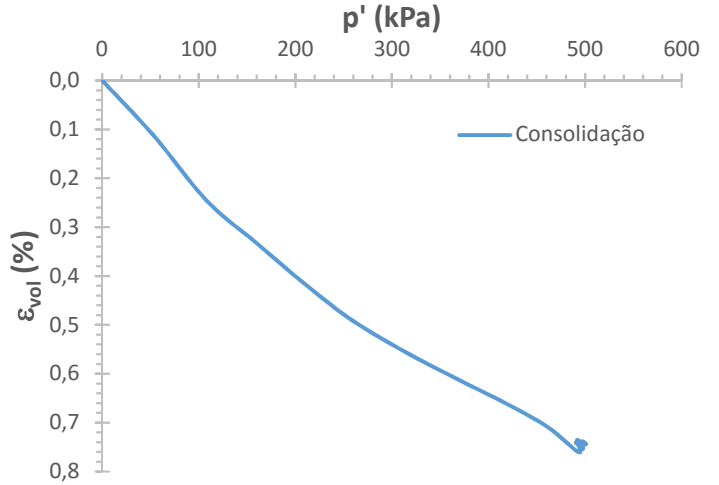
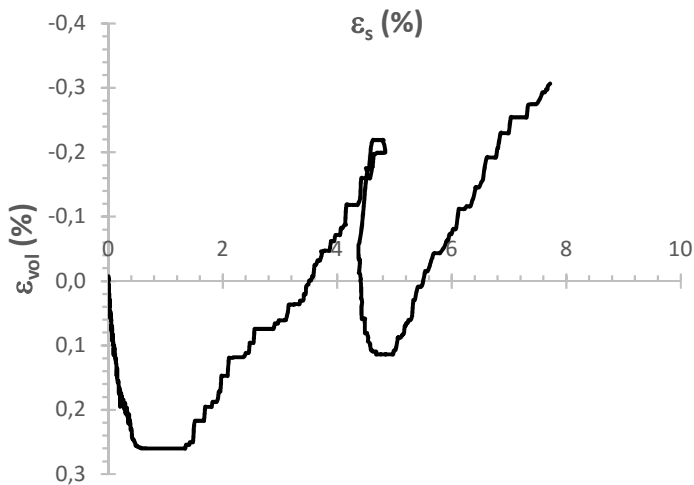
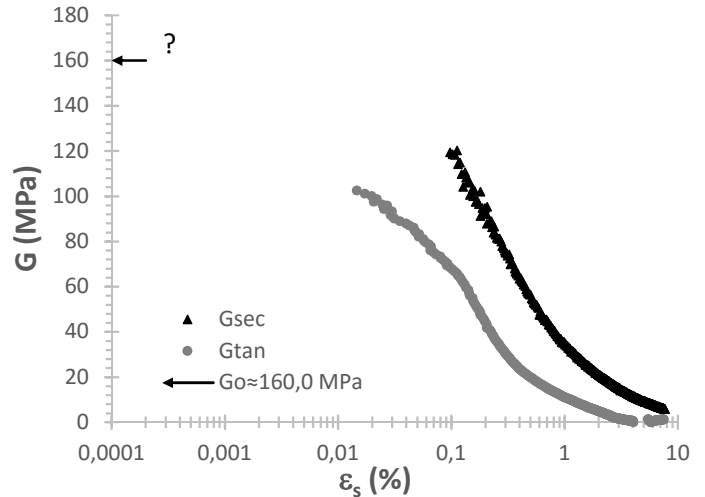
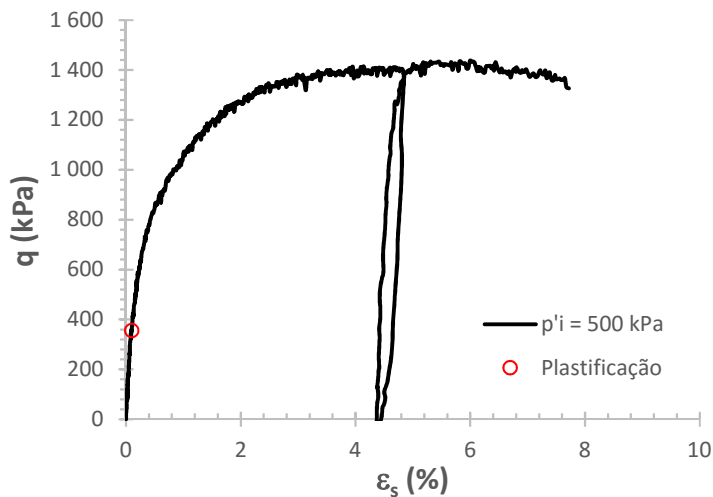
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	5816,2 (pico)	5538,5 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	1374,8	ea = 0,083 %
ϵ_s ruptura (%)	1,88 (pico)	8,19 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	1393,2	ea = 0,002 %
p' ruptura (kPa)	3942,7 (pico)	3848,6 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	812,5	ea = 0,64 %
q plastificação (kPa)	2114,8	q plast/ q pico=36,4%	G_{sec}^{max} (MPa)	608,6	es = 0,080 %
ϵ_s plastificação (%)	0,123	$p' = 2695,5$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	616,7	es = 0,001 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	1244,0	$q = 2114,8$ kPa	G_0 (MPa)	616,7	$\gamma_{0,7} = 0,292$ %




Observações: Ensaio de Calibração. Serviu para comparar com o ensaio realizado na Universidade de Coimbra

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Embarrig.
Ensaio	AREIA-0(17)0_CA-500	Umidade média (%)	9,30	θ (°)	
Data Ensaio	06/04/2016	Massa CP úmido (g)	342,36	Sem foto	
n/C_{iv} moldagem	-	Dinicial CP (mm)	50,20		
n/C_{iv} cura	-	Hinicial CP (mm)	100,40		
e moldagem	0,683	e moldagem	0,681		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	-		
Cimento (%)	0	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,575	e consolidação	0,669		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	-		
Tensão cura (p') (kPa)	-	Bulk Modulus (MPa)	67,4		

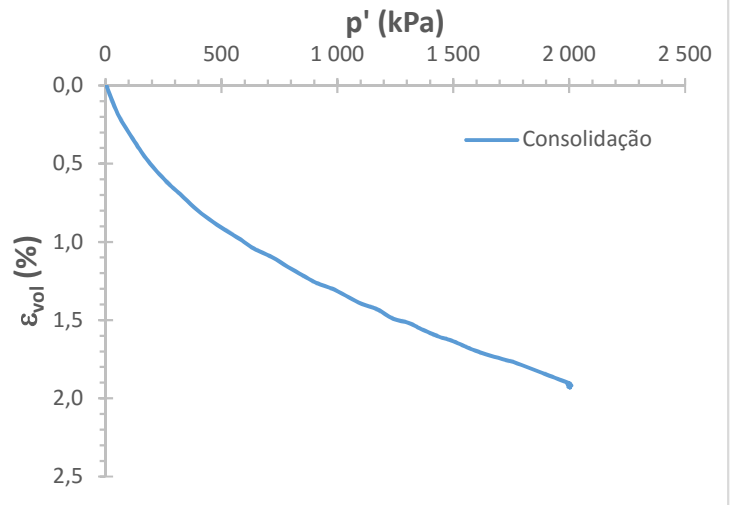
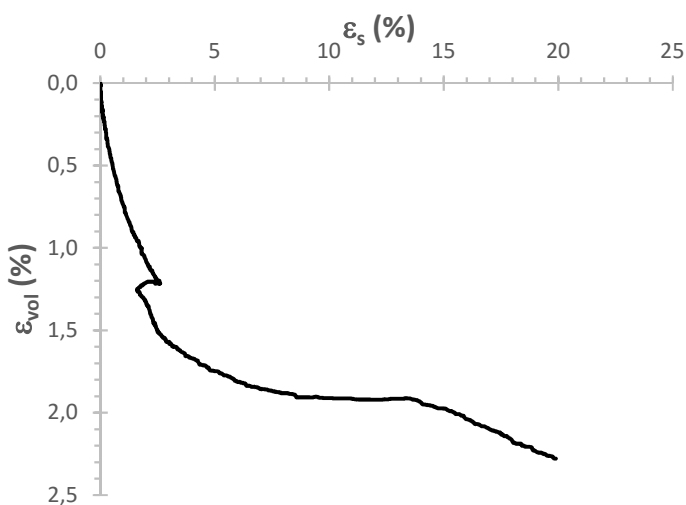
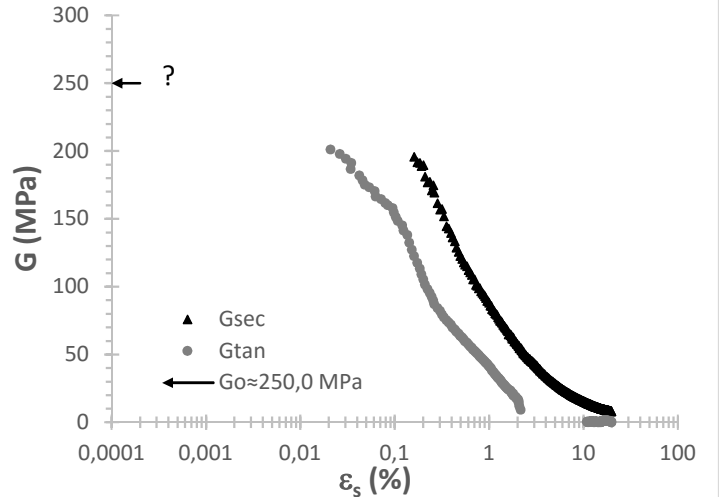
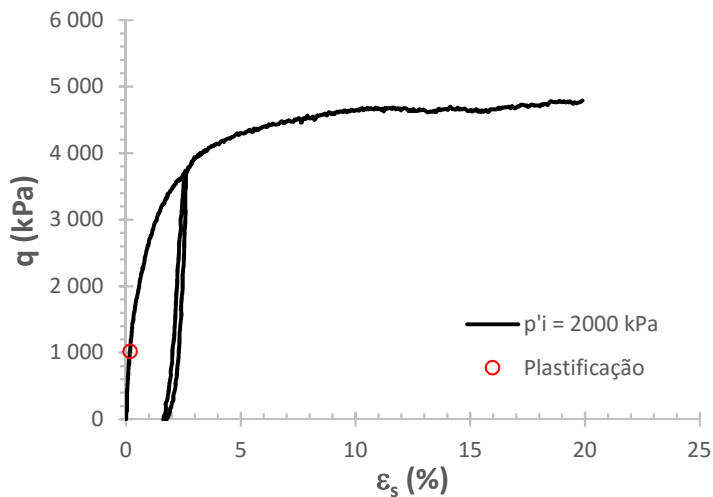
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	1436,8 (pico)	1326,4 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	311,2	ea = 0,099 %
ϵ_s ruptura (%)	6,00 (pico)	7,72 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	260,5	ea = 0,000 %
p' ruptura (kPa)	991,2 (pico)	953,1 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	337,8	ea = 0,38 %
q plastificação (kPa)	355,8	q plast/ q pico=24,8%	G_{sec}^{max} (MPa)	120,2	es = 0,115 %
ϵ_s plastificação (%)	0,098	$p' = 608,9$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	102,4	es = 0,015 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	261,6	$q = 355,8$ kPa	G_0 (MPa)	160,0	$\gamma_{0,7} = 0,116$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	AREIA-0(17)0_CA-2000	Umidade média (%)	9,90	θ (°)	51
Data Ensaio	16/03/2016	Massa CP úmido (g)	344,69		
n/C_{iv} moldagem	-	Dinicial CP (mm)	50,20		
n/C_{iv} cura	-	Hinicial CP (mm)	100,40		
e moldagem	0,701	e moldagem	0,679		
e consolidação	0,648	η/C_{iv} moldagem	-		
Cimento (%)	0	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,558	e consolidação	0,649		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	-		
Tensão cura (p') (kPa)	-	Bulk Modulus (MPa)	105,1		

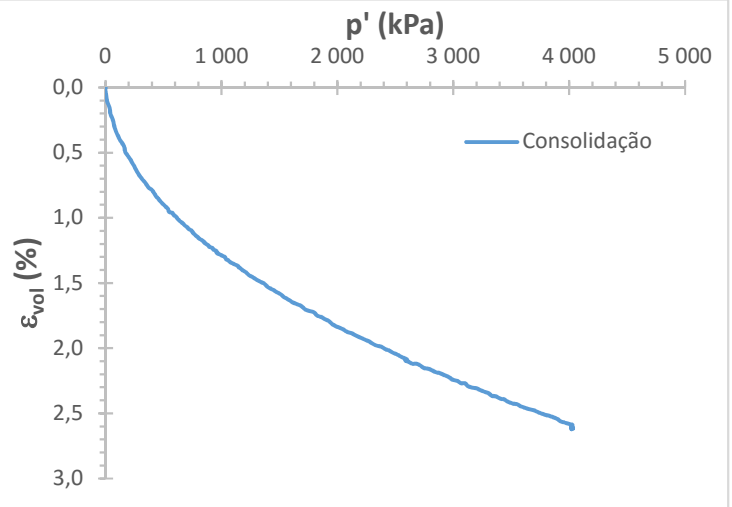
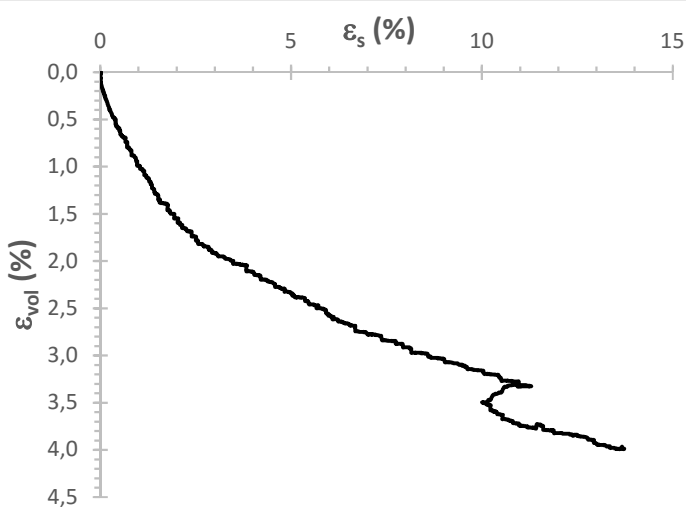
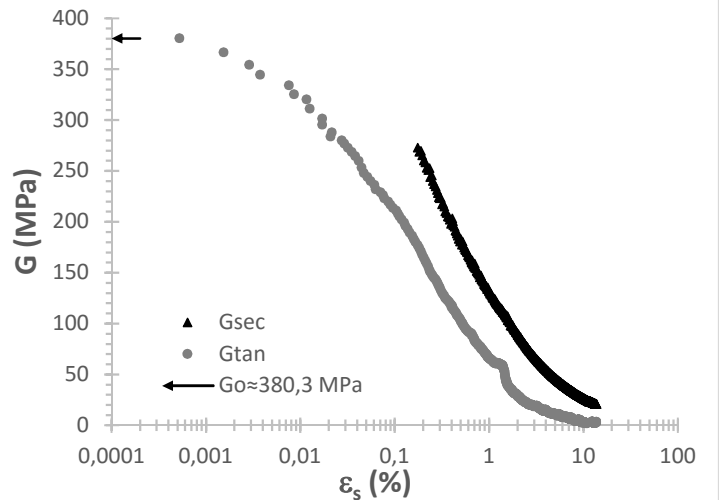
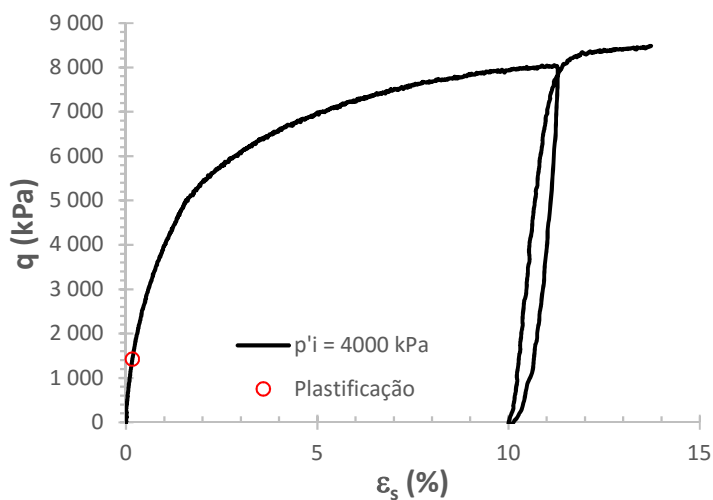
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	4788,7 (pico)	4788,7 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	406,2	ea = 0,252 %
ϵ_s ruptura (%)	19,89 (pico)	19,89 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	425,8	ea = 0,052 %
p' ruptura (kPa)	3596,3 (pico)	3596,3 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	375,9	ea = 0,93 %
q plastificação (kPa)	1021,8	q plast/ q pico=21,3%	G_{sec}^{max} (MPa)	195,5	es = 0,174 %
ϵ_s plastificação (%)	0,174	$p' = 2320,7$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	201,0	es = 0,021 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	405,5	$q = 1021,8$ kPa	G_0 (MPa)	250,0	$\gamma_{0,7} = 0,246$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Embarrig.
Ensaio	AREIA-0(17)0_CA-4000	Umidade média (%)	10,50	θ (°)	-
Data Ensaio	18/05/2016	Massa CP úmido (g)	338,40		
n/C_{iv} moldagem	-	Dinicial CP (mm)	50,20		
n/C_{iv} cura	-	Hinicial CP (mm)	100,40		
e moldagem	0,711	e moldagem	0,720		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	-		
Cimento (%)	0	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,548	e consolidação	0,678		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	-		
Tensão cura (p') (kPa)	-	Bulk Modulus (MPa)	155,6		

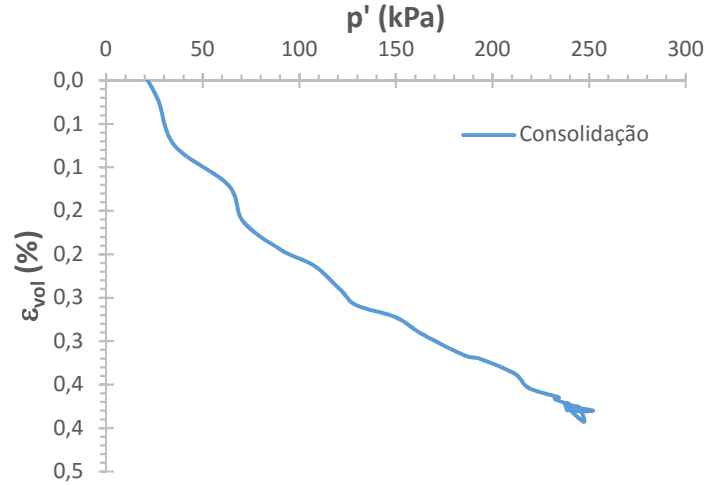
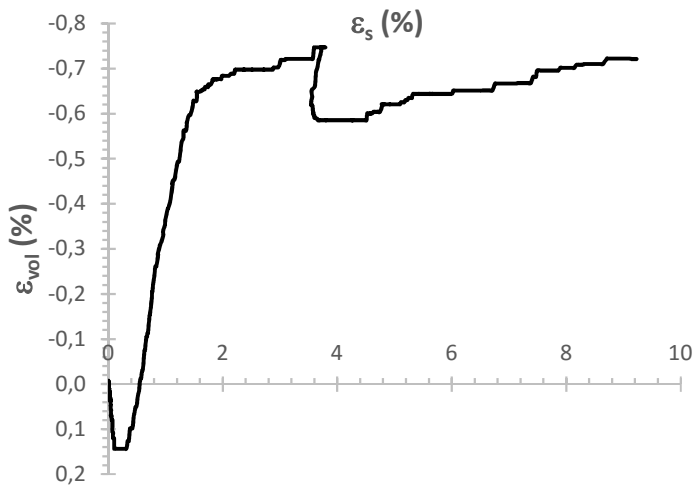
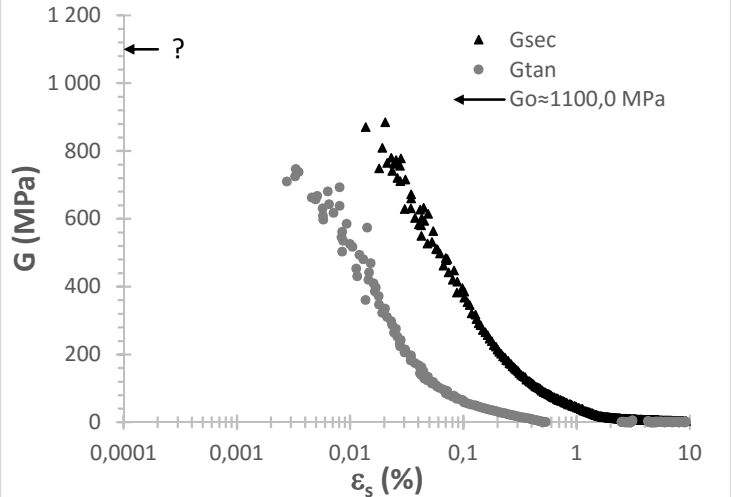
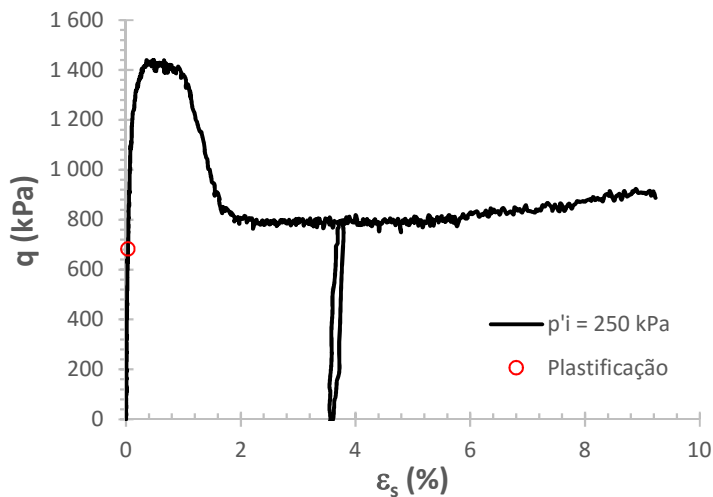
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	8486,4 (pico)	8481,6 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	686,0	ea = 0,044 %
ϵ_s ruptura (%)	13,71 (pico)	13,73 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	654,6	ea = 0,003 %
p' ruptura (kPa)	6832,5 (pico)	6834,8 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	724,6	ea = 1,04 %
q plastificação (kPa)	1424,5	q plast/ q pico=16,8%	G_{sec}^{max} (MPa)	272,7	es = 0,182 %
ϵ_s plastificação (%)	0,166	$p' = 4478,9$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	380,3	es = 0,001 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	531,5	$q = 1424,5$ kPa	G_0 (MPa)	380,3	$\gamma_{0,7} = 0,196$ %



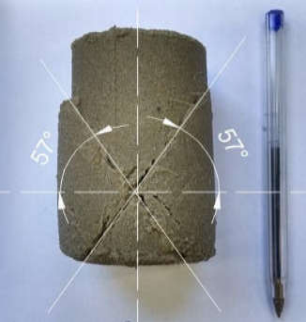
Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Escorreg.
Ensaio	ATM-3(17)0_CA-250_LEGG	Umidade média (%)	9,40	θ (°)	56
Data Ensaio	05/04/2016	Massa CP úmido (g)	352,88		
n/C_{iv} moldagem	17	Dinicial CP (mm)	50,20		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	100,70		
e moldagem	0,648	e moldagem	0,649		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	17,03		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,62	e consolidação*	0,643		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação*	16,88		
Tensão cura (p') kPa	0	Bulk Modulus (MPa)	66,3		

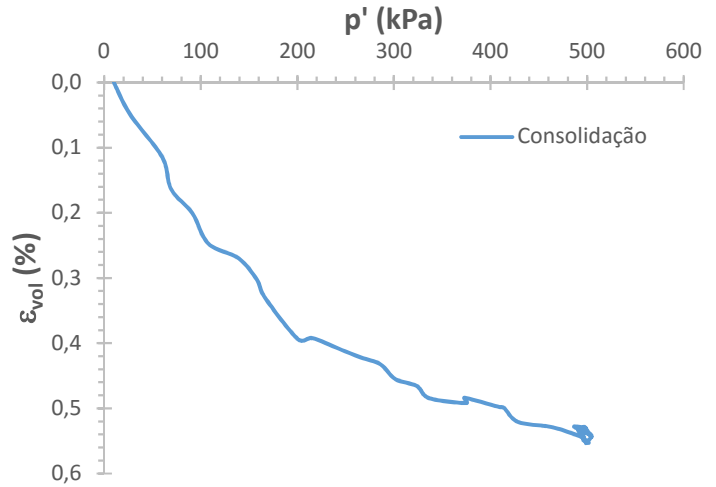
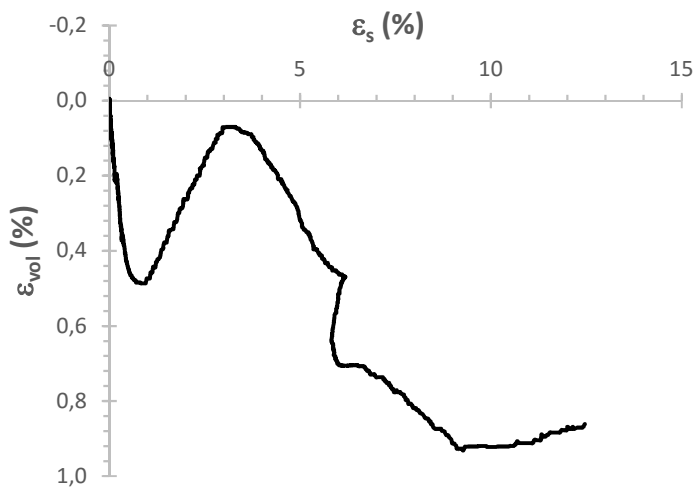
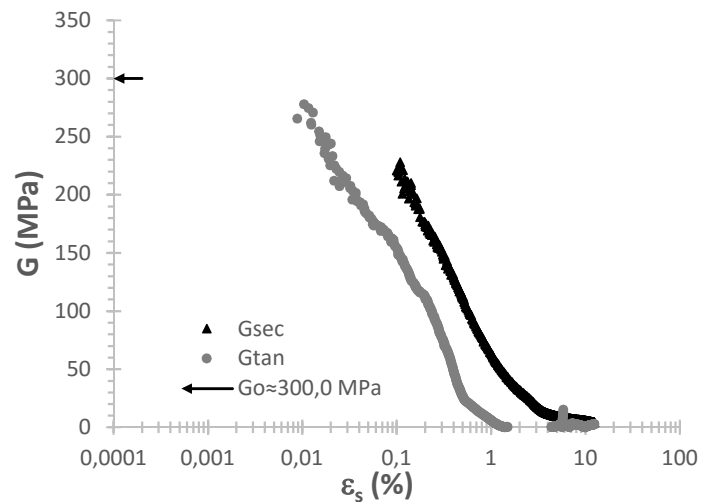
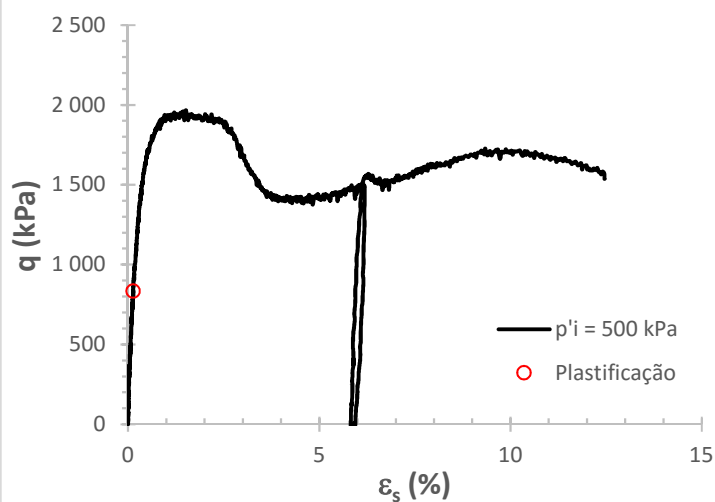
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	1439,7 (pico)	887,0 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	1962,5	ea = 0,023 %
ϵ_s ruptura (%)	0,5 (pico)	9,2 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	1840,4	ea = 0,000 %
p' ruptura (kPa)	740,5 (pico)	545,7 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	476,2	ea = 0,17 %
q plastificação (kPa)	683,4	q plast/ q pico=47,5%	G_{sec}^{max} (MPa)	884,1	es = 0,019 %
ϵ_s plastificação (%)	0,035	$p' = 468,9$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	746,7	es = 0,003 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	1454,1	$q = 683,4$ kPa	G_0 (MPa)	1100,0	$\gamma_{0,7} = 0,018$ %




Observações: *valor estimado. Ensaio realizado também para calibração (comparação com o ensaio feito no triaxial Bishop & Wesley)

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Escorreg.
Ensaio	ATM-3(17)0_CA-500	Umidade média (%)	9,40	θ (°)	57
Data Ensaio	10/03/2016	Massa CP úmido (g)	353,98		
n/C_{iv} moldagem	17	Dinicial CP (mm)	50,20		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	101,50		
e moldagem	0,648	e moldagem	0,657		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	17,24		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,62	e consolidação *	0,647		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação *	16,98		
Tensão cura (p') kPa	0	Bulk Modulus (MPa)	94,1		

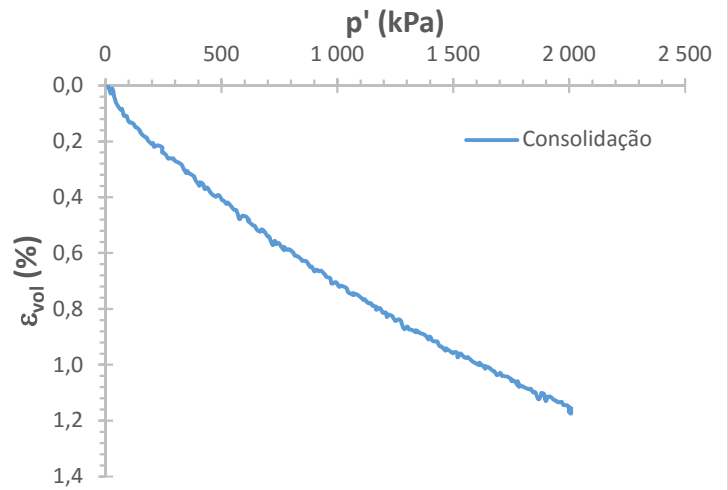
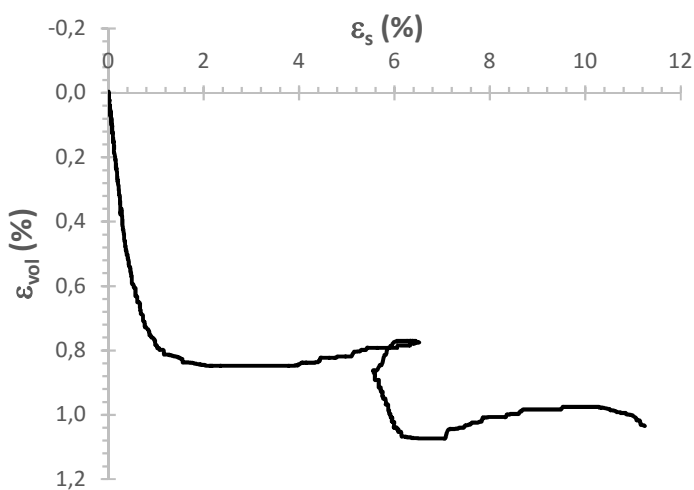
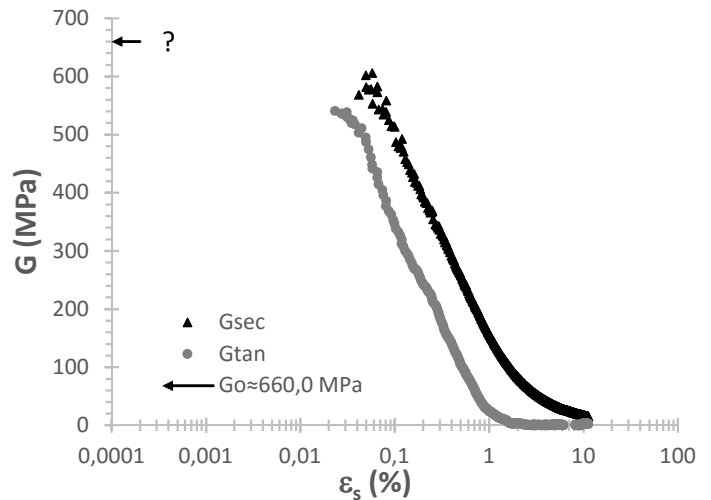
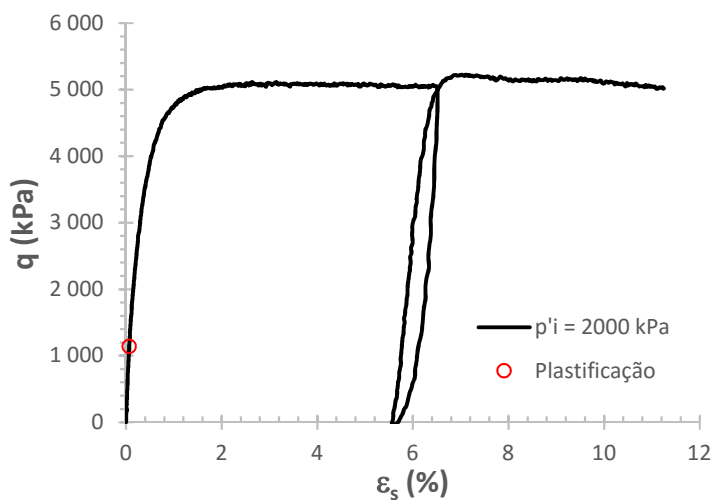
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	1966,4 (pico)	1536,7 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	857,3	ea = 0,017 %
ϵ_s ruptura (%)	1,52 (pico)	12,46 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	834,4	ea = 0,001 %
p' ruptura (kPa)	1160,6 (pico)	1009,7 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	501,7	ea = 0,29 %
q plastificação (kPa)	834,1	q plast/ q pico=42,4%	G_{sec}^{max} (MPa)	228,0	es = 0,110 %
ϵ_s plastificação (%)	0,137	$p' = 769,4$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	277,7	es = 0,010 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	417,0	$q = 834,1$ kPa	G_0 (MPa)	300,0	$\gamma_{0,7} = 0,115$ %



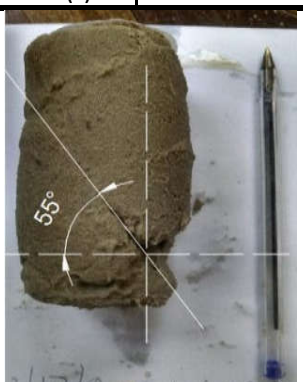
Observações: * valor aproximado

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	ATM-3(17)0_CA-2000	Umidade média (%)	10,10	θ (°)	60
Data Ensaio	31/05/2016	Massa CP úmido (g)	354,11		
n/C_{iv} moldagem	17	Dinicial CP (mm)	50,00		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	100,70		
e moldagem	0,648	e moldagem	0,641		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	16,81		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,62	e consolidação	0,623		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	16,35		
Tensão cura (p') (kPa)	0	Bulk Modulus (MPa)	173,8		

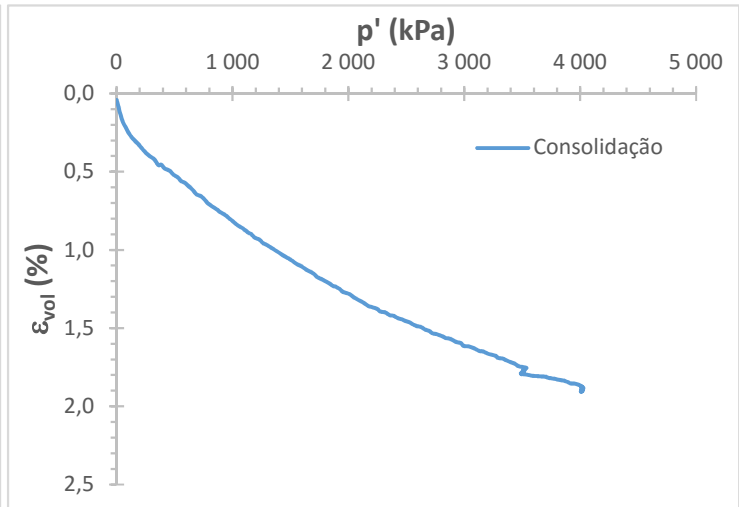
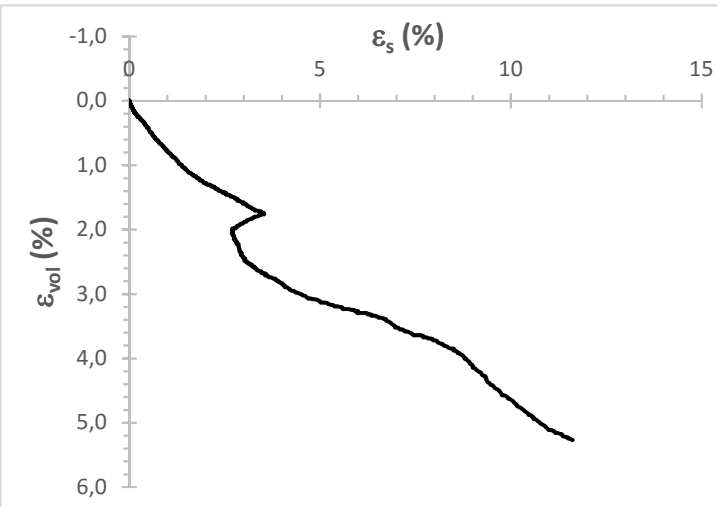
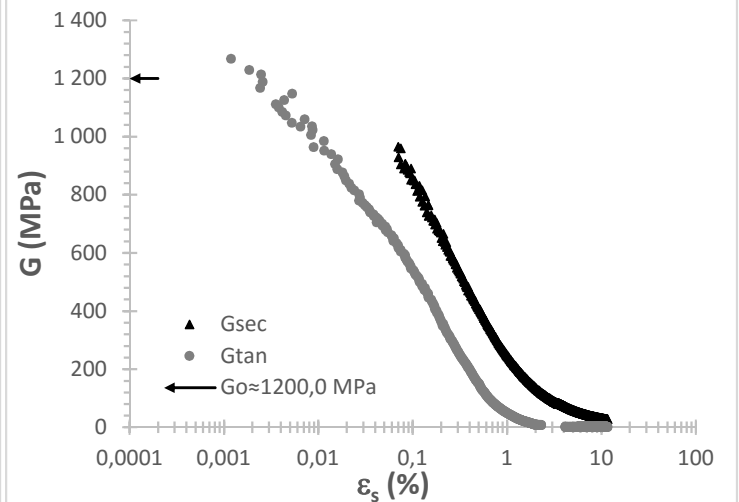
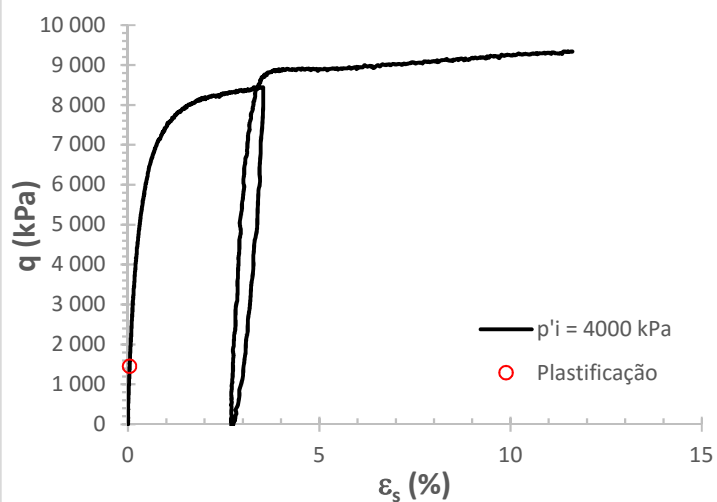
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	5223,4 (pico)	5015,7 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	1860,4	ea = 0,011 %
ϵ_s ruptura (%)	7,11 (pico)	11,25 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	1607,1	ea = 0,001 %
p' ruptura (kPa)	3752,6 (pico)	3681,6 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	605,9	ea = 0,80 %
q plastificação (kPa)	1143,1	q plast/ q pico=21,9%	G_{sec}^{max} (MPa)	605,4	es = 0,058 %
ϵ_s plastificação (%)	0,065	$p' = 2386,4$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	540,4	es = 0,023 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	1143,1	$q = 1143,1$ kPa	G_0 (MPa)	660,0	$\gamma_{0,7} = 0,130$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	ATM-3(17)0_CA-4000	Umidade média (%)	9,20	θ (°)	55
Data Ensaio	18/04/2016	Massa CP úmido (g)	354,30		
n/C_{iv} moldagem	17	Dinicial CP (mm)	50,20		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	99,70		
e moldagem	0,648	e moldagem	0,623		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	16,35		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,62	e consolidação*	0,594		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação*	15,58		
Tensão cura (p') (kPa)	0	Bulk Modulus (MPa)	214,4		

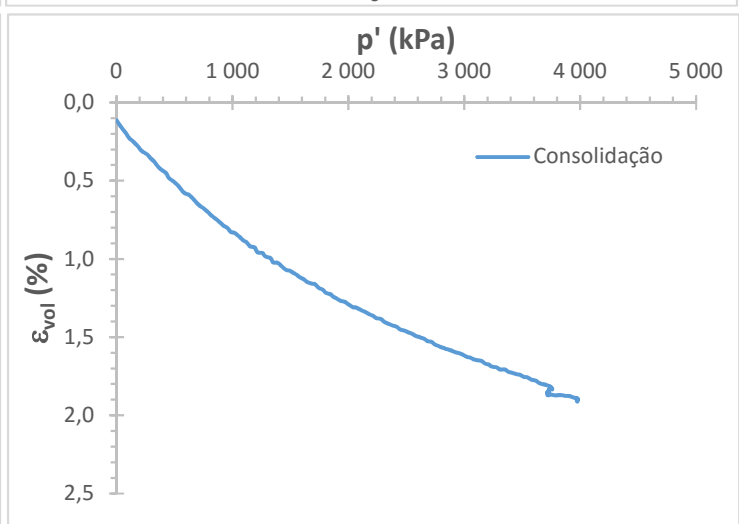
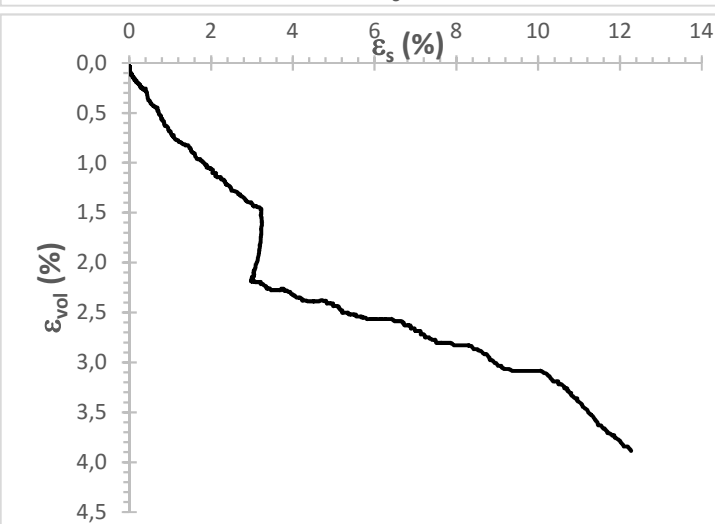
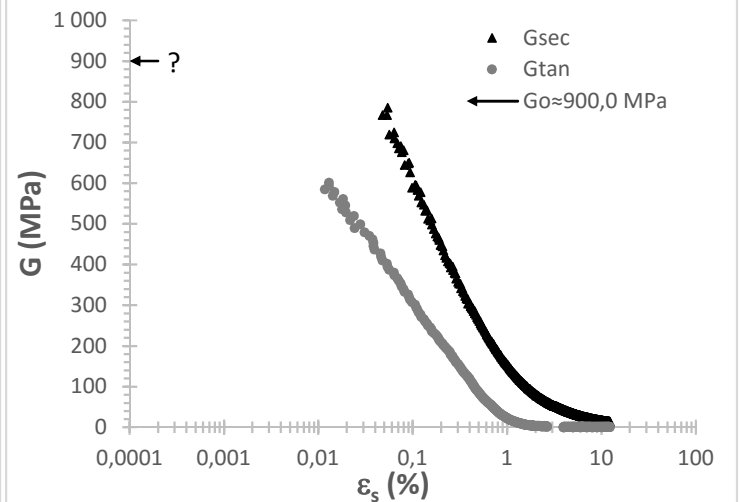
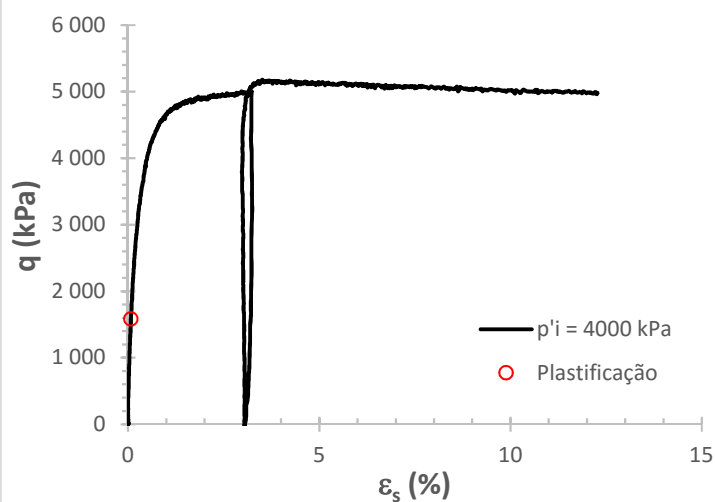
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	9341,6 (pico)	9336,9 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	1786,7	ea = 0,147 %
ϵ_s ruptura (%)	11,50 (pico)	11,62 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	2472,3	ea = 0,003 %
p' ruptura (kPa)	7121,6 (pico)	7113,2 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	1078,1	ea = 0,74 %
q plastificação (kPa)	1452,3	q plast/ q pico=15,5%	G_{sec}^{max} (MPa)	964,4	es = 0,071 %
ϵ_s plastificação (%)	0,043	$p' = 4485,7$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	1266,8	es = 0,001 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	2269,2	$q = 1452,3$ kPa	G_0 (MPa)	1200,0	$\gamma_{0,7} = 0,107$ %



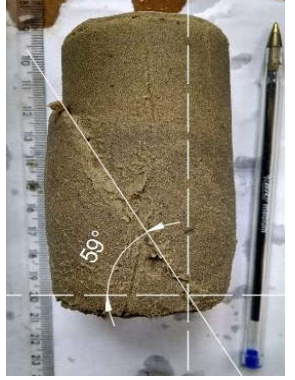
Observações: *valor estimado

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	ATM-3(17)0_PC-4000	Umidade média (%)	9,60	θ (°)	62
Data Ensaio	03/05/2016	Massa CP úmido (g)	353,96		
n/C_{iv} moldagem	17	Dinicial CP (mm)	50,50		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	100,50		
e moldagem	0,648	e moldagem	0,664		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	17,41		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,62	e consolidação *	0,634		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação *	16,64		
Tensão cura (p') (kPa)	0	Bulk Modulus (MPa)	210,2		

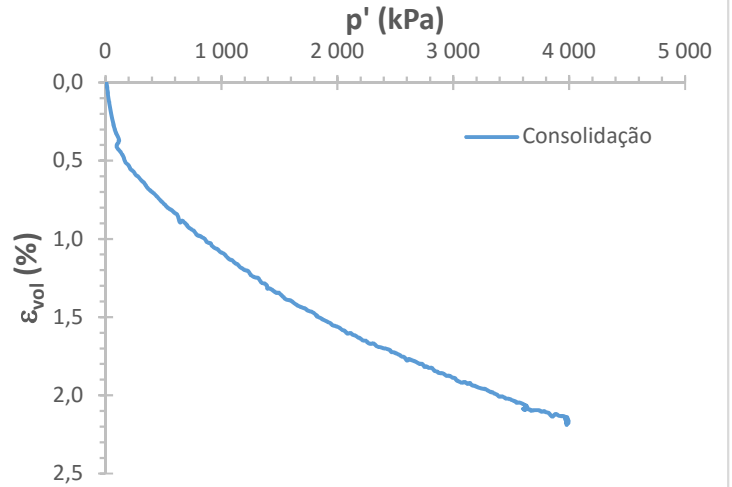
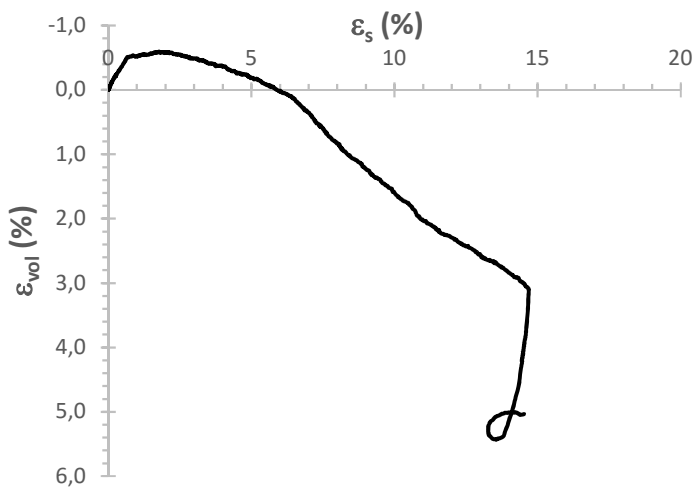
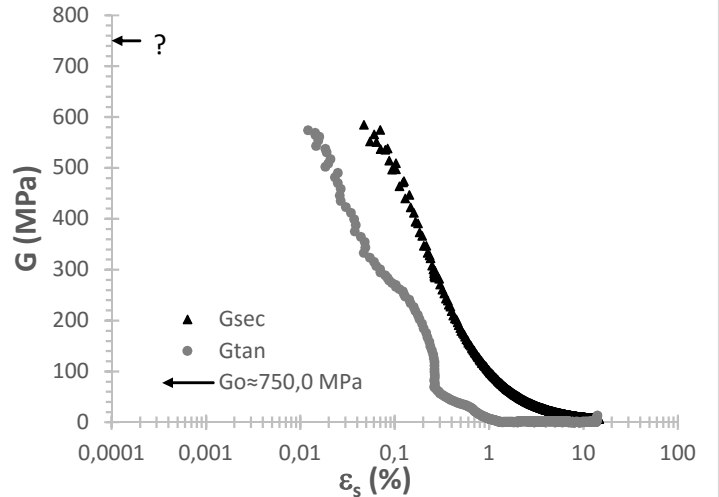
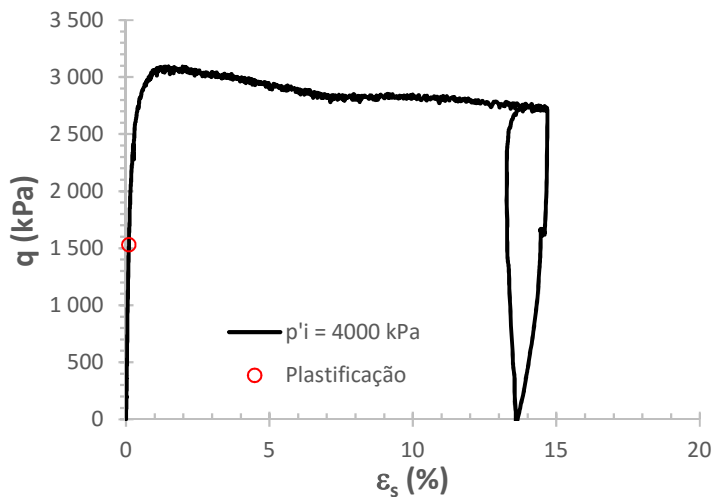
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	5178,0 (pico)	4979,3 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	1371,4	ea = 0,097 %
ϵ_s ruptura (%)	3,51 (pico)	12,27 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	1390,2	ea = 0,017 %
p' ruptura (kPa)	3929,1 (pico)	3765,6 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	**	
q plastificação (kPa)	1583,5	q plast/ q pico=30,6%	G_{sec}^{max} (MPa)	785,0	es = 0,057 %
ϵ_s plastificação (%)	0,076	$p' = 3955,7$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	601,0	es = 0,013 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	1277,0	$q = 1583,5$ kPa	G_0 (MPa)	900,0	$\gamma_{0,7} = 0,094$ %




Observações: *valor estimado; **O valor do modulo Eur não foi determinado devido à excessiva variação volumétrica (devido à variação da pressão confinante para manter p' constante)

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	ATM-3(17)0_DL-4000	Umidade média (%)	9,10	θ (°)	59
Data Ensaio	28/04/2016	Massa CP úmido (g)	353,37		
n/C_{iv} moldagem	17	Dinicial CP (mm)	50,20		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	100,30		
e moldagem	0,648	e moldagem	0,636		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	16,68		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,62	e consolidação *	0,602		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação *	15,78		
Tensão cura (p') (kPa)	0	Bulk Modulus (MPa)	186,0		

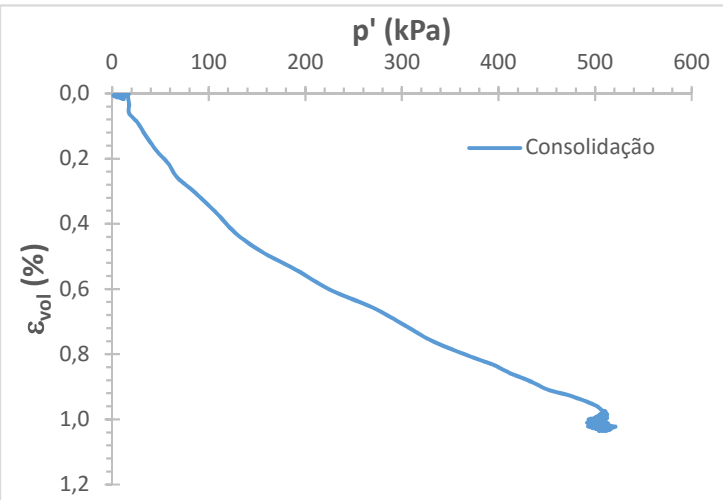
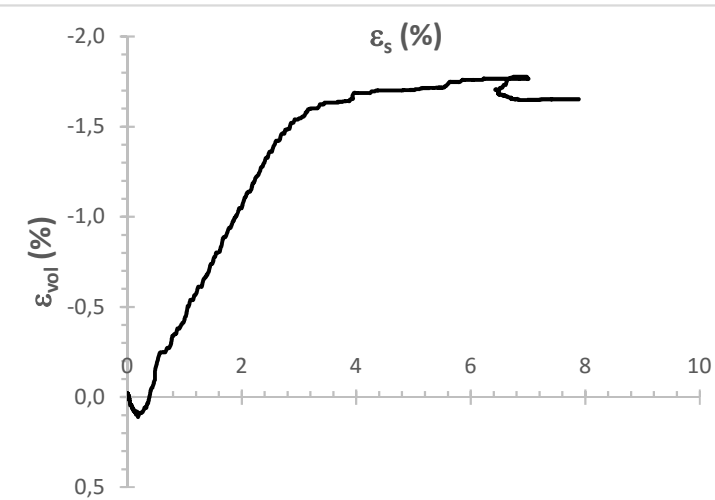
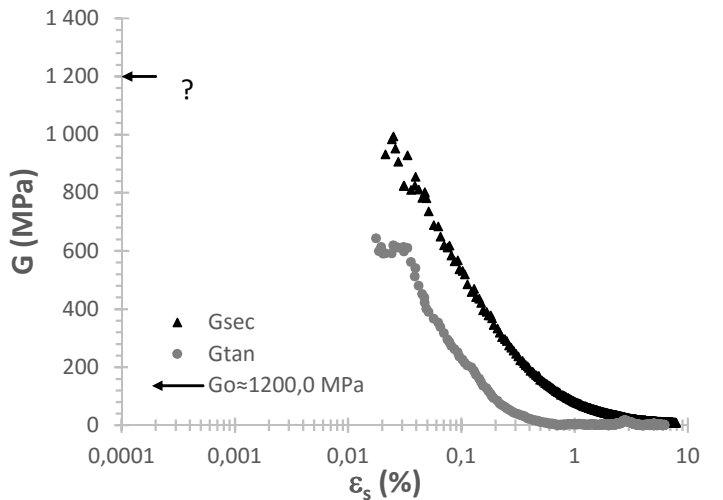
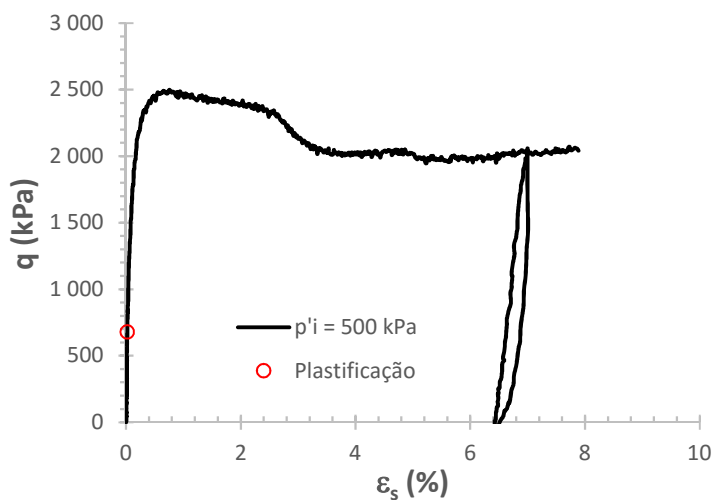
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	3092,6 (pico)	2698,7 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	2544,8	ea = 0,038 %
ϵ_s ruptura (%)	1,48 (pico)	14,69 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	2466,5	ea = 0,010 %
p' ruptura (kPa)	1980,3 (pico)	1841,0 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	852,4	ea = 0,32 %
q plastificação (kPa)	1529,3	q plast/ q pico=49,5%	G_{sec}^{max} (MPa)	584,2	es = 0,055 %
ϵ_s plastificação (%)	0,103	$p' = 2979,3$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	574,1	es = 0,012 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	2184,8	$q = 1529,3$ kPa	G_0 (MPa)	750,0	$\gamma_{0,7} = 0,088$ %




Observações: *valor estimado

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	ST-3(10)500_CA-500_v3	Umidade média (%)	10,10	θ (°)	62
Data Ensaio	23/05/2016	Massa CP úmido (g)	347,65		
n/C_{iv} moldagem	10,53	Dinicial CP (mm)	50,30		
n/C_{iv} cura	10	Hinicial CP (mm)	100,60		
e moldagem	0,691	e moldagem	0,698		
e cura	0,656	η/C_{iv} moldagem	10,64		
Cimento (%)	8,35	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,587	e consolidação	0,682		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	10,39		
Tensão cura (p') (kPa)	500	Bulk Modulus (MPa)	52,3		

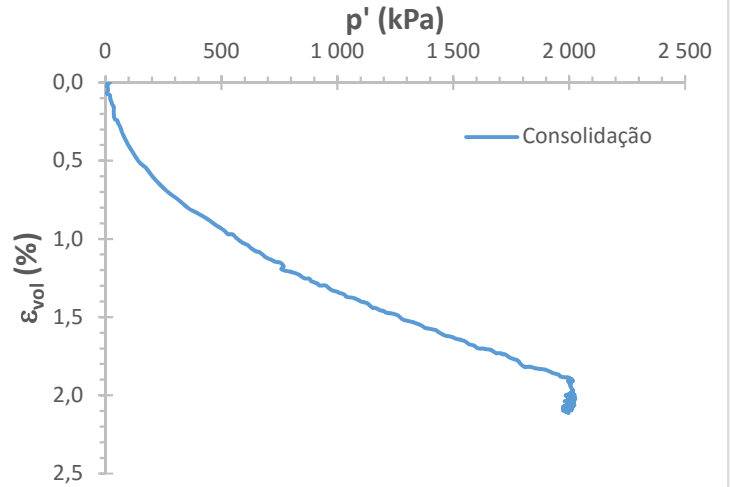
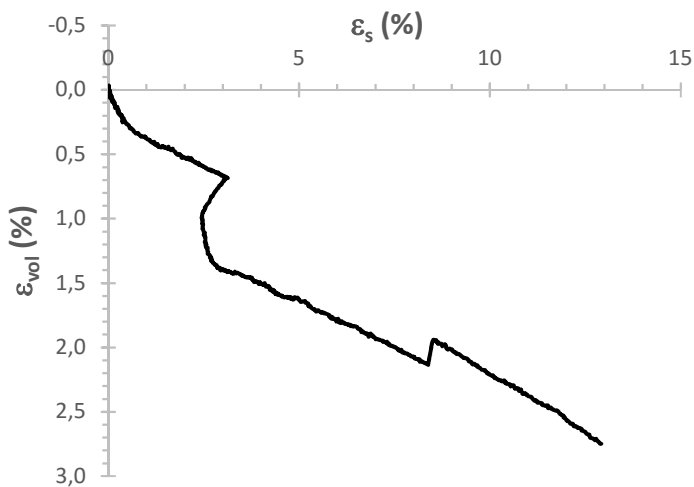
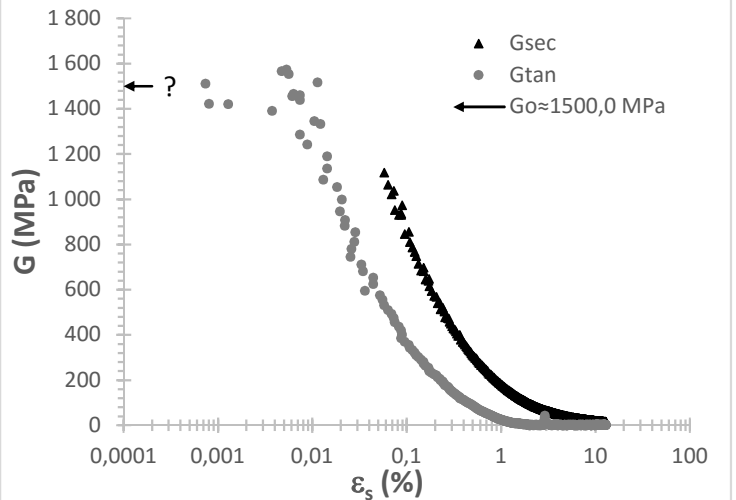
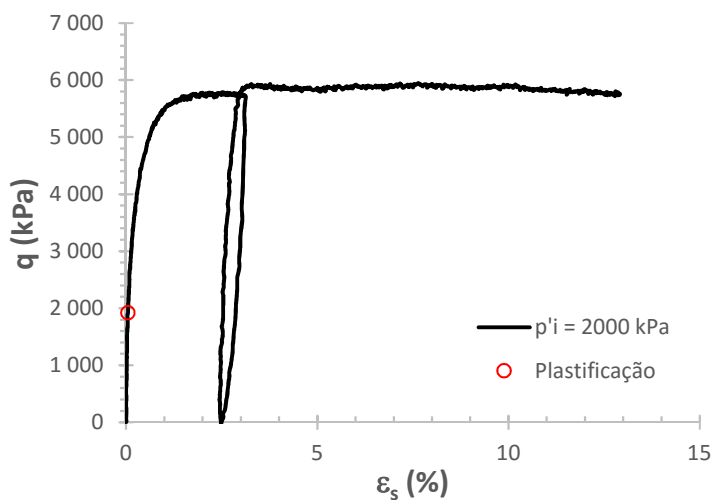
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	2497,8 (pico)	2041,0 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	3022,9	ea = 0,022 %
ϵ_s ruptura (%)	0,76 (pico)	7,89 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	684,2	ea = 0,022 %
p' ruptura (kPa)	1339,8 (pico)	1177,6 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	440,4	ea = 0,45 %
q plastificação (kPa)	679,7	q plast/ q pico=27,2%	G_{sec}^{max} (MPa)	993,6	es = 0,026 %
ϵ_s plastificação (%)	0,024	$p' = 728,4$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	643,0	es = 0,018 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	2831,9	$q = 679,7$ kPa	G_0 (MPa)	1200,0	$\gamma_{0,7} = 0,031$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	ST-3(10)2000_CA-2000_v2	Umidade média (%)	10,00	θ (°)	55
Data Ensaio	06/06/2016	Massa CP úmido (g)	344,34		
n/C_{iv} moldagem	10,81	Dinicial CP (mm)	50,10		
n/C_{iv} cura	10	Hinicial CP (mm)	99,30		
e moldagem	0,709	e moldagem	0,678		
e cura	0,656	η/C_{iv} moldagem	10,33		
Cimento (%)	8,35	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,569	e consolidação	0,645		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	9,83		
Tensão cura (p') (kPa)	2000	Bulk Modulus (MPa)	106,0		

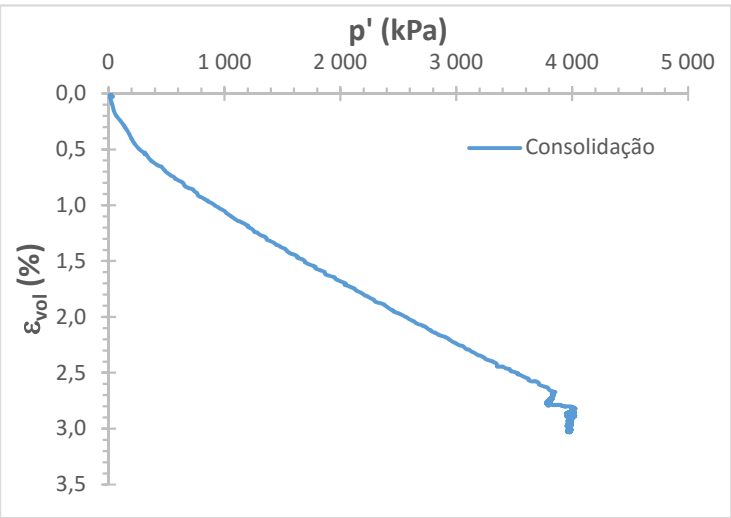
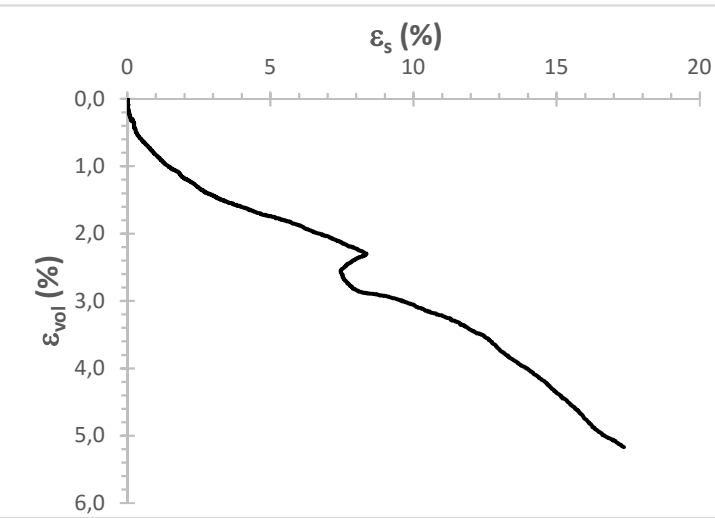
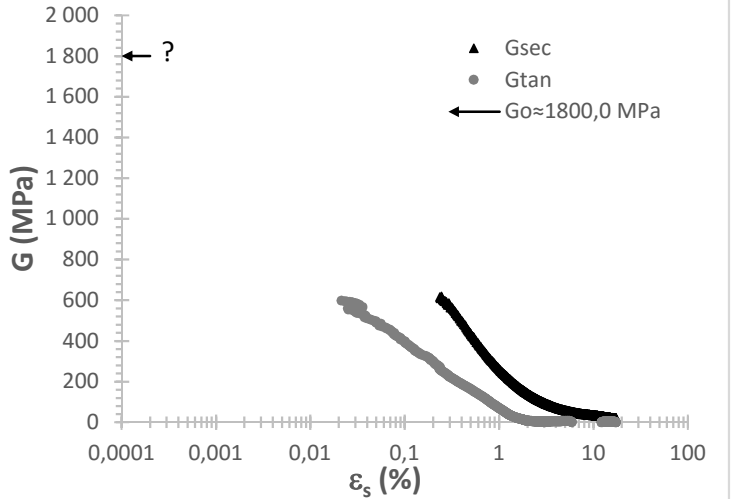
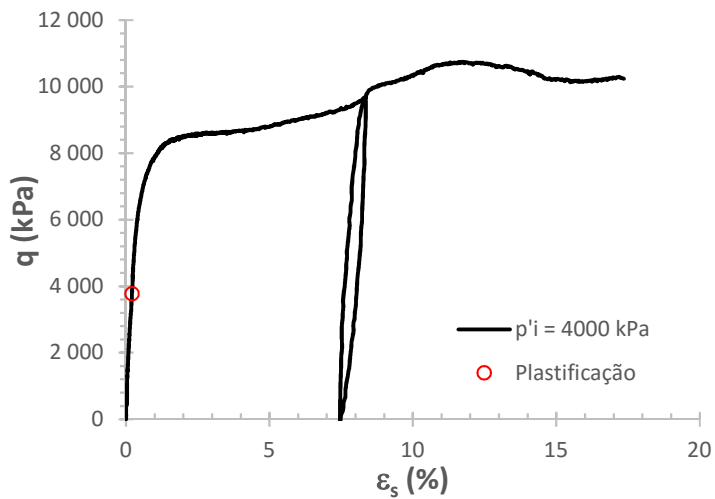
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	5946,1 (pico)	5755,0 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	5033,8	ea = 0,022 %
ϵ_s ruptura (%)	7,65 (pico)	12,91 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	3982,0	ea = 0,003 %
p' ruptura (kPa)	3986,6 (pico)	3926,4 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	990,7	ea = 0,54 %
q plastificação (kPa)	1920,4	q plast/ q pico=32,3%	G_{sec}^{max} (MPa)	1116,9	es = 0,063 %
ϵ_s plastificação (%)	0,052	$p' = 2643,7$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	1572,1	es = 0,005 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	3200,6	$q = 1920,4$ kPa	G_0 (MPa)	1500,0	$\gamma_{0,7} = 0,069$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	ST-3(10)4000_CA-4000	Umidade média (%)	9,10	θ (°)	66
Data Ensaio	11/03/2016	Massa CP úmido (g)	342,27		
n/C_{iv} moldagem	10,97	Dinicial CP (mm)	50,00		
n/C_{iv} cura	10	Hinicial CP (mm)	101,20		
e moldagem	0,72	e moldagem	0,699		
e cura	0,656	η/C_{iv} moldagem	10,65		
Cimento (%)	8,35	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,56	e consolidação	0,652		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	9,93		
Tensão cura (p') (kPa)	4000	Bulk Modulus (MPa)	153,79		

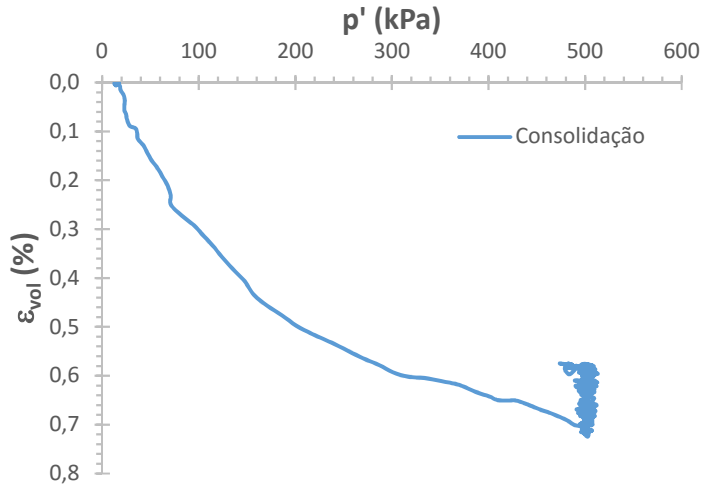
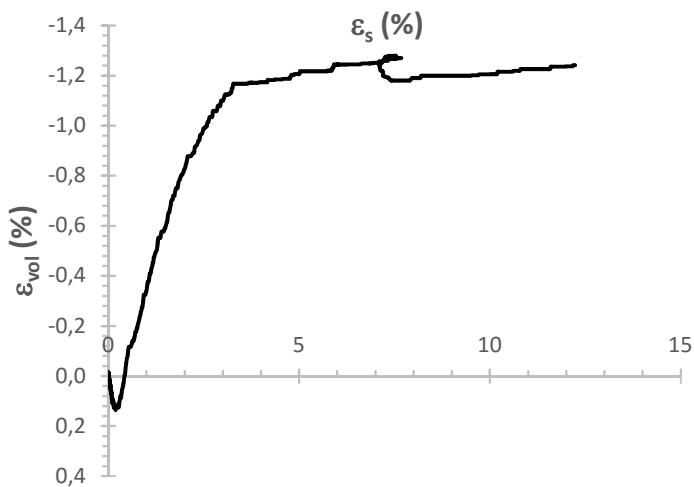
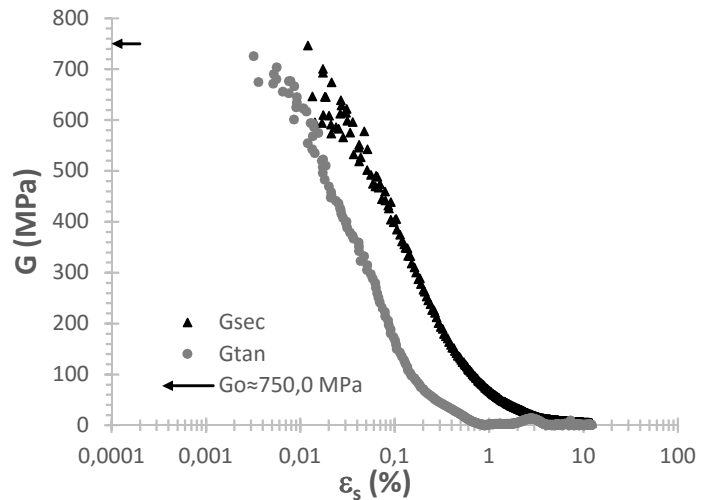
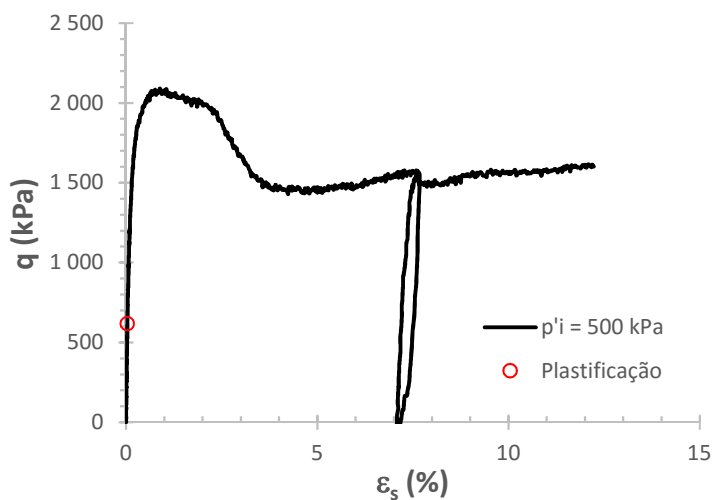
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	10740,8 (pico)	10240,0 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	1189,6	ea = 0,327 %
ϵ_s ruptura (%)	11,63 (pico)	17,35 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	1108,8	ea = 0,043 %
p' ruptura (kPa)	7590,1 (pico)	7419,4 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	1153,0	ea = 0,80 %
q plastificação (kPa)	3773,7	q plast/ q pico=35,1%	G_{sec}^{max} (MPa)	618,2	es = 0,245 %
ϵ_s plastificação (%)	0,206	$p' = 5250,4$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	597,2	es = 0,021 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	1164,7	$q = 3773,7$ kPa	G_0 (MPa)	1800,0	$\gamma_{0,7} = 0,058$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Mista
Ensaio	ST-3(17)500_CA-500_v2	Umidade média (%)	10,10	θ (°)	62
Data Ensaio	27/05/2016	Massa CP úmido (g)	347,22		
n/C_{iv} moldagem	17,91	Dinicial CP (mm)	50,10		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	100,40		
e moldagem	0,683	e moldagem	0,675		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	17,71		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,586	e consolidação	0,664		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	17,41		
Tensão cura (p') (kPa)	500	Bulk Modulus (MPa)	87,6		

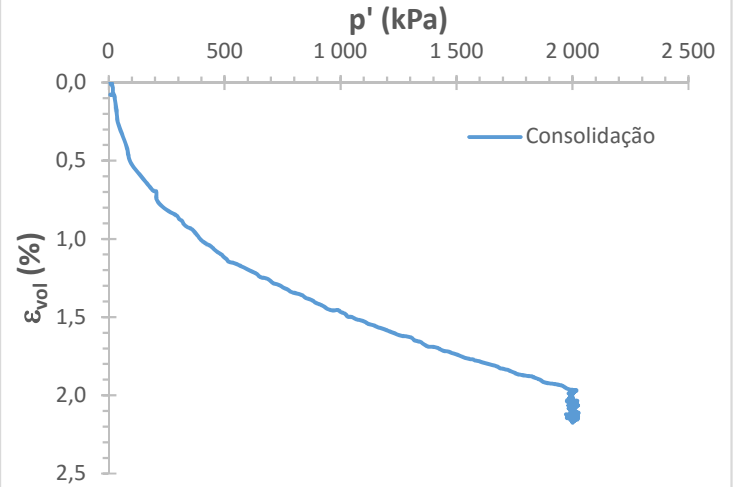
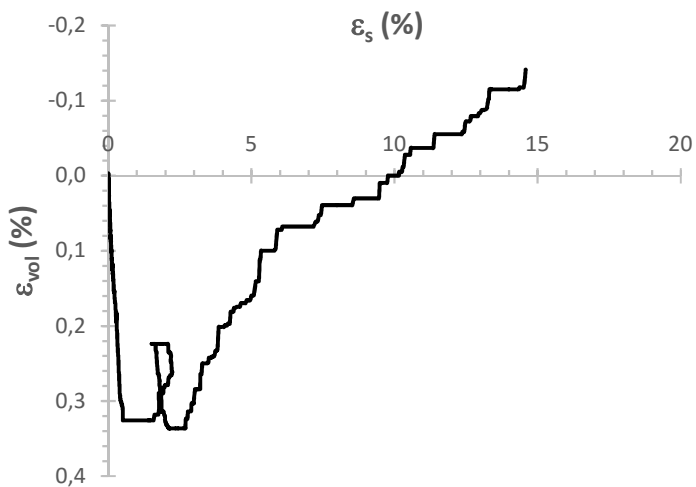
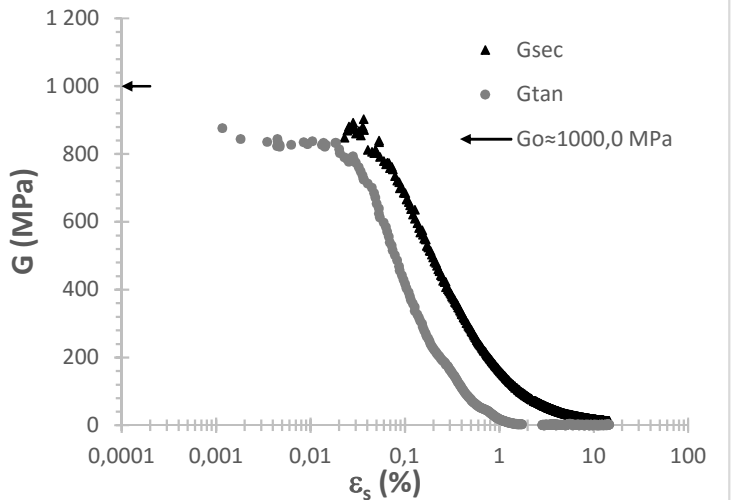
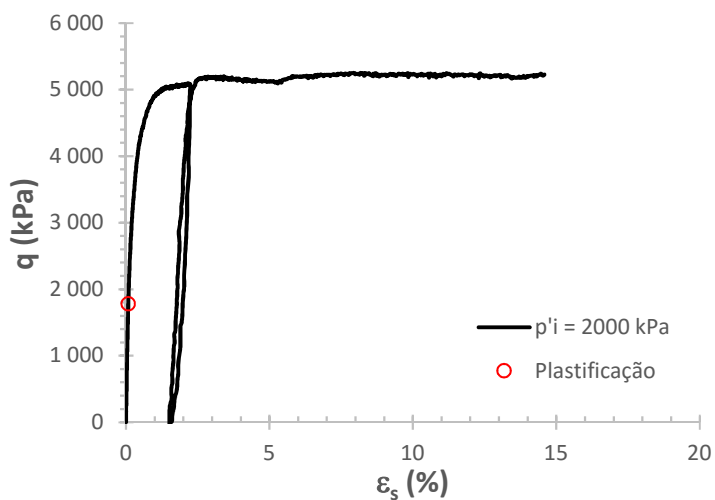
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	2089,4 (pico)	1601,5 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	1989,0	ea = 0,013 %
ϵ_s ruptura (%)	0,88 (pico)	12,23 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	2309,2	-ea = 0,001 %
p' ruptura (kPa)	1201,7 (pico)	1037,6 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	272,5	ea = 0,55 %
q plastificação (kPa)	618,7	q plast/ q pico=29,6%	G_{sec}^{max} (MPa)	746,4	es = 0,013 %
ϵ_s plastificação (%)	0,036	$p' = 710,0$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	725,3	es = 0,003 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	1374,8	$q = 618,7$ kPa	G_0 (MPa)	750,0	$\gamma_{0,7} = 0,042$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Embarrig.
Ensaio	ST-3(17)2000_CA-2000	Umidade média (%)	9,00	θ (°)	
Data Ensaio	01/04/2016	Massa CP úmido (g)	343,35		
n/C_{iv} moldagem	18,39	Dinicial CP (mm)	50,10		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	99,90		
e moldagem	0,701	e moldagem	0,669		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	17,54		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,569	e consolidação	0,635		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	16,66		
Tensão cura (p') (kPa)	2000	Bulk Modulus (MPa)	102,51		

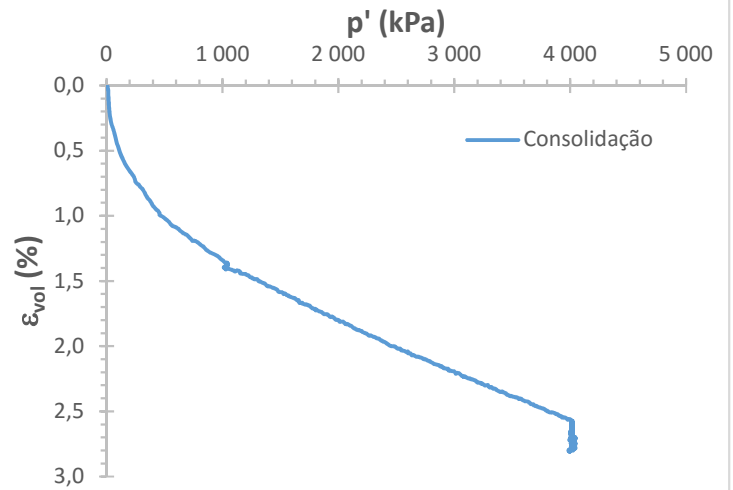
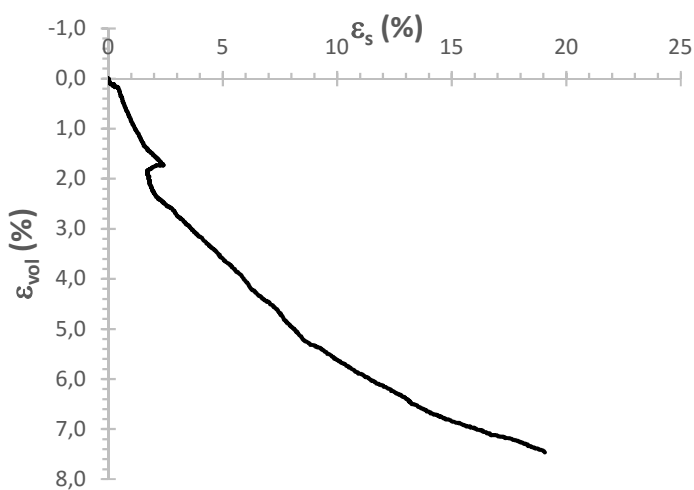
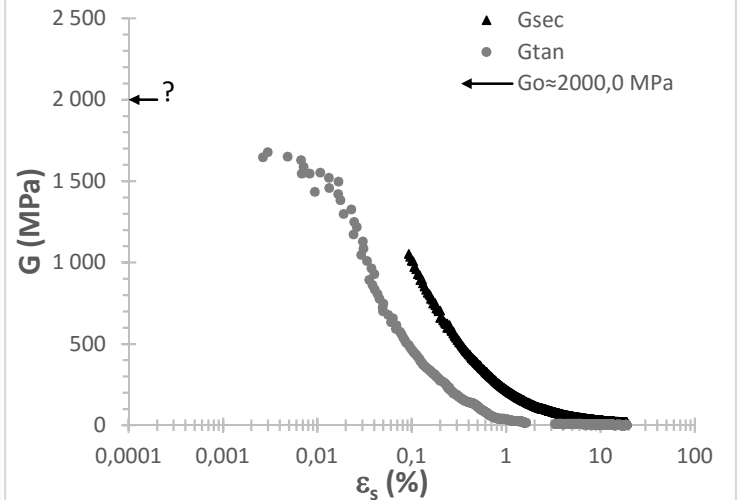
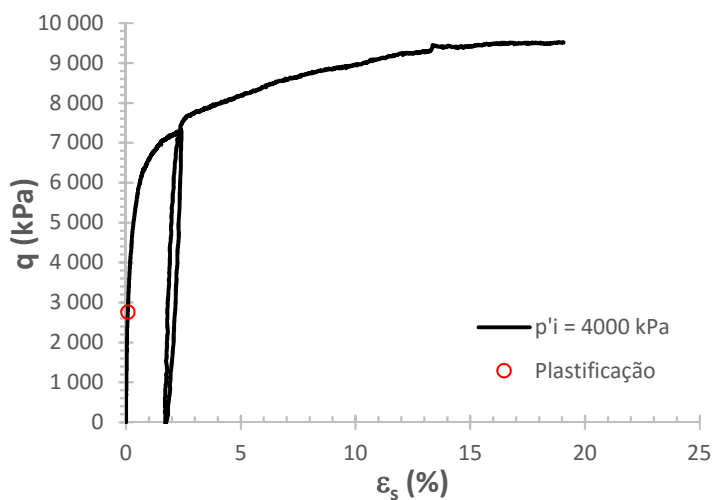
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	5250,2 (pico)	5225,3 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	1921,6	ea = 0,036 %
ϵ_s ruptura (%)	8,18 (pico)	14,58 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	1891,7	ea = 0,005 %
p' ruptura (kPa)	3759,3 (pico)	3751,0 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	725,1	ea = 0,66 %
q plastificação (kPa)	1779,3	q plast/q pico=33,9%	G_{sec}^{max} (MPa)	902,1	es = 0,037 %
ϵ_s plastificação (%)	0,079	$p' = 2598,0$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	875,3	es = 0,001 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	1632,4	q = 1779,3 kPa	G_0 (MPa)	1000,0	$\gamma_{0,7} = 0,089$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Embarrig.
Ensaio	ST-3(17)4000_CA-4000	Umidade média (%)	9,00	θ (°)	
Data Ensaio	08/04/2016	Massa CP úmido (g)	341,43		
n/C_{iv} moldagem	18,7	Dinicial CP (mm)	50,00		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	100,30		
e moldagem	0,711	e moldagem	0,678		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	17,79		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,56	e consolidação	0,635		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	16,65		
Tensão cura (p') (kPa)	4000	Bulk Modulus (MPa)	163,9		

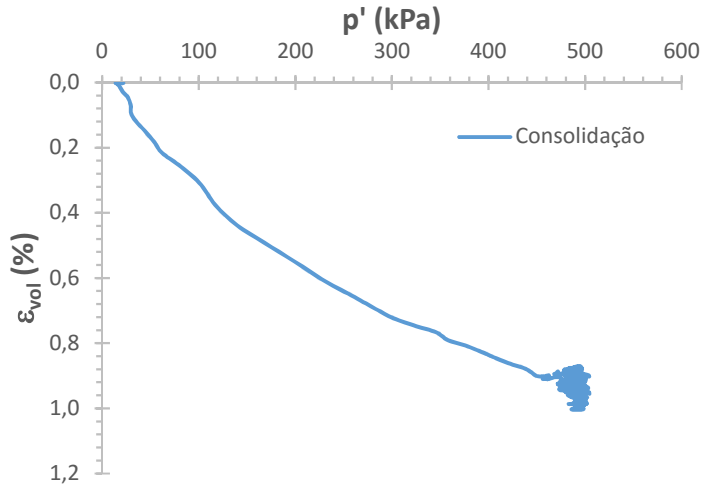
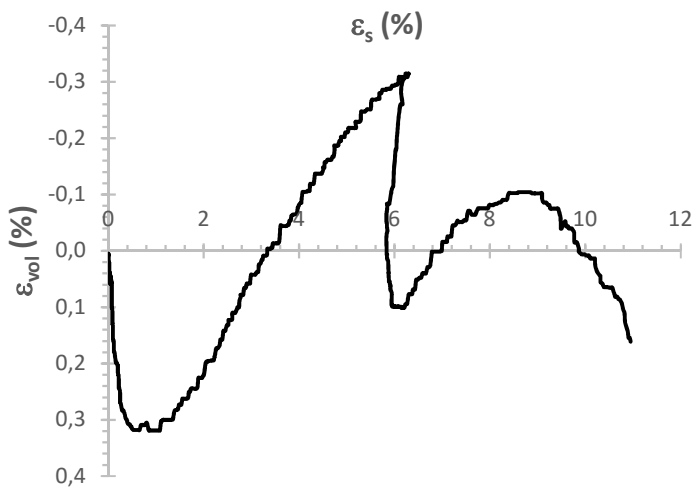
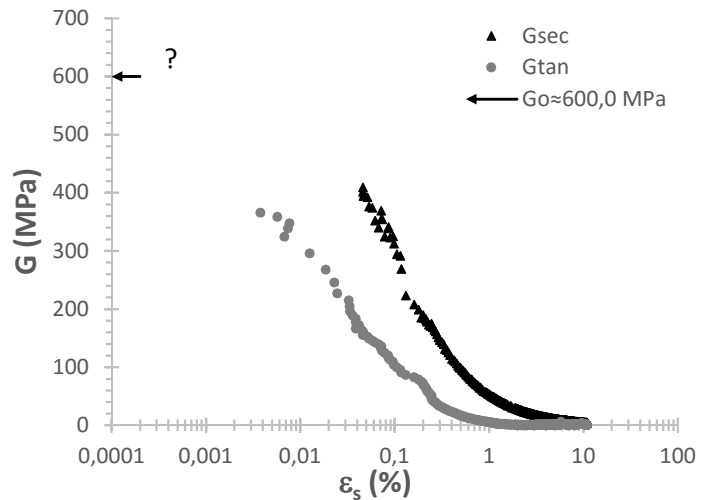
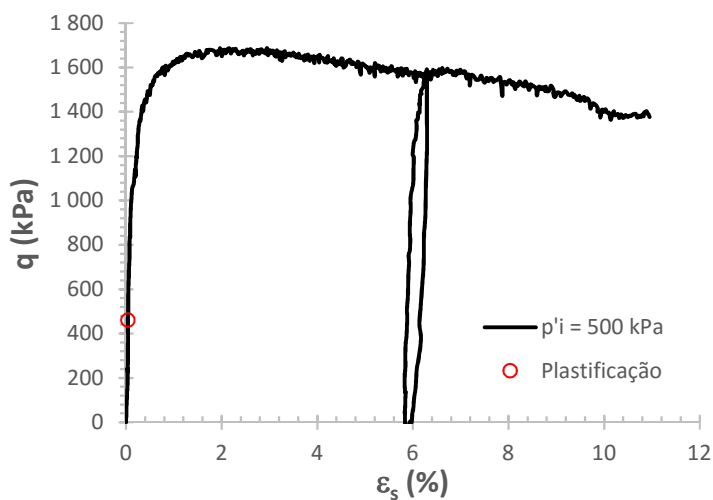
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	9521,9 (pico)	9510,0 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	5956,2	ea = 0,011 %
ϵ_s ruptura (%)	18,88 (pico)	19,07 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	4186,4	ea = 0,001 %
p' ruptura (kPa)	7182,1 (pico)	7175,9 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	1044,6	ea = 0,62 %
q plastificação (kPa)	2756,2	q plast/ q pico=28,9%	G_{sec}^{max} (MPa)	1052,6	es = 0,096 %
ϵ_s plastificação (%)	0,078	$p' = 4903,5$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	1676,3	es = 0,003 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	2505,7	$q = 2756,2$ kPa	G_0 (MPa)	2000,0	$\gamma_{0,7} = 0,041$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Misto
Ensaio	ST-3(30)500_CA-500	Umidade média (%)	9,10	θ (°)	55
Data Ensaio	13/04/2016	Massa CP úmido (g)	346,50		
n/C_{iv} moldagem	31,6	Dinicial CP (mm)	50,30		
n/C_{iv} cura	30	Hinicial CP (mm)	99,50		
e moldagem	0,676	e moldagem	0,656		
e cura	0,642	η/C_{iv} moldagem	30,67		
Cimento (%)	2,6	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,586	e consolidação	0,640		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	29,92		
Tensão cura (p') (kPa)	500	Bulk Modulus (MPa)	56,8		

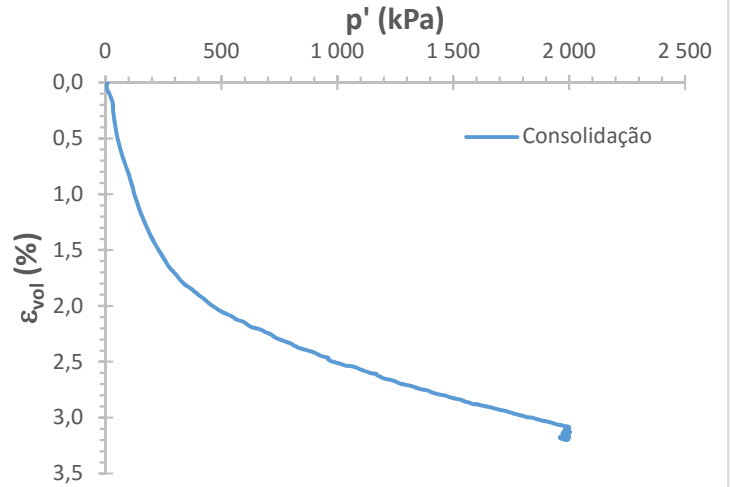
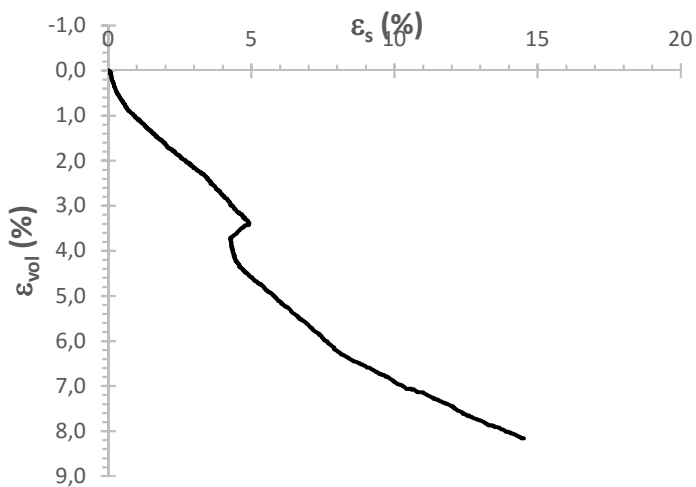
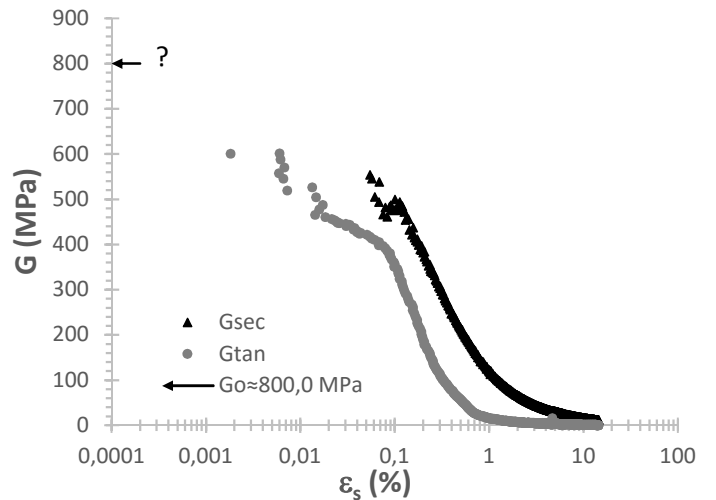
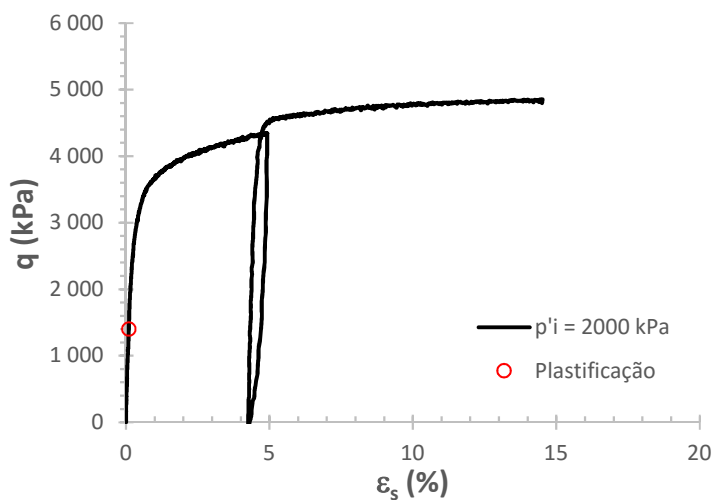
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	1687,0 (pico)	1376,2 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	898,8	ea = 0,063 %
ϵ_s ruptura (%)	2,95 (pico)	10,95 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	913,9	ea = 0,010 %
p' ruptura (kPa)	1067,7 (pico)	962,9 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	441,1	ea = 0,33 %
q plastificação (kPa)	460,8	q plast/ q pico=27,3%	G_{sec}^{max} (MPa)	408,9	es = 0,046 %
ϵ_s plastificação (%)	0,039	$p' = 654,9$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	365,6	es = 0,004 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	768,0	$q = 460,8$ kPa	G_0 (MPa)	600,0	$\gamma_{0,7} = 0,045$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Embarrig.
Ensaio	ST-3(30)2000_CA-2000	Umidade média (%)	9,70	θ (°)	
Data Ensaio	29/04/2016	Massa CP úmido (g)	342,50		
n/C_{iv} moldagem	32,5	Dinicial CP (mm)	50,30		
n/C_{iv} cura	30	Hinicial CP (mm)	100,50		
e moldagem	0,695	e moldagem	0,702		
e cura	0,642	η/C_{iv} moldagem	32,79		
Cimento (%)	2,6	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm^3)	1,569	e consolidação	0,649		
γ seco cura (g/cm^3)	1,62	η/C_{iv} consolidação	30,34		
Tensão cura (p') (kPa)	2000	Bulk Modulus (MPa)	64,8		

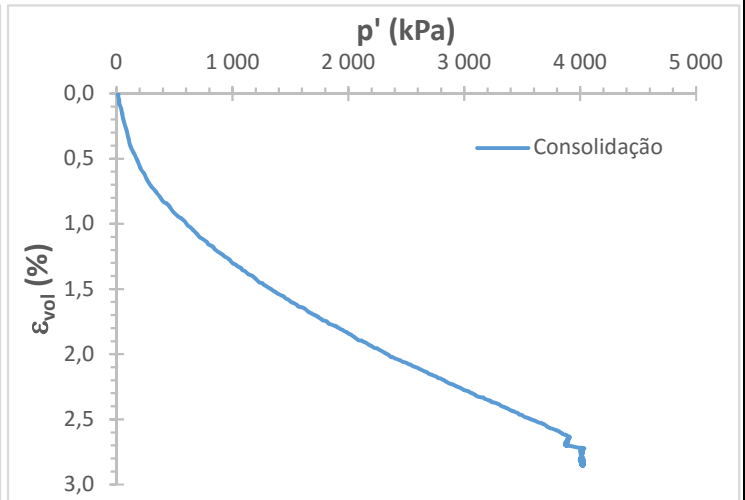
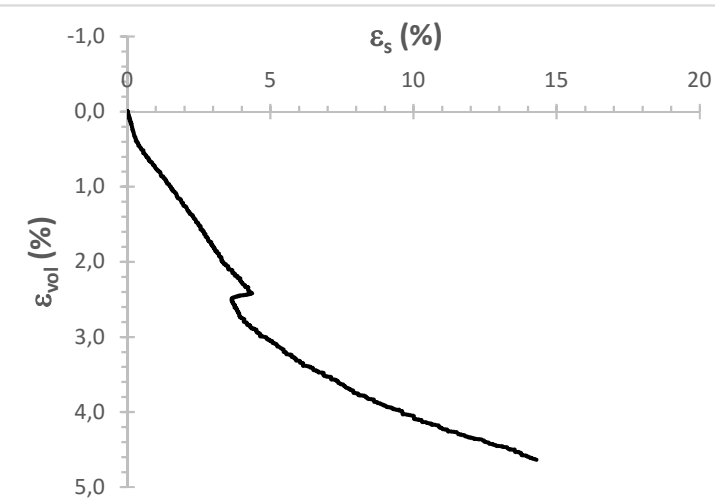
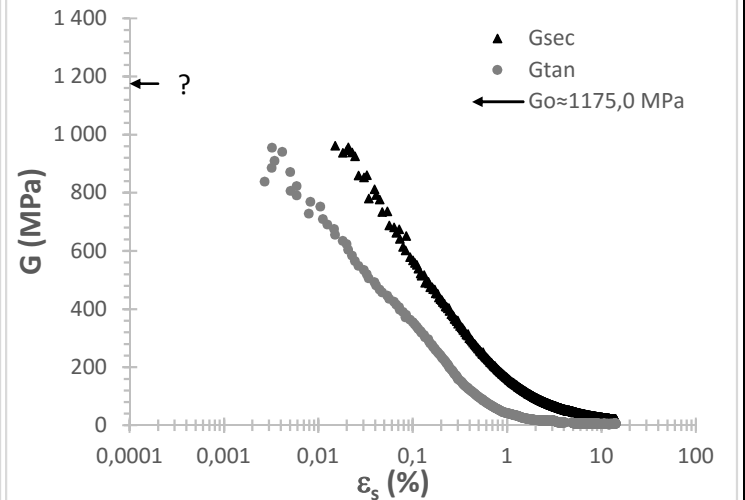
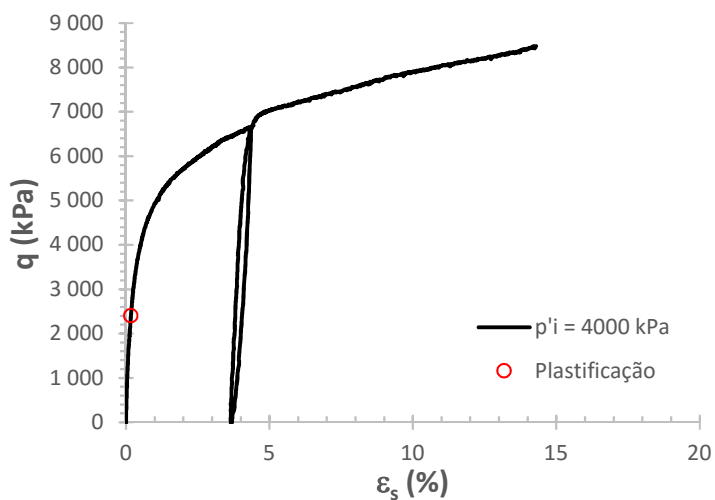
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	4854,4 (pico)	4854,4 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	2020,1	ea = 0,008 %
ϵ_s ruptura (%)	14,52 (pico)	14,52 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	1770,2	ea = 0,001 %
p' ruptura (kPa)	3621,1 (pico)	3621,1 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	809,7	ea = 0,49 %
q plastificação (kPa)	1402,0	q plast/ q pico=28,9%	G_{sec}^{max} (MPa)	553,5	es = 0,057 %
ϵ_s plastificação (%)	0,098	$p' = 2471,0$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	600,8	es = 0,006 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	1070,3	$q = 1402,0$ kPa	G_0 (MPa)	800,0	$\gamma_{0,7} = 0,074$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Embarrig.
Ensaio	ST-3(30)4000_CA-4000_v2	Umidade média (%)	10,10	θ (°)	
Data Ensaio	19/05/2016	Massa CP úmido (g)	341,36		
n/C_{iv} moldagem	32,95	Dinicial CP (mm)	50,30		
n/C_{iv} cura	30	Hinicial CP (mm)	100,40		
e moldagem	0,705	e moldagem	0,712		
e cura	0,642	η/C_{iv} moldagem	33,27		
Cimento (%)	2,6	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,56	e consolidação	0,667		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	31,18		
Tensão cura (p') (kPa)	4000	Bulk Modulus (MPa)	148,3		

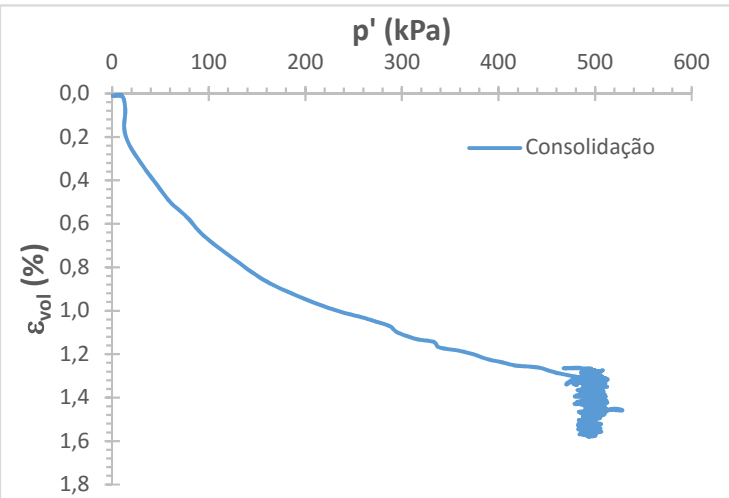
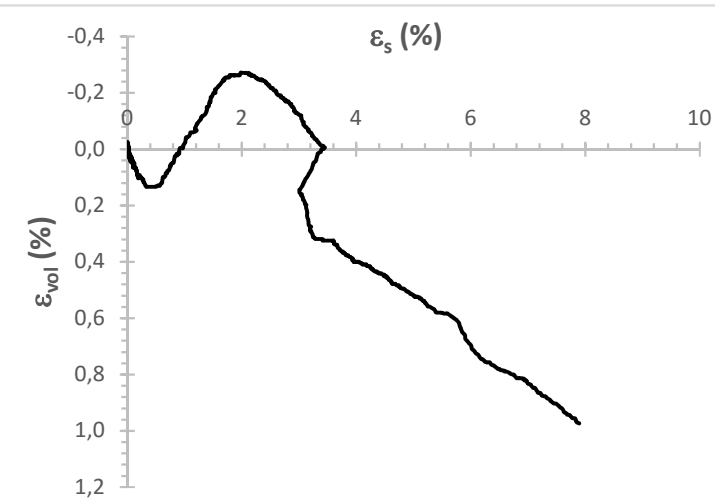
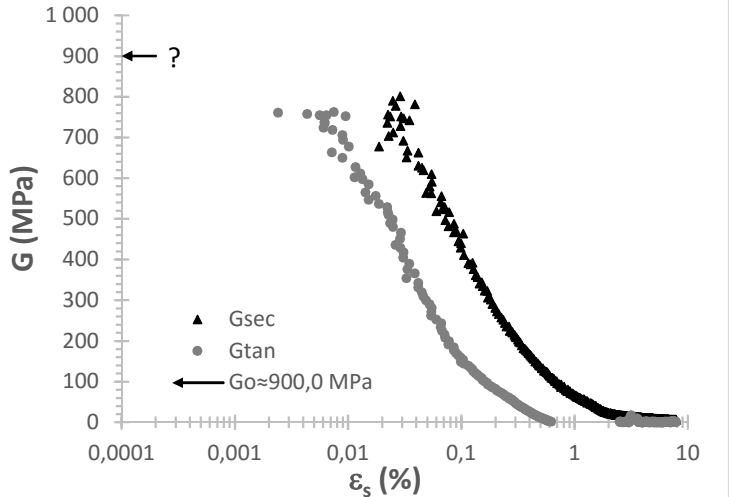
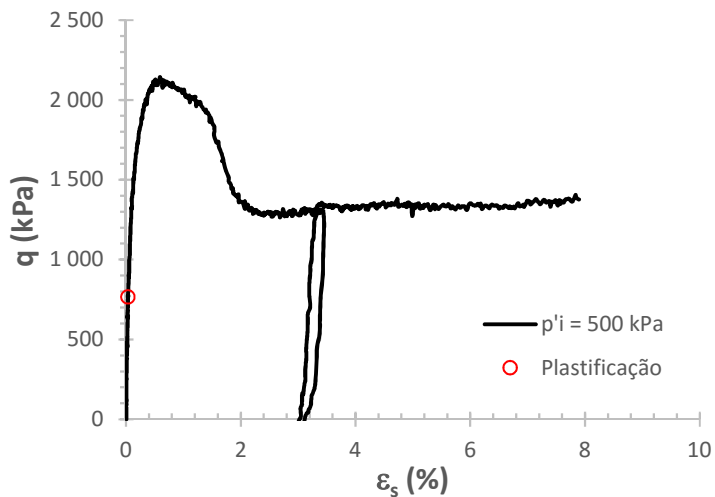
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	8480,5 (pico)	8480,5 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	2247,4	ea = 0,029 %
ϵ_s ruptura (%)	14,29 (pico)	14,29 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	2309,0	ea = 0,000 %
p' ruptura (kPa)	6833,5 (pico)	6833,5 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	952,5	ea = 0,66 %
q plastificação (kPa)	2401,6	q plast/ q pico=28,3%	G_{sec}^{max} (MPa)	960,8	es = 0,018 %
ϵ_s plastificação (%)	0,171	$p' = 4794,5$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	955,0	es = 0,003 %
E_{sec} plastificação (MPa)	960,6	$q = 2401,6$ kPa	G_0 (MPa)	1175,0	$\gamma_{0,7} = 0,034$ %




Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Escorreg.
Ensaio	ST-7(17)500_CA-500	Umidade média (%)	9,20	θ (°)	55
Data Ensaio	22/03/2016	Massa CP úmido (g)	346,62		
n/C_{iv} moldagem	17,92	Dinicial CP (mm)	50,30		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	100,60		
e moldagem	0,683	e moldagem	0,681		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	17,87		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,586	e consolidação	0,656		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	17,21		
Tensão cura (p') (kPa)	500	Bulk Modulus (MPa)	39,9		

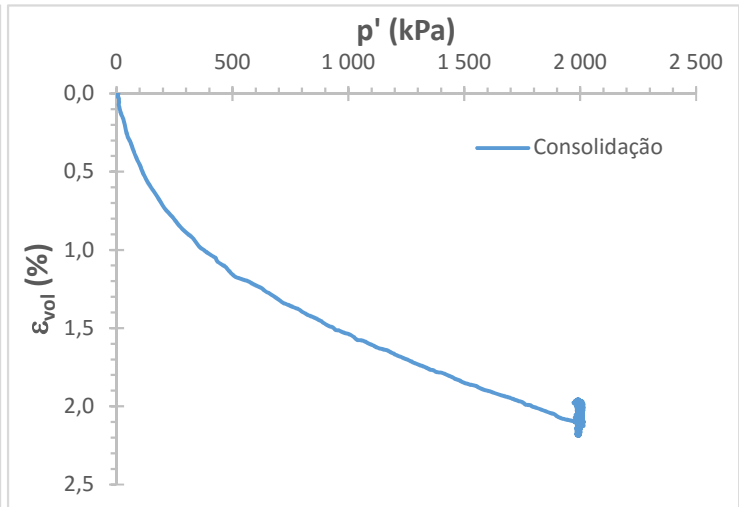
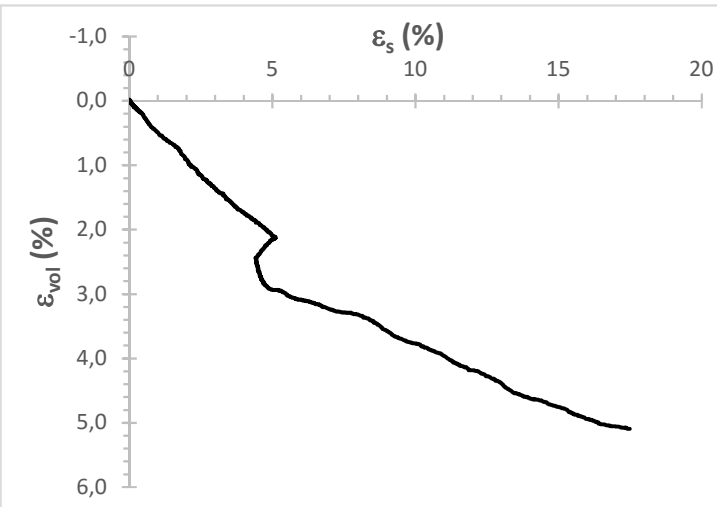
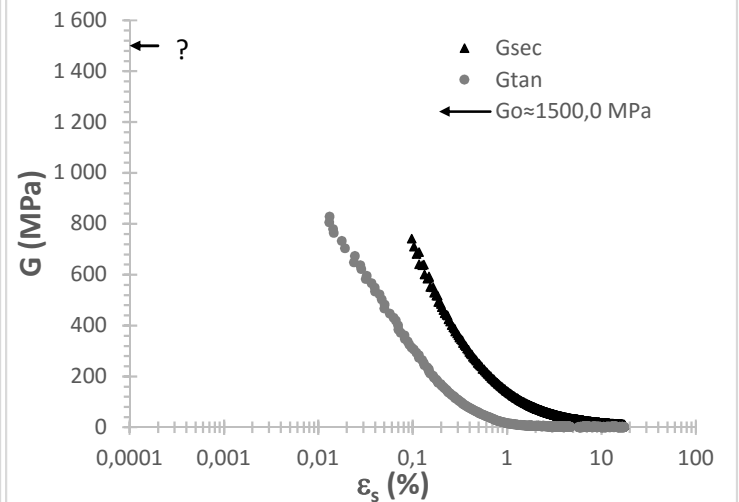
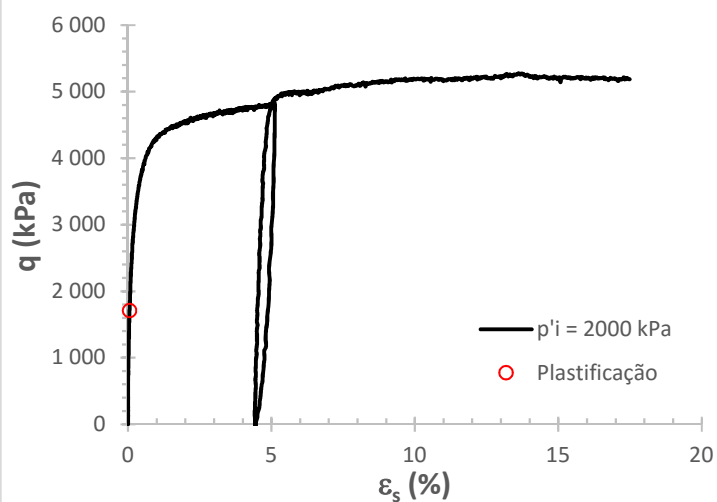
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	2143,1 (pico)	1376,2 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	2484,5	ea = 0,019 %
ϵ_s ruptura (%)	0,59 (pico)	7,89 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	2714,0	ea = 0,000 %
p' ruptura (kPa)	1224,5 (pico)	958,2 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	400,9	ea = 0,33 %
q plastificação (kPa)	766,9	q plast/ q pico=35,8%	G_{sec}^{max} (MPa)	800,4	es = 0,026 %
ϵ_s plastificação (%)	0,033	$p' = 756,7$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	762,3	es = 0,008 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	1667,2	$q = 766,9$ kPa	G_0 (MPa)	900,0	$\gamma_{0,7} = 0,045$ %



Observações:

Dados do Ensaio		Após a Moldagem		Ruptura	Embarrig.
Ensaio	ST-7(17)2000_CA-2000	Umidade média (%)	9,00	θ (°)	
Data Ensaio	20/04/2016	Massa CP úmido (g)	343,55		
n/C_{iv} moldagem	18,4	Dinicial CP (mm)	50,10		
n/C_{iv} cura	17	Hinicial CP (mm)	99,13		
e moldagem	0,701	e moldagem	0,655		
e cura	0,648	η/C_{iv} moldagem	17,18		
Cimento (%)	4,71	Após a Consolidação			
γ seco moldagem (g/cm ³)	1,569	e consolidação	0,620		
γ seco cura (g/cm ³)	1,62	η/C_{iv} consolidação	16,26		
Tensão cura (p') (kPa)	2000	Bulk Modulus (MPa)	108,2		

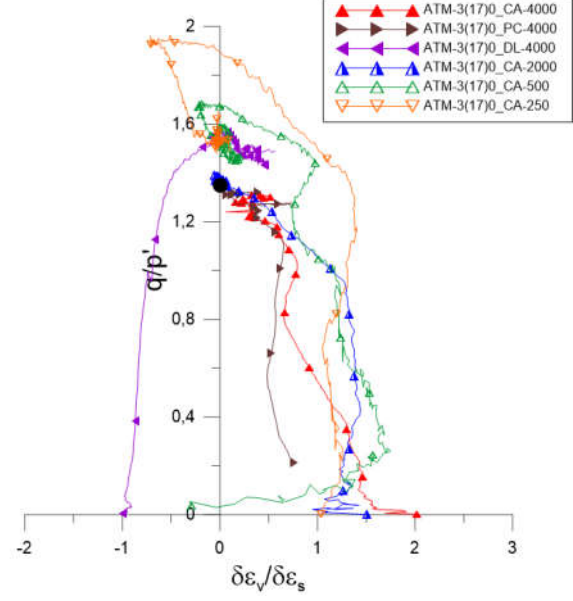
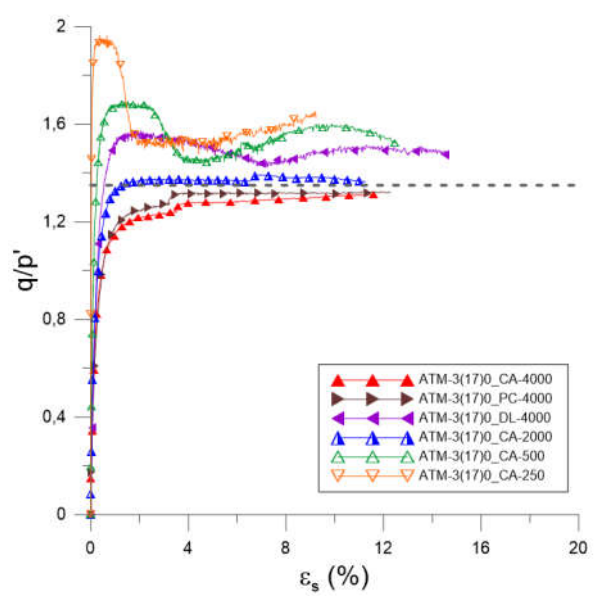
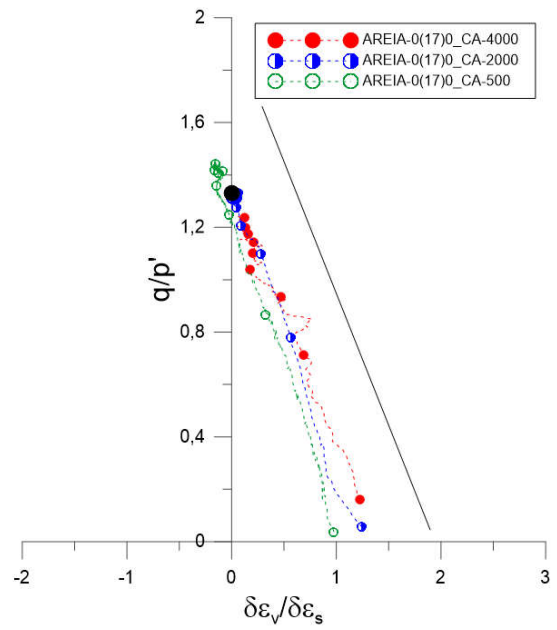
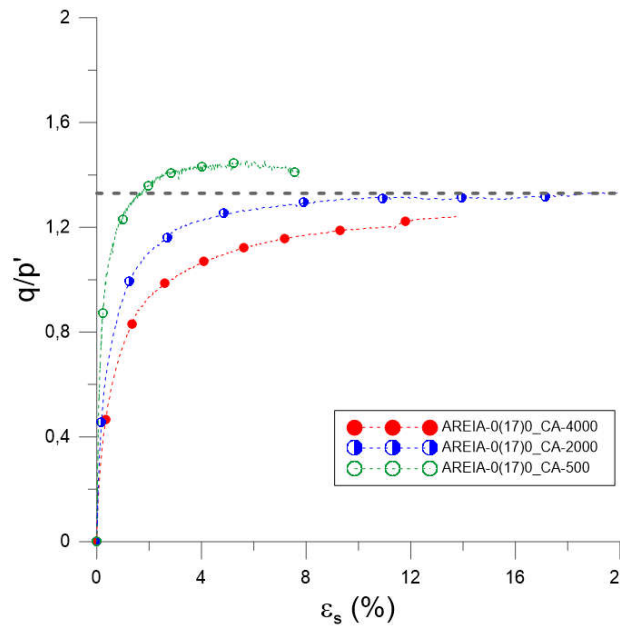
Após o Cisalhamento					
q ruptura (kPa)	5276,1 (pico)	5186,3 (pós-pico)	E_{sec}^{max} (MPa)	1900,2	ea = 0,121 %
ϵ_s ruptura (%)	13,61 (pico)	17,49 (pós-pico)	E_{tan}^{max} (MPa)	1666,1	ea = 0,010 %
p' ruptura (kPa)	3758,2 (pico)	3729,2 (pós-pico)	E_{ur} (MPa)	824,7	ea = 0,58 %
q plastificação (kPa)	1709,0	q plast/ q pico=32,4%	G_{sec}^{max} (MPa)	741,2	es = 0,103 %
ϵ_s plastificação (%)	0,050	$p' = 2571,3$ kPa	G_{tan}^{max} (MPa)	827,9	es = 0,013 %
$E_{sec}^{plastificação}$ (MPa)	2629,3	$q = 1709,0$ kPa	G_0 (MPa)	1500,0	$\gamma_{0,7} = 0,040$ %

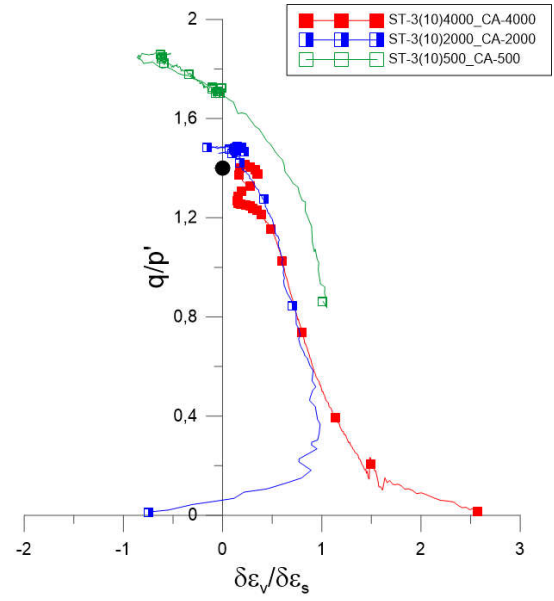
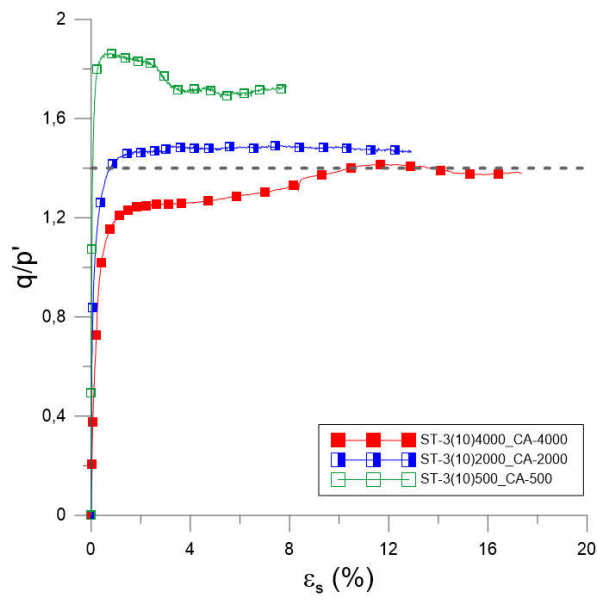
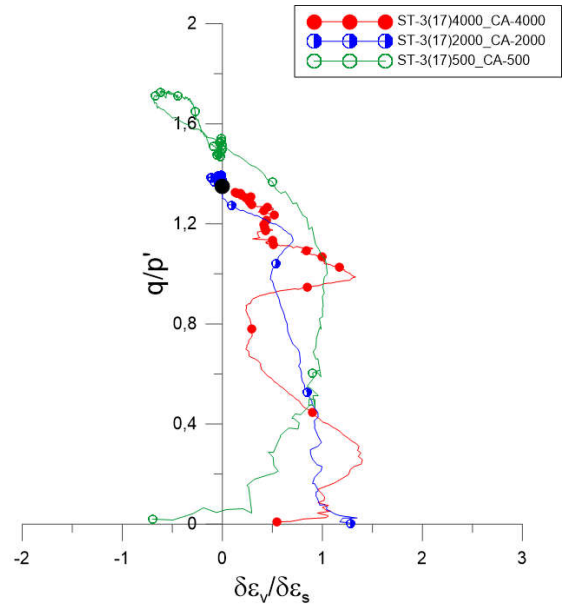
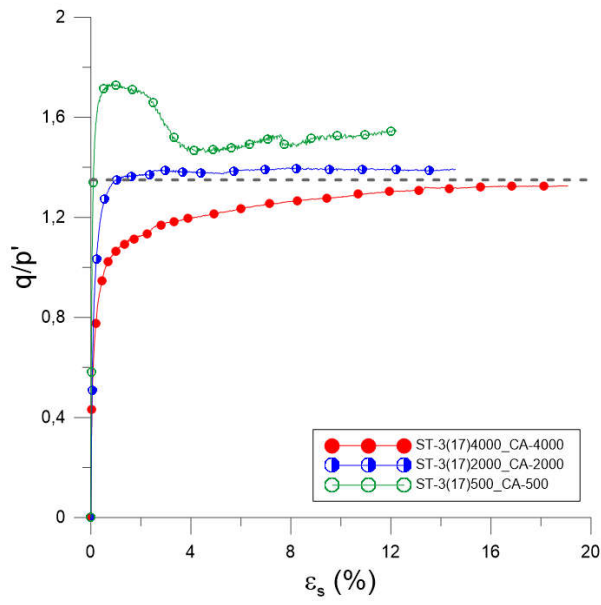


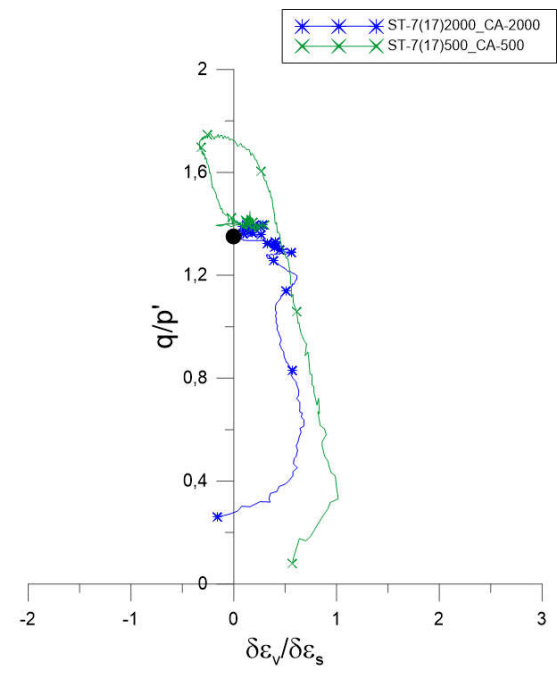
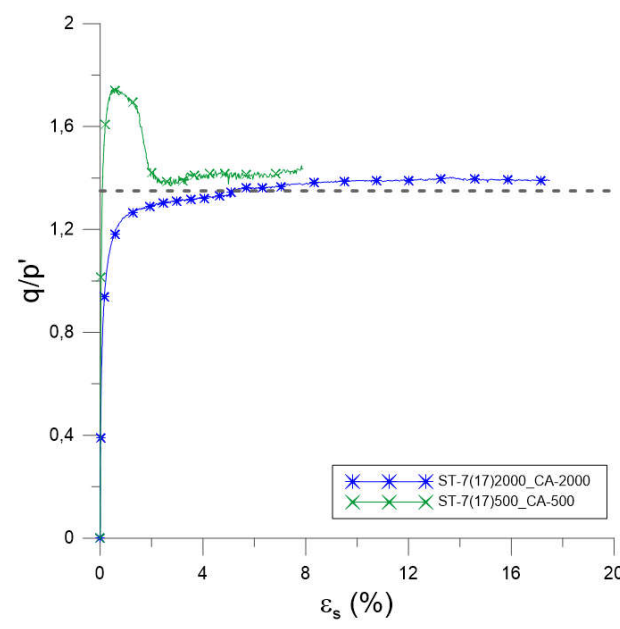
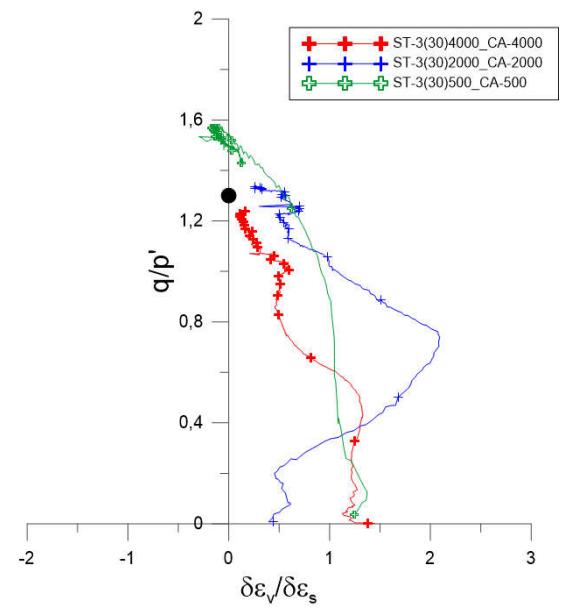
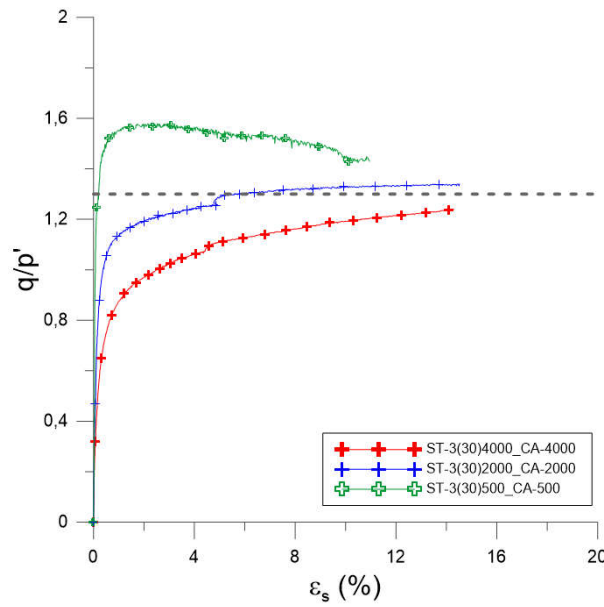
Observações:

C.2

CURVAS DAS
RESISTÊNCIAS
NORMALIZADAS
COM DEFORMAÇÃO
DISTORCIONAL E
DILATÂNCIA

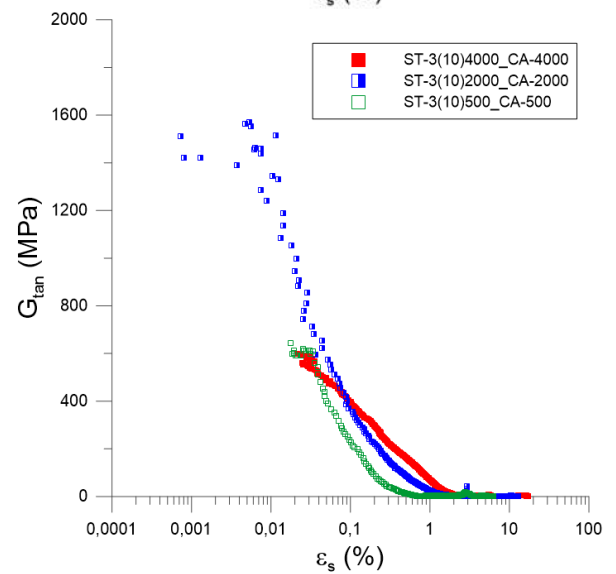
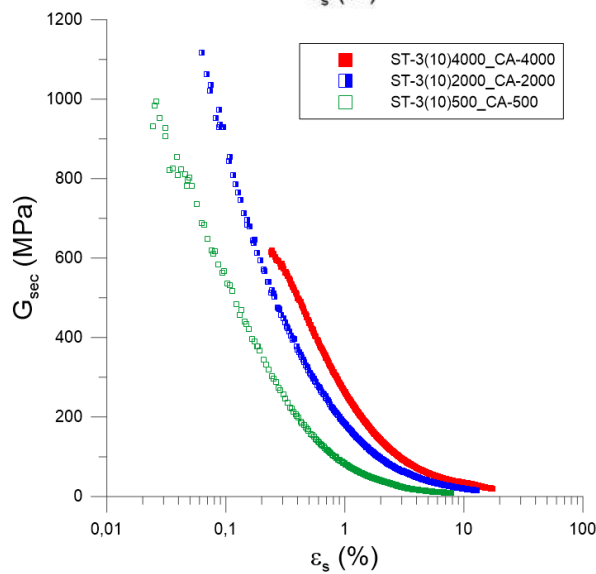
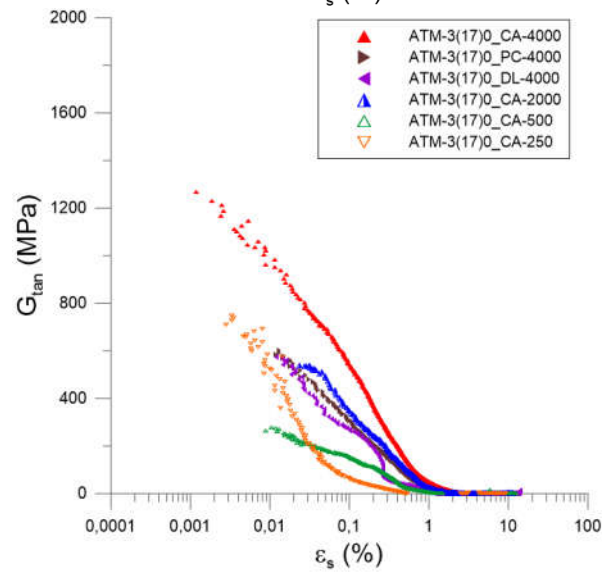
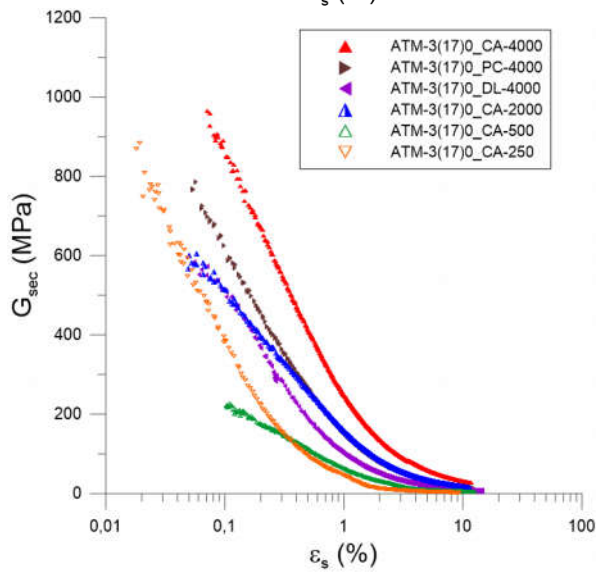
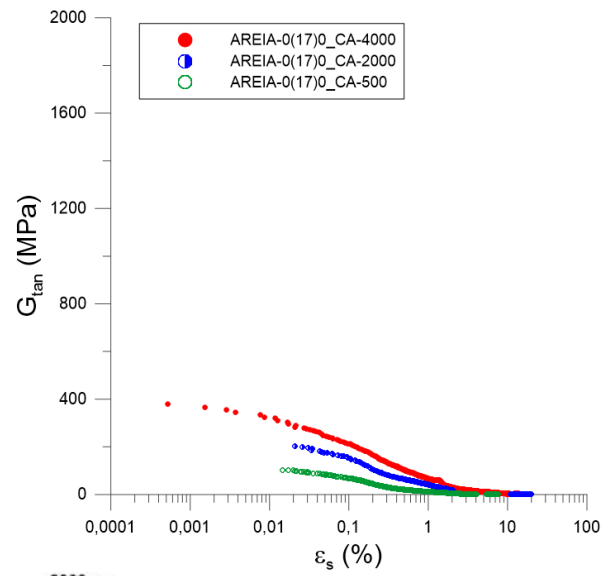
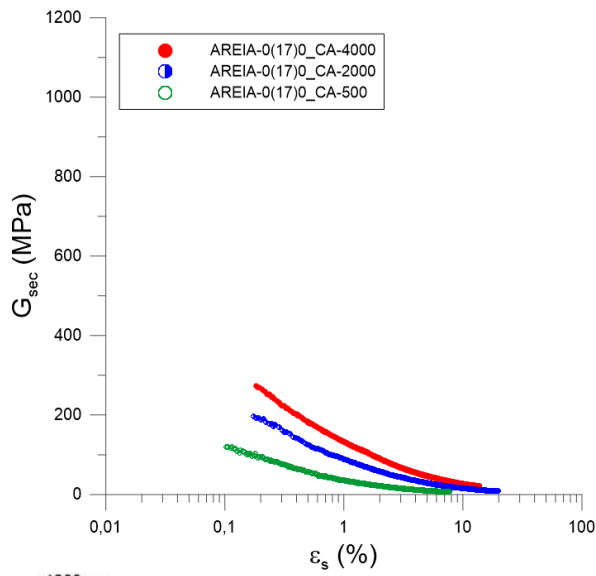


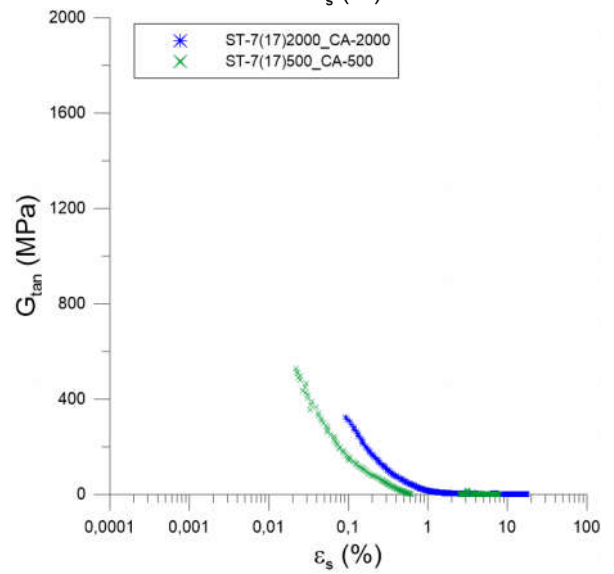
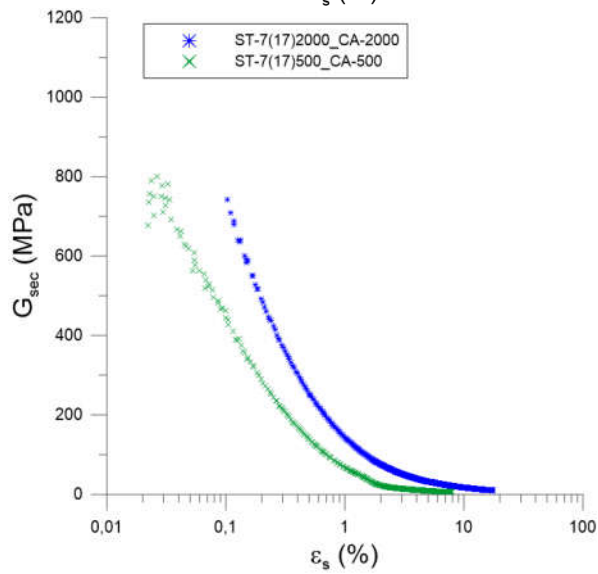
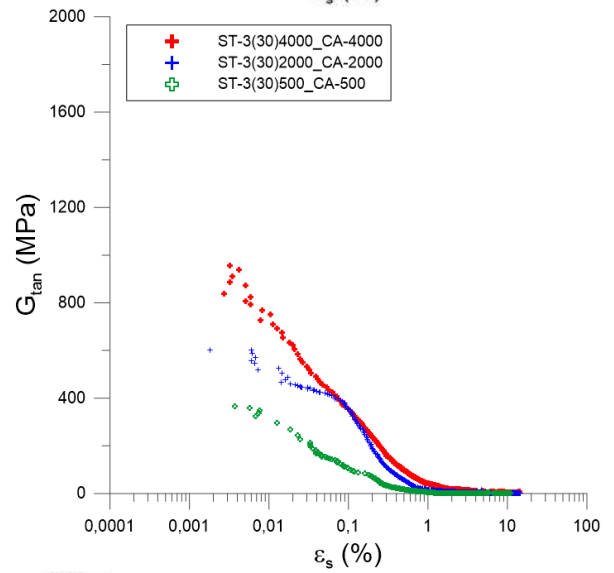
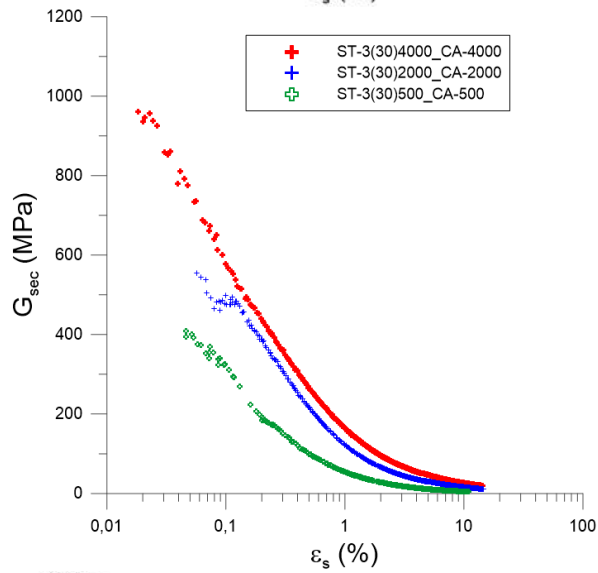
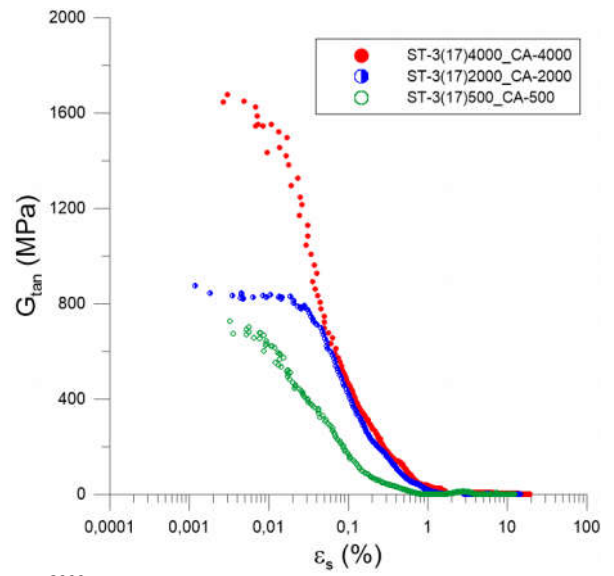
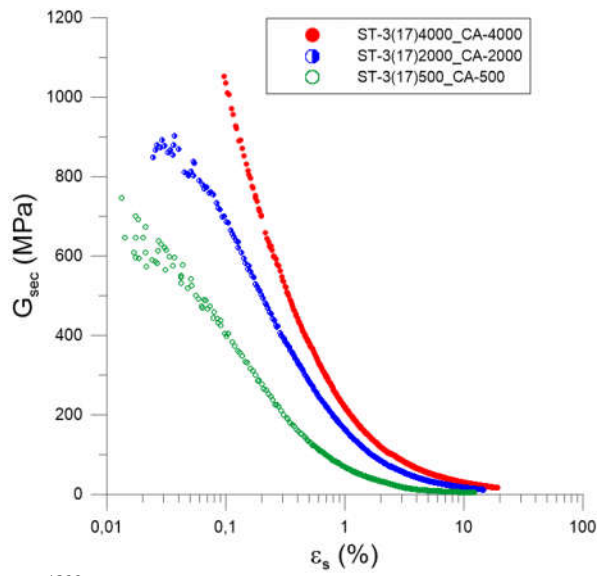




C.3

CURVAS DO MÓDULO CISALHANTE SECANTE E TANGENTE EM FUNÇÃO DA DEFORMAÇÃO DISTRORCIONAL

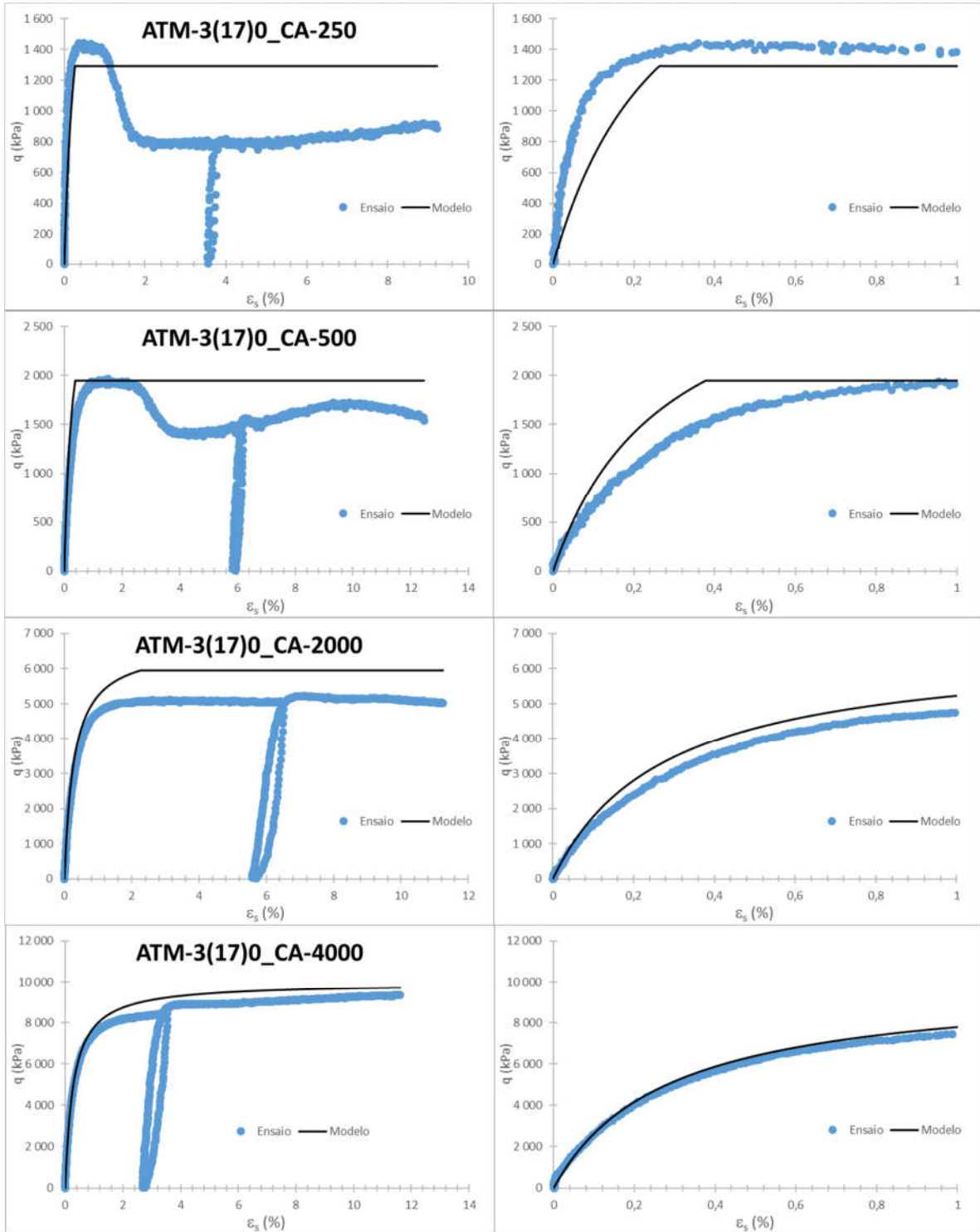


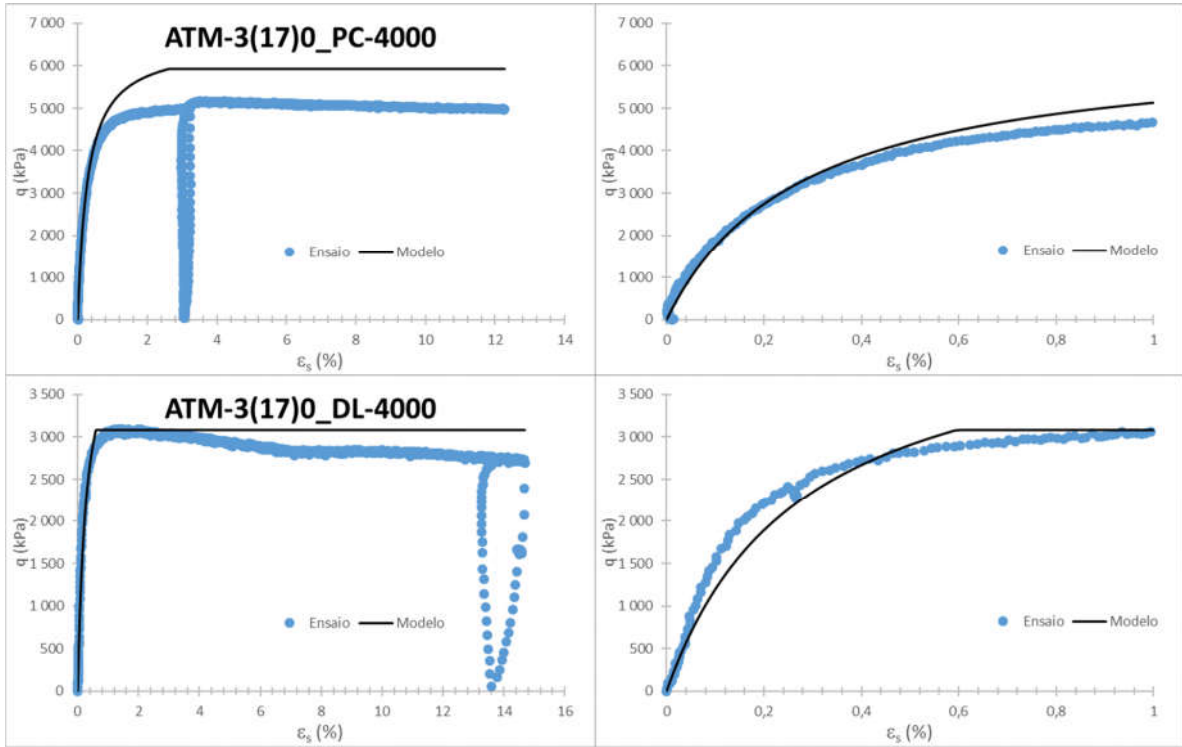


APÊNDICE D

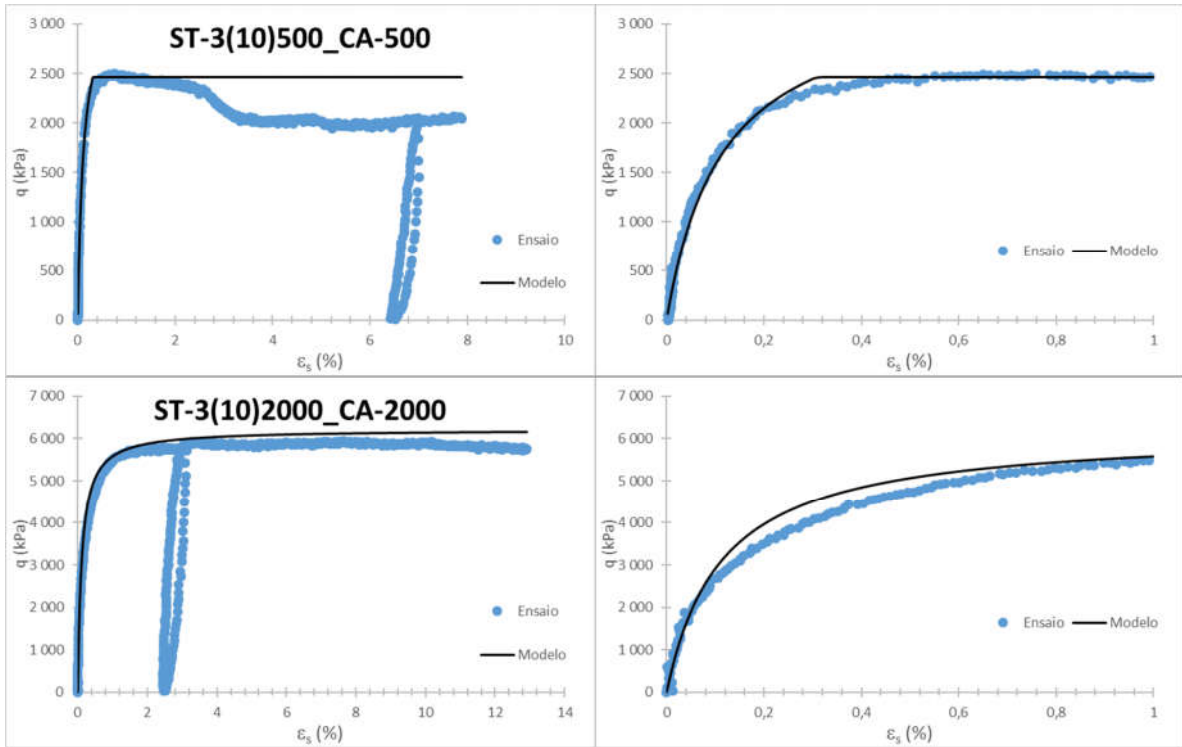
RESULTADOS DO
MODELO ELASTO-
PLÁSTICO COM
DEGRADAÇÃO DA
RIGIDEZ

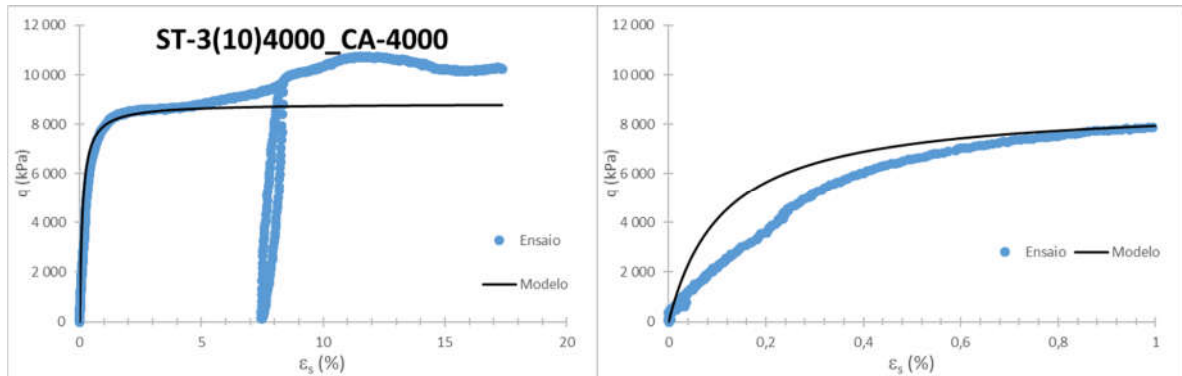
ENSAIO CURA ATMOSFÉRICA ATM-3(17)



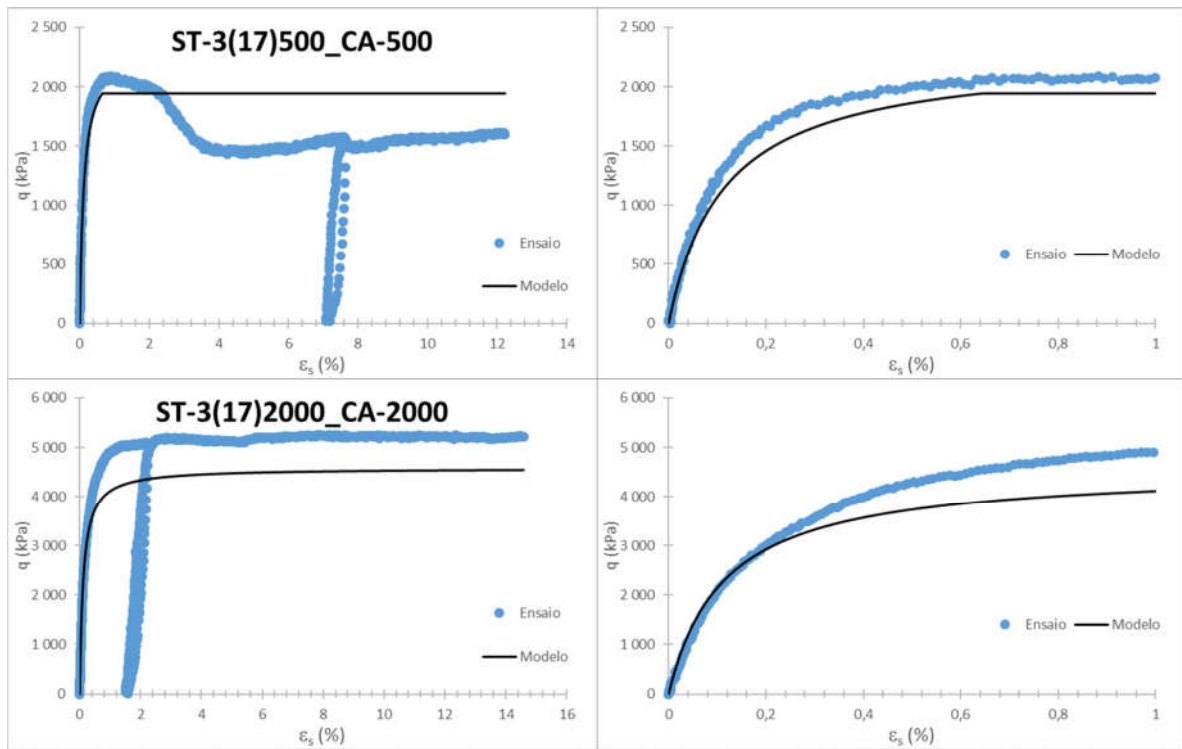


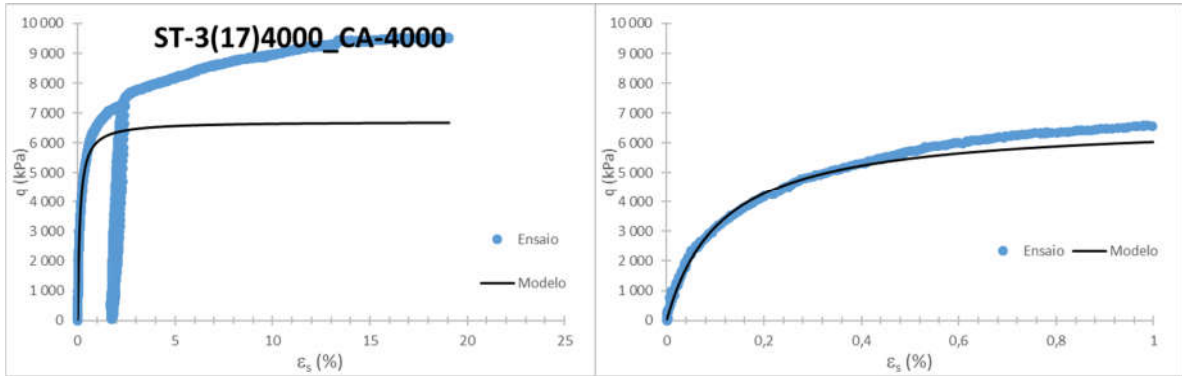
ENSAIO COM CURA SOB TENSÃO ST-3(10)



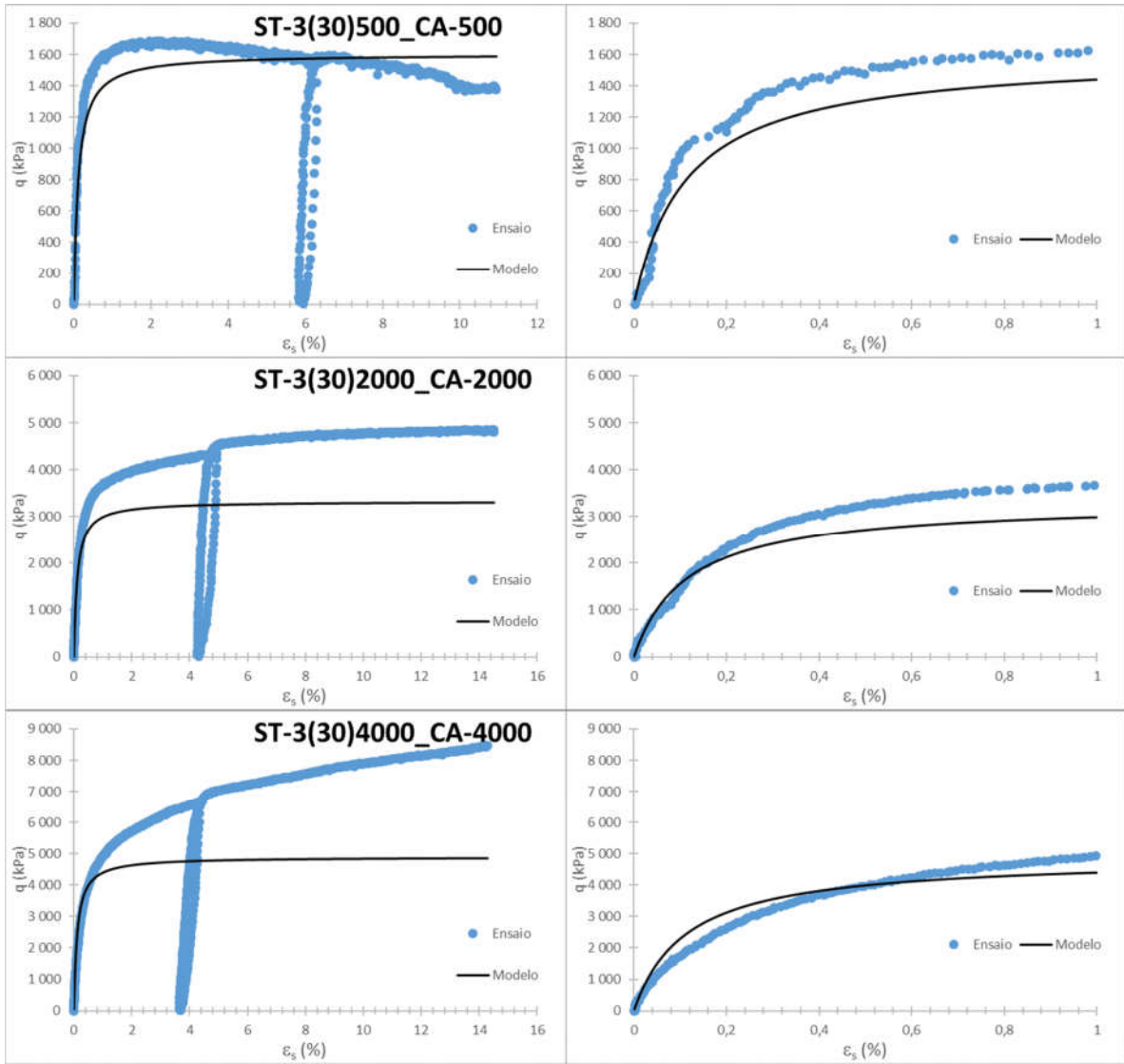


ENSAIO COM CURA SOB TENSÃO ST-3(17)





ENSAIO COM CURA SOB TENSÃO ST-3(30)



ENSAIO COM CURA SOB TENSÃO ST-7(17)

