

Universidade de Passo Fundo
Faculdade de Engenharia e Arquitetura
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

Igor Marasini de Rezende

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO BIOCIMENTADO

Passo Fundo

2019

Igor Marasini de Rezende

Comportamento mecânico de um solo biocimentado

Relatório final apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Pedro Domingos Marques Prietto e coorientação do Prof. Dr. Antonio Thomé.

Passo Fundo

2019

UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO
FACULDADE DE ENGENHARIA E ARQUITETURA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

A comissão Examinadora, abaixo assina e aprova a dissertação de mestrado intitulada “Comportamento Mecânico de um Solo Biocimentado”, elaborada por Igor Marasini de Rezende, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Data da Aprovação: 07/05/2019

Membros componentes da Banca Examinadora:

Prof. Dr. Pedro Domingos Marques Prietto

Universidade de Passo Fundo – UPF

Orientador

Prof. Dra. Michele Dal Toé Casagrande

Universidade de Brasília – UNB

Prof. Dra. Luciane Maria Colla

Universidade de Passo Fundo – UPF

Prof. Dr. Francisco Dalla Rosa

Universidade de Passo Fundo – UPF

Passo Fundo, 2019.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Rogério Endres de Rezende e Ana Teresinha Marasini de Rezende, grandes profissionais e trabalhadores, que nunca mediram esforços para minha formação acadêmica e humana. Muito obrigado por me mostrarem a importância do estudo e conhecimento. O que hoje sou é reflexo da educação que me proporcionaram.

À meu irmão William Marasini de Rezende, pela companhia e amizade que sempre foi a base do nosso relacionamento. Agradeço também pelas horas de conversas e por sempre me incentivar a alcançar meus objetivos.

A minha namorada, Eloisa Fernanda Tessaro, pela paciência e carinho e pelas conversas técnicas que foram fundamentais para a elaboração desse trabalho.

Ao prezado orientador Prof. Pedro Prietto, por compartilhar de seu vasto conhecimento comigo e por sempre apresentar disposição para sanar dúvidas referentes ao trabalho. Agradeço também ao professor Francisco Dalla Rosa, pela ajuda e disposição na confecção e em sanar dúvidas referentes ao equipamento triaxial.

Aos meus amigos que sempre estiveram do meu lado em todos os momentos. Gregorio Rigo Garbon, Tobias Piton Fontana, Matheus Winckler, Luiz Henrique Arpini, Dante Barbosa, Tasso Barbosa, Paulo Merlin, Frederico Lisboa, Frederico Bisneto, Leonardo Lech e Luís Felipe Bombardelli, Bruno Fauth e Pedro Alvares.

Aos funcionários e laboratoristas do CETEC e demais laboratórios. Em especial ao Leunir Freitas pela parceria e disposição que sempre mostrou em ajudar no que fosse preciso, desde os tempos de graduação.

Por último quero deixar um agradecimento mais do que especial ao colega e amigo, Yohan Casiraghi, futuro grande engenheiro civil, pela parceria e disposição na montagem do equipamento triaxial utilizado nesse estudo, que sem sua ajuda seria impossível de se realizado. Agradeço acima de tudo pela amizade, este trabalho também é seu.

RESUMO

Durante muitos anos os processos químicos mediados pela biologia do solo foram ignorados com relação aos seus efeitos sobre o comportamento geomecânico dos solos. No entanto, durante a segunda metade do século XX, estudos pioneiros reconheceram o papel crítico da bioquímica no comportamento dos solos, provando que o comportamento macroestrutural do solo depende diretamente dos fenômenos e processos que se manifestam em uma escala micro. No meio biogeotécnico, a precipitação produzida por reações microbianas tem sido o foco principal das pesquisas que envolvem o melhoramento das propriedades do solo. O processo conhecido como MICP (*microbially induced calcite precipitation*) refere-se à formação de carbonato de cálcio devido a presença de microrganismos e suas atividades metabólicas. Neste contexto, objetiva-se investigar em escala de laboratório, se a biocimentação altera o comportamento mecânico de um solo arenoso, no que diz respeito a sua resposta tensão-deformação, resistência ao cisalhamento e rigidez, para diferentes níveis de cimentação e tensões confinantes. Após a moldagem e aplicação da solução de cimentação, os corpos de prova biocimentados foram submetidos aos ensaios de compressão triaxial convencionais drenados, com a finalidade de investigar o comportamento mecânico. O método utilizado para obter diferentes níveis de cimentação, utilizando volumes de solução diferentes para realizar a biocimentação, não pareceu satisfatório, visto que não foi possível identificar com clareza diferença de comportamento mecânico com os diferentes volumes adotados. Já nos ensaios triaxiais, foi possível observar um aumento na rigidez inicial dos corpos de prova biocimentados em relação aos corpos de prova sem cimentação. Além disso, foi observado um comportamento frágil na ruptura das amostras biocimentadas com uma queda significativa da tensão desvio pós-ruptura.

Palavras-chaves: biocimentação, comportamento mecânico, ensaios triaxiais, MICP.

ABSTRACT

For many years the chemical processes mediated by soil biology were ignored in relation to their effects on the geomechanical behavior of soils. However, during the second half of the twentieth century, pioneering studies have recognized the critical role of biochemistry in soil behavior, proving that soil macro-structural behavior depends directly on phenomena and processes that manifest themselves on a micro scale. In the biogeotechnical environment, the precipitation produced by microbial reactions has been the focus of the research that involves the improvement of soil properties. The process known as MICP (microbially induced calcite precipitation) refers to the formation of calcium carbonate due to the presence of microorganisms and their metabolic activities. In this context, the aim is to investigate in a laboratory scale, if the biocementation changes the mechanical behavior of a sandy soil, with respect to its stress-strain response, shear strength and stiffness, for different levels of cementation and confining stresses. After molding and application of the cementation solution, the biocides were submitted to conventional drainage triaxial compression tests, in order to investigate the mechanical behavior. The method used to obtain different levels of cementation, using different solution volumes to perform the biocementation, did not seem satisfactory, since it was not possible to clearly identify the difference in mechanical behavior with the different volumes adopted. In the triaxial tests, it was possible to observe an increase in the initial stiffness of the biocemented specimens in relation to the test specimens without cementation. In addition, a fragile behavior was observed in the rupture of the biocemented samples with a significant drop of post-rupture deviation voltage.

Key words: biocementation, mechanical behavior, triaxial tests, MICP.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Formação de cristais de CaCO_3 para amostras tratadas com 100% de saturação (nota: teor de $\text{CaCO}_3 = 0,1443$ g/g de areia, UCS = 1 MPa).	22
Figura 2 - Formação de cristais de CaCO_3 para amostras tratadas com 20% de saturação (nota: teor de $\text{CaCO}_3 = 0,057$ g/g de areia, UCS = 1,14 MPa).	23
Figura 3 - Arranjo para realizar a biocimentação utilizado por Choi et al. (2016).	25
Figura 4 - Exemplo de configuração de um equipamento utilizado para o processo por MICP.	28
Figura 5 - Dados esquemáticos (a) e experimentais realizados por DeJong (2006) (b) exemplificando as etapas das injeções de tratamento de biocimentação em areia e as mudanças associadas na velocidade da onda de cisalhamento, conforme medido por elementos benders.....	29
Figura 6 - Comparação do nível alvo de cimentação MICP (indicado com barras cinza) para o estado do solo, idade e comportamento com intervalos aproximados de velocidade da onda de cisalhamento.	31
Figura 7 - Variação da cimentação ao longo da altura da amostra.....	32
Figura 8 - Curva Granulométrica da areia de Osório.	41
Figura 9 - Molde de PVC pronto para moldagem do solo.....	43
Figura 10 - Corpos de prova recebendo a solução de cimentação.....	44
Figura 11 - pHmetro utilizado para as medições de pH da solução de cimentação efluente.	45
Figura 12 - Equipamento triaxial utilizado.....	46
Figura 13 - Transdutor responsável pela leitura da contra-pressão.	48
Figura 14 - Transdutor responsável pela leitura da pressão na câmara.	48
Figura 15 - Corpo de Prova com os LVDTs instalados.....	49
Figura 16 - Dispositivo responsável pela leitura da deformação Volumétrica.....	50
Figura 17 - pH da solução efluente e pH da solução afluenta.	51
Figura 18 - pH da água destilada afluenta e efluente dos corpos de prova controle.	52
Figura 19 - Porcentagem de solução de cimentação drenada.	53
Figura 20 - Porcentagem de água destilada drenada nos corpos de prova controle.	54
Figura 21 - Trajetória de tensões efetivas sem cimentação.	55
Figura 22 - Trajetória de tensões efetivas 1 vez o volume de vazios de solução de biocimentação.	55
Figura 23 - Trajetória de tensões efetivas 2 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.	56
Figura 24 - Trajetória de tensões efetivas 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.	56
Figura 25 - Curvas tensão-deformação para os corpos de prova sem cimentação.	58
Figura 26 - Deformação Axial x Def. Volumétrica corpos de prova sem cimentação... 58	
Figura 27 - Curvas tensão-deformação para os corpos de prova biocimentados com 1 vez o volume de vazios.....	59
Figura 28 - Deformação Axial x Def. Volumétrica corpos de prova biocimentados com 1 vez o volume de vazios.....	59
Figura 29 - Curvas tensão-deformação para os corpos de prova biocimentados com 2 vezes o volume de vazios.	60
Figura 30 - Deformação Axial x Def. Volumétrica corpos de prova biocimentados com 2 vezes o volume de vazios.	60

Figura 31 - Curvas tensão-deformação para os corpos de prova biocimentados com 3 vezes o volume de vazios.	61
Figura 32 - Deformação Axial x Def. Volumétrica corpos de prova biocimentados com 3 vezes o volume de vazios.	61
Figura 33 - Deformação Axial x Tensão Desvio $P_i' = 100\text{KPa}$	62
Figura 34 - Deformação Axial x Def. Volumétrica $P_i' = 100\text{KPa}$	62
Figura 35 - Deformação Axial x Tensão Desvio $P_i' = 200\text{KPa}$	63
Figura 36 - Deformação Axial x Def. Volumétrica $P_i' = 200\text{KPa}$	63
Figura 37 - Deformação Axial x Tensão Desvio $P_i' = 400\text{KPa}$	64
Figura 38 - Deformação Axial x Def. Volumétrica $P_i' = 400\text{KPa}$	64
Figura 39 - Variação da tensão desvio na ruptura com a tensão efetiva média inicial..	66
Figura 40 - Variação da tensão desvio na ruptura com o volume de solução aplicado em relação ao volume de vazios do corpo de prova.	66
Figura 41 - Formação do plano de cisalhamento dos corpos biocimentados.	67
Figura 42 - Esquema da formação de planos de ruptura.	67
Figura 43 - Corpo de prova sem cimentação, sem formação de plano de cisalhamento.	68
Figura 44 - Variação do índice de fragilidade.	69
Figura 45 - Envoltória de Ruptura sem cimentação.	70
Figura 46 - Envoltória de Ruptura 1 vez o volume de vazios de solução de biocimentação.	71
Figura 47 - Envoltória de Ruptura 2 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.	71
Figura 48 - Envoltória de Ruptura 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.	72
Figura 49 - Variação da coesão efetiva com o volume de solução utilizado.....	73
Figura 50 - Variação do ângulo de atrito de pico com o volume de solução utilizado. .	74
Figura 51 - Variação da deformação axial na ruptura.	75
Figura 52 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial, sem cimentação....	76
Figura 53 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial, biocimentado com 1 vez o volume de vazios de solução de biocimentação.....	76
Figura 54 -Variação do Módulo Secante com a deformação axial, biocimentado com 2 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.	77
Figura 55 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial, biocimentado com 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.	77
Figura 56 - Módulos de deformação secante x tensão efetiva média iniciais para $E_{s(0,1)}$.	79
Figura 57 - Módulos de deformação secante x tensão efetiva média iniciais para $E_{s(0,2)}$	80
Figura 58 - Curvas tensão x volume específico da areia de Osorio sem cimentação e biocimentada (comparação com os dados obtidos por Vendruscolo, 2003).	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo do número de ensaios realizados.	38
Tabela 2 - Sequência dos Ensaios Triaxiais.	39
Tabela 3 - Variáveis de resposta no programa experimental.....	39
Tabela 4 - Variáveis investigadas no programa experimental.....	39
Tabela 5 - Variáveis fixas no programa experimental.....	40
Tabela 6 - Índices físicos da areia de Osório.....	41
Tabela 7 - Composição da Solução Biocimentante.	42
Tabela 8 – Identificação dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais.....	44
Tabela 9 - Corpos de prova controle.	44
Tabela 10 - Resumo dos resultados dos Ensaios Triaxiais Drenados (CID).....	57
Tabela 11 - Valores dos módulos de deformação secantes.	78

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	12
1.1. Problema e justificativa da pesquisa.....	13
1.2. Objetivos.....	14
1.2.1. Objetivo Geral.....	14
1.2.2. Objetivos Específicos.....	15
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1. Processo de biocimentação.....	16
2.1.1. Fatores que afetam a formação de cristais de CaCO_3 no tratamento por MICP 19	
2.1.1.1. Temperatura.....	19
2.1.1.2. Atividade ureolítica e concentração de bactérias.....	20
2.1.1.3. pH.....	21
2.1.1.4. Grau de saturação.....	22
2.1.1.5. Concentração da solução cimentante.....	23
2.1.2. Métodos utilizados no tratamento de solos por MICP.....	24
2.1.2.1. Método de pré-mistura.....	24
2.1.2.2. Método de percolação.....	25
2.1.2.3. Método da injeção.....	26
2.1.3. Monitoramento do processo de Biocimentação.....	28
2.1.4. Obtenção de diferentes níveis de cimentação.....	30
2.1.5. Avaliação da homogeneidade de cimentação.....	31
2.2. Comportamento mecânico de solos cimentados e biocimentados.....	33
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	36
3.1. Considerações Iniciais.....	36
3.2. Variáveis de resposta.....	36
3.3. Variáveis investigadas e variáveis fixas.....	37
3.4. Delineamento experimental.....	38
3.5. Visão geral do programa experimental.....	38
3.6. Delimitações do estudo.....	39
3.7. Materiais e Métodos Utilizados.....	40
3.7.1. Areia de Osório-RS.....	40
3.7.2. Solução de Biocimentação.....	41
3.7.3. Moldagem dos corpos de prova.....	42
3.7.4. Aplicação da Solução Biocimentante.....	43
3.7.5. Monitoramento do processo de biocimentação.....	45

3.7.6.	Realização dos Ensaios Triaxiais	46
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
4.1.	Monitoramento do processo de biocimentação.....	51
4.1.1.	pH afluente e pH efluente.....	51
4.1.2.	Volume drenado	52
4.2.	Resultado dos Ensaios Triaxiais	54
4.2.1.	Trajectoria de Tensões Efetivas	54
4.2.2.	Curvas Tensão-Deformação e de Variação Volumétrica	56
4.2.3.	Tensão desvio na ruptura.....	65
4.2.4.	Modo de ruptura	66
4.2.5.	Variação Volumétrica.....	69
4.2.6.	Envoltórias e Parâmetros de Resistência	70
4.2.7.	Comportamento na ruptura.....	72
4.2.7.1.	Coesão efetiva	72
4.2.7.2.	Ângulo de Atrito.....	73
4.2.8.	Módulos de deformação	74
4.3.	Ensaios de Compressão Isotrópica	80
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	82
5.1.	Conclusões	82
5.2.	Sugestões para trabalhos futuros.....	83
	REFERÊNCIAS	84

1. INTRODUÇÃO

Devido ao crescimento populacional, a ocupação e uso de áreas, antes pouco povoadas, também aumentou. A urbanização acelerada trouxe inúmeros desafios e uma certeza: qualquer solução para a humanidade passa necessariamente pela tentativa de melhorias dos problemas de sustentabilidade apresentado pelas cidades. Dessa forma, a expansão da infraestrutura civil no mundo está condicionada à disponibilidade de solos capazes de suportarem os avanços da construção civil e a necessidade de implantação de infraestrutura. Para tanto, o melhoramento de solos torna-se uma técnica fundamental para viabilizar o uso de solos que, por suas características naturais, não são capazes de suportarem tais avanços.

Dentre essas técnicas, muitas necessitam de energia mecânica e/ou utilização de materiais sintéticos, os quais acarretam grandes movimentos de solos e alto custo de energia, ou ainda técnicas de injeção e *grouting* que comumente alteram o pH do solo, os quais podem até, em alguns casos, tornarem-se tóxicos. Uma alternativa inovadora está no uso de microrganismos, nutrientes e processos biológicos naturais presentes no solo para efetivamente melhorar suas propriedades de engenharia (DEJONG et al., 2006).

Durante muitos anos os processos químicos mediados pela biologia do solo foram ignorados com relação aos seus efeitos sobre o comportamento geomecânico dos solos. No entanto, durante a segunda metade do século XX, estudos pioneiros reconheceram o papel crítico da bioquímica no comportamento de geomateriais, provando que o comportamento macroestrutural depende diretamente dos fenômenos e processos que se manifestam em uma escala micro, além de reconhecer a grandeza biológica na superfície do solo, onde podem ser encontrados mais de 10^{12} microrganismos por quilo de solo (MITCHELL; SANTAMARINA, 2005).

Para DeJong et al. (2013), considerar o solo como um ecossistema vivo oferece potencial para soluções inovadoras e sustentáveis para os problemas geotécnicos. Contudo, há que se abordar o tema de forma multidisciplinar, abrangendo biologia, geoquímica e engenharia de forma que se possam desenvolver técnicas benéficas de melhoramento de solos.

No meio biogeotécnico, a precipitação microbialmente induzida de carbonato de cálcio (CaCO_3) tem sido o foco principal das pesquisas que envolvem o melhoramento das propriedades do solo. O processo conhecido como MICP (*Microbially Induced*

Calcite Precipitation) refere-se à formação de carbonato de cálcio devido a presença de microrganismos e suas atividades metabólicas (STOCKS-FISHER et al., 1999). A precipitação CaCO_3 induzida por bactérias através da hidrólise da ureia (urease) é o método mais difundido e mais energeticamente eficiente entre os processos conhecidos (DEJONG et al., 2010). Esta técnica de precipitação de carbonato de cálcio em solos também pode ser denominada como biocimentação, uma vez que o carbonato de cálcio forma pontes de ligação entre as partículas de solo, proporcionando aumento de coesão do material.

1.1. Problema e justificativa da pesquisa

A indústria da construção civil consome mais matérias primas do que qualquer outra atividade econômica, o que realça a sua natureza insustentável. Desde 1930, mais de 100.000 novos compostos químicos foram desenvolvidos e pouca informação existe acerca da avaliação em termos de saúde de 95% destes compostos, dos quais grande parte é usada na construção (PACHECO-TORGAL et al., 2012). É esperado que nos próximos anos a indústria da construção continue a crescer em ritmo acelerado. O crescimento da população global e das suas necessidades em termos de infraestrutura vão aumentar ainda mais o consumo de recursos não renováveis, assim como a produção de resíduos e o consequente impacto ambiental negativo.

O cimento Portland tem múltiplos benefícios no que diz respeito a engenharia, como alta resistência, durabilidade e trabalhabilidade, e esses fatores contribuíram para o seu uso generalizado em diversas aplicações na construção civil, como na melhoria de solos, em estruturas de concreto e pavimentos.

Em projetos de engenharia geotécnica, o cimento tem sido usado em várias situações, como *grouting* e na estabilização de solos. No entanto, apesar dos benefícios, a dependência excessiva e o uso excessivo de cimento originaram uma série de preocupações ambientais.

Em vista disso, busca-se a diminuição do uso deste material, e, para tanto, são necessários novos estudos com métodos alternativos e ambientalmente corretos, os quais possam garantir as propriedades físico-mecânicas necessárias aos materiais para sua aplicação na engenharia geotécnica.

Desde o início do século XXI, os pesquisadores têm procurado alternativas biológicas aos agentes de melhoramento de solos existentes. Recentemente, abordagens

favoráveis ao meio ambiente que envolvem o uso de materiais biológicos, como micróbios e enzimas, emergiram nas tentativas de melhorar as propriedades mecânicas do solo com uma pegada de carbono notavelmente menor em comparação ao uso de cimento. Uma abordagem promissora é a da biocimentação, a qual implica na precipitação de compostos cimentantes, através de organismos biológicos, nos poros do solo.

A biocimentação é uma tecnologia recente e veem sendo estudada nos últimos 20 anos ao redor do mundo. Diversos estudos já foram realizados para compreender os efeitos da biocimentação no solo e os fatores que afetam seu processo. No entanto, mesmo que muitos destes estudos evidenciem ganhos nas propriedades físicas e mecânicas em solos biocimentados, no Brasil a técnica é pouco difundida e estudada, sendo ainda difícil prever tais ganhos. Portanto, é preciso estudar cada vez mais a técnica da biocimentação, em diferentes condições, solos, níveis de cimentação etc. Desta forma, investigar o comportamento mecânico de solos biocimentados é fundamental para compreender e posteriormente aplicar a biocimentação como processo de melhoramento de solos. Em outras palavras, para que a técnica da biocimentação tenha uma aplicabilidade, é necessário investigar mais a fundo os efeitos que ela provoca no solo.

Neste contexto, o presente trabalho de pesquisa almejou investigar, em escala de laboratório, o comportamento mecânico de uma areia biocimentada, no que diz respeito a sua resposta tensão-deformação, resistência ao cisalhamento e rigidez, para diferentes níveis de cimentação e tensões confinantes, buscando responder à seguinte questão norteadora da pesquisa: *A técnica de biocimentação altera o comportamento mecânico de um solo arenoso?*

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo geral foi o de investigar as alterações no comportamento mecânico de um solo arenoso provocadas pela biocimentação.

1.2.2. Objetivos Específicos

Os objetivos específicos foram:

- a) Definir uma metodologia para obtenção de diferentes níveis de biocimentação em um solo arenoso, em escala laboratorial;
- b) Avaliar o efeito da biocimentação sobre o comportamento tensão-deformação, em particular sobre a resistência e a rigidez do solo arenoso biocimentado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Processo de biocimentação

A cimentação microbiana ou biocimentação é uma técnica de melhoria do solo que se insere no campo da bioengenharia, área relativamente nova na área da engenharia geotécnica, que emprega a biotecnologia à processos já conhecidos na mecânica de solos. A técnica de biocimentação, mais conhecida como MICP (Precipitação de Calcita Induzida Microbialmente) vem adquirido a atenção de pesquisadores nos últimos anos, e estudos veem sendo feitos para compreender esse processo.

Stocks-Fischer et al. (1999) através de observações de análise DRX e micrografia eletrônica obteve provas conclusivas da participação direta da bactéria *Bacillus pasteurii* na formação de calcita, adicionando credibilidade a estudos anteriores de Gollapudi et al. (1995) e Zhong e Islam (1995). Indubitavelmente, *Bacillus pasteurii* não só fornece um local de nucleação para a precipitação de calcita, mas também cria um ambiente alcalino que induz o crescimento adicional da calcita (STOCKS-FISCHER et al. 1999; FUJITA et al. 2000; WARREN et al. 2001; HAMMES et al., 2003).

Dessa forma, essa técnica de melhoramento do solo está intimamente ligada a atividade microbológica no solo e sua capacidade ureolítica. Para tanto, a população microbiana *in situ* pode ser bioestimulada através da inserção de substrato específicos em um meio nutritivo, com o objetivo de incentivar o crescimento da população microbiana, ou ainda pode ser bioaumentada, o que representa a adição de mais microrganismos (FUJITA, 2008).

A abordagem selecionada dependerá da atividade ureolítica do solo em particular. A capacidade de hidrolisar uréia é comum entre os microrganismos presentes no solo, mas sua presença deve ser confirmada e isso pode ser feito utilizando uma variedade de métodos (FUJITA et al., 2000). Estimular as populações nativas tem vantagens em relação à adaptação dos microrganismos (as espécies não-nativas introduzidas podem não estar bem adaptadas ao meio ambiente e, portanto, a sobrevivência pode ser baixa).

A precipitação de carbonato de cálcio pode ser induzida por vários processos, entre os quais se destacam: por hidrólise da ureia (BENINI et al., 1999; CIURLI et al., 1999); por desnitrificação (KARATAS et al., 2008); por redução de sulfato, induzindo a precipitação de dolomite (WARTHMAN et al., 2000); por redução de ferro, induzindo

a precipitação de anquerita e de outros minerais (RODEN et al., 2002; WEAVER et al., 2011).

A precipitação de calcita por bactérias através da hidrólise de ureia (uréase) é o método mais usado e mais energeticamente eficiente dos processos conhecidos (DEJONG et al., 2010) e é regida por quatro parâmetros; (1) a concentração de cálcio, (2) a concentração de carbonato, (3) o pH do ambiente e (4) a presença do local de nucleação (FERRIS et al., 1997; HAMMES; VERSTRATE, 2002).

Para que haja precipitação de carbonato de cálcio a atividade ureolítica bacteriana é fundamental. Nesse sentido, diversos pesquisadores têm estudado diferentes bactérias e seu comportamento no processo de biocimentação. Muitas bactérias como as espécies: *Bacillus*, *Sporosarcina*, *Sporolactobacillus*, *Clostridium* e *Desulfotomaculum* possuem potencial de cimentação biológica (DEJONG et al., 2009; IVANOV; CHU, 2008; MONTOYA, 2012).

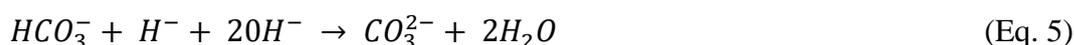
Entretanto a bactéria mais recorrente em estudos que envolvem a biocimentação é a *Sporosarcina pasteurii* (antigamente denominada *Bacillus pasteurii*). Segundo Hammes e Verstrate (2002), é a espécie que tem apresentado melhor capacidade de servir a propósitos da engenharia civil. Trata-se de uma bactéria alcaloide com alta atividade enzimática de uréase (FERRIS et al., 1997). *Bacillus pasteurii* usa a redução de ureia à amônia como fonte de energia, aumentando o pH no ambiente, causando a precipitação de Ca^{2+} e CO_3^{2-} em $CaCO_3$ (KROLL, 1990). Além disso, as células de *Bacillus pasteurii* não se agregam, isto assegura uma superfície celular elevada em relação ao volume, uma condição que é essencial para a iniciação eficiente da cimentação (DEJONG et al., 2006).

Nessa reação (Eq. 1) um mol de ureia é hidrolisado para um mol de amônia e um mol de ácido carbônico, o qual é espontaneamente hidrolisado em outro mol de amônio e ácido carbônico (Eq. 2) (STOCKS-FISCHER et al., 1999; BURNE; CHEN, 2000; HAMMES et al., 2003).

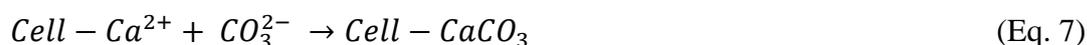


Esses últimos produtos são posteriormente equilibrados em água para formar bicarbonato (Eq. 3), dois mols de amônio e dois mols de íons de hidróxido (Eq. 4). Os íons de hidróxido resultam no aumento do pH, o que altera o equilíbrio do bicarbonato,

resultando na formação de íons de carbonato (FUJITA et al., 2008). A geração de NH_4^+ aumenta o pH local e a reação continua espontaneamente para formar carbonato de cálcio (FERRIS et al., 1997; MITCHELL; FERRIS, 2005; CHOU et al., 2011).



A precipitação de carbonato de cálcio ocorre na superfície da célula bacteriana quando há concentração suficiente de Ca^{2+} e CO_3^{2-} em solução (Eqs. 6 e 7) (QIAN et al., 2010)



Segundo Lee (2003) uma boa disponibilidade de íons de Ca e CO_3 num ambiente calcinogênico é um fator importante que favorece a precipitação de $CaCO_3$.

A maioria das pesquisas envolvendo MICP se concentrou no tratamento de areias, no entanto, o tratamento por MICP também tem o potencial de melhoria na presença de uma ampla gama de mineralogias, tamanho e gradações de partículas do solo (MORTENSEN et al., 2011).

Lee et al., (2013) observaram que os teores de calcita medidos no solo residual (1,36-2,64%) foram geralmente inferiores aos relatados por pesquisadores anteriores, isto é, 3,5% em areia fina por Whiffin et al. (2007) e 2,9-6,4% em areia grossa por Soon et al. (2013). As comparações sugeriram que quanto maiores as partículas do solo, maior é a quantidade de calcita precipitada. Isso ocorre porque as bactérias e o reagente de cimentação fluem facilmente através dos poros do solo para promover uma maior precipitação de calcita. No entanto, mesmo com um teor de calcita inferior, Soon et al. (2013) descobriram que a melhoria das propriedades mecânicas do solo residual era

comparável a melhoria observada em areias, devido aos pontos de contato de partícula-partícula ser mais elevados no solo residual.

2.1.1. Fatores que afetam a formação de cristais de CaCO₃ no tratamento por MICP

Os padrões de cristais de CaCO₃ (isto é, tamanho, forma e distribuição) desempenham um papel significativo na determinação do desempenho dos solos tratados com MICP. Isso ocorre porque diferentes tamanhos, formas e padrões de distribuição da precipitação de CaCO₃ podem produzir diferentes respostas em relação a resistência de solos biocimentados (AL QABANY; SOGA 2013).

2.1.1.1. Temperatura

O efeito da temperatura na técnica MICP é complexo, pois afeta a atividade de urease de microrganismos, crescimento e taxa de nucleação de cristais de CaCO₃ e solubilidade de CaCO₃. Nemati e Voordouw (2003) demonstraram que um aumento da temperatura de 20°C para 50°C aumentou a taxa de produção de CaCO₃ a partir da reação enzimática e, portanto, afetou o tamanho e a forma dos cristais CaCO₃ formados.

Rebata-Landa (2007) mostrou que a uma temperatura superior a 60°C, a produção de CaCO₃ deixou de ocorrer devido à morte dos microrganismos. Portanto, é vital conhecer a temperatura mais ideal para a formação de cristais de CaCO₃.

Recentemente, Cheng et al., (2014) realizaram um estudo para determinar o efeito da temperatura ambiente a 25°C e da temperatura de 50°C na resistência da areia tratada por MICP. Verificou-se que, embora cerca de três vezes mais cristais de CaCO₃ fossem precipitados a 50°C, a resistência das amostras de solo biocimentadas era 60% menor que a das amostras tratadas a 25°C. Após a investigação através do MEV (Microscópio Eletrônico de Varredura), concluiu-se que os cristais de CaCO₃ produzidos em temperaturas mais altas eram relativamente pequenos (2-5 µm de diâmetro) e cobriam completamente as superfícies dos grãos de areia. Enquanto isso, os cristais de CaCO₃ formados à temperatura ambiente eram maiores em tamanho (15-20 µm de diâmetro) e depositados principalmente nos estreitamentos dos vazios do solo. Os cristais de CaCO₃

de maior tamanho precipitados certamente teriam mais pontos de contato ligando os grãos de solo, contribuindo assim para uma maior resistência.

2.1.1.2. Atividade ureolítica e concentração de bactérias

A atividade da urease é uma indicação da taxa de hidrólise de uréia pelas bactérias ureolíticas (WHIFFIN, 2004). Nemat e Voordouw (2003) sugeriram que um aumento na atividade da urease aumenta a precipitação de CaCO_3 , pois, as células bacterianas atuam como locais de nucleação no processo MICP. Hammes e Verstraete (2002) mencionaram que a disponibilidade dos locais de nucleação foi considerada crucial para governar a atividade da urease, que determina a quantidade de CaCO_3 produzido. Basicamente, uma vez que as bactérias injetadas estão ligadas ao solo, elas atuam como locais de nucleação para a precipitação de cristais de CaCO_3 catalisando a reação entre os íons Ca^{2+} e os íons CO_3^{2-} para formar cristais de CaCO_3 que unem duas ou mais partículas do solo à medida que crescem em tamanho (DEJONG et al., 2010).

É justo supor que os níveis de atividade da urease (ou seja, as quantidades totais de células bacterianas) afetam significativamente o padrão de precipitação de CaCO_3 . Foi relatado por DeJong et al. (2010) que as células bacterianas podem atuar como locais de nucleação para a precipitação de novos cristais. Quando mais células bacterianas estão presentes na matriz do solo, os íons CO_3^{2-} produzidos são consumidos principalmente por nucleação de novos cristais de CaCO_3 devido aos abundantes locais de nucleação, em vez de crescer os cristais já existentes de CaCO_3 , resultando na precipitação de pequenos novos cristais. No caso de uma pequena quantidade de células bacterianas, a nucleação de novos cristais de CaCO_3 é habitada pelo baixo número de células bacterianas presentes na matriz do solo. Esse fenômeno pode facilitar o crescimento de cristais individuais em vez de formação de novos cristais. Este fenômeno foi bem estudado na produção química pura de CaCO_3 , onde grande quantidade de locais de nucleação resulta em pequenos cristais e vice-versa (AL-THAWADI; CORD-RUWISCH, 2012).

Existem duas estratégias bastante diferentes para o MICP: bioaumento em que as bactérias exógenas são cultivadas *ex situ* e depois injetadas no solo e bioestimulação em que as bactérias nativas são ativadas pela adição de nutrientes (BURBANK et al., 2011, 2012; GOMEZ et al., 2014, 2016). Na bioaugmentação, a injeção de bactérias às vezes é seguida de injeção de um fluido de fixação para promover a ligação das células

bacterianas às partículas de solo e, em seguida, por um fluido de cimentação contendo ureia, cloreto de cálcio e, em alguns casos, nutrientes adicionais e um estabilizador de pH. Em um ambiente com grande diversidade microbiana como o solo, o mecanismo de hidrólise de ureia domina enquanto houver ureia suficiente sem uma fonte de carbono orgânico oxidável no sistema (DEJONG et al., 2010).

No entanto, a injeção de bactérias exógenas pode causar dificuldades práticas significativas, incluindo o entupimento próximo dos pontos de injeção e a complexidade adicional de gerenciar um biorreator no local antes da injeção (HARKES et al., 2010). Além disso, a aplicação de bactérias exógenas é limitada ao solo em que os poros são maiores do que o tamanho bacteriano. Burbank et al. (2011), Cheng et al. (2013) e Gomez et al. (2016) mostraram que a alta atividade da urease pode ser obtida *in situ* usando uma abordagem de bioestimulação.

A bioestimulação não está necessariamente sujeita à mesma restrição de tamanho dos poros que o bioaumento, pois bactérias ureolíticas podem ser presas nos poros do solo durante sua formação. No entanto, tanto na bioaugmentação quanto na bioestimulação, a natureza aeróbica das bactérias ureolíticas pode restringir sua atividade para o tratamento profundo do solo e a reação produz um subproduto de amônio (NH_4^+) que muitas vezes é considerado uma fonte significativa de contaminação de águas subterrâneas.

2.1.1.3. pH

Na biocimentação do solo, a variabilidade dos valores de pH pode influenciar o transporte e a adesão bacteriana, o que é um fator importante, pois, afeta a distribuição homogênea da precipitação de cristais de CaCO_3 . Os cristais de CaCO_3 uniformemente distribuídos em solos biocimentados são desejáveis no tratamento por MICP, pois, amostras uniformemente cimentadas apresentam maior resistência.

A otimização química dos meios de tratamento também contribui para a precipitação uniforme de calcita. A precipitação de cálcio é desencadeada por um aumento no pH e na produção de carbonato. A atividade metabólica microbiana aumenta o pH do líquido dos poros. A calcita tipicamente precipita quando o fluido dos poros aumenta para um pH de 8,5 a 9,0 (STOCKS-FISHER et al., 1999).

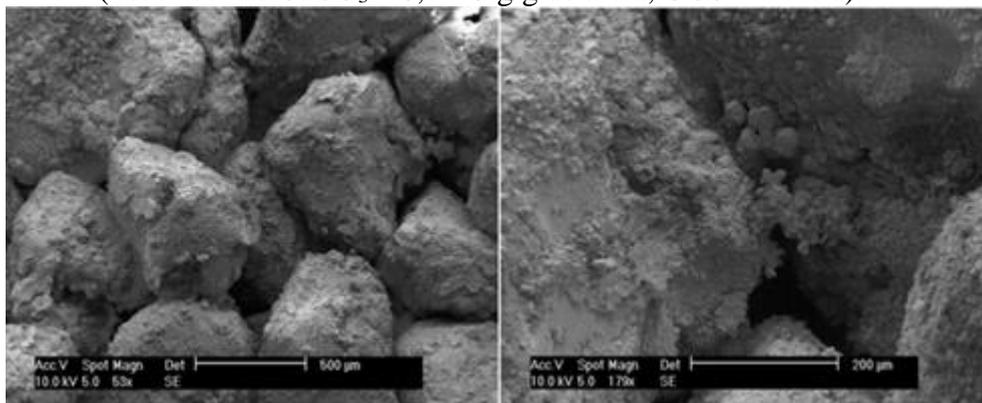
A mudança de pH, que é devido à formação dos íons hidroxílicos (OH^-) gerados a partir da produção de íons de amônio (NH_4^+), ajuda a criar um ambiente alcalino

adequado para a precipitação de CaCO_3 (DEJONG et al., 2010). A presença de íons OH^- aumenta o pH em torno das células (REBATA-LANDA, 2007). Ferris et al. (2004) mostraram que o MICP foi favorecido em ambiente alcalino ($6,5 < \text{pH} < 9,3$).

2.1.1.4. Grau de saturação

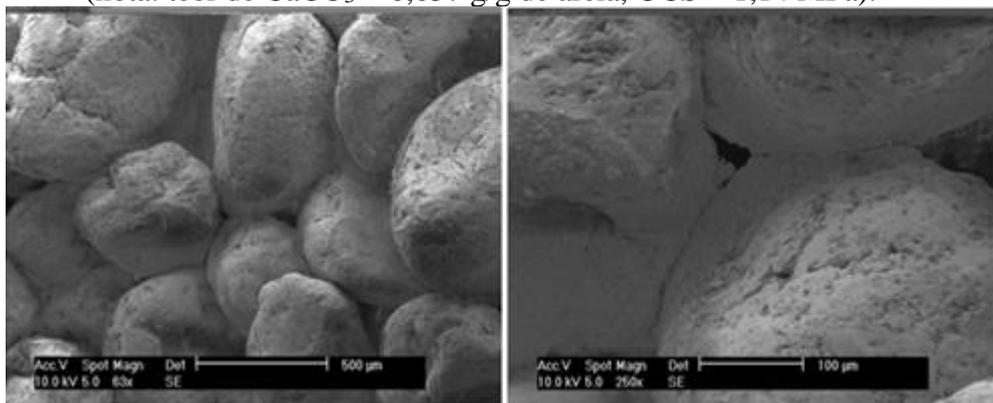
Cheng et al. (2013) investigaram a eficácia do MICP em diferentes graus de saturação no solo de 20%, 40%, 60% e 100%. O estudo descobriu que o MICP funciona melhor com um menor grau de saturação (20%) e ainda proporciona uma maior resistência. Em menor grau de saturação, os cristais de CaCO_3 são formados em locais efetivos, ou seja, os cristais são formados no contato entre partículas. No entanto, com um grau completo de saturação de 100%, os cristais de CaCO_3 são formados em locais menos eficazes, preenchendo os vazios do solo e assim resultando em uma melhoria ineficaz no aumento da resistência do solo. Essas descobertas contradizem a crença prévia de que a maior resistência é alcançada em condições totalmente saturadas (ALTHAWADI, 2013; VAN PAASSEN, 2009; WHIFFIN et al., 2007). Com esta informação Cheng et al. (2013) concluiu que um menor grau de saturação (por exemplo, 20%) proporciona uma precipitação de cristais de CaCO_3 mais efetiva (FIGURAS 1 e 2) e melhores valores de resistência a compressão simples, em oposição aos solos biocimentados tratados totalmente saturados.

Figura 1- Formação de cristais de CaCO_3 para amostras tratadas com 100% de saturação (nota: teor de $\text{CaCO}_3 = 0,1443$ g/g de areia, UCS = 1 MPa).



FONTE: CHENG et al., (2013).

Figura 2 - Formação de cristais de CaCO_3 para amostras tratadas com 20% de saturação (nota: teor de $\text{CaCO}_3 = 0,057 \text{ g/g}$ de areia, UCS = 1,14 MPa).



FONTE: CHENG et al., (2013).

2.1.1.5. Concentração da solução cimentante

A eficiência da formação de cristais de CaCO_3 é afetada pelas diferentes concentrações na solução cimentante. Isto é atribuído ao fato de que a distribuição de cristais de CaCO_3 é mais homogênea ao longo da matriz do solo quando a concentração de solução de cimentação é mais baixa. Por outro lado, uma concentração de solução cimentante mais alta, gera uma cimentação aleatória dos cristais CaCO_3 nos vazios do solo devido a uma precipitação mais acelerada, induzida pela solução de cimentação mais concentrada (OKWADHA; LI, 2010).

Al Qabany e Soga (2013) realizaram um experimento usando amostras de areia tratadas sob diferentes concentrações de cimentação de 0,10, 0,25, 0,50 e 1,00 mol/L de solução de cloreto de ureia e descobriram que a areia tratada com menor concentração de reagente proporcionou maior resistência em comparação com que a foi trata com maior concentração. A concentração mais baixa levou a formação de cristais de CaCO_3 mais homogêneos nos pontos de contato entre partículas, que contribuíram para a melhoria da resistência com menor distúrbio no solo e redução da permeabilidade.

Isso é consistente com os achados de Soon et al. (2014) que alegaram que a biocimentação foi considerada mais eficaz no solo residual tratado com reagente de cimentação de 0,50 mol/L em comparação com o tratado com reagente de cimentação de 1,00 mol/L. Mesmo que, diversos pesquisadores tenham usado diferentes fonte de cálcio para a indução da precipitação de carbonato de cálcio, o cloreto de cálcio é a melhor fonte e a mais difundida (ACHAL; PAN, 2014). De Muyneck et al. (2010) relatou que a melhor

concentração para ureia e cloreto de cálcio está na relação 0,50 mol/L e 0,25 mol/L, respectivamente.

2.1.2. Métodos utilizados no tratamento de solos por MICP

A fim de assegurar uma melhoria bem-sucedida do solo pelo MICP, a introdução e retenção de bactérias ureolíticas ou enzimas urease dentro da matriz do solo é crucial. As bactérias retidas podem induzir a precipitação de CaCO_3 através do fornecimento de injeção de uma solução de cimentação. A retenção inadequada das bactérias pode ocasionar a lavagem ou separação das bactérias, devido as injeções subsequentes de solução cimentante, levando a uma distribuição desigual das bactérias e resultando em precipitação e resistência não uniforme de CaCO_3 no solo biocimentado.

A introdução de bactérias no solo e da solução cimentante pode ser realizada geralmente através de três métodos principais, que inclui: (1) método de pré-mistura e (2) método de percolação (3) método de injeção.

2.1.2.1. Método de pré-mistura

No método da pré-mistura, as bactérias são pré-misturadas mecanicamente no solo até conseguir uma homogeneidade desejada. Ao aplicar este método, Yasuhara et al. (2012) obtiveram amostras de areia biocimentadas com valores de resistência a compressão simples variando de 400 kPa a 1,6 MPa. Embora este método não tenha produzido valores tão altos de resistência quando comparado a outros métodos de tratamento, ele foi capaz de proporcionar uma boa homogeneidade. Zhao et al. (2014a) alegaram que quase 83% do CaCO_3 precipitado em amostras biocimentadas utilizando o método de pré-mistura foi distribuído homogeneamente ao longo das colunas de areia tratadas.

Apesar do fato de que o método de pré-mistura resolveu o problema de homogeneidade da distribuição das bactérias, ele permanece o método MICP menos favorável porque causa perturbações no solo local.

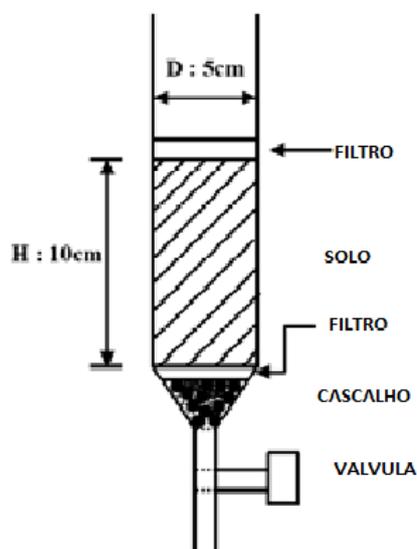
2.1.2.2. Método de percolação

Percolando livremente a suspensão bacteriana e a solução de cimentação na superfície do solo e com a penetração da solução no solo impulsionada pela gravidade, Cheng e Cord-Ruwisch (2014) alcançaram com sucesso uma cimentação no solo até 2 metros de profundidade. A principal vantagem deste método é que a injeção de solução não requer maquinário pesado, devido à livre percolação. No entanto, este método pode levar à limitação do tratamento para solos finos (por exemplo, argila) devido à baixa taxa de infiltração do solo e de permeabilidade.

Cheng e Cord-Ruwish (2014) verificaram que a reação de cimentação foi limitada a 1 m de profundidade para areias finas, de tamanho menor que 0,3 mm, enquanto que o tratamento foi alcançado até 2 metros ao longo de uma coluna de areia grossa, com valores de compressão simples que variaram entre 850 kPa e 2067 kPa.

Choi et al. (2016) preparou amostras de solo com areia de Ottawa, que possui um tamanho médio dos grãos de 0,42 mm, em tubos de PVC com um diâmetro interno de 50mm. A bactéria utilizada para produzir a urease foi a *Bacillus sp.* Todas as amostras foram preparadas com uma camada drenante de cascalho de 10 mm de espessura e um filtro sintético foi colocada na parte inferior do tubo. Acima da camada de drenagem, uma coluna de areia seca de 100 mm de altura foi formada através de um funil e, em seguida, foi colocado um filtro no topo da amostra (FIGURA 3).

Figura 3 - Arranjo para realizar a biocimentação utilizado por Choi et al. (2016).



FONTE: CHOI et al., (2016).

A areia foi compactada até atingir uma densidade relativa de 40%. A solução bacteriana foi vertida na amostra com uma taxa de 2,5 mM/min e mantida na amostra por 2 h antes de ser drenada, já a solução cimentante com CaCl_2 e uma concentração de 0,45 M foi adicionada ao topo da amostra e drenada na parte inferior. A taxa de drenagem foi controlada de maneira que uma drenagem completa levaria cerca de dois dias. A solução drenada foi coletada e reaplicada às amostras, este processo foi repetido 15 vezes. Utilizando este método proposto por Choi et al. (2016) a permeabilidade da areia foi reduzida de 10^{-4} m/s para a ordem de 10^{-6} a 10^{-7} m/s e a resistência a compressão simples foi de 400 kPa para um teor de carbonato de cálcio de 7%.

2.1.2.3. Método da injeção

O método por injeção ainda é o método de tratamento por MICP mais comumente utilizado, pois, as condições de injeção (fluxo, pressão e gradiente hidráulico) podem ser facilmente controlados durante o procedimento. Além disso, este método permite que as amostras sejam preparadas em condições totalmente saturadas, parcialmente saturadas e não saturadas, uma vez que o fluxo dos reagentes é controlável. Apesar de tais avaliações, uma das principais desvantagens do método de injeção reside na dificuldade da distribuição homogênea das bactérias, quando o tratamento é feito com bioaumentação.

Quando as bactérias são injetadas através dos poros da areia (bioaumentação), é provável que as mesmas sejam filtradas através da areia e apresentem uma redução linear da concentração de micróbios ao longo do percurso de injeção (GINN et al., 2001). Para contornar esta desvantagem, Harkes et al. (2010) sugeriu que uma taxa de injeção mais lenta de suspensão bacteriana permite uma entrega suficiente de bactérias a locais mais distantes ao longo da coluna de solo tratada e assim combata a questão da uniformidade da distribuição de CaCO_3 .

Também foi proposto que um período de retenção deve ser aplicado entre a injeção de suspensão de bactérias e solução de cimentação, para permitir que as bactérias transitem ao longo da coluna de areia e possam aderir aos grãos do solo antes da aplicação da solução de cimentação (AL QABANY et al., 2012).

Soon et al. (2014) calcularam as melhorias na resistência ao cisalhamento de solos tratados com MICP, em relação a resistência ao cisalhamento de amostra de controle sem tratamento. Um maior teor de calcita foi produzido pelo tratamento que usou a pressão de injeção de 1,1 bar (2,6%) do que a pressão de 0,2 bar (2,3%). No entanto, o incremento

na resistência ao cisalhamento para tratamento a 0,2 bar (100%) foi superior a 1,1 bar (69%). Isto implica que uma baixa pressão de fluxo (isto é, 0,2 bar) favorece a cimentação de calcita nos pontos de contato entre as partículas. A uma pressão de fluxo excessivamente elevada (isto é 2,0 bar), a resistência ao cisalhamento foi reduzida em 13%, apesar de apresentar uma quantidade considerável de precipitação de calcita (1,4%).

DeJong et al. (2006) em seu estudo introduziu uma solução de tratamento microbial usando uma bomba peristáltica. A solução de 400 mL consistindo em ureia, cloreto de cálcio e células de *Bacillus pasteurii*, foi arejada com ar filtrado enquanto era bombeada para dentro da base do espécime durante um período de cerca de vinte minutos (20 mL/min). Este "tratamento biológico" inicial, então, era retido dentro da amostra por 4 h para permitir que os micróbios se agregassem à matriz de partículas.

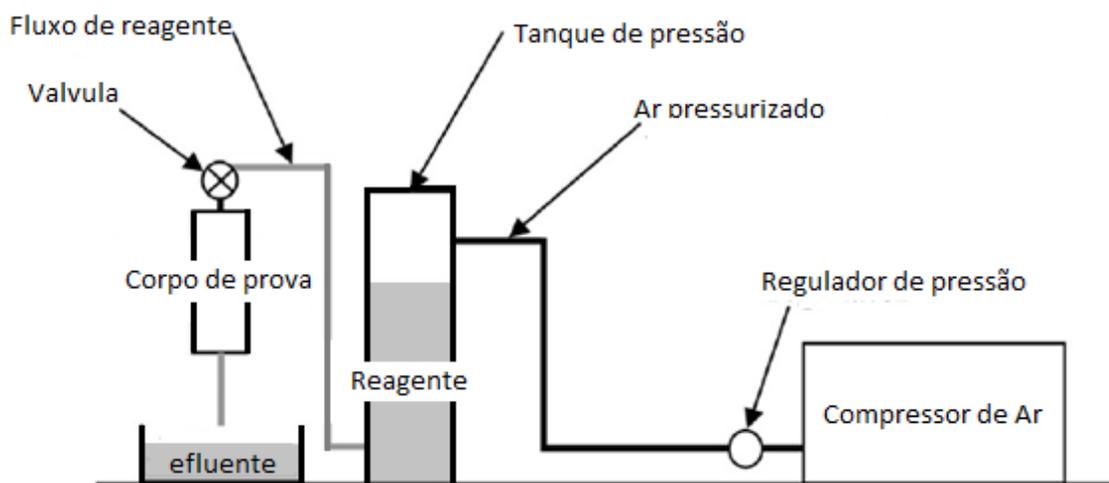
Uma vez que os micróbios estavam ligados as partículas de solo a solução cimentante era injetada através das amostras. Cada tratamento subsequente foi idêntico e consistiu numa solução de meio de crescimento de ureia aerada com a adição de CaCl_2 . A solução de ureia foi arejada com agitação para elevar o pH para aproximadamente 7,5, de modo que a solução apoiaria a atividade bacteriana alcalofílica. O ar filtrado foi injetado juntamente com o meio de cimentação para fornecer as bactérias oxigênio necessário para a respiração. A solução de cimentação foi bombeada através das amostras mais lentamente (4 mL/min) do que o tratamento biológico inicial (DEJONG et al., 2006).

Em outro estudo referencial Mortensen (2011) introduziu as bactérias através de uma bomba peristáltica nos corpos de provas já moldados por uma injeção de solução biológica com 10^8 células/mL suspensas em um meio apropriado sem a presença de CaCl_2 . Uma vez que as bactérias foram introduzidas nas amostras de solo, a bomba foi desligada e um período de retenção de 4-6 h foi aplicado para permitir que as bactérias se difundissem através dos poros e aderissem às partículas do solo. Após o período de retenção o meio de cimentação (com CaCl_2) com 2 vezes o volume de vazios foi injetado a cada 3 h por uma bomba peristáltica ajusta com vazão de 10 mL/min. Os tratamentos suplementares continuaram a ser injetados até se obter uma velocidade de onda de cisalhamento desejada (FENG K, 2015; MONTOYA; DEJONG, 2015; MORTENSEN, 2011).

A Figura 4 apresenta a configuração do aparelho utilizado para os tratamentos por MICP adotado por Lee et al. (2013). O aparelho consistiu em um molde de aço de 50 mm de diâmetro e 170 mm de comprimento, um compressor de ar, um tanque de pressão e

um coletor de efluentes. O compressor de ar e o tanque de pressão foram utilizados para regular as pressões desejadas de fluxo dos reagentes de cimentação.

Figura 4 - Exemplo de configuração de um equipamento utilizado para o processo por MICP.



FONTE: LEE et al., 2013.

2.1.3. Monitoramento do processo de Biocimentação

O controle e gerenciamento dos processos de melhoria do solo por biocimentação requerem monitoramento não destrutivo em tempo real de componentes químicos, biológicos e geotécnicos. Com o aprimoramento das propriedades do solo sendo o principal objetivo, são necessários métodos para determinar como os subprodutos do processo de biocimentação estão alterando as propriedades do solo. Os três principais métodos de medições geofísicas que podem ser utilizados são a velocidade da onda de cisalhamento, a velocidade da onda da compressão e a resistividade, uma vez que esses métodos não causam perturbações no solo e no processo de tratamento (SANTAMARINA et al., 2011).

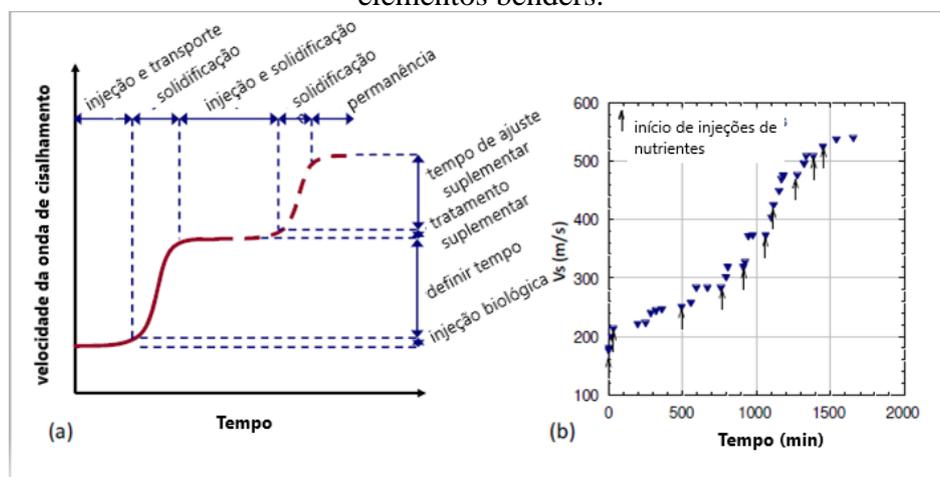
O estado dos componentes biológicos e químicos está intimamente ligado. O componente biológico pode ser acompanhado monitorando a concentração microbiana, o estado da atividade, a atividade potencial, a biomassa e as concentrações de nutrientes. Já o componente químico pode ser determinado monitorando o pH, concentrações químicas e a condutividade (MONTROYA, 2012). Os métodos geofísicos são, sem dúvida, os mais importantes, pois fornecem uma indicação direta de como a propriedade mecânicas do solo estão sendo alteradas (MONTROYA, 2012).

Weil et al. (2012) discutiram métodos geofísicos para monitorar o processo por MICP e concluíram que, a velocidade da onda de cisalhamento é um método eficaz para refletir a variação da cimentação durante o processo de MICP; a velocidade da onda compressiva pode funcionar a um nível elevado de cimentação e fornece uma visão da relação de Poisson, a resistividade elétrica não é efetiva quando aplicada em amostra tratada por MICP, pois, dependente da condutividade do fluido dos poro, que muda devido a razões biogeoquímicas, no entanto, a resistividade pode ser útil para detectar a extensão espacial da distribuição da solução de tratamento.

A velocidade da onda de cisalhamento do solo é afetada pela matriz das partículas e é uma medida de rigidez do solo. A cimentação que ocorre nos contatos partícula-partícula aumenta a rigidez do solo e conseqüentemente também aumenta a velocidade da onda de cisalhamento (DEJONG et al., 2009).

Um exemplo da utilização de medições de velocidade da onda de cisalhamento no laboratório usando *benders elements* é apresentado na Figura 5. Conforme descrito em detalhes por DeJong et al. (2006), uma onda de cisalhamento (onda senoidal com 10 V de amplitude e frequência de 10 kHz) é gerada por um elemento *bender*. Esta onda viaja através do espécime de solo por uma distância conhecida até ser recebida pelo elemento *bender*, o tempo de atraso entre a onda enviada e recebida é determinado usando um osciloscópio. A velocidade da onda de cisalhamento é então determinada como a distância de separação entre os *benders* dividida pelo tempo de percurso.

Figura 5 - Dados esquemáticos (a) e experimentais realizados por DeJong (2006) (b) exemplificando as etapas das injeções de tratamento de biocimentação em areia e as mudanças associadas na velocidade da onda de cisalhamento, conforme medido por elementos *benders*.



Fonte: DEJONG, (2010).

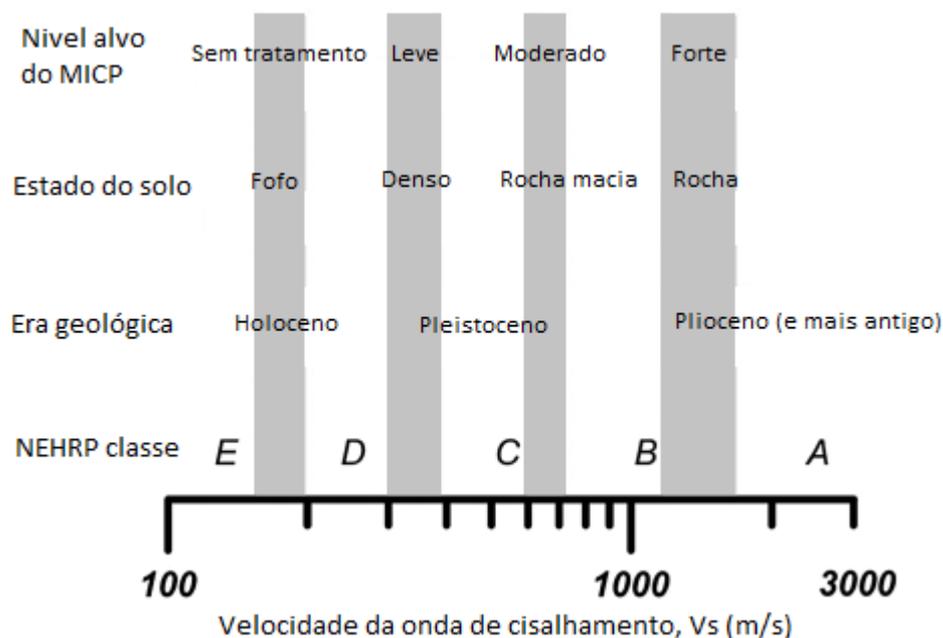
2.1.4. Obtenção de diferentes níveis de cimentação

O nível de cimentação das areias tratadas por MICP é comumente quantificado usando a massa de precipitação de calcita. No entanto, a massa de calcita não é a única medida para avaliar comportamento do material. Por exemplo, Al Qabany e Soga (2013) observaram que os valores de resistência ao cisalhamento eram diferentes em espécimes com a mesma massa de calcita. Além disso, Al Qabany et al. (2011) e Weil et al. (2012) observaram diferentes velocidades da onda de cisalhamento, em areias tratadas por MICP, a valores equivalentes de calcita. Portanto, para relacionar o comportamento mecânico das areias tratadas por MICP a um nível de cimentação, a massa de calcita sozinha pode não ser apropriada.

O estudo apresentado por Feng e Montoya (2017) onde ambos os espécimes foram cimentados pelo processo por MICP para obter a mesma massa de calcita, apresentaram diferentes velocidades de onda. O comportamento mecânico observado dos espécimes é significativamente diferente e há melhora do comportamento mecânico à medida que aumenta a velocidade de onda.

Montoya e DeJong (2015) compararam as velocidades típicas da onda de cisalhamento de solos para auxiliar na definição dos níveis de cimentação. Os níveis de cimentação foram escolhidos para representar uma faixa etária geológica ampla, bem como diferentes tipos de classes de solos delineados pelo *National Earthquake Hazards Reduction Program* (NEHRP). As velocidades da onda de cisalhamento foram escolhidas para representar os seguintes estados, idades e comportamento do solo como é mostrado na Figura 6: areia solta não tratada ($V_s = 180$ m/s, correspondente a classe E do NEHRP); areia ligeiramente cimentada ou envelhecida ($V_s = 300$ m/s, correspondente a classe D do NEHRP); areia moderadamente cimentada ou "solo muito denso ou rocha macia" ($V_s = 450-650$ m/s, correspondente a classe C do NEHRP); e areia fortemente cimentada ou "rocha" ($V_s = 1.100-1.400$ m/s, correspondente a classe B do NEHRP).

Figura 6 - Comparação do nível alvo de cimentação MICP (indicado com barras cinza) para o estado do solo, idade e comportamento com intervalos aproximados de velocidade da onda de cisalhamento.



Fonte: MONTOYA e DEJONG, 2015.

2.1.5. Avaliação da homogeneidade de cimentação

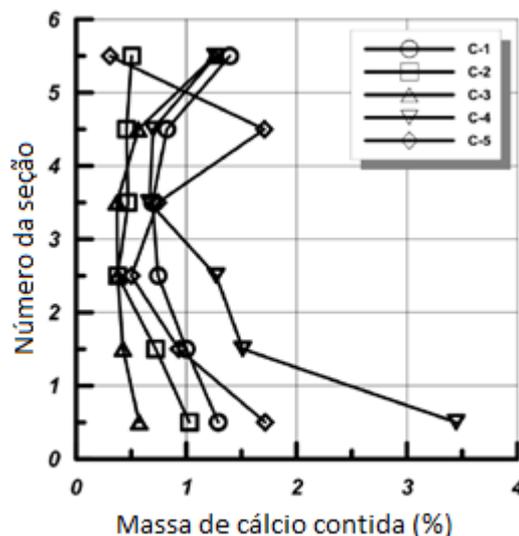
A homogeneidade do tratamento (ou seja, a distribuição uniforme de CaCO_3 ao longo da matriz de solo tratado) continua a ser o componente mais crítico e que requer maior atenção.

Uma das técnicas mais utilizadas para avaliar a homogeneidade da precipitação ao longo do corpo de prova, consiste em dividir as amostras em seções uniformes ao longo do comprimento e determinar a porcentagem de calcita presente em cada seção, como é mostrado na Figura 7, onde os corpos de prova (C1, C2, C3, C4 e C5), foram divididos em 6 partes e em cada uma das seções foi medida a massa de cálcio presente. (FENG, 2015; MONTOYA e DEJONG, 2015; MORTENSEN, 2011).

Montoya e DeJong (2015) determinaram a massa de calcita precipitada pelo tratamento por MICP utilizando a técnica de lavagem á ácido. A massa seca de solo com calcita foi medida antes e após à lavagem a ácido (HCl 5 mol/L). A solução após a lavagem a ácido e com o carbonato de cálcio dissolvido foi passada várias vezes através de uma peneira nº 200, permitindo que o carbonato de cálcio dissolvido fosse separado

do solo, retendo apenas os grãos de areia. A diferença nas duas massas medidas, antes e após a lavagem, foi usada para medir a porcentagem de calcita precipitada.

Figura 7 - Variação da cimentação ao longo da altura da amostra



Fonte: FENG, 2015

Recentemente, métodos não-destrutivos como a tomografia de raios-X computadorizada está sendo desenvolvida para analisar a distribuição da biomassa ou cristais nos poros do material. Esta técnica não destrutiva baseada em contrastes de densidade fornece imagens 2D, comparáveis com micrografias, e reconstruções 3D em várias resoluções. As imagens com resolução de alguns microns permitem o mapeamento 3D dos poros do solo (LOUIS et al., 2007).

DeJong et al., (2017) utilizaram a correlação de imagens digitais realizadas por tomografias de raios-X para analisar as estruturas internas dos espécimes biocimentados e a distribuição da cimentação. Os teores de calcita, para espécimes tratados, foram calculados determinando as densidades relativas iniciais das amostras antes do tratamento e após o tratamento, de modo que a densidade relativa das partículas de quartzo permaneceu a mesma e o aumento da densidade se deu devido a precipitação de calcita pela biocimentação. O conteúdo calculado de calcita foi consistente com os resultados experimentais anteriores.

Outra técnica para identificar a homogeneidade da precipitação, porém não de forma quantitativa, mas sim qualitativa é analisar o padrão de formação dos cristais de carbonato de cálcio e sua distribuição entre as partículas do solo através de microscopia

eletrônica de varredura (MEV) (DEJONG 2006; AL QABANY et al., 2012; CHU et al., 2012; SOON et al., 2014).

Para caracterizar as formas e localizações do CaCO_3 precipitado e investigar o comportamento da ligação entre os grãos, Cheng et al., (2013) realizaram análise de microscopia nas amostras de solo biocimentadas, que foram retiradas do centro das colunas de areia. Antes de realizar a investigação da microscopia, todas as amostras foram lavadas com água da torneira e secas a 60°C durante 24 h. A investigação da microscopia foi realizada com microscopia eletrônica de varredura (MEV).

2.2. Comportamento mecânico de solos cimentados e biocimentados

Diversos estudos já foram realizados para compreender o comportamento de solos cimentados (CONSOLI et al., 2003, 2006, 2010, 2012a; SCHNAID et al., 2001; THOMÉ et al., 2003; SEXENA; LASTRICO, 1978; CLOUGH et al., 1981; HUANG; AIREY, 1993; COOP; ATKINSON, 1993; COOP; WILLSON, 2003). Esses estudos que abordam o comportamento de solos cimentados analisaram os aspectos característicos dos materiais como rigidez, granulometria, propriedades físicas, tensões atuantes, resistência e comportamento tensão-deformação.

As propriedades microestruturais relacionadas com o solo cimento são as que permitem entender como o agente cimentante age na estrutura do solo e, conseqüentemente, altera as suas propriedades. As análises destas propriedades podem ser caracterizadas microestruturalmente, utilizando difração de raios-x e microscópio eletrônico, ou através do comportamental mecanicista com ensaios de compressão triaxial, *ring shear*, cisalhamento direto, entre outros.

As tensões de confinamento exercem significativa influência no comportamento de solos cimentados. Baixas tensões confinantes conferem ao material uma característica de tensão de pico e grande extensão (dilatância), passando para um estágio de amolecimento (*softening*), semelhante às areias densas. Por outro lado, o aumento da tensão confinante provoca um comportamento dúctil-compressivo de endurecimento (*hardening*) (GENS; NOVA, 1993; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

Nesse sentido, Coop e Atkinson (1993) estabeleceram três tipos de comportamento em função da intensidade das tensões de confinamento. No primeiro

enquadram-se solos cimentados cuja tensão confinante é tão elevada que mobiliza a tensão de plastificação na fase de carregamento isotrópico. O segundo tipo, para tensões de confinamento intermediárias, a tensão de plastificação é atingida na fase de cisalhamento, preservando a matriz durante o carregamento isotrópico; a tensão de pico é governada pela parcela friccional, como nos solos não cimentados. Por último, para baixas tensões de confinamento, a resistência de pico obtida ocorre para baixas deformações, sendo esta resultante da parcela coesiva proporcionada pelo agente cimentante.

O fenômeno de plastificação é caracterizado pela quebra gradual da estrutura cimentícia, refletindo na redução da rigidez e da resistência, é também caracterizado por apresentar deformações plásticas irreversíveis (LEROUEIL; HIGHT, 2003). 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.

Cuccovillo e Coop (1999) estudaram o comportamento de dois solos cimentados e verificaram comportamento distintos. Em um deles a tensão de pico ocorreu próxima à tensão de plastificação, seguida da perda de carga e deformações de compressão. No outro, cisalhado a baixas tensões, a tensão de pico ocorreu após a plastificação, onde foi observado um comportamento de dilatação com deformações plásticas. Os autores concluíram que no primeiro caso a resistência foi comandada pela parcela coesiva do solo e, no segundo caso, que a resistência foi comandada pela parcela friccional do solo.

No que diz respeito a solos não coesivos, a adição de um agente cimentante gera um componente extra de resistência, a coesão, porém o ângulo de atrito permanece praticamente inalterado (CLOUGH et al., 1981). O agente cimentante, devido a suas características físicas, também proporciona uma melhoria na resistência, ao preencher os vazios do solo, aumentando consequentemente a densidade do material.

Clough et al., (1981) postularam que os solos com cimentação elevada apresentam elevada rigidez, ou seja, um comportamento frágil na ruptura, tanto para baixas quanto altas tensões confinantes. Nos solos com cimentação média ou fraca verificaram uma transição entre comportamento frágil e dúctil, de acordo com o aumento da tensão confinante.

As areias cimentadas através do processo MICP demonstram um aumento na resistência ao cisalhamento, rigidez e propriedades dilatórias (DEJONG et al., 2006; MONTOYA; DEJONG, 2015; MONTOYA; DEJONG, 2013; CHOU et al., 2011). A

calcita precipitada influencia o comportamento do solo unindo as partículas e diminuindo o volume de vazio (MONTROYA; DEJONG 2015). A redução do índice de vazio e a obstrução dos poros resulta na redução da permeabilidade (AL QABANY; SOGA 2013, MARTINEZ et al., 2013).

As areias cimentadas através do processo por MICP mostraram uma transição de comportamento de um material semelhante ao solo, onde a resistência ao cisalhamento e a rigidez dependem da tensão confinante, para um comportamento semelhante a rochas (quando há um aumento suficiente de cimentação) onde a resistência ao cisalhamento e a rigidez não são mais dependentes da tensão confinante, quando os valores são limitados de 25 a 400kPa de confinamento (MONTROYA; DEJONG, 2013). Portanto, a tensão de confinamento e o nível de cimentação têm influência significativa no comportamento das areias cimentadas por MICP. Estudos anteriores têm ilustrado a dependência comportamental do confinamento para areias cimentadas por MICP utilizando ensaios de cisalhamento direto com tensões de confinamento variando de 5 a 40 kPa (CHOU et al., 2011)

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Considerações Iniciais

A etapa da pesquisa denominada “programa experimental” teve como objetivo principal quantificar a influência do grau de cimentação imposto aos corpos de prova e do nível de tensões efetivas médias sobre a mobilização da resistência ao cisalhamento e a rigidez de uma areia biocimentada. Isto foi realizado através da medição, em ensaios de compressão triaxial convencionais drenados, de grandezas que pudessem caracterizar o comportamento tensão-deformação do material estudado.

3.2. Variáveis de resposta

A análise do comportamento mecânico do solo biocimentado foi realizada, basicamente, a partir da medição das seguintes variáveis de resposta:

- Tensão efetiva normal média na ruptura (p'_{rup});
- Tensão desvio na ruptura (q_{rup});
- Tensão efetiva normal média última (p'_{ult});
- Tensão desvio última (q_{ult});
- Módulo de deformação secante (E_s);
- Deformação axial na ruptura ($\epsilon_{a/rupt}$);
- Deformação volumétrica na ruptura ($\epsilon_{v/rupt}$);
- Deformação volumétrica final ($\epsilon_{v/final}$);

Através destas medições, outros parâmetros do comportamento do solo, como por exemplo o intercepto de coesão e o ângulo de atrito, foram determinados e analisados.

A seguir são apresentadas algumas definições básicas a respeito das grandezas medidas no experimento.

As variáveis p' e q , tensão efetiva média normal e tensão desvio respectivamente, oriundas dos invariantes de tensão utilizados por diversos autores para descrever o estado genérico de tensões no solo (ZIENKIEWICZ ; NAYLOR, 1971; ATKINSON ; BRANSBY, 1978; BRITTO ; GUNN, 1987), são calculadas, para condições triaxiais de carregamento, pelas expressões:

$$p' = \frac{\sigma'_a + 2.\sigma'_r}{3} = \frac{\sigma'_a + 2.\sigma'_r}{3} - u$$

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r = \sigma_a - \sigma_r$$

Onde:

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

σ_a, σ_r , são as tensões totais axial e radial, respectivamente;

u é a poro-pressão

A condição denominada ruptura, refere-se ao ponto da curva tensão-deformação correspondente à máxima tensão desvio, isto é, ao pico da curva. Por outro lado, a condição denominada última refere-se a um estado onde não há variações significativas da tensão desvio e de volume com a deformação axial.

A condição denominada final corresponde ao último ponto plotado na curva tensão-deformação e é considerada, no presente trabalho, uma estimativa razoável da condição última, uma vez que todas as curvas tensão-deformação descrevem patamares consideravelmente horizontais nos seus estágios finais.

O módulo de deformação secante é o quociente entre a variação da tensão desvio e a deformação axial correspondente. No presente trabalho, foram analisados os módulos secantes para vários níveis de deformação.

3.3. Variáveis investigadas e variáveis fixas

Clough et al. (1981) destacam que o comportamento de uma areia cimentada é fortemente influenciado pelos seguintes fatores: a quantidade e natureza do agente cimentante, a densidade da areia, a tensão efetiva média inicial atuante e a distribuição granulométrica. Outros trabalhos apontam ainda, para a velocidade de carregamento (CLOUGH et al., 1979) e a trajetória de tensões (BRESSANI; VAUGHAN, 1989; REDDY et al., 1992; MARTINS, 1994) como fatores determinantes do comportamento mecânico de solos cimentados

Embora todos os fatores mencionados sejam importantes, o presente trabalho restringiu-se ao estudo da influência do grau de cimentação, representado pelos volumes

de solução aplicados aos corpos de prova, e da tensão efetiva média inicial (p_i'), mantendo-se constantes as demais variáveis.

3.4. Delineamento experimental

O experimento principal desse estudo, delineado nos itens anteriores, consistiu na realização de ensaios de compressão triaxial convencionais drenados, do tipo CD, nas tensões efetivas médias iniciais (P_i') de 100, 200 e 400 KPa, sobre amostras de areia biocimentadas com a aplicação de 1 vez, 2 vezes e 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação, correspondendo respectivamente a 82, 165 e 247 mL de solução e em amostras denominadas de controles, que não receberam a solução de biocimentação, para as mesmas tensões efetivas médias iniciais.

Também foram realizados ensaios de compressão isotrópica com amostras biocimentadas com 1 vez e 2 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação e com uma amostra controle, a qual não recebeu solução de biocimentação. Os ensaios de compressão isotrópica foram realizados até a máxima tensão de confinamento suportada pelo equipamento triaxial, que ficou entorno de 900 KPa.

A Tabela 1 apresenta um resumo mostrando o número de ensaios realizados sobre o solo nos estados não cimentado e o biocimentado.

Tabela 1 – Resumo do número de ensaios realizados.

ENSAIOS DE LABORATÓRIO	AREIA NÃO CIMENTADA	VOLUME DE SOLUÇÃO			TOTAL
		1x	2x	3x	
Ensaio Triaxiais	3	3	3	3	12
Ensaio de Compressão Isotrópica	1	1	1	-	3

3.5. Visão geral do programa experimental

O programa de ensaios triaxiais realizado é, de acordo com a metodologia de planejamento de experimentos (MONTGOMERY, 2017), um experimento fatorial 3^2 , com dois fatores, cada um a três níveis fixos, sem repetições (volume de solução de

biocimentação: 1 vez, 2 vezes e 3 vezes; tensão efetiva média inicial: 100, 200 e 400 KPa), conforme ilustra a Tabela 2.

Tabela 2 - Sequência dos Ensaios Triaxiais.

P_i'	VOLUME DE SOLUÇÃO			
	0	1x	2x	3x
100 KPa	11°	9°	8°	6°
200 KPa	1°	4°	3°	2°
400 KPa	12°	10°	5°	7°

A Tabela 2 também mostra a ordem de realização dos ensaios triaxiais, onde, através de uma aleatorização forçada, buscou-se minimizar ao máximo, tendências e erros sistemáticos na obtenção dos resultados.

As Tabelas 3, 4 e 5 apresentam um panorama geral do programa experimental.

Tabela 3 - Variáveis de resposta no programa experimental.

CARACTERÍSTICA	VARIÁVEL MEDIDA	ENSAIO REALIZADO
Ruptura	p'_{rup}, q_{rup}	Ensaio Triaxial
Rigidez	$E_s, \varepsilon_{a/rup}$	Ensaio Triaxial
Deformação volumétrica	$\varepsilon_{v/rup}, \varepsilon_{v/final}$	Ensaio Triaxial
Comportamento Último	p'_{ult}, q_{ult}	Ensaio Triaxial

Tabela 4 - Variáveis investigadas no programa experimental.

EFEITO	VARIÁVEL ESPECÍFICA	FAIXA INVESTIGADA
Nível de Tensões Efetivas	P_i'	100, 200 e 400 KPa
Grau de cimentação	Volume de solução aplicado	0, 1, 2 e 3 vezes

3.6. Delimitações do estudo

Além das limitações impostas pelo número restrito de fatores investigados, o delineamento adotado não permite, em função da ausência de repetições, a análise da significância estatística de uma possível interação entre as variáveis, no caso a tensão efetiva média inicial e o volume de solução de biocimentação aplicado. Contudo, como

relatado na bibliografia (p.ex. CLOUGH et al. 1981; PRIETTO, 1996), uma interação significativa entre grau de cimentação e tensão efetiva média inicial não é esperada para o nível de tensões investigado no presente trabalho.

Tabela 5 - Variáveis fixas no programa experimental.

EFEITO	VARIÁVEL ESPECÍFICA	VALORES FIXADOS
Densidade inicial	Índice de vazios	$e = 0,725 \pm 0,05$
Granulometria da areia	Diâmetro Efetivo	$D_{10} = 0,09 \text{ mm}$
	Coef. Uniformidade	$C_u = 2,1$
Saturação	Grau de saturação	$>95\%$
Trajatória de Tensões	Tipo de Ensaio Triaxial	Convencional Drenado
Veloc. de carregamento	Taxa de Deformação	1,00 % / hora
Natureza da cimentação	Tipo de cimento	Biocimentação (CaCO_3)

3.7. Materiais e Métodos Utilizados

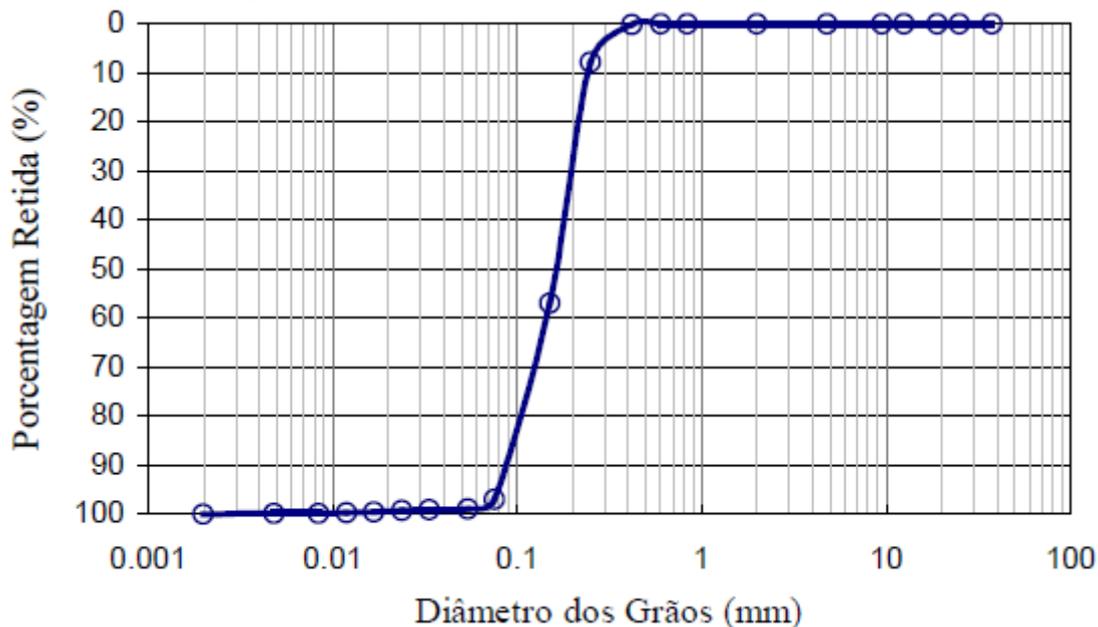
Nos itens a seguir são apresentados os materiais, métodos de ensaio e demais procedimentos utilizados, fazendo-se a descrição detalhada deles quando necessário, ou, simplesmente, a referência às normas técnicas utilizadas.

Todas as atividades foram desenvolvidas no Centro Tecnológico de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo (CETEC/UPF).

3.7.1. Areia de Osório-RS

Segundo Spinelli (1999), o solo utilizado, originário da cidade de Osório-RS, é classificado como areia fina quartzosa (NBR 6502 – ABNT, 1995; ASTM D 2487, 1993) e de granulometria uniforme, como apresentado na Figura 8. Além de apresentar baixo teor de matéria orgânica, sua composição mineralógica é 99% quartzo e 1% glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita (SPINELLI, 1999).

Figura 8 - Curva Granulométrica da areia de Osório.



Fonte: CASAGRANDE, 2005.

Na Tabela 6 são apresentados os índices físicos do solo arenoso como densidade real dos grãos e índices de vazios máximo e mínimo, de acordo com Casagrande (2005).

Tabela 6 - Índices físicos da areia de Osório.

Índices Físicos	Areia de Osório
Densidade real dos grãos (γ_s)	26,3 KN/m ³
Coefficiente de uniformidade (Cu)	2,1
Coefficiente de curvatura (Cc)	1,0
Diâmetro efetivo (D10)	0,09 mm
Índice de vazios (e máximo)	0,9
Índice de vazios (e mínimo)	0,6

Fonte: CASAGRANDE, 2005.

3.7.2. Solução de Biocimentação

A estratégia utilizada para realizar a biocimentação foi a bioestimulação. A bioestimulação é originalmente uma técnica usada na biorremediação para estimular os microrganismos na redução de contaminantes a partir do seu metabolismo, e consiste na

adição de nutrientes no meio para acelerar o metabolismo dos microrganismos (REBECHI, 2007).

A solução adotada para estimular a biocimentação foi a mesma utilizada por Garbin (2016), apresentada na Tabela 7. Em um estudo realizado por Dallagnol (2018), o qual testou a atividade de uréase de 3 soluções diferentes, foi possível observar que a solução adotada por Garbin (2016) foi a mais eficiente, por possibilitar uma maior síntese de uréase pelos microrganismos quando comparada às outras soluções testadas. Além disso, a solução apresentou pico de atividade de uréase no tempo de 10 dias.

Tabela 7 - Composição da Solução Biocimentante.

Componentes do meio	Concentração (g/L)
Peptona	2
Extrato de Levedura	1
Cloreto de Amônia	10
Bicarbonato de Sódio	2,12
Ureia	30
Cloreto de Cálcio	56

Fonte: GARBIN (2016).

3.7.3. Moldagem dos corpos de prova

Foram moldados 11 corpos de prova com a areia de Osório-RS, os quais receberam a solução biocimentante, e 4 corpos de prova, denominados de controle, os quais receberam apenas água destilada, totalizando 15 corpos de prova. Todos os corpos de prova foram moldados em tubos de PVC bipartidos com 5 cm de diâmetro e 15 cm de altura. Os parâmetros de moldagem foram: diâmetro de 5 cm; altura de 10 cm; densidade relativa de 50%; e teor de umidade de 10%, características utilizadas por outros autores para o mesmo tipo de material (GARBIN, 2016; DALLAGNOL 2018).

Após a montagem dos moldes, membranas de látex eram inseridas na parte interna dos moldes previamente à compactação da areia em 3 camadas de iguais alturas, nas características já mencionadas. Com a finalidade de conter um possível carregamento de partículas de solo pela solução de cimentação, um geotêxtil foi colocado na base dos corpos de prova (Figura 9).

Figura 9 - Molde de PVC pronto para moldagem do solo.



3.7.4. Aplicação da Solução Biocimentante

A técnica utilizada para aplicar a solução de cimentação foi a da livre percolação por gravidade. Após a preparação da solução, a mesma era dosada em uma proveta graduada até o volume que cada corpo de prova deveria receber e então aplicada no topo do corpo de prova, no interior do molde de PVC, onde era deixada por 48 horas ou até a total percolação através da amostra. Na base do molde que continha a amostra era acoplado um tampão de PVC perfurado para drenagem da solução percolada, a qual era coletada em béqueres (Figura 10). Antes de cada aplicação da solução de biocimentação, um papel filtro era colocado no topo das amostras, com a finalidade de evitar a desestruturação superficial da amostra.

Com a finalidade de obter diferentes níveis de cimentação, foram adotados 3 volumes de solução diferentes para realizar a biocimentação. Os volumes adotados foram 1 vez o volume de vazios, 2 vezes o volume de vazios e 3 vezes o volume de vazios. Foram moldados quatro corpos de prova para cada volume percolado, três para os ensaios triaxiais e um para a compressão isotrópica. Esses mesmos volumes foram adotados para os corpos de prova de controle, os quais receberam, ao invés da solução de biocimentação, água destilada. (Tabelas 8 e 9).

Figura 10 - Corpos de prova recebendo a solução de cimentação.



Tabela 8 – Identificação dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais.

CPs	Volume de Solução (mL)	Intervalo de aplicação (h)	Número de aplicações	Volume total de solução percolado (mL)
CP1-100	82	48	11	703
CP1-200	82	48	9	517
CP1-400	82	48	11	710
CP1-CI	82	48	11	697
CP2-100	165	48	9	1038
CP2-200	165	48	6	724
CP2-400	165	48	9	1050
CP2-CI	165	48	6	660
CP3-100	247	48	9	1335
CP3-200	247	48	6	1150
CP3-400	247	48	9	1422

CPA-B = Onde “A” significa o volume de solução e “B” tensão de confinamento

Tabela 9 - Corpos de prova controle.

CPs	Volume de Água destilada (mL)	Intervalo de aplicação (h)	Número de aplicações	Volume total de Água percolado (mL)
1Controle	82	48	11	860
2Controle	165	48	11	1765
3Controle	247	48	11	2630

A solução foi aplicada em intervalos de 48 horas e o número de aplicações que cada corpo de prova recebeu dependeu exclusivamente da permeabilidade dos corpos de prova após cada aplicação, sendo que as aplicações foram interrompidas quando não era mais possível realizar a livre percolação por gravidade. Segundo Dallagnol (2018), pode-se afirmar que teoricamente a biocimentação não precisa de intervalos de alimentação muito curtos, o que poderia comprometer os microrganismos (IVANOV; CHU, 2008), interferindo no processo de biocimentação.

3.7.5. Monitoramento do processo de biocimentação

O monitoramento do processo de biocimentação se deu através da medição do pH da solução afluyente e efluente, ou seja, antes e após passar pelo corpo de prova (Figura 11), por meio de um pHmetro calibrado antes de cada medição. O monitoramento do pH é muito importante, pois a precipitação de carbonato de cálcio é desencadeada por um aumento no pH. A atividade metabólica microbiana aumenta o pH do líquido dos poros e a calcita tipicamente precipita quando o fluido dos poros aumenta para um pH de 8,5 a 9,0 (STOCKS-FISHER et al., 1999). Assim, medir o pH efluente é uma forma de verificar se a precipitação de carbonato de cálcio teve início.

Figura 11 - pHmetro utilizado para as medições de pH da solução de cimentação efluente.

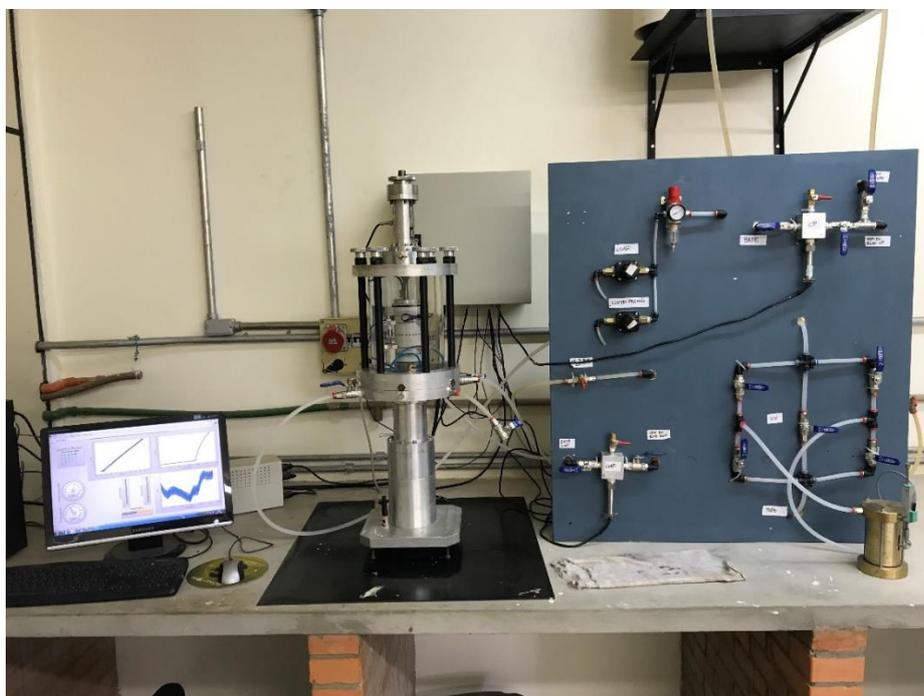


Outro monitoramento realizado durante o processo foi a medição do volume de solução drenada do corpo de prova, com o auxílio de provetas. O volume drenado era medido 48 horas depois que solução era vertida na amostra.

3.7.6. Realização dos Ensaios Triaxiais

Sendo o objetivo principal a análise do comportamento mecânico do solo biocimentado, os corpos de prova obtidos a partir da técnica da biocimentação foram ensaiados na compressão triaxial, afim de se avaliar o comportamento mecânico, no que diz respeito a tensão-deformação, resistência e rigidez. O equipamento utilizado é uma prensa triaxial do tipo Bishop-Wesley (BISHOP; WESLEY, 1975), conforme mostra a Figura 12, e se encontra no Laboratório de Geotecnia (LABGEO) do Centro Tecnológico (CETEC) da Universidade de Passo Fundo. Os procedimentos gerais do ensaio seguiram, basicamente, os descritos por Bishop e Henkel (1962).

Figura 12 - Equipamento triaxial utilizado.



O ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo. Para isto, o corpo de prova é colocado dentro da câmara de ensaio e envolto por

uma membrana de borracha. A câmara é preenchida com água, à qual se aplica uma pressão confinante.

Com o objetivo de determinar a envoltória de ruptura pelo critério de Mohr-Coulomb, os corpos de prova foram analisados em 3 tensões de confinamento diferentes. As tensões de confinamento utilizadas foram 100, 200 e 400 KPa. Complementarmente, foram realizados ensaios de compressão isotrópica, para cada um dos diferentes níveis de cimentação, os quais tem a função de determinar a tensão isotrópica de plastificação da cimentação. Estes ensaios foram ser realizados até a tensão limite de 1 MPa.

Para o estudo proposto foram realizados ensaios do tipo Consolidado Drenado (CD), seguindo os procedimentos gerais descritos por Bishop e Henkel (1962). O processo de saturação das amostras consistiu de duas etapas: (1) percolação com água, da base para o topo do corpo de prova com uma pressão de 6 KPa e com uma pressão confinante efetiva de 10 KPa. Este processo se estendia até que fosse percolado o equivalente a 2 vezes o volume de vazios; (2) aplicação de incrementos de 20 KPa na contra-pressão, ao mesmo tempo em que era aplicado um confinamento na câmara triaxial ligeiramente superior. Quando a poro-pressão monitorada na base do corpo de prova equalizava, um novo incremento era aplicado. Esse procedimento seguiu até o valor desejado da contra-pressão. A saturação foi monitorada através da medição do parâmetro B (SKEMPTON, 1954) após a aplicação da contrapressão.

A fase de consolidação consistiu em duas etapas: (1) aplicação da pressão confinante desejada; (2) dissipação do excesso de poro-pressão induzido.

A drenagem completa durante o cisalhamento foi garantida pela utilização de uma velocidade suficientemente baixa de 1mm/hora e foi monitorada através da medição da poro-pressão na base dos corpos de prova durante todo o ensaio.

A seguir são descritos mais detalhadamente os procedimentos utilizados para monitoramento da poro-pressão, da pressão na câmara triaxial, medição das deformações axiais e volumétricas, aquisição e correção dos dados obtidos.

a) **Monitoramento da Poro-Pressão e da Pressão na Câmara**

O equipamento foi dotado de um sistema para monitoramento da poro-pressão no corpo de prova e da pressão na câmara triaxial, o qual compreendia um transdutor de pressão individual para a poro-pressão (Figura 13) e um transdutor individual para a pressão na câmara (Figura 14) e proporcionava a leitura em tempo real durante todo o ensaio das pressões atuantes no corpo de prova.

Figura 13 - Transdutor responsável pela leitura da contra-pressão.

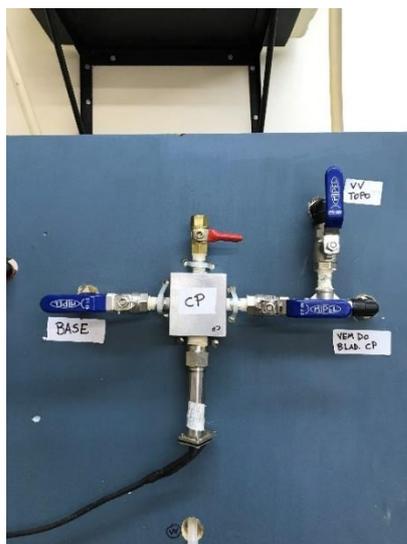


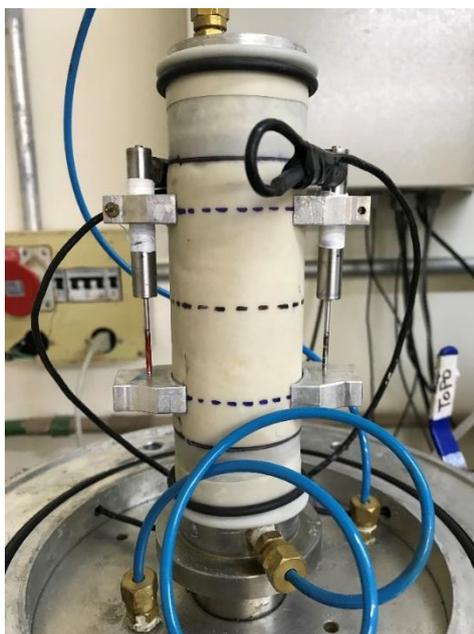
Figura 14 - Transdutor responsável pela leitura da pressão na câmara.



b) Medições das deformações axiais

As deformações axiais foram medidas durante os ensaios triaxiais por dois sistemas independentes: (1) um sistema interno constituídos por dois dispositivos conhecidos como LVDTs, que eram acoplados diretamente ao corpo de prova (Figura 15); (2) um sistema externo que media o deslocamento da prensa através do motor de passo.

Figura 15 - Corpo de Prova com os LVDTs instalados.



Os dispositivos para medição interna das deformações axiais foram montados sobre o corpo de prova em posições diametralmente opostas.

A evolução das deformações axiais foi determinada considerando-se diretamente as medições internas, até o final do intervalo linear de calibração dos sensores, e as medições externas corrigidas a partir deste ponto. Esta correção foi feita subtraindo-se dos valores medidos, o valor correspondente à diferença entre as medições externa e interna no ponto de transição de um sistema para o outro.

O intervalo útil de medições internas variou de ensaio para ensaio. Isto ocorreu em função de diferenças na colocação dos sensores nos corpos de prova.

c) Medições das Deformações Volumétricas

Partindo da hipótese de saturação completa, a variação volumétrica do corpo de prova foi medida através de um sistema automatizado acoplado à linha de aplicação da contrapressão ao corpo de prova (Figura 16).

Figura 16 - Dispositivo responsável pela leitura da deformação volumétrica.



d) Aquisição de Dados

Todos os dados medidos durante o ensaio, pressões, deformações axiais e volumétricas foi realizado por um sistema de aquisição automática de dados, composto por um conversor de sinal analógico/digital, um microcomputador e um programa computacional especialmente escrito para esta finalidade.

e) Correção dos Dados

Foram aplicadas, em todos os ensaios realizados, correções de área e membrana. Neste procedimento foi seguida estritamente a abordagem proposta por La Rochelle et al. (1988).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados do monitoramento do processo de biocimentação e os resultados dos ensaios triaxiais.

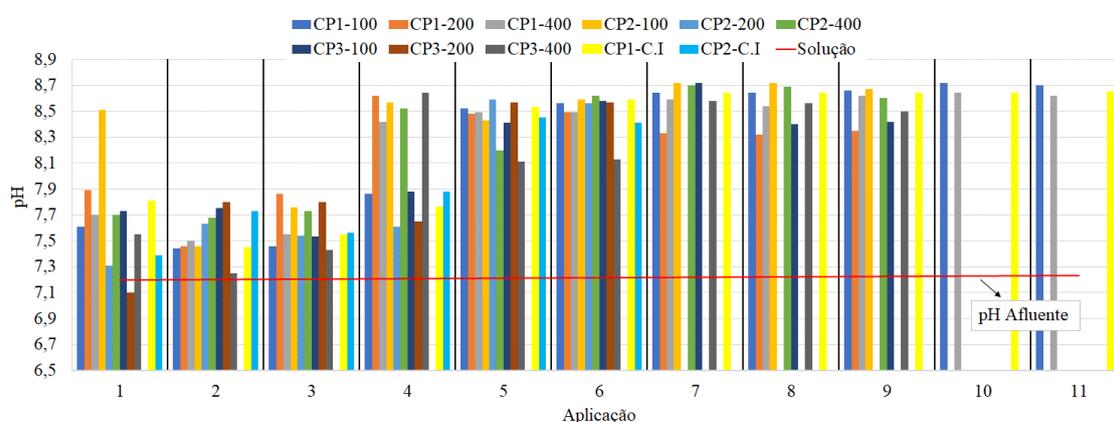
4.1. Monitoramento do processo de biocimentação

O monitoramento do processo de biocimentação foi realizado medindo o pH afluente, o pH efluente e o volume de solução drenado das amostras.

4.1.1. pH afluente e pH efluente

Após a aplicação da solução a cada 48 horas os resultados das medições de pH afluente e efluente são mostrados na Figura 17.

Figura 17 - pH da solução efluente e pH da solução afluente.



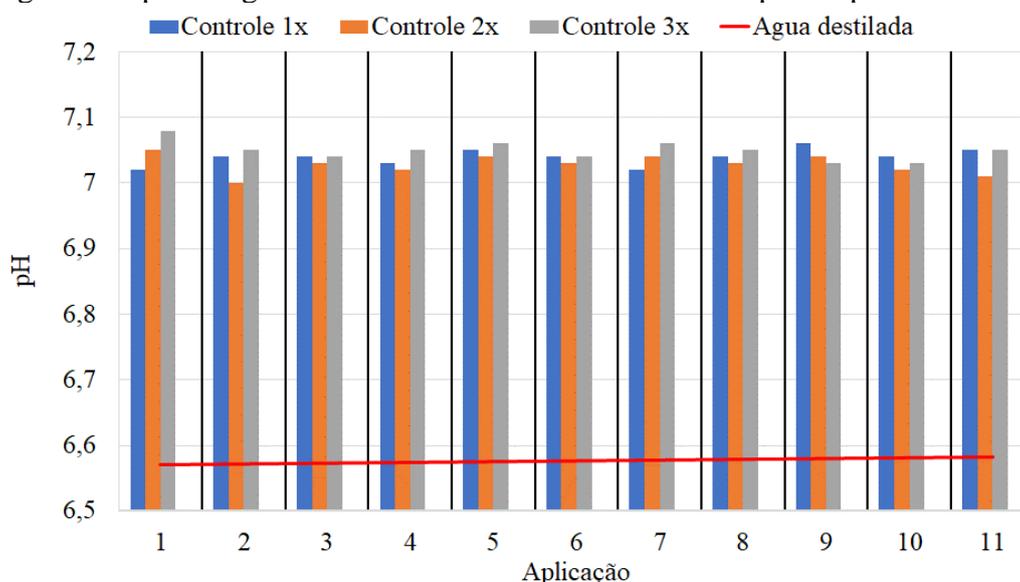
A medição do pH da solução é uma boa forma de monitorar o processo de biocimentação, pois, segundo Stocks-Fisher et al., (1999) a calcita tipicamente precipita quando o fluido dos poros aumenta para um pH de 8,5 a 9,0. Levando isso em consideração é possível observar que a precipitação de carbonato de cálcio é desencadeada somente a partir da 4ª aplicação, onde os primeiros corpos de prova começam a apresentar pH perto de 8,5. No entanto é a partir da 5ª aplicação de solução de biocimentação que todas amostras apresentam elevação do pH efluente, o que se

mantém constante nas aplicações seguintes, até a quase completa impermeabilização do solo, quando as aplicações são encerradas.

Outro ponto a ser observado é que o pH afluente (linha vermelha), ou seja, o pH da solução de biocimentação antes de percolar pelo solo, apresentou valores praticamente constantes, variando entre 7,20 a 7,23, não sendo, portanto, o responsável pela variação nas medições de pH efluente.

Para fins de comparação, também foi realizada a medição do pH afluente e efluente da água destilada aplicada nos corpos de prova controle (Figura 18). Pode-se observar que praticamente não houve variação nos valores de pH efluentes entre os corpos de prova e nem ao longo das injeções e que também não houve grande variação no pH da água destilada afluente.

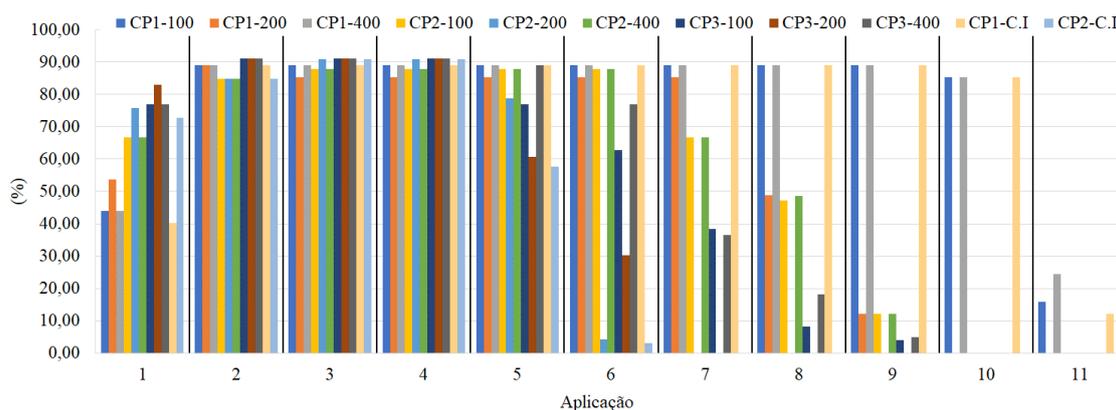
Figura 18 - pH da água destilada afluente e efluente dos corpos de prova controle.



4.1.2. Volume drenado

Com o término das aplicações da solução de biocimentação e verificação do volume drenado a cada aplicação, são mostrados, na Figura 19, os valores de porcentagem de solução drenada em relação ao volume inicial de solução em cada aplicação. Os corpos de prova CP1 foram biocimentados com 1 vez o volume de vazios os CP2 com 2 vezes e os CP3 com 3 vezes o volume de vazios.

Figura 19 - Porcentagem de solução de cimentação drenada.



A primeira consideração a ser feita diz respeito a aplicação de número 1. Como os corpos de prova não estavam saturados na 1ª aplicação, uma porcentagem da solução ficou retida nos vazios do solo. Já na 2ª aplicação, a porcentagem drenada de solução aumenta para aproximadamente 90%.

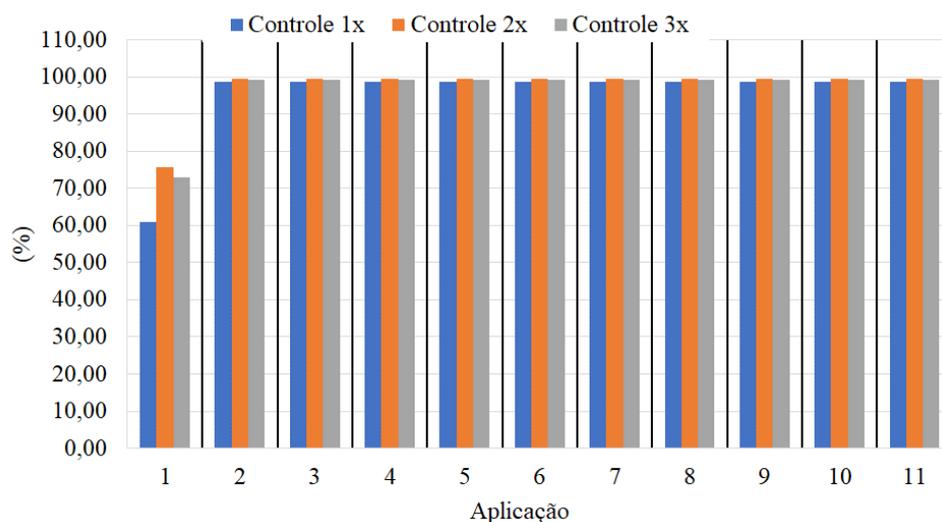
Pode-se observar que os corpos de prova que receberam 2 e 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação foram os primeiros a apresentarem diminuição na permeabilidade, limitando o número de aplicações de solução de 6 a 9, diferentemente do que aconteceu com os corpos de prova que receberam 1 vez o volume de vazios de solução de biocimentação, que só apresentaram uma redução significativa a partir 9ª aplicação da solução, sendo que a 11ª foi a última aplicação possível.

A redução da permeabilidade pode ter 2 explicações, uma é que com o início da precipitação de carbonato de cálcio a tendência é que essa precipitação preencha os vazios do solo e assim diminuía consequentemente a permeabilidade do solo.

Outra explicação para a redução da permeabilidade é em relação ao volume de solução. Como a solução de cimentação possui sais em suspensão, quanto maior o volume de solução percolado pelo corpo de prova, mais sais dessa solução passam pelos vazios do solo. O solo funciona como um filtro para esses sais, que ficam presos nos vazios do solo e acabam por diminuir a permeabilidade do solo.

Com o objetivo de comparar resultados, o volume de água destilada drenada pelos corpos de prova controle também foram medidos durante as 13 injeções, os resultados podem ser observados na Figura 20.

Figura 20 - Porcentagem de água destilada drenada nos corpos de prova controle.



Como foi observado também na porcentagem drenada de solução de cimentação, na 1ª injeção uma parte da água destilada percolada pelos corpos de prova ficou retida nos vazios do solo, pois eles não se encontravam saturados antes da primeira injeção. No decorrer das 10 injeções seguintes a porcentagem drenada da água destilada foi de praticamente 100%, não havendo influência na permeabilidade do solo.

4.2. Resultado dos Ensaios Triaxiais

A seguir, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios triaxiais drenados, realizados sobre o solo biocimentado bem como no solo sem cimentação. A discussão abrange aspectos relacionados com as condições de realização dos ensaios e, principalmente, aspectos básicos do comportamento geotécnico do solo tais como ruptura, rigidez, deformação volumétrica e estado último, buscando-se na análise, a comparação entre os comportamentos cimentado e não cimentado.

4.2.1. Trajetória de Tensões Efetivas

As Figuras 21, 22, 23 e 24 mostram a trajetória de tensões efetivas seguidas nos ensaios triaxiais. As trajetórias foram plotadas a partir do monitoramento da poro-pressão na base do corpo de prova durante toda a fase de cisalhamento do ensaio. Pode-se verificar que a condição de drenagem completa foi efetivamente assegurada durante os ensaios,

uma vez que as trajetórias efetivas são praticamente coincidentes, durante todo o ensaio, com as trajetórias de tensões totais aplicadas

Figura 21 - Trajetória de tensões efetivas sem cimentação.

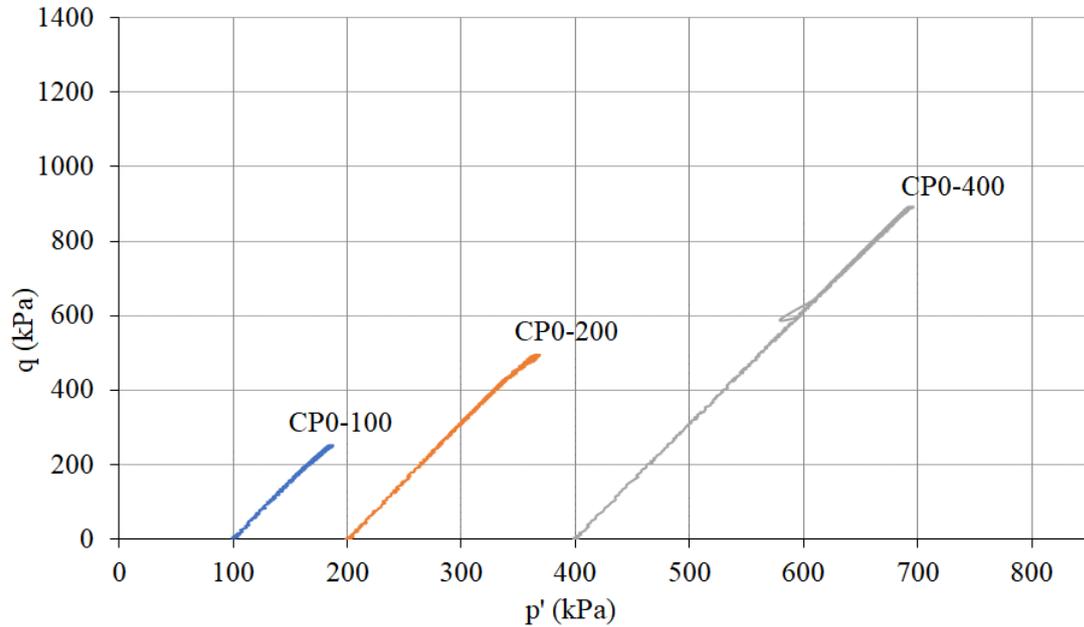


Figura 22 - Trajetória de tensões efetivas 1 vez o volume de vazios de solução de biocimentação.

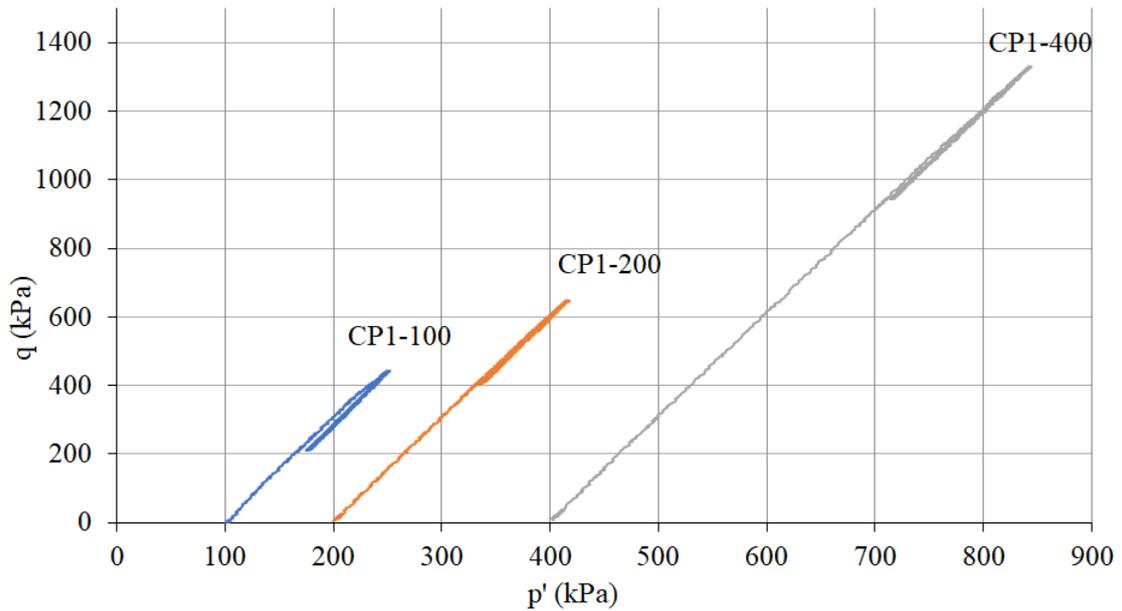


Figura 23 - Trajetória de tensões efetivas 2 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.

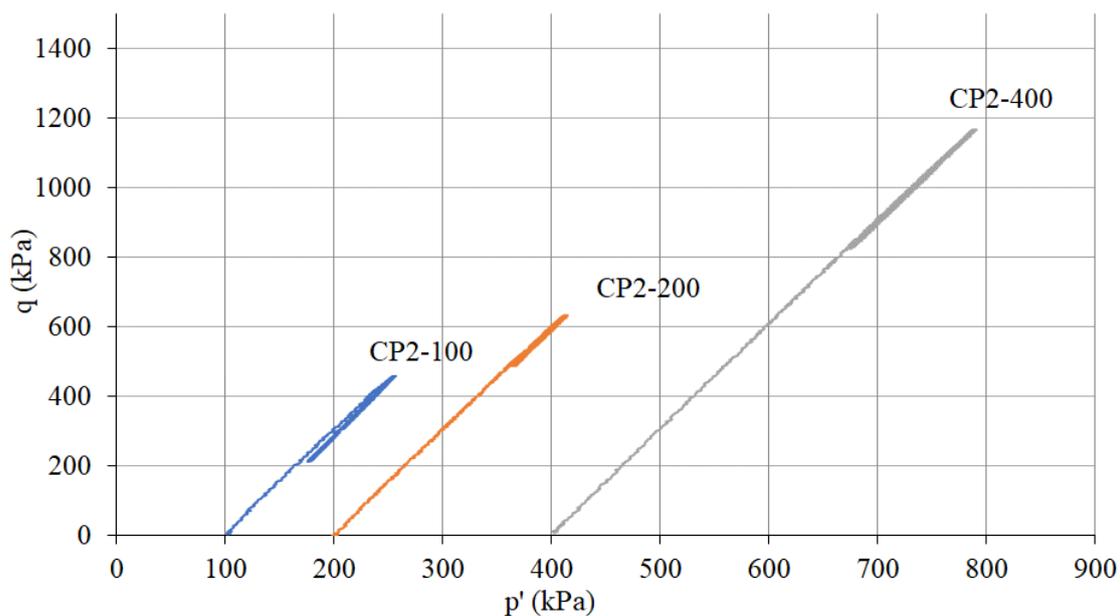
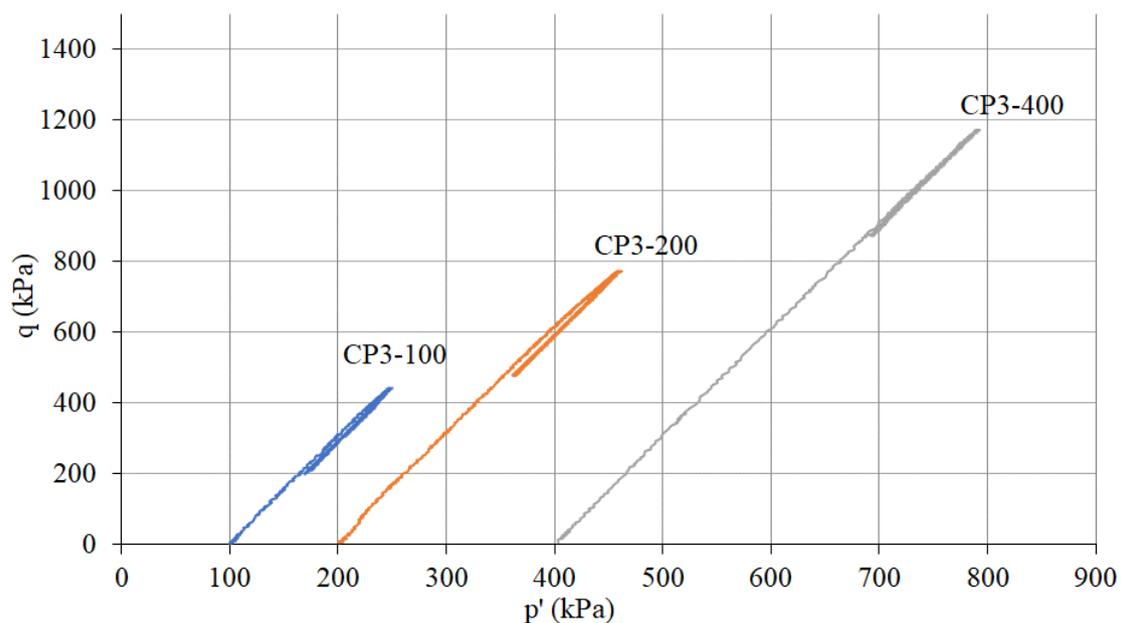


Figura 24 - Trajetória de tensões efetivas 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.



4.2.2. Curvas Tensão-Deformação e de Variação Volumétrica

As Figuras 25, 27, 29 e 31 mostram as curvas tensão-deformação plotadas no espaço deformação axial versus tensão desvio para os corpos de prova sem cimentação e biocimentados com 1, 2 e 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação para

as tensões efetivas medias iniciais de 100, 200 e 400 KPa. As Figura 26, 28, 30 e 32 mostram as curvas correspondentes de variação volumétrica, no espaço deformação axial versus deformação volumétrica, para as mesmas amostras. Na Tabela 10 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios triaxiais realizados.

As Figuras 33 a 38 mostram as mesmas curvas tensão-deformação e de variação volumétrica, respectivamente para as tensões efetivas médias iniciais de 100, 200 e 400 KPa.

Tabela 10 - Resumo dos resultados dos Ensaio Triaxiais Drenados (CID).

Identificação do Ensaio	e_0	P_{rup} (Kpa)	q_{rup} (Kpa)	e_{rup}	ϕ' (graus)	c' (Kpa)	P'_{ult} (Kpa)	q_{ult} (Kpa)	e_{ult}	ϕ_{ult} (graus)	c_{ult} (Kpa)
CP0-100	0,7254	187,23	251,35	0,7355	33,37	0	181,29	243,08	0,7457	31,73	0
CP0-200	0,7248	364,44	494,84	0,7295			357,96	465,05	0,7406		
CP0-400	0,7246	695,05	892,54	0,7128			692,43	887,89	0,7132		
CP1-100	0,7193	249,15	443,46	0,7231	37,3	25,14	176,68	211,73	0,7706	33,35	0
CP1-200	0,7214	415,64	649,23	0,7239			351,05	448,29	0,7465		
CP1-400	0,7141	843,56	1331,71	0,7159			727,13	976,84	0,7385		
CP2-100	0,7202	253,89	458,07	0,7265	33,56	49,42	177,23	218,16	0,7643	31,76	0
CP2-200	0,7126	412,21	632,97	0,7219			365,99	488,34	0,7566		
CP2-400	0,7356	790,29	1167,92	0,7448			674,8	824,62	0,7648		
CP3-100	0,7330	247,01	442,61	0,7325	33	59,58	172,07	211,41	0,7637	31,45	0
CP3-200	0,7332	458,37	773,43	0,7411			363,60	484,74	0,7678		
CP3-400	0,7223	791,31	1172,58	0,7248			693,96	872,18	0,7364		

Figura 25 - Curvas tensão-deformação para os corpos de prova sem cimentação.

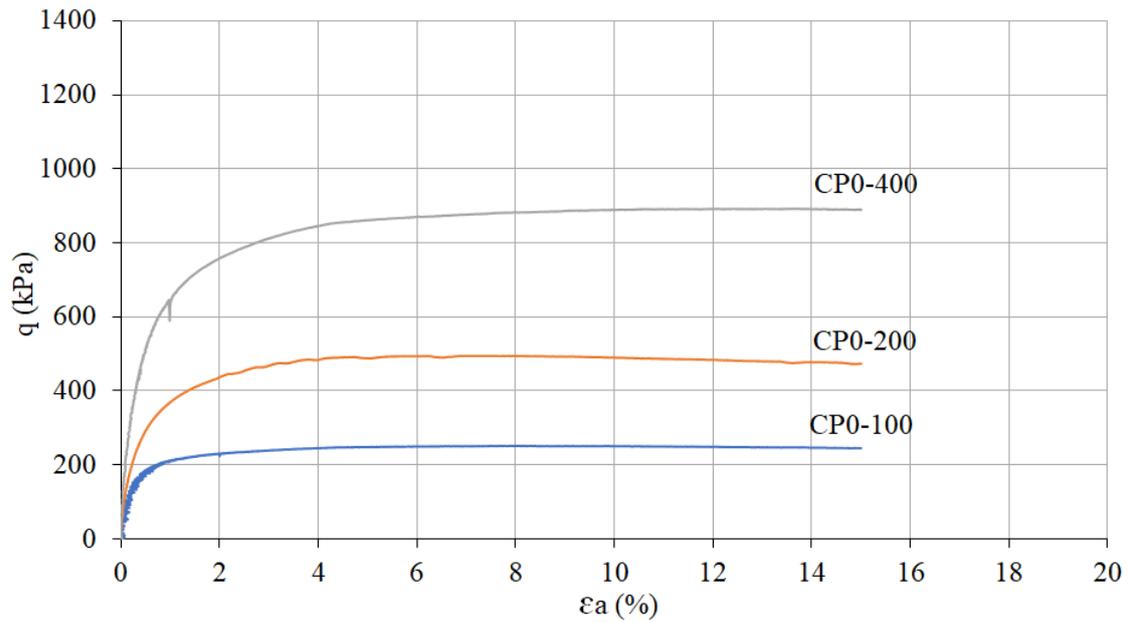


Figura 26 - Deformação Axial x Def. Volumétrica corpos de prova sem cimentação.

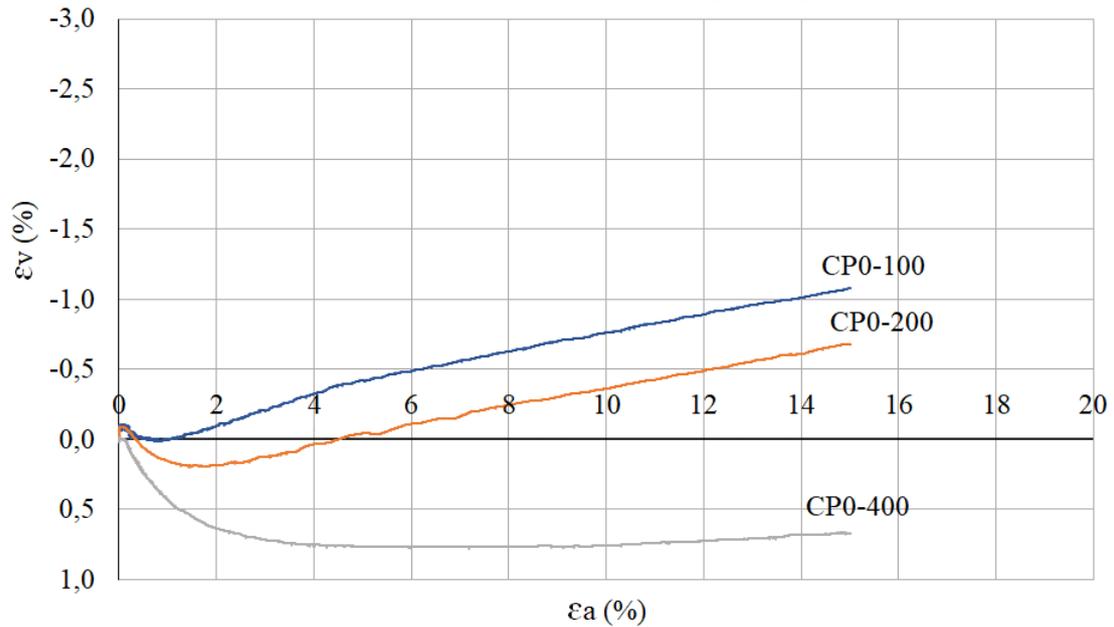


Figura 27 - Curvas tensão-deformação para os corpos de prova biocimentados com 1 vez o volume de vazios.

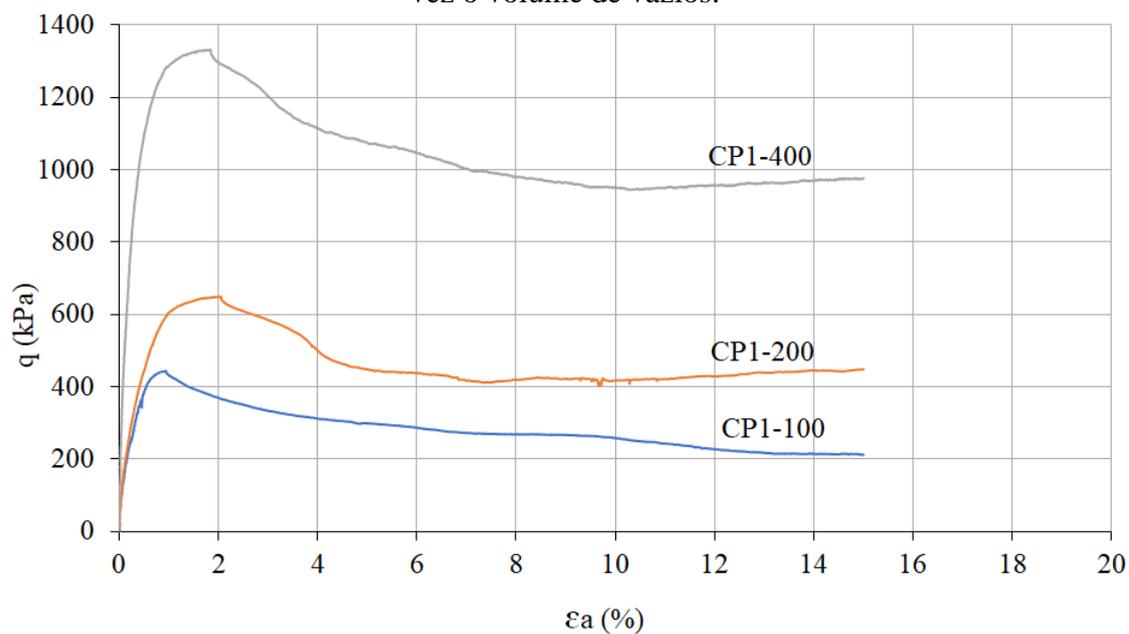


Figura 28 - Deformação Axial x Def. Volumétrica corpos de prova biocimentados com 1 vez o volume de vazios.

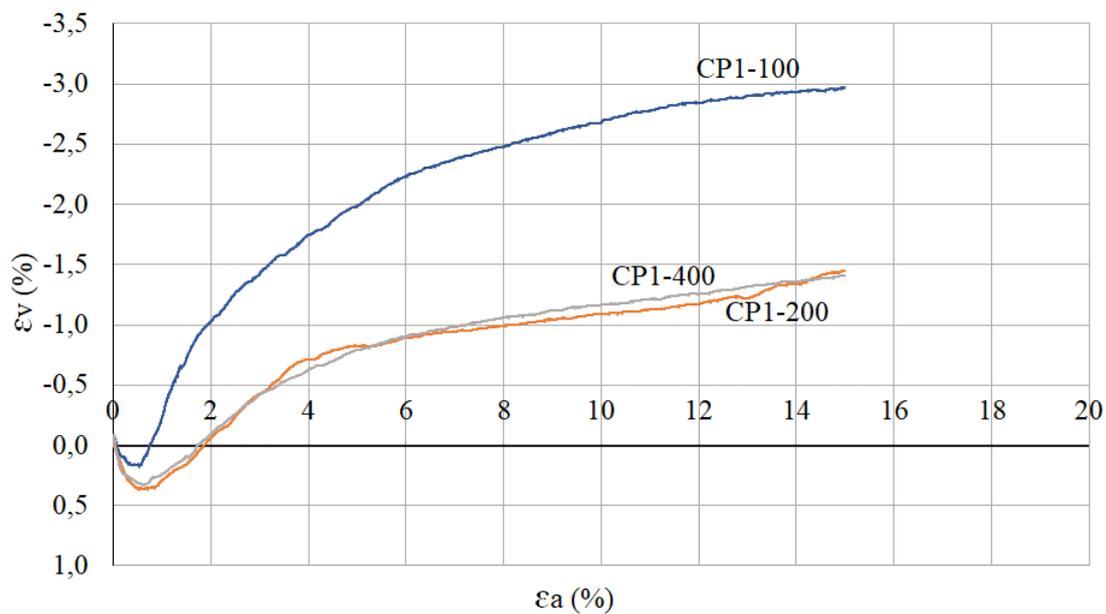


Figura 29 - Curvas tensão-deformação para os corpos de prova biocimentados com 2 vezes o volume de vazios.

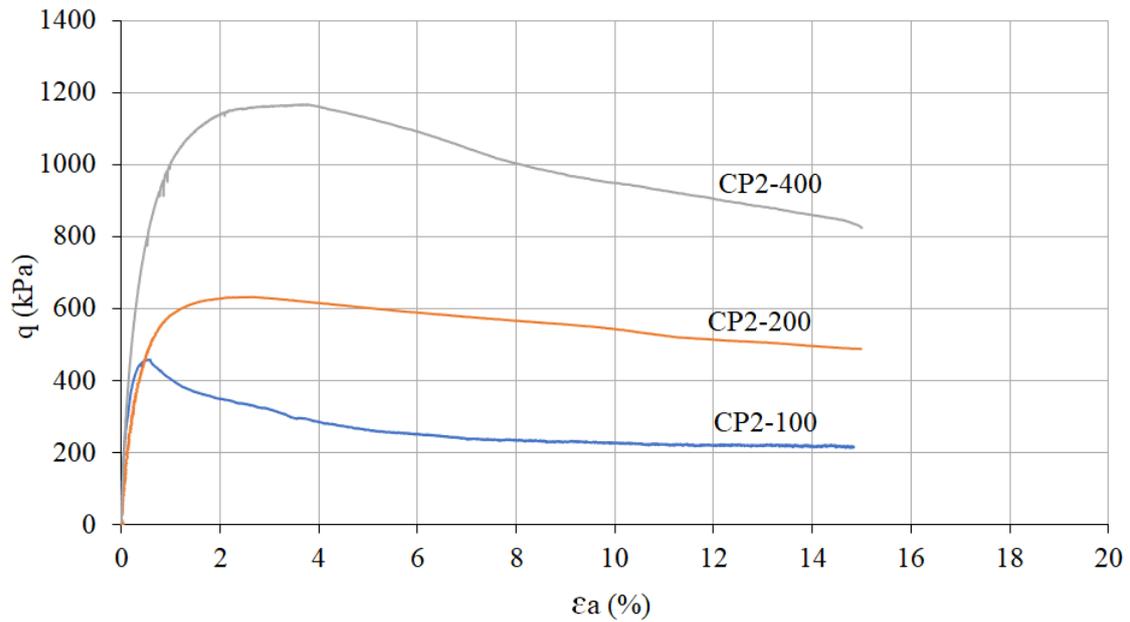


Figura 30 - Deformação Axial x Def. Volumétrica corpos de prova biocimentados com 2 vezes o volume de vazios.

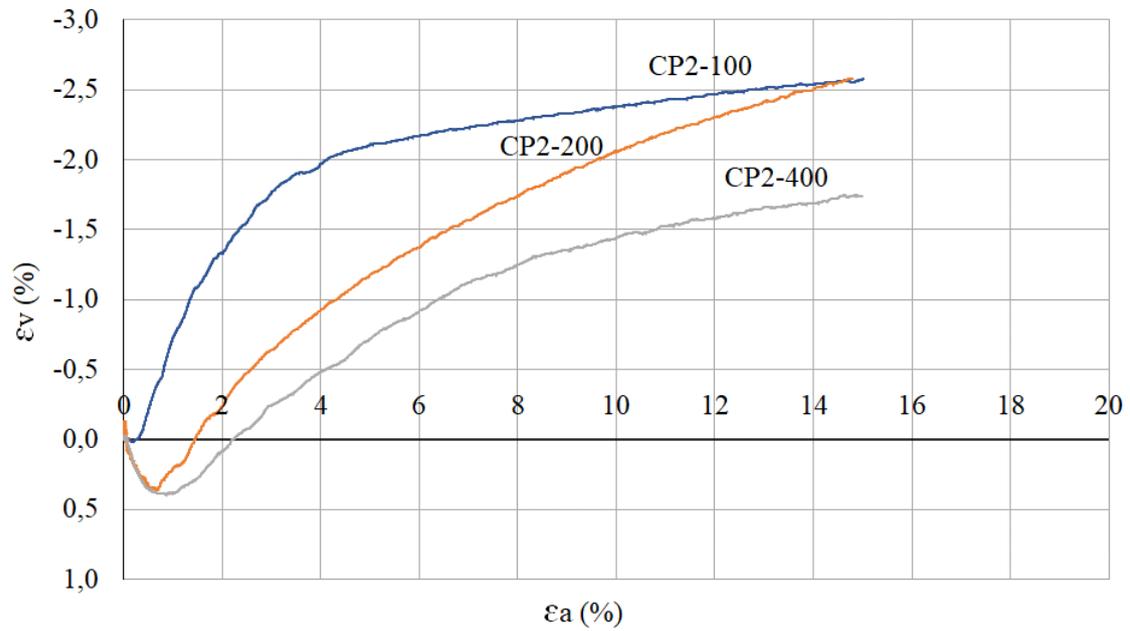


Figura 31 - Curvas tensão-deformação para os corpos de prova biocimentados com 3 vezes o volume de vazios.

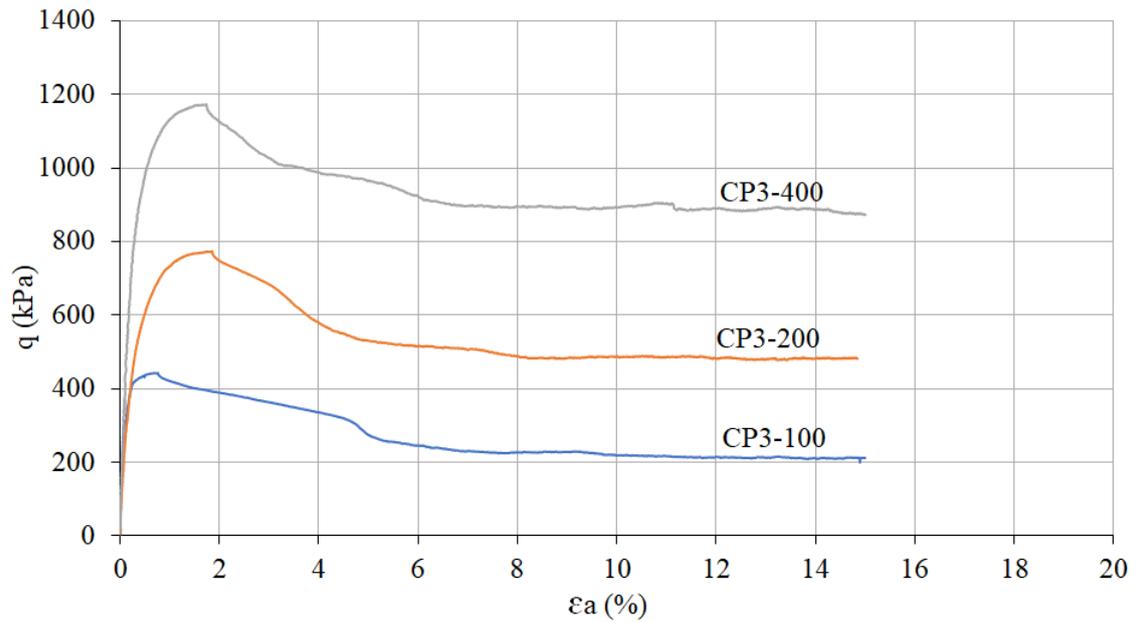


Figura 32 - Deformação Axial x Def. Volumétrica corpos de prova biocimentados com 3 vezes o volume de vazios.

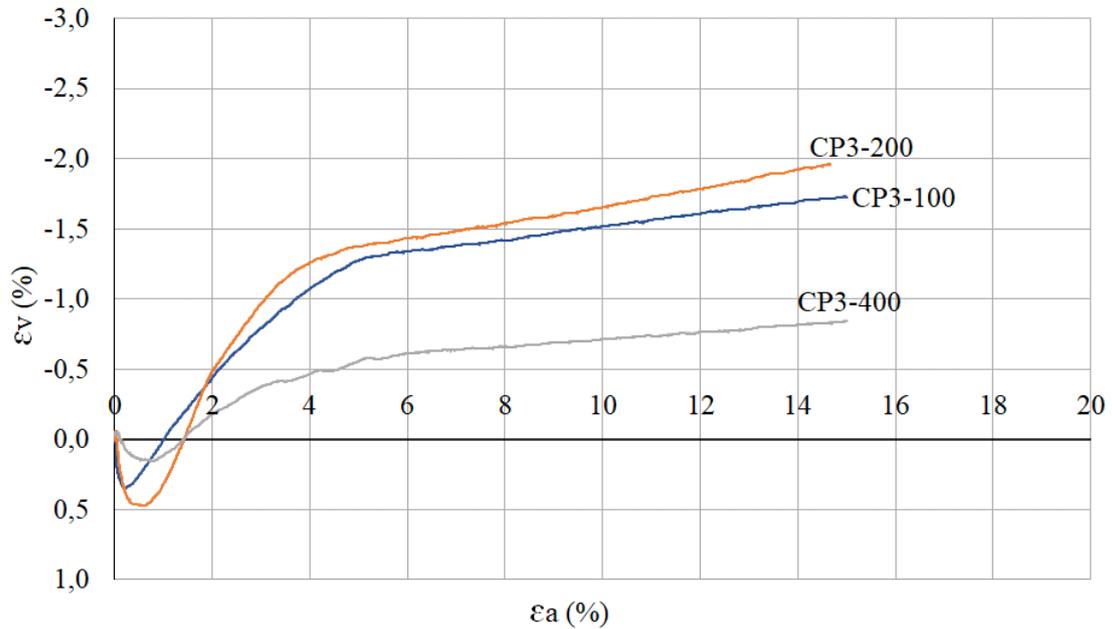


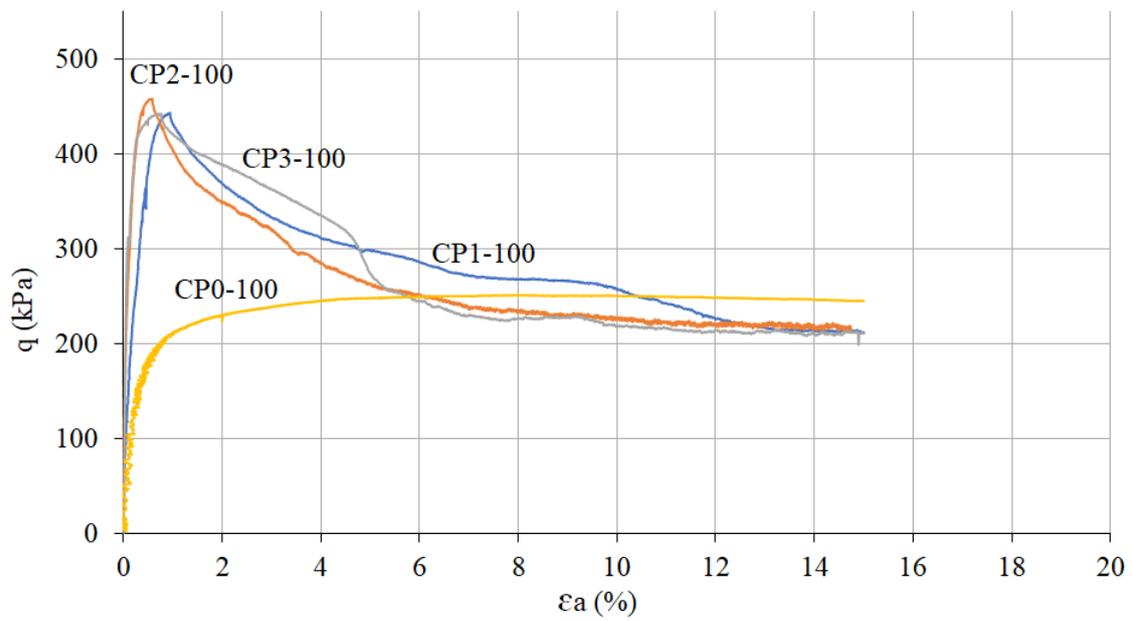
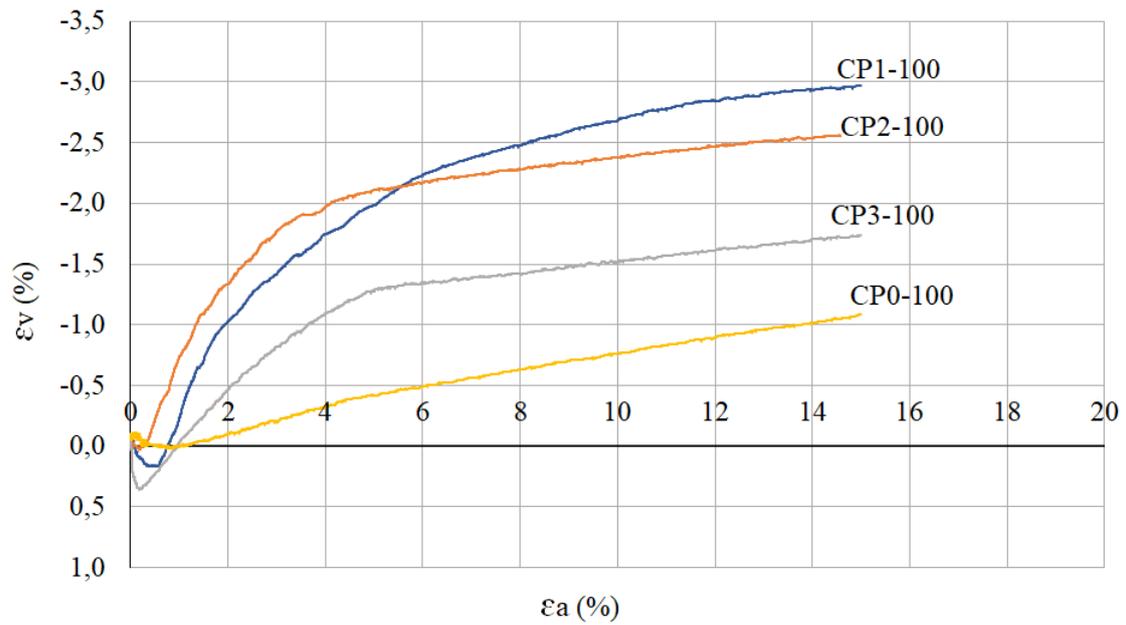
Figura 33 - Deformação Axial x Tensão Desvio $P_i' = 100\text{KPa}$.Figura 34 - Deformação Axial x Def. Volumétrica $P_i' = 100\text{KPa}$.

Figura 35 - Deformação Axial x Tensão Desvio $P_i' = 200\text{KPa}$.

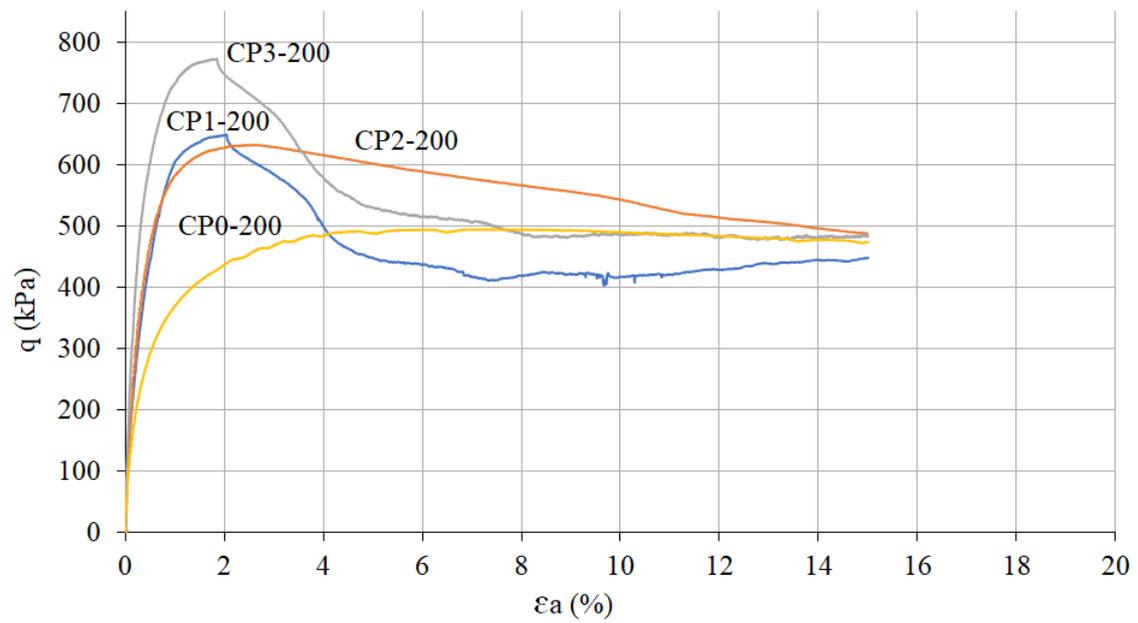


Figura 36 - Deformação Axial x Def. Volumétrica $P_i' = 200\text{KPa}$.

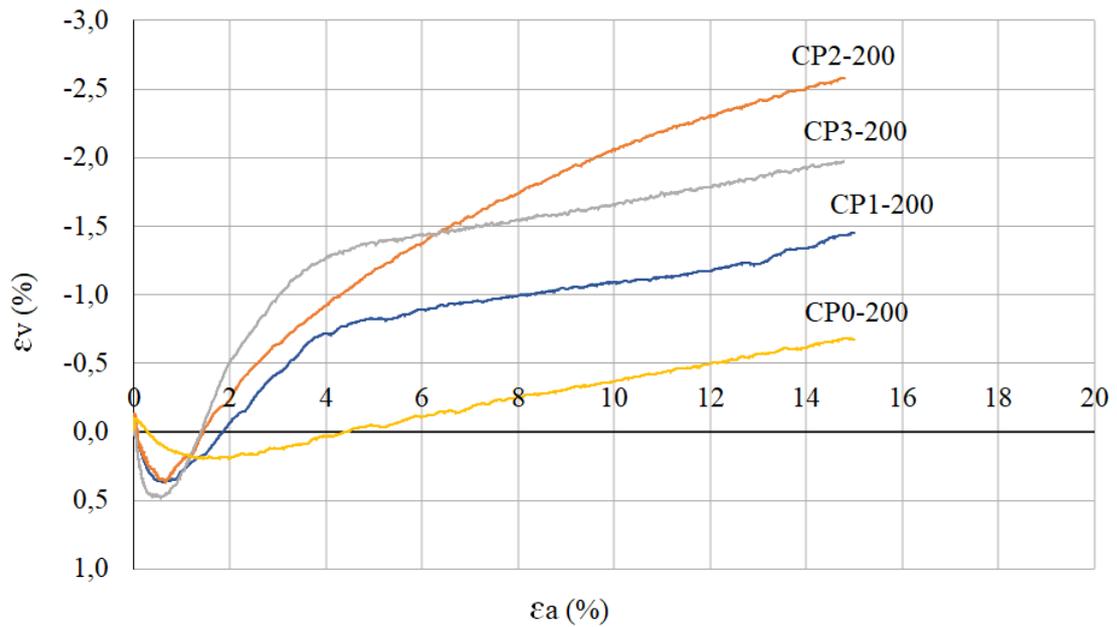
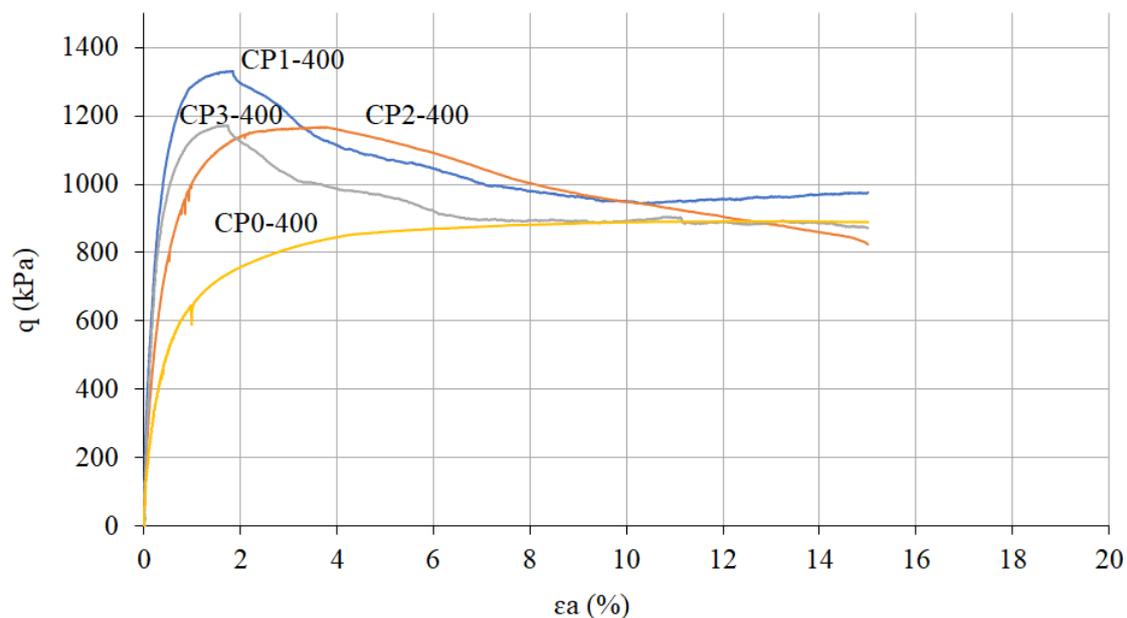
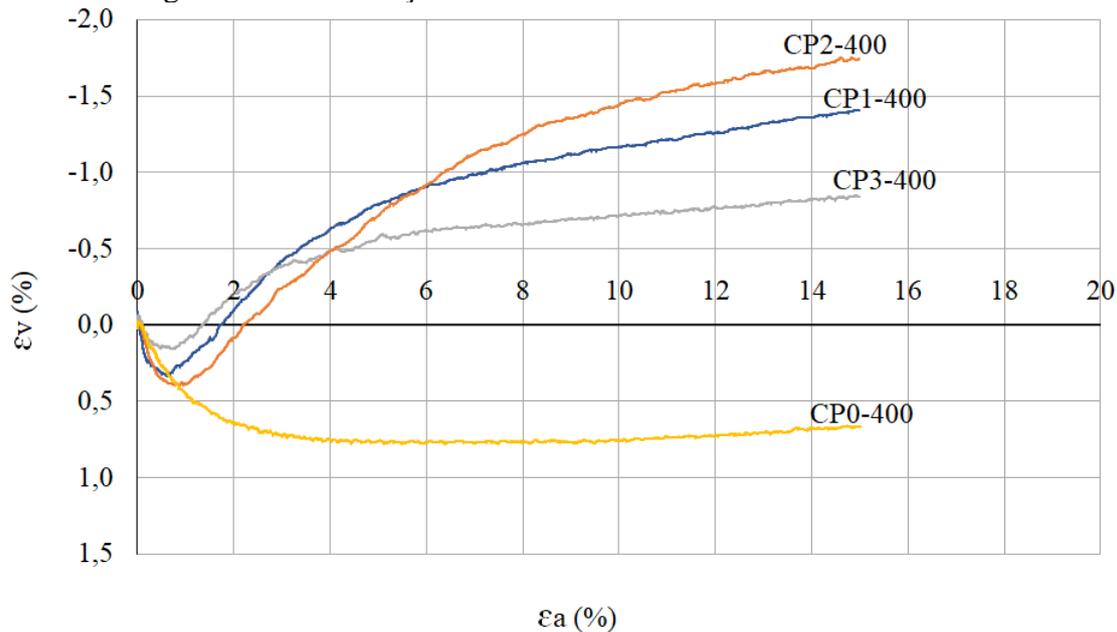


Figura 37 - Deformação Axial x Tensão Desvio $P_i' = 400\text{KPa}$.Figura 38 - Deformação Axial x Def. Volumétrica $P_i' = 400\text{KPa}$.

A partir da análise destas curvas, algumas características discutidas nos itens subsequentes podem ser claramente distinguidas no comportamento tensão-deformação das amostras biocimentadas e não cimentadas. Estas características dizem respeito basicamente: (1) à variação da tensão desvio na ruptura, (2) ao modo de ruptura, (3) à variação volumétrica durante o cisalhamento, (4) à rigidez inicial e às deformações até a ruptura, (5) às envoltórias de resistência, (6) à variação dos parâmetros de resistência e (7) ao comportamento pós-ruptura.

De forma geral, o comportamento tensão-deformação pode ser descrito como sendo rígido inicialmente, quase que linear, até um ponto de plastificação, que no caso das amostras biocimentadas não é tão definido devido a fraca cimentação, a partir do qual o solo sofre deformações plásticas crescentes até a ruptura. O comportamento pós ruptura caracteriza-se por uma queda da tensão desvio, mais intensa e rápida quanto maior a cimentação, e pela existência de um estado último, ao que tudo indica independe da cimentação, onde a tensão desvio se aproxima de um valor estável com a deformação axial crescente. Quanto à variação de volume, as amostras apresentam uma compressão inicial seguida de uma forte expansão que, após a ruptura, diminui o seu gradiente com tendência para um valor estável.

4.2.3. Tensão desvio na ruptura

Na Tabela 10 são apresentados os valores da tensão desvio na ruptura, isto é, o seu valor máximo, observado em todos os ensaios realizados.

Uma característica observada nos ensaios, evidenciada nas curvas tensão deformação é que a tensão desvio na ruptura aumentou com os incrementos da tensão efetiva média inicial. Esta observação, consistente com outros resultados na literatura (SAXENA; LASTRICO, 1978; CLOUGH, et al., 1979 e 1981; CONSOLI et al., 2003 e 2004; DALLA ROSA, 2006; MONTOYA; DEJONG, 2013; TOMASI, 2018) e é qualitativamente mostrada na Figura 39. Neste gráfico, obtido a partir das curvas tensão-deformação é possível observar uma correlação positiva e essencialmente linear com a tensão desvio na ruptura.

Por outro lado, apesar de ser possível constatar uma influência na tensão desvio na ruptura com o uso da biocimentação, não foi possível observar influência dos diferentes volumes de solução utilizados (1, 2 e 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação) no que diz respeito a tensão desvio na ruptura, como é mostrado na Figura 40. Ficando evidente que o uso de maiores volumes de solução para realizar a biocimentação não influenciam a tensão desvio na ruptura.

Figura 39 - Variação da tensão desvio na ruptura com a tensão efetiva média inicial.

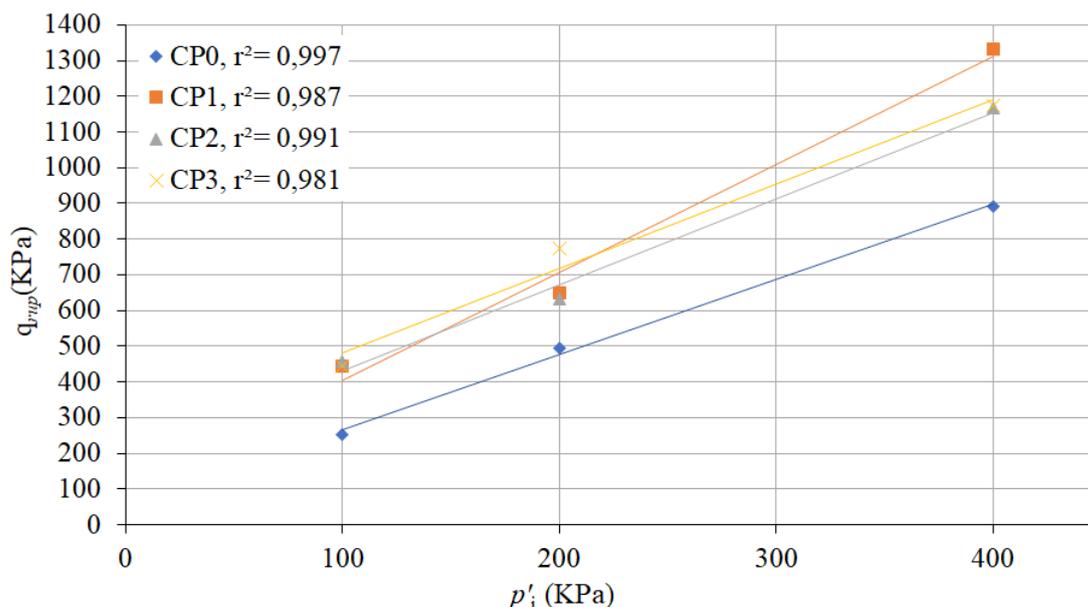
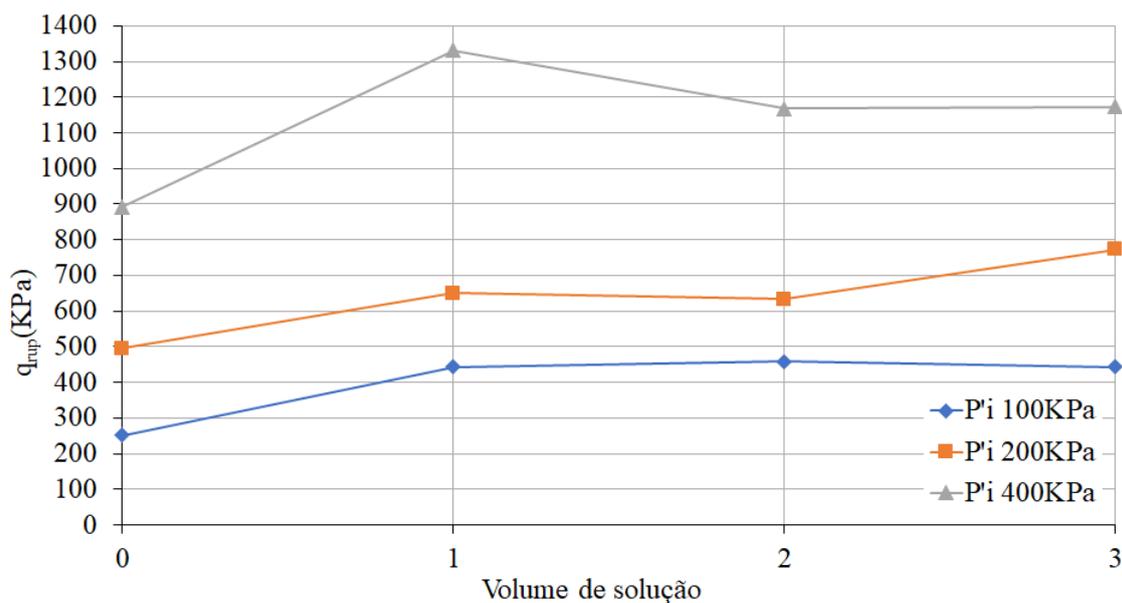


Figura 40 - Variação da tensão desvio na ruptura com o volume de solução aplicado em relação ao volume de vazios do corpo de prova.



4.2.4. Modo de ruptura

No que diz respeito ao modo de ruptura, cabe definir dois tipos básicos: (1) a ruptura frágil, característica de matérias muito rígidos como solo cimentados, areias densas, argilas fortemente adensadas, que é acompanhada por uma queda brusca da resistência após a ruptura, e pela formação de planos bem definidos de ruptura; (2) a ruptura dúctil, característica das areia fofas e argilas moles, que não apresenta a formação

de planos definidos de ruptura e nem queda significativa de resistência após a tensão desvio máxima ser atingida.

A Figura 41 mostra alguns dos corpos de prova biocimentados rompidos nos ensaios triaxiais. Pode-se notar a formação de um plano de ruptura perfeitamente definido. O ângulo formado pelo plano de ruptura com o plano onde atua a tensão principal maior, θ_{crit} , conforme definido por Lambe e Withman, (1979) (Figura 42), variou entre 45 e 61 graus.

Figura 41 - Formação do plano de cisalhamento dos corpos biocimentados.

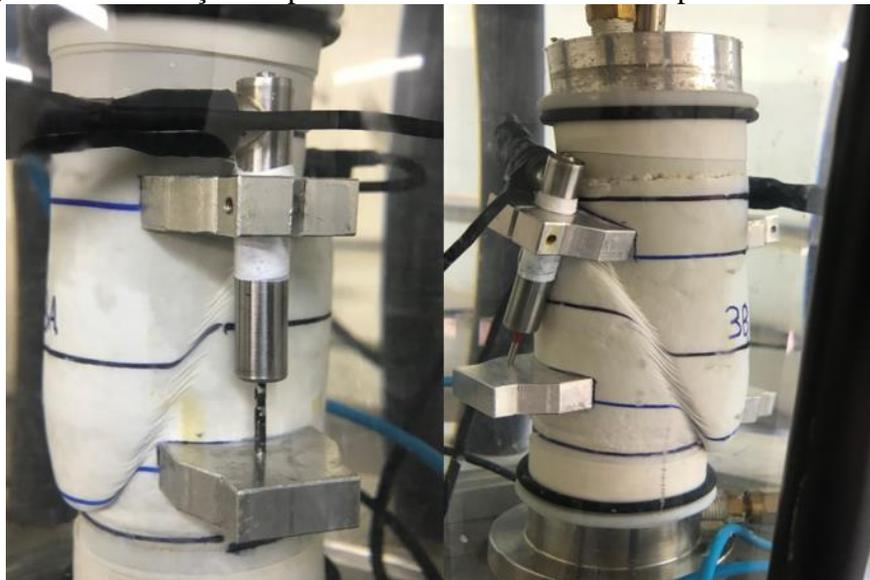
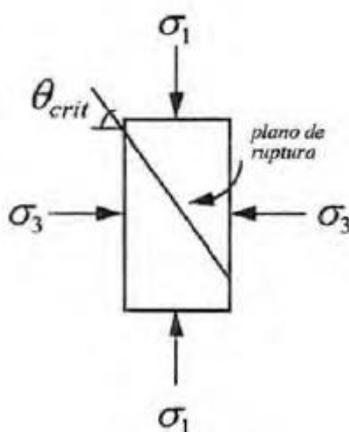


Figura 42 - Esquema da formação de planos de ruptura.



As amostras biocimentadas apresentaram uma queda na tensão desvio após a ruptura, porém não de forma acentuada, devido a fraca cimentação proporcionada pela técnica de cimentação, no entanto é possível caracterizar como uma ruptura frágil. Já as

amostras sem cimentação não apresentaram plano de ruptura (Figura 43) e tão pouco houve queda acentuada da tensão desvio após a ruptura, caracterizando-se, portanto, uma ruptura dúctil.

Figura 43 - Corpo de prova sem cimentação, sem formação de plano de cisalhamento.

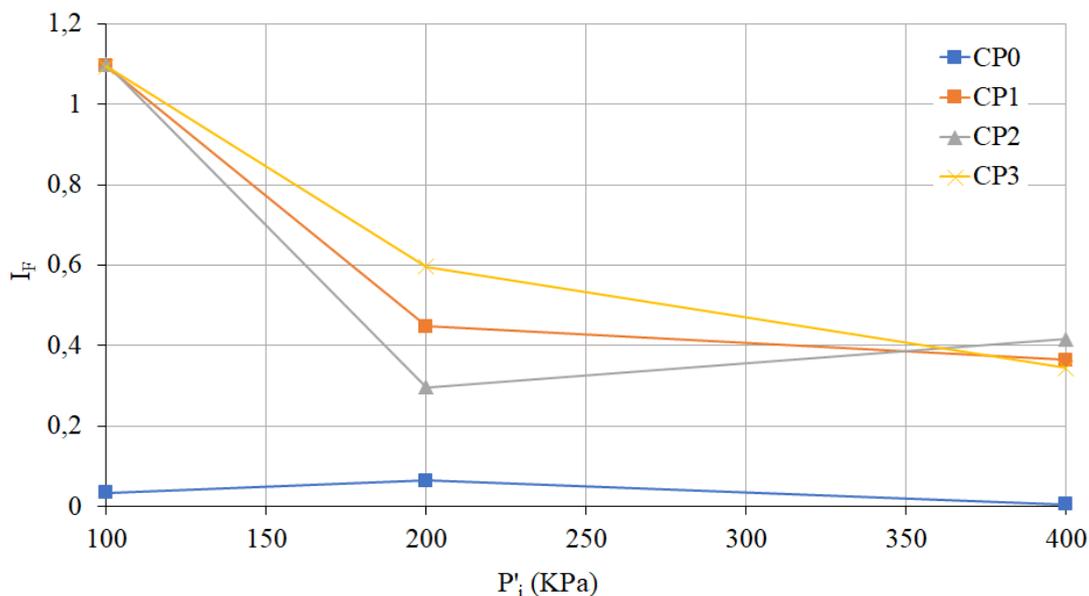


Na Figura 44 é mostrada, através de um gráfico de dois fatores, a influência da cimentação e da tensão efetiva média inicial sobre o modo de ruptura, representado por um “índice de fragilidade”, similar ao utilizado por Yoshinaka e Yamabe (1981) e Prietto (1996), definido da seguinte forma:

$$I_F = \frac{q_{rup}}{q_{final}} - 1$$

Onde o I_F é o índice de fragilidade e q_{rup} e q_{final} são, respectivamente, a tensão desvio na ruptura e a tensão desvio ao final do ensaio. Quanto maior o valor deste coeficiente mais frágil é o comportamento do solo na ruptura, ao passo que se I_F é igual a zero, o comportamento é perfeitamente dúctil.

Figura 44 - Variação do índice de fragilidade.



A partir da análise da Figura 44 juntamente com as curvas tensão-deformação, verifica-se que o modo de ruptura foi fortemente influenciado pelo nível de tensões efetivas médias. No entanto, como relatado anteriormente, os diferentes volumes de solução de biocimentação utilizados para realizar a cimentação não apresentaram influência significativa no índice de fragilidade. Também pode-se notar que para menores tensões efetivas medias iniciais o efeito da cimentação é mais perceptível, enquanto que, para tensões mais elevadas, o modo de ruptura tende a uma ruptura dúctil independente da cimentação, refletindo possivelmente a degradação gradual da cimentação.

4.2.5. Variação Volumétrica

A análise das deformações volumétricas pode ser realizada a partir dos gráficos apresentados nas Figuras 26, 28, 30, 32, 34, 36 e 38.

Esta análise deve ser separada em duas partes: (1) deformações até a ruptura e (2) após a ruptura.

No primeiro caso, as deformações observadas mostram que, para a faixa de tensões utilizadas, após uma compressão inicial, uma forte expansão ocorreu durante o cisalhamento. A influência da tensão efetiva média inicial no comportamento expansivo do solo foi claramente observada. Quanto menor a tensão, maior a expansão, que atingiu seu valor máximo, na maioria das amostras biocimentadas, após a ruptura.

No segundo caso, em função da ruptura frágil observada nas amostras biocimentadas, com a formação de planos definidos de ruptura, as medições de variação de volume são afetadas significativamente por fatores externos como a deformação da membrana, prejudicando qualquer análise que pudesse ser realizada neste estágio.

4.2.6. Envoltórias e Parâmetros de Resistência

As envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios triaxiais para as amostras sem cimentação e biocimentadas com 1, 2 e 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação são apresentadas nas Figuras 45, 46, 47, 48.

Todas as envoltórias obtidas são essencialmente lineares, apresentando coeficiente de determinação (r^2) muito próximos de 1.

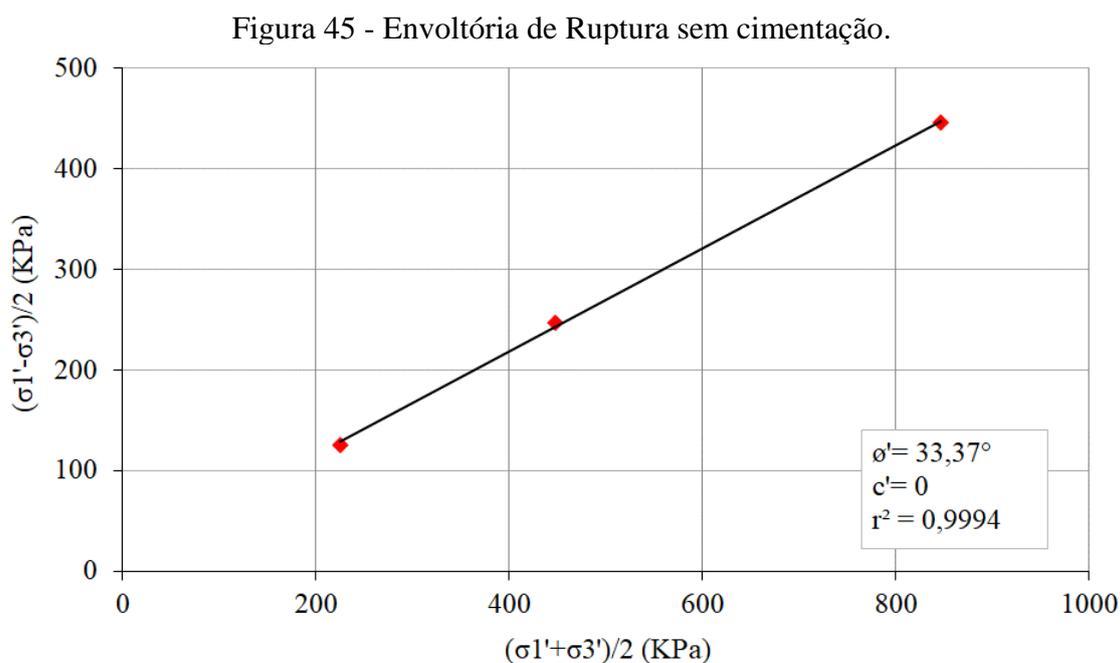


Figura 46 - Envoltória de Ruptura 1 vez o volume de vazios de solução de biocimentação.

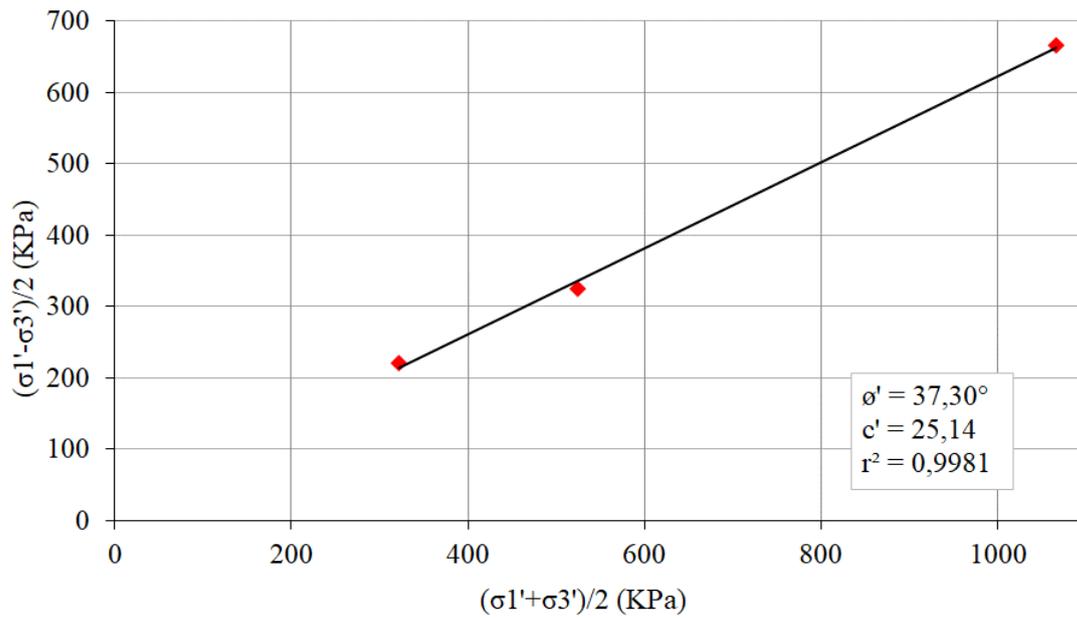


Figura 47 - Envoltória de Ruptura 2 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.

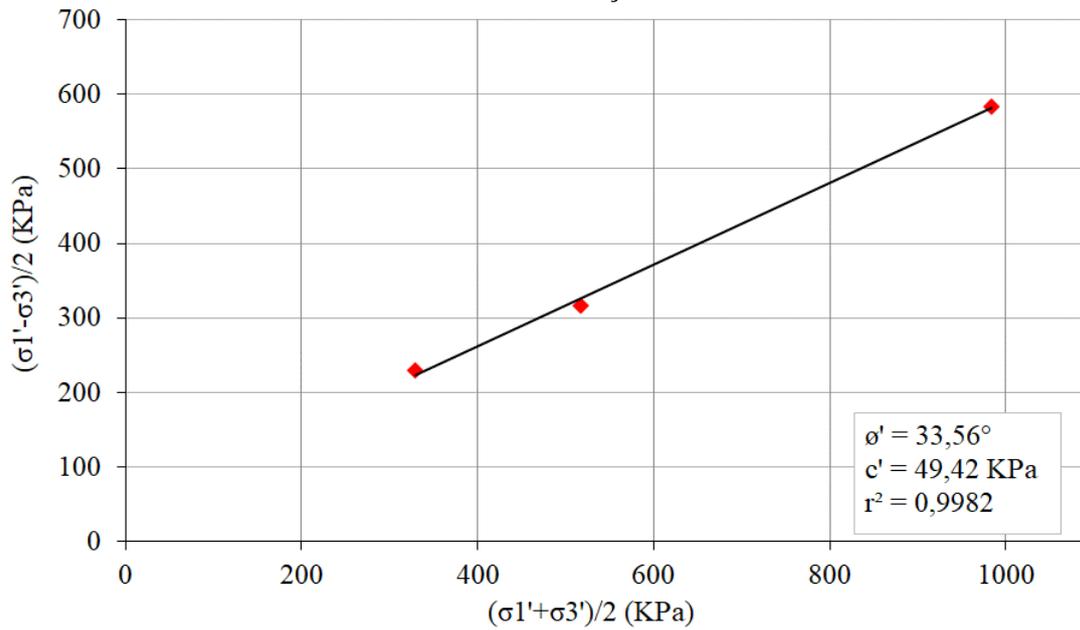
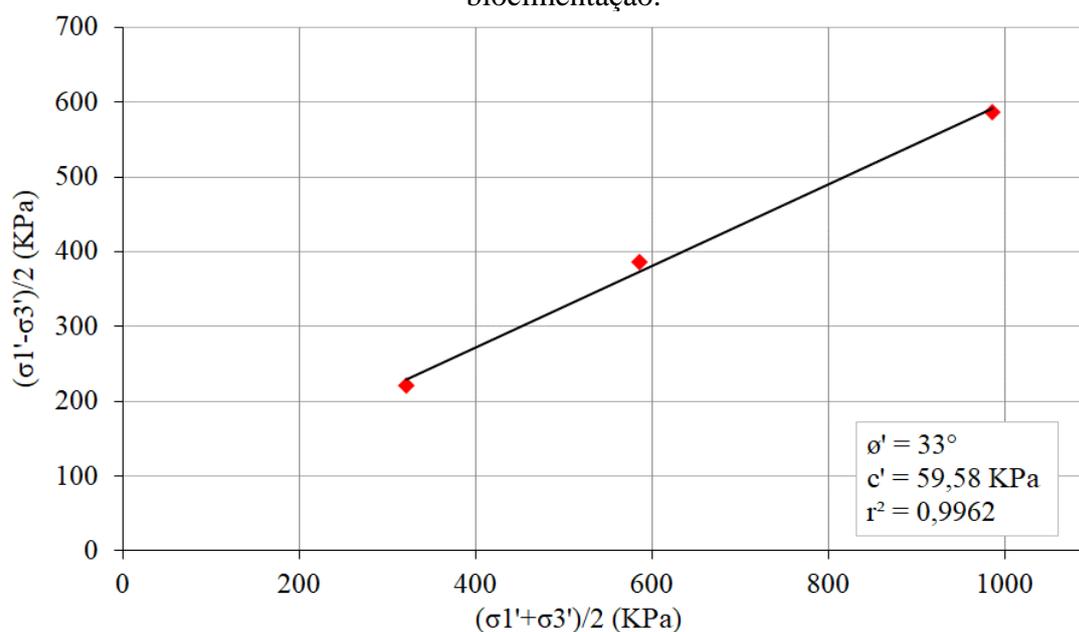


Figura 48 - Envoltória de Ruptura 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.



4.2.7. Comportamento na ruptura

A análise da variação dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, bem como da tensão desvio máxima permite a avaliação da influência do grau de cimentação e da tensão efetiva média inicial sobre o comportamento do solo biocimentado na condição de ruptura.

4.2.7.1. Coesão efetiva

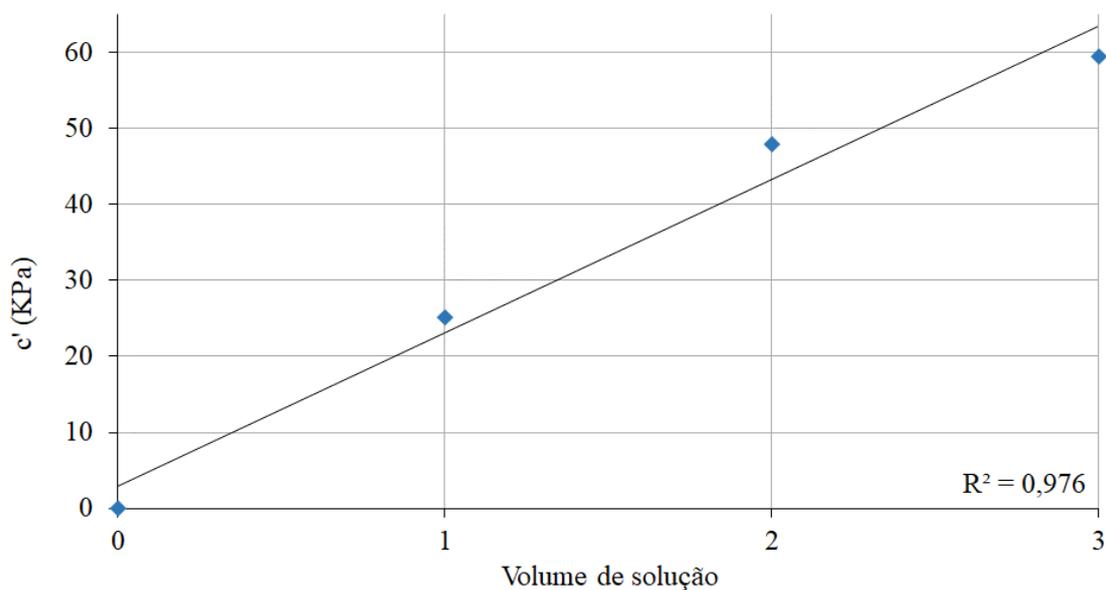
A coesão efetiva é uma parcela da resistência que inclui qualquer ligação, de origem natural ou artificial, de natureza físico-química entre as partículas de um solo, essa parcela de coesão da resistência ao cisalhamento de um solo cimentado é predominante em baixos níveis de deformação, em deformações muito grandes (condição de ruptura), existe uma quebra completa na cimentação estrutural e a resistência ao cisalhamento é intrínseca ao atrito natural (SAXENA; LASTRICO, 1978).

A relação entre o volume de solução utilizado e a coesão efetiva, mostrada na Figura 49 mostra uma correlação essencialmente linear com o coeficiente de determinação (r^2) da ordem de 0,97, o que significa, em termos estatísticos, que 97% da

variação da coesão é explicada pela variação no volume de solução de biocimentação utilizado.

Diferentemente do que foi observado nos itens anteriores, foi possível constatar a influência do volume de solução percolado no que diz respeito a variação da coesão efetiva, isto é quanto maior o volume de solução percolada maior foi a coesão encontrada, muito embora a grandeza da variação da coesão seja baixa, de 25KPa para amostras biocimentadas com 1 vez e de 59 KPa para amostras biocimentadas com 3 vezes.

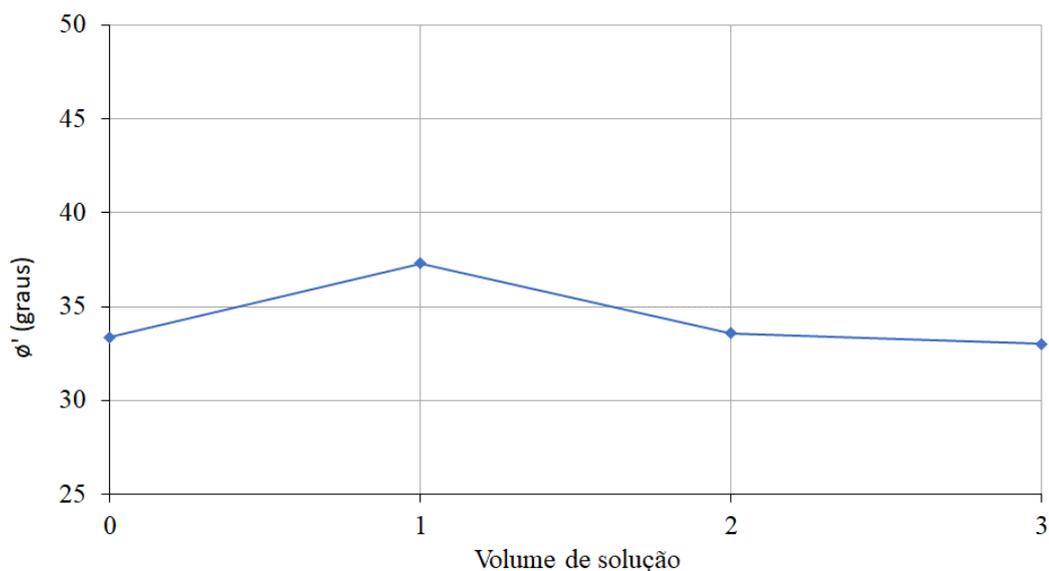
Figura 49 - Variação da coesão efetiva com o volume de solução utilizado.



4.2.7.2. Ângulo de Atrito

A Figura 50, a seguir, mostra a variação do ângulo de atrito de pico em relação aos volumes de solução de biocimentação utilizados.

Figura 50 - Variação do ângulo de atrito de pico com o volume de solução utilizado.



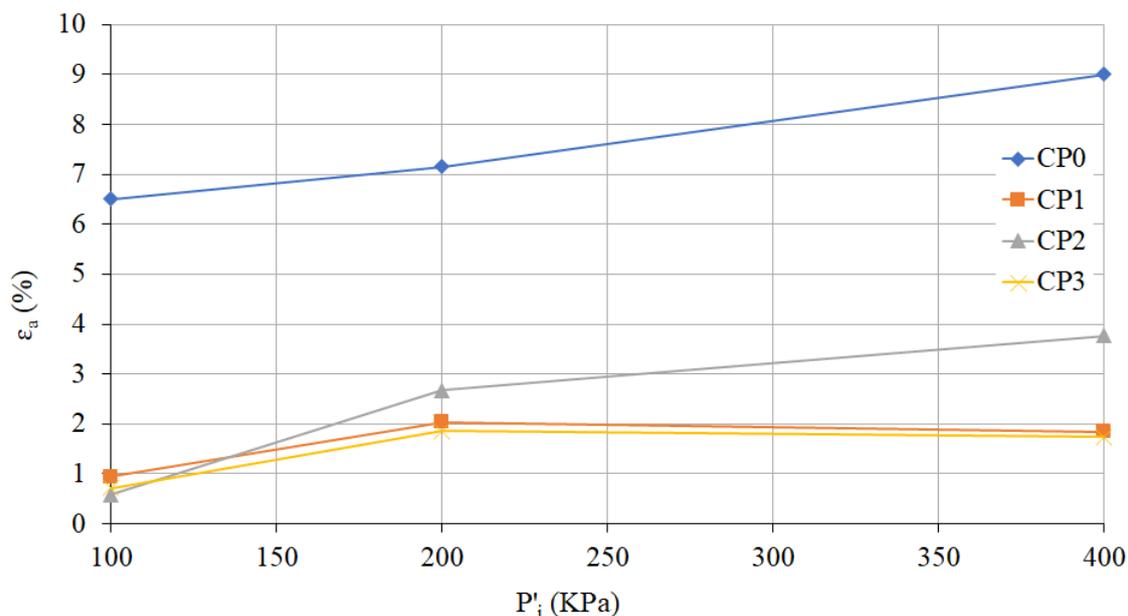
Verificou-se inicialmente que o ângulo de atrito tanto para o solo sem cimentação como para o solo biocimentado não sofreu uma variação significativa e ficou entre 33° e $37,3^\circ$. Portanto, observando-se a inerente dispersão experimental, pode-se considerar que o valor do ângulo de atrito para as amostras biocimentadas não sofreu influência significativa devido a biocimentação. Este comportamento é totalmente consistente com muitos resultados experimentais encontrados na literatura (CLOUGH, et al., 1979, 1981, 1989; JURAN; RICCOBONO, 1991; ROTTA, 2005; DALLA ROSA, 2006).

4.2.8. Módulos de deformação

Todas as amostras biocimentadas ensaiadas durante o programa experimental apresentaram um comportamento inicial rígido, aparentemente linear, até um ponto primário de plastificação, a partir do qual o corpo de prova começava a sofrer deformações plásticas crescentes até a ruptura.

Um dos aspectos mais notáveis do comportamento do solo arenoso biocimentado foi o aumento da rigidez inicial devido a biocimentação, no entanto não é possível notar uma diferença clara entre os volumes de solução adotados para realizar a biocimentação. Isto fica evidenciado na Figura 51 que mostra a variação da deformação axial na ruptura com o volume de solução utilizado e com o nível de tensões médias iniciais. Pode-se notar que a deformação axial na ruptura diminuiu devido a biocimentação, aumentando consequentemente a rigidez.

Figura 51 - Variação da deformação axial na ruptura.



O efeito da tensão efetiva média inicial mostrou-se significativo para o solo não cimentado, aumentando a deformação axial na ruptura a medida que a tensão aumenta. Para as amostras biocimentadas, o efeito do nível de tensões efetivas foi menos evidente.

Quanto aos módulos de deformação, a interpretação dos resultados dos resultados possui algum grau de complexidade, na medida em que os valores determinados para materiais geotécnicos variam em função da tensão efetiva média inicial e do nível de deformações cisalhantes (BRESSANI, 1990; KIM et al., 1994; PRIETTO, 1996, 2004).

Este comportamento é mostrado, para o solo sem cimentação e para o solo biocimentado investigados, nas Figuras 52 a 55, que apresentam a variação do módulo secante calculado em relação a origem, com as deformações axiais para todos os ensaios realizados. Os gráficos foram plotados utilizando-se a escala logarítmica para as deformações, a fim de permitir a análise da variação dos módulos para pequenas deformações (0,1% para todas as amostras).

Figura 52 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial, sem cimentação.

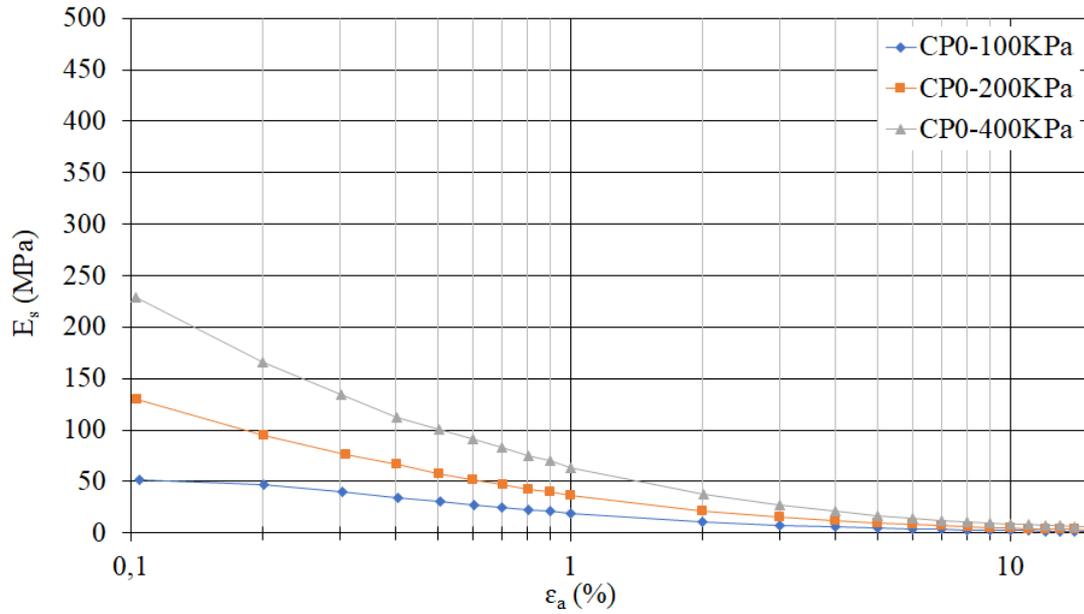


Figura 53 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial, biocimentado com 1 vez o volume de vazios de solução de biocimentação.

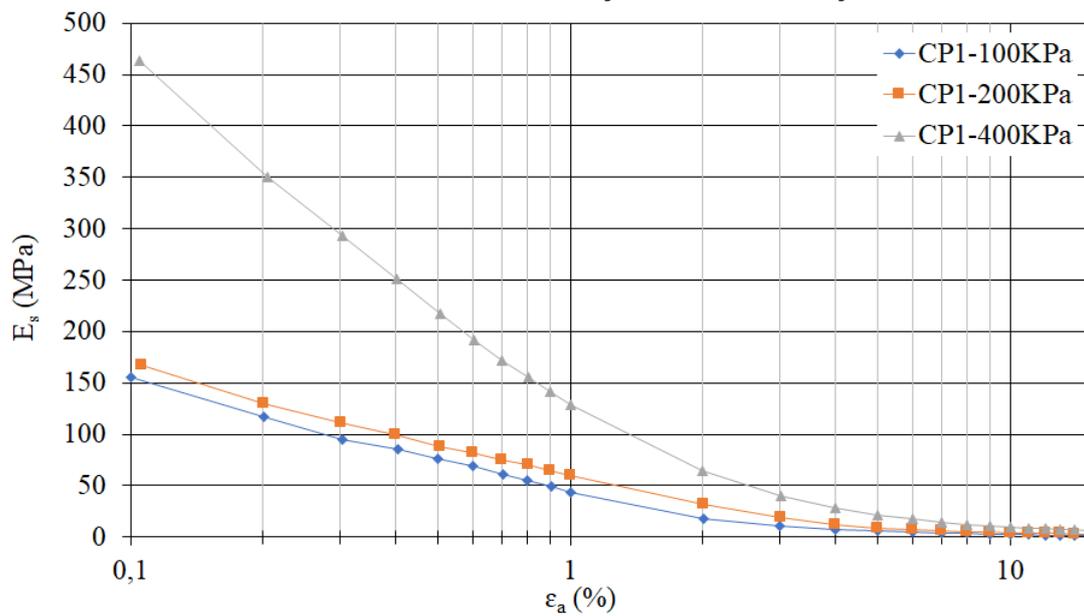


Figura 54 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial, biocimentado com 2 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.

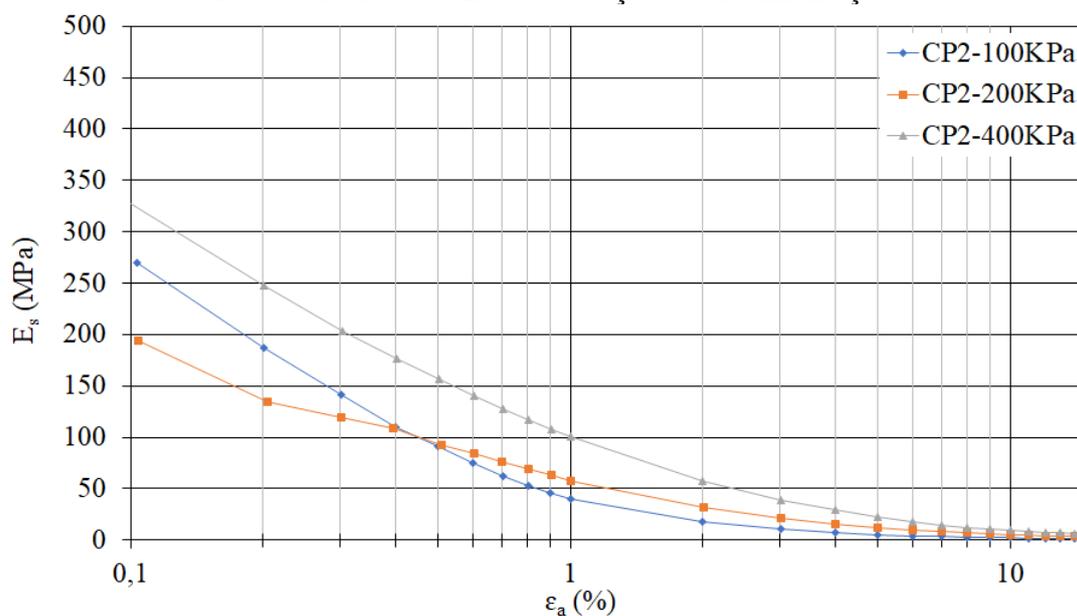
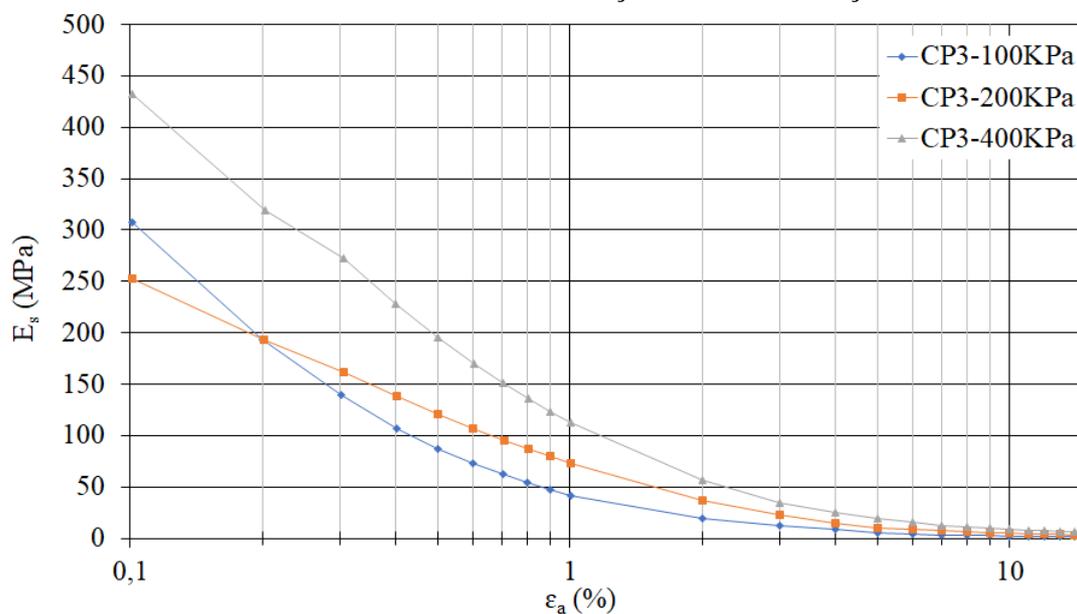


Figura 55 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial, biocimentado com 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação.



A partir da análise global das Figuras 52 a 55, algumas observações podem ser feitas: (1) o módulo de deformação secante decresce de forma acentuada com o aumento das deformações axiais, Bressani et al. (1994) e Prietto (1996 e 2004) relataram comportamentos similares para um solo cimentado artificialmente e para um solo residual de arenito; (2) a queda do módulo secante é mais acentuada para os corpos de prova

biocimentados e (3) a influência da variação da tensão efetiva média inicial sobre o módulo de deformação secante, na faixa de valores investigada, parece ser mais significativa para o solo não cimentado do que para os solos biocimentados.

Uma melhor análise da influência do grau de cimentação e do nível de tensões efetivas médias iniciais sobre as características de rigidez do solo biocimentado, pode ser realizada através da comparação entre valores característicos de módulo de deformações obtidos para cada ensaio.

No entanto, como o valor do módulo é função do nível de deformações para o qual ele é calculado, é necessário o estabelecimento de critérios para sua determinação. No presente trabalho, optou-se por analisar os módulos secantes em dois níveis de deformação axial arbitrários, 0,1 e 0,2.

Módulos secantes, calculados para níveis de deformação específicos, tem sido utilizado por diversos autores para estudar o comportamento de matérias geotécnicos à pequenas deformações, especialmente quando dispositivos para medição local das deformações são empregados (BRESSANI, 1990; KIM et al., 1994; PRIETTO, 1996 e 2004; GOBBI, 2005; CRUZ, 2008).

A Tabela 11 apresenta os valores dos módulos de deformação calculados de acordo com os critérios estabelecidos nos parágrafos anteriores.

Tabela 11 - Valores dos módulos de deformação secantes.

Identificação do Ensaio	MEDIÇÃO LOCAL	
	$E_{S(0,1)}$ (Mpa)	$E_{S(0,2)}$ (Mpa)
CP0-100	52,16	47,29
CP0-200	130,03	95,21
CP0-400	228,98	166,38
CP1-100	155,55	116,96
CP1-200	167,34	129,81
CP1-400	463,4	350,31
CP2-100	270,2	187,26
CP2-200	194,1	134,67
CP2-400	329,53	247,31
CP3-100	307,29	192,81
CP3-200	252,99	193,37
CP3-400	432,66	319,55

Plotando os valores dos módulos de deformação secante versus a tensão efetiva média inicial para cada volume de solução utilizado (Figuras 56 e 57), pode-se notar com mais clareza que houve um aumento de rigidez devido a biocimentação em relação ao solo sem cimentação. Também pode-se observar que para as tensões efetivas médias iniciais de 100 e 200 KPa, o volume de solução percolado teve alguma influência sobre os módulos de deformação para deformações axiais de 0,1%, isto é quando maior o volume percolado maior foi o valor do módulo de deformação secante observado. No entanto, esse mesmo comportamento não foi observado para os ensaios utilizando tensão efetiva média inicial de 400 KPa, mais especificamente para o CP1-400 (biocimentado com 1 vez o volume de vazios de solução de biocimentação), que apresentou módulo de deformação secante maior que o obtido para os corpos de prova CP2-400 e CP3-400 (biocimentados com 2 e 3 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação respectivamente). No entanto, essa variação pode ser devida à dispersão experimental.

Figura 56 - Módulos de deformação secante x tensão efetiva média iniciais para $E_{s(0,1)}$.

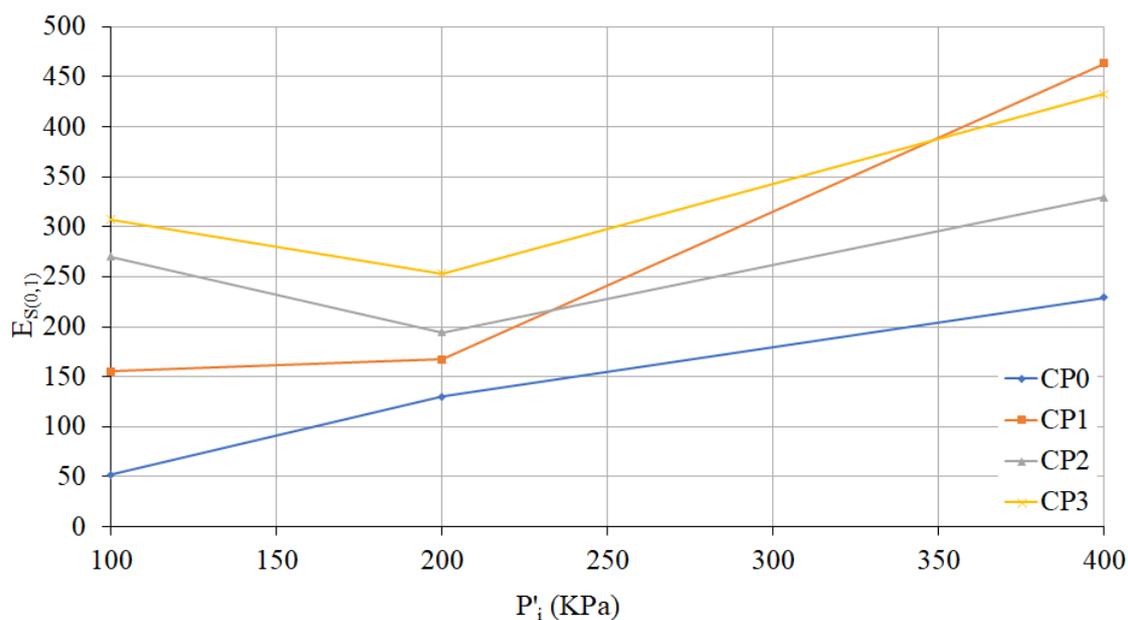
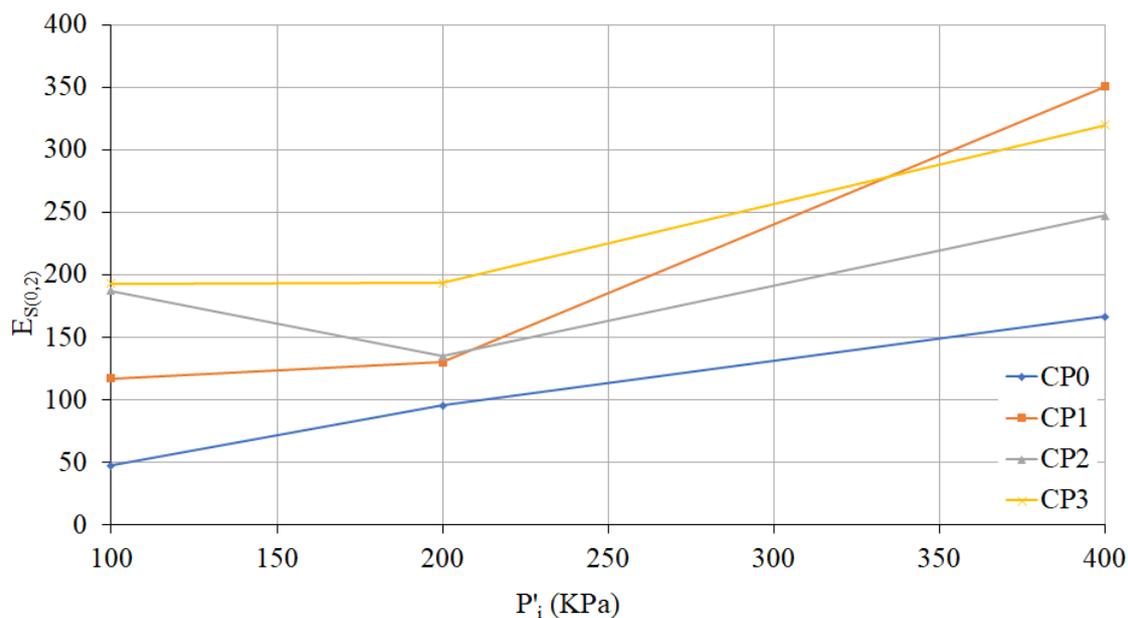


Figura 57 - Módulos de deformação secante x tensão efetiva média iniciais para $E_{s(0,2)}$ 

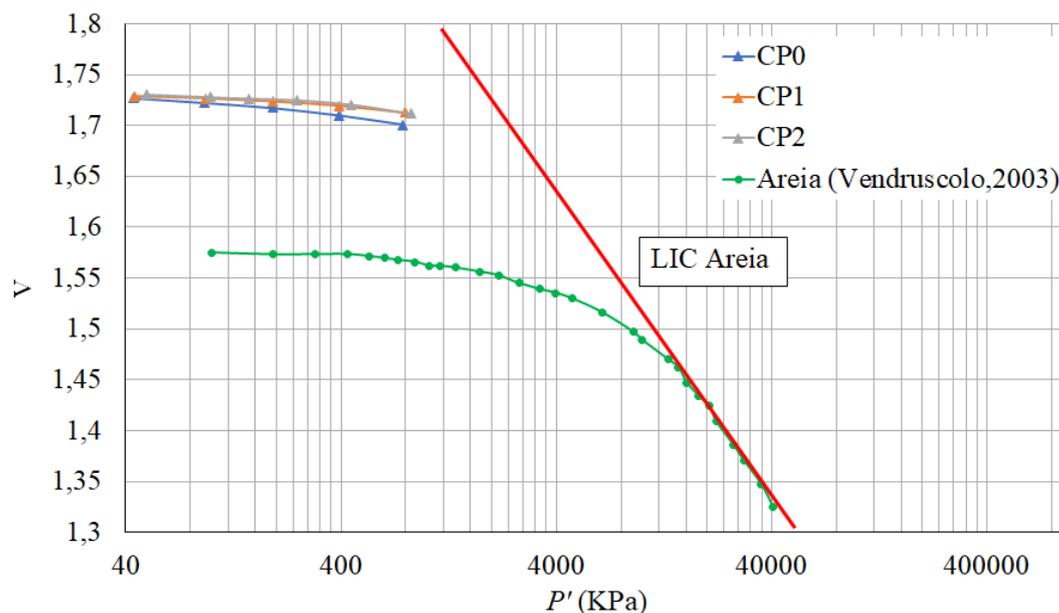
4.3. Ensaios de Compressão Isotrópica

Neste item são apresentados os ensaios de compressão isotrópica realizados nos corpos de prova biocimentados com 1 e 2 vezes o volume de vazios de solução de biocimentação. Estes resultados são apresentados juntamente com os resultados obtidos por Vendruscolo (2003), para areia de Osório-RS com 70% de densidade relativa.

As amostras sem cimentação e com biocimentação foram ensaiadas no mesmo equipamento triaxial onde foram realizados os ensaios triaxiais convencionais, com a diferença que no ensaio de compressão isotrópica as mesmas não passaram pela fase de cisalhamento, apenas foram consolidadas isotropicamente com incrementos sucessivos da tensão confinante até a máxima capacidade do equipamento, que foi de aproximadamente 800 KPa.

Na Figura 58 são apresentados os resultados de compressão isotrópica, no espaço $v:p'$, juntamente com as linhas isotrópicas de compressão, para a areia sem cimentação e para areia biocimentada.

Figura 58 - Curvas tensão x volume específico da areia de Osorio sem cimentação e biocimentada (comparação com os dados obtidos por Vendruscolo, 2003).



O comportamento em compressão de uma areia difere principalmente no nível de tensões em que a LIC é verificada. Para o nível de tensão utilizado nos ensaios deste estudo (até 800 KPa), não foi possível alcançar a LIC o que impossibilitou a obtenção de qualquer parâmetro. No entanto é possível verificar ao final do ensaio o que poderia ser uma plastificação primária da cimentação. Mesmo havendo diferenças nos volumes específicos iniciais as duas curvas de compressão devem convergir para uma mesma LIC, com a diferença de que amostras mais fofas alcançam a LIC mais rapidamente do que amostras mais densas.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. Conclusões

A partir das análises e discussões dos resultados experimentais e da avaliação da influência da biocimentação e da tensão efetiva média inicial sobre o comportamento mecânico do solo biocimentado, algumas conclusões, válidas dentro das condições e limites específicos do presente trabalho, foram estabelecidas.

De modo geral o comportamento tensão-deformação dos corpos de prova moldados com Areia de Osório-RS e biocimentados, podem ser descritos como sendo inicialmente rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação primário, a partir do qual as deformações plásticas crescem até a ruptura, que ocorre de modo frágil para a faixa de tensões efetivas médias iniciais estudadas. O comportamento observado após o pico mostra a existência de um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica se tornam praticamente estáveis com o acréscimo da deformação axial. Os corpos de prova ensaiados apresentaram compressão inicial seguido de um comportamento fortemente expansivo durante o cisalhamento. Outro aspecto observado é a influência da tensão efetiva média inicial no comportamento tensão-deformação, como já era esperado.

Apesar dos resultados de coesão efetiva mostrarem um aumento da coesão com o aumento do volume de solução percolado, a utilização de diferentes volumes de solução para obtenção de diferentes graus de cimentação não pareceu satisfatória. Observando os gráficos de tensão deformação e os parâmetros obtidos na ruptura, mostram que mesmo havendo alguma variação nos resultados não existe um padrão de melhora significativa nos parâmetros de resistência como o aumento do volume de solução de biocimentação percolado. Isso pode ter acontecido, pois, as tensões mais altas de confinamento a resistência do solo é mais influenciada pela parcela friccional do que pela parcela coesiva, se tensões de confinamentos mais baixas fossem utilizadas talvez fosse possível observar influência dos volumes de solução utilizados nas resistências de pico.

Por outro lado, pode-se chegar à conclusão que a utilização de 1 vez o volume de vazios de solução de biocimentação seja o suficiente para realizar a biocimentação em um solo arenoso e que volumes maiores de solução resultariam em desperdício de material, já que é possível obter, praticamente, os mesmos resultados com apenas 1 vez o

volume de vazios de solução de biocimentação, nas tensões de confinamento utilizadas (100, 200 e 400KPa).

Em relação a técnica de biocimentação ainda há muitas variáveis a serem estudadas e compreendidas, que não foram aprofundadas nesse trabalho por não ser o foco da pesquisa. É preciso compreender melhor a formação de carbonato de cálcio no interior do solo e como as ligações grão a grão acontecem e que fatores influenciam essas ligações. No entanto, é possível observar através dos ensaios realizados que a biocimentação altera as propriedades mecânicas da Areia de Osório-RS, melhorando as características de tensão-deformação, resistência e rigidez, em relação a mesma areia sem cimentação.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Visando a continuação deste estudo em trabalhos futuros sobre o processo de biocimentação e como ele altera as propriedades do solo, o autor propõe os seguintes pontos:

- Analisar o comportamento mecânico de amostras biocimentadas em tensões efetivas médias iniciais mais baixas;
- Definir uma metodologia eficiente para obtenção de diferentes graus de cimentação;
- Utilizar um método capaz de avaliar a homogeneidade da precipitação do carbonato de cálcio ao longo da altura do corpo de prova;
- Avaliar métodos diferentes de realizar a biocimentação, além da livre percolação e utilização de prazos maiores e menores entre as injeções;
- Avaliar a biocimentação em outros tipos de solo.

REFERÊNCIAS

ACAR, Y. B.; EL-TAHIR, A. E. Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. **Journal of geotechnical engineering**, New York, v.112, n.11, p.1001-1015, 1986.

ACHAL, V.; PAN, X. Influence of calcium sources on microbially induced calcium carbonate precipitation by *Bacillus* sp. CR2. **Applied biochemistry and biotechnology**, v. 173, n. 1, p. 307-317, 2014.

AIREY, D. W. Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil. **Journal of geotechnical engineering**, New York, v.119, n.9, p.1379-1398, 1993.

AL QABANY, A.; AZIZ, A. A. **Microbial carbonate precipitation in soils**. 2011. Tese de Doutorado. University of Cambridge.

AL QABANY, A.; MORTENSEN, B.; MARTINEZ, B.; SOGA, K.; DEJONG, J. Microbial carbonate precipitation: correlation of S-wave velocity with calcite precipitation. In: **Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering**. p. 3993-4001, 2011

AL QABANY, A.; SOGA, K. Effect of chemical treatment used in MICP on engineering properties of cemented soils. **Géotechnique**, v. 63, n. 4, p. 331, 2013.

AL-THAWADI, S.; CORD-RUWISCH, R. Calcium carbonate crystals formation by ureolytic bacteria isolated from Australian soil and sludge. **J. Adv. Sci. Eng. Res**, v. 2, n. 1, p. 12-26, 2012.

AL-THAWADI, S. Consolidation of sand particles by aggregates of calcite nanoparticles synthesized by ureolytic bacteria under non-sterile conditions. **J Chem Sci Technol**, v. 2, n. 3, p. 141-146, 2013.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The mechanics of soils. Na introduction to critical satate soil mechanics**. 1.ed. London: MacGraw-Hill, 1978. 375p.

AKINMUSURU, J. O. The effects of cementation on the stress-strain behaviour of a sand. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1987, Lagos. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1987. 2v. v.1, p.435-442.

BENINI, S.; RYPNIEWSKI, W. R.; WILSON, K. S.; MILETTI, S.; CIURLI, S.; MANGANI, S. A new proposal for urease mechanism based on the crystal structures of the native and inhibited enzyme from *Bacillus pasteurii*: why urea hydrolysis costs two nickels. **Structure**, v. 7, n. 2, p. 205-216, 1999.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The measurements of soil properties in the triaxial test**. 2.ed. London: Edward Arnold, 1962. 227p.

BISHOP, A. W.; WESLEY, L. D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled atress path testing, **Geotechnique**, London, v. 25, n.4, p.675-970, 1975.

BRESSANI, L. A.; MARTINS, F. B.; BICA, A. V. D. Mechanical behavior of a residual soil from Botucatu sandstone. In: INTERNACIONAL CONGRESS – INTERNACIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 1994, Lisbon. **Proceedings**... Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. V.1, p.315-322.

BRESSANI, L. A. **Experimental studies of an artificially bonded soil**. London, 1990. 459p. Tese (Ph. D.) – University of London.

BRESSANI, L. A.; VAUGHAN, P. R. Damage to soil during triaxial testing. In: INTERNACIONAL CONFERENCE OS SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings**... Rotterdam: A. A. Balkema, 1989. v.1, p.17-20.

BRITTO, A. M.; GUNN, M. J. **Critical state soil mechanics via finite elements**. Chichester: Ellis Horwood Limited, 1987. 488p.

BURBANK, M. B.; WEAVER, T. J.; GREEN, T. L.; WILLIAMS, B. C.; CRAWFORD, R. L. Precipitation of calcite by indigenous microorganisms to strengthen liquefiable soils. **Geomicrobiology Journal**, v. 28, n. 4, p. 301-312, 2011.

BURBANK, M. B.; WEAVER, T. J.; WILLIAMS, B. C.; CRAWFORD, R. L. Urease activity of ureolytic bacteria isolated from six soils in which calcite was precipitated by indigenous bacteria. **Geomicrobiology Journal**, v. 29, n. 4, p. 389-395, 2012.

BURNE, R. A.; CHEN, Y. M. Bacterial ureases in infectious diseases. **Microbes and Infection**, v. 2, n. 5, p. 533-542, 2000.

CASAGRANDE, M. D. T. Comportamento de Solos Reforçados com Fibras Submetidos a Grandes Deformações. Porto Alegre, 2005. 219p. Tese (Doutorado em Engenharia)-Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CHENG, L.; CORD-RUWISCH, R. Upscaling effects of soil improvement by microbially induced calcite precipitation by surface percolation. **Geomicrobiology Journal**, v. 31, n. 5, p. 396-406, 2014.

CHENG, L.; CORD-RUWISCH, R.; SHAHIN, M. A. Cementation of sand soil by microbially induced calcite precipitation at various degrees of saturation. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 50, n. 1, p. 81-90, 2013.

CHENG, L.; SHAHIN, M. A.; CORD-RUWISCH, R.; ADDIS, M.; HARTANTO, T.; ELMS, C. Soil stabilisation by Microbial-Induced Calcite Precipitation (MICP): Investigation into some physical and environmental aspects. In: **7th International Congress on Environmental Geotechnics: iceg2014**. Engineers Australia, 2014b. p. 1105.

CHOI, S. G.; WU, S.; CHU, J. Biocementation for Sand Using an Eggshell as Calcium Source. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 142, n. 10, p. 06016010, 2016.

CHOU, C. W.; SEAGREN, E. A.; AYDILEK, A. H.; LAI, M. Biocalcification of sand through ureolysis. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 137, n. 12, p. 1179-1189, 2011.

CHU, J.; STABNIKOV, V.; IVANOV, V. Microbially induced calcium carbonate precipitation on surface or in the bulk of soil. **Geomicrobiology Journal**, v. 29, n. 6, p. 544-549, 2012.

CIURLI, S.; BENINI, S.; RYPNIEWSKI, W. R.; WILSON, K. S.; MILETTI, S.; MANGANI, S. Structural properties of the nickel ions in urease: novel insights into the catalytic and inhibition mechanisms. **Coordination Chemistry Reviews**, v. 190, p. 331-355, 1999.

CLOUGH, W. G.; KUCK, W.M.; KASALI, G. Silicate-stabilized sands. **Journal of geotechnical Engineering Division**, New York, v.105, n.1, p.65-82, 1979.

CLOUGH, W. G.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 107, n.6 ASCE 16319 Proceeding, 1981.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 5, p. 759-763, 2009.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress. **GEOTECHNIQUE-LONDON-**, v. 56, n. 1, p. 69, 2006.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 129, n. 1, p. 96-101, 2003.

CONSOLI, N. C.; DA FONSECA, A. V.; SILVA, S. R.; CRUZ, R. C.; FONINI, A. Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. **Géotechnique**, v. 62, n. 2, p. 177, 2012.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Geotechnique**, v. 43, n. 1, p. 53-67, 1993.

COOP, M. R.; WILLSON, S. M. Behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstones. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 129, n. 11, p. 1010-1019, 2003.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 216 p., 2008.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**, v. 49, n. 6, p. 741-760, 1999.

DALLAGNOL, Bruna. **Estabilização e solidificação de Cromo (VI) por biocimentação**. Dissertação de mestrado. Universidade de Passo Fundo, Faculdade de Engenharia, Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental. Passo Fundo, 2018.

DALLA ROSA, F. **Comportamento mecânico de um solo cimentado curado sob tensão a partir de ensaios triaxiais**. Porto Alegre, 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

DEDAVID, B. A. Microscopia eletrônica de varredura: aplicações e preparação de amostras: materiais poliméricos, metálicos e semicondutores. Porto Alegre: **EDIPUCRS**, 2007.

DEJONG, J. T.; FRITZGES, M. B.; NÜSSLEIN, K. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 11, p. 1381-1392, 2006.

DEJONG, J. T.; MARTINEZ, B. C.; MORTENSEN, B. M.; NELSON, D. C.; WALLER, J. T.; WEIL, M. H.; ... REDDEN, G. **Upscaling of bio-mediated soil improvement**. Idaho National Laboratory (INL), 2009.

DEJONG, J. T.; MORTENSEN, B. M.; MARTINEZ, B. C.; NELSON, D. C. Bio-mediated soil improvement. **Ecological Engineering**, v. 36, n. 2, p. 197-210, 2010.

DEJONG, J. T.; SOGA, K.; KAVAZANJIAN, E.; BURNS, S.; VAN PAASSEN, L. A.; AL QABANY, A.; CHEN, C. Y. Biogeochemical processes and geotechnical applications: progress, opportunities and challenges. **Geotechnique**, v. 63, n. 4, p. 287-301, 2013.

DE MUYNCK, W.; DE BELIE, N.; VERSTRAETE, W. Microbial carbonate precipitation in construction materials: a review. **Ecological Engineering**, v. 36, n. 2, p. 118-136, 2010.

FENG, K. **Constitutive Response of Microbial Induced Calcite Precipitation Cemented Sands**. North Carolina State University, 2015.

FENG, K.; MONTROYA, B. M. Quantifying Level of Microbial-Induced Cementation for Cyclically Loaded Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 6, p. 06017005, 2017.

FERRIS, F. G.; STEHMEIER, L. G.; KANTZAS, A.; MOURITS, F. M. Bacteriogenic mineral plugging. **Journal of Canadian Petroleum Technology**, v. 36, n. 09, 1997.

FERRIS, F. G.; PHOENIX, V.; FUJITA, Y.; SMITH, R. W. Kinetics of calcite precipitation induced by ureolytic bacteria at 10 to 20 C in artificial groundwater. **Geochimica et Cosmochimica Acta**, v. 68, n. 8, p. 1701-1710, 2004.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2005.

FONINI, Anderson. **Uso da técnica de eletrocinética para estabilização de um solo arenoso**. Dissertação de mestrado. Universidade federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2008.

FUJITA, Y.; FERRIS, F. G.; LAWSON, R. D.; COLWELL, F. S.; SMITH, R. W. Subscribed content calcium carbonate precipitation by ureolytic subsurface bacteria. **Geomicrobiology Journal**, v. 17, n. 4, p. 305-318, 2000.

GARBIN, R. G. *Avaliação de biocimentação em solo arenoso*. UPF. Trabalho de conclusão de curso. Faculdade de Engenharia e Arquitetura – Curso de Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2016.

GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. **Geotechnical engineering of hard soils-soft rocks**, v. 1, n. 1, p. 485-494, 1993.

GINN, T. R.; MURPHY, E. M.; CHILAKAPATI, A.; SEEBOONRUANG, U. Stochastic-convective transport with nonlinear reaction and mixing: application to intermediate-scale experiments in aerobic biodegradation in saturated porous media. **Journal of contaminant hydrology**, v. 48, n. 1, p. 121-149, 2001.

GOBBI, F. Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de Gnaisse da cidade de Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, 2005, p.159.

GOLLAPUDI, U. K.; KNUTSON, C. L.; BANG, S. S.; ISLAM, M. R. . A new method for controlling leaching through permeable channels. **Chemosphere**, v. 30, n. 4, p. 695-705, 1995.

GOMEZ, M. G.; ANDERSON, C. M.; DEJONG, J. T.; NELSON, D. C.; LAU, X. H. Stimulating in situ soil bacteria for bio-cementation of sands. In: **Geo-Congress 2014: Geo-characterization and Modeling for Sustainability**. 2014. p. 1674-1682.

GOMEZ, M.; ANDERSON, C.; DEJONG, J.; NELSON, D.; GRADDY, C.; GINN, T. Large-Scale Comparison of Bioaugmentation and Biostimulation Approaches for Biocementation of Sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 5, p. 04016124, 2016.

HAMMES, F.; VERSTRAETE, W. Key roles of pH and calcium metabolism in microbial carbonate precipitation. **Reviews in environmental science and biotechnology**, v. 1, n. 1, p. 3-7, 2002.

HAMMES, F.; BOON, N.; DE VILLIERS, J.; VERSTRAETE, W.; SICILIANO, S. D. Strain-specific ureolytic microbial calcium carbonate precipitation. **Applied and environmental microbiology**, v. 69, n. 8, p. 4901-4909, 2003.

HARGREAVES, D. The Global Cement Report 10th Edition; **International Cement Review**: Surrey, UK, 2013.

HARKES, M. P.; VAN PAASSEN, L. A.; BOOSTER, J. L.; WHIFFIN, V. S.; VAN LOOSDRECHT, M. C. Fixation and distribution of bacterial activity in sand to induce carbonate precipitation for ground reinforcement. **Ecological Engineering**, v. 36, n. 2, p. 112-117, 2010.

HIGHT D. W.; JARDINE, R. J. Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS-SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.533-552.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. **Proc. Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks**, p. 553-560, 1993.

IVANOV, V.; CHU, J. Applications of microorganisms to geotechnical engineering for bioclogging and biocementation of soil in situ. **Reviews in Environmental Science and Bio/Technology**, v. 7, n. 2, p. 139-153, 2008.

JARDINE, R. J.; SYMES, M. J.; BURLAND, J. B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. **Géotechnique**, London, v.34, n.3, p.323-340, 1984.

JURAN, I.; RICCOBONO, O. Reinforcing soft soils with artificially cemented compacted-sand columns. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.117, n.7, p.1042-1060, 1991.

KARATAS, I.; KAVAZANJIAN, E.; RITTMANN, B. E. Microbially induced precipitation of calcite using *Pseudomonas denitrificans*. In: **Proceedings of 1st International Conference on Bio-Geo-Civil Engineering**, 23-25 Junho 2008, Delft, Netherlands. 2008. p. 58-66.

KIM, Y. S.; TATSUOKA, F.; OCHI, K. Deformation characteristics at small strain of sedimentary soft rocks by triaxial compression tests. **Géotechnique**, London, v.44, n.3, p.461-478, 1994.

KROLL, R. G. Alkalophiles. **Microbiology of Extreme Environments**. McGraw-Hill, New York, NY, p. 55-92, 1990.

LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TRAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of testing and Materials, 1988. 1v., p.715-731.

LEE, Y. N. Calcite production by *Bacillus amyloliquefaciens* CMB01. **The journal of Microbiology**, v. 41, n. 4, p. 345-348, 2003.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. **Characterisation and engineering properties of natural soils**, v. 1, p. 29-254, 2003.

LEVOUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rock. **Geotechnique**, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

MARTINEZ, B. C.; DEJONG, J. T.; GINN, T. R.; MONTOYA, B. M.; BARKOUKI, T. H.; HUNT, C.; MAJOR, D. Experimental optimization of microbial-induced carbonate precipitation for soil improvement. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 4, p. 587-598, 2013.

MARTINS, F. B. **Ensaio triaxiais sobre um solo residual de arenito Botucatu**. Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

MENEGOTTO, E.; SARTORI, P. L.; MACIEL F. C. L. Nova seqüência sedimentar sobre a Serra Geral no RioGrande do Sul. **Boletim do Instituto de Solos e Culturas**, UFSM, v. 1, p. 1-19, 1968.

MITCHELL, A. C.; FERRIS, F. G. The coprecipitation of Sr into calcite precipitates induced by bacterial ureolysis in artificial groundwater: temperature and kinetic dependence. **Geochimica et Cosmochimica Acta**, v. 69, n. 17, p. 4199-4210, 2005.

MITCHELL, J. K.; SANTAMARINA, J. C. “Biological considerations in geotechnical engineering.” **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, v. 131, n. 10, p. 1222-1233, 2005.

MONTGOMERY, Douglas C. Design and analysis of experiments. John wiley & sons, 2017.

MONTOYA, B. M.; GERHARD, R.; DEJONG, J. T.; WILSON, D. W.; WEIL, M. H.; MARTINEZ, B. C.; PEDERSON, L. Fabrication, operation, and health monitoring of bender elements for aggressive environments. **Geotechnical Testing Journal**, v. 35(5), p. 1-15, 2012

MONTOYA, B. M. **Bio-mediated soil improvement and the effect of cementation on the behavior, improvement, and performance of sand**. University of California, Davis, 2012.

MONTOYA, B. M.; DEJONG, J. T. Healing of biologically induced cemented sands. **Geotechnique Letters**, v. 3, n. 3, p. 147-151, 2013.

MONTOYA, B. M.; DEJONG, J. T. Stress-strain behavior of sands cemented by microbially induced calcite precipitation. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 141, n. 6, p. 04015019, 2015.

MORTENSEN, B. M.; HABER, M. J.; DEJONG, J. T.; CASLAKE, L. F.; NELSON, D. C. Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation. **Journal of applied microbiology**, v. 111, n. 2, p. 338-349, 2011.

NEMATİ, M.; VOORDOUW, G. Modification of porous media permeability, using calcium carbonate produced enzymatically in situ. **Enzyme and Microbial Technology**, v. 33, n. 5, p. 635-642, 2003.

OKWADHA, G. D.; LI, J. Optimum conditions for microbial carbonate precipitation. **Chemosphere**, v. 81, n. 9, p. 1143-1148, 2010.

PACHECO-TORGAL, F.; JALALI, S.; FUCIC, A. (Ed.). **Toxicity of building materials**. Elsevier, 2012.

PLANK, J. Applications of biopolymers in construction engineering. **Biopolymers Online**, 2005.

PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente**. Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

PRIETTO, P.D.M. **Resistência e dilatação de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental**. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 1004. 230p.

QIAN, C.; WANG, R.; CHENG, L.; WANG, J. Theory of Microbial Carbonate Precipitation and Its Application in Restoration of Cement-based Materials Defects. **Chinese Journal of Chemistry**, v. 28, n. 5, p. 847-857, 2010.

RAD, N. S.; TUMAY, M. T. Effect of cementation on the cone penetration resistance of sand: a model study. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.9, n.3, p.117-125, 1986.

REBATA-LANDA, V. **Microbial activity in sediments: effects on soil behavior**. Tese de PhD, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, 2007.

REDDY, K.R.; SAXENA, S. K.; BUDIMAN, J. S. Development of a true triaxial testing apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.15, n.2, p.89-105, 1992.

RODEN, E. E.; LEONARDO, M. R.; FERRIS, F. G. Immobilization of strontium during iron biomineralization coupled to dissimilatory hydrous ferric oxide reduction. **Geochimica et Cosmochimica Acta**, v. 66, n. 16, p. 2823-2839, 2002.

SANTAMARINA, J. C.; KLEIN, A.; FAM, M. A. Soils and waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring. **Journal of Soils and Sediments**, v. 1, n. 2, p. 130-130, 2001.

SAXENA, S. K.; LASTRICO, R. M. Static Properties of Lightly Cemented Sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, Vol. 104 no GT12, 1978.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York: ASCE, v.127, n.10, p.857-868, 2001

SNELLINGS, R.; MACHIELS, L.; MERTENS, G.; ELSSEN, J. Rietveld refinement strategy for quantitative phase analysis of partially amorphous zeolitized tuffaceous rocks. **Geologica belgica**, 2010.

SOON, N. W.; LEE, L. M.; KHUN, T. C.; LING, H. S. Improvements in engineering properties of soils through microbial-induced calcite precipitation. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 17, n. 4, p. 718-728, 2013.

SOON, N. W.; LEE, L. M.; KHUN, T. C.; LING, H. S. Factors affecting improvement in engineering properties of residual soil through microbial-induced calcite precipitation. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 140, n. 5, p. 04014006, 2014.

SPINELLI, L. F. *Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados*. Porto Alegre. 133p. Dissertação (mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. 1999.

STOCKS-FISCHER, Shannon; GALINAT, Johnna K.; BANG, Sookie S. Microbiological precipitation of CaCO₃. **Soil Biology and Biochemistry**, v. 31, n. 11, p. 1563-1571, 1999.

SKEMPTON, A. W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v. 4, p.143-147, 1954.

TATSUOKA, F.; KOHATA, Y.; MITSUMOTO K.; KIM, Y.; OCHI, K.; SHI, D. Measuring small strain stiffness of soft rocks. In: INTERNACIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3.v. v.1, p.809-816.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em sistemas de Dupla Camada. **Solos e Rochas**, v.26, n.2, p.141-163, 2003.

TOMASI, L. F. **Comportamento mecânico de resíduo de mineração estabilizado com cimento**. Porto Alegre, 2018. 151p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

VAN PAASSEN, LA. **Biogrout improvement by microbially induced carbonate precipitation**. PhD Dissertation. 202 p. Department of Biotechnology, Delft University of Technology, 2009.

VENDRUSCOLO, M. A. **Comportamento de ensaio de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno**. Porto Alegre, 2003. 224p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

VIEIRA, DAP; FERNANDES, NCAQ. Microbiologia Geral. **Ihumas: IFG, Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria**, 2012.

WARREN, L. A.; MAURICE, P. A.; PARMAR, N.; FERRIS, F. G. Microbially mediated calcium carbonate precipitation: implications for interpreting calcite precipitation and for solid-phase capture of inorganic contaminants. **Geomicrobiology Journal**, v. 18, n. 1, p. 93-115, 2001.

WARTHMAN, R.; VAN LITH, Y.; VASCONCELOS, C.; MCKENZIE, J. A.; KARPOFF, A. M. Bacterially induced dolomite precipitation in anoxic culture experiments. **Geology**, v. 28, n. 12, p. 1091-1094, 2000.

WEAVER, T. J.; BURBANK, M.; LEWIS, A.; LEWIS, R.; CRAWFORD, R.; WILLIAMS, B. Bio-induced calcite, iron, and manganese precipitation for geotechnical engineering applications. In: **Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering**. 2011. p. 3975-3983.

WEIL, M. H.; DEJONG, J. T.; MARTINEZ, B. C.; MORTENSEN, B. M. Seismic and Resistivity Measurements for Real-Time Monitoring of Microbially Induced Calcite Precipitation in Sand. **ASTM geotechnical testing journal**, v. 35, n. 2, p. 330-341, 2012.

WHIFFIN, V. S. **Microbial CaCO₃ precipitation for the production of biocement**. 2004. Tese de Doutorado. Murdoch University.

WHIFFIN, V. S.; VAN PAASSEN, L. A.; HARKES, M. P. Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique. **Geomicrobiology Journal**, v. 24, n. 5, p. 417-423, 2007.

YASUHARA, H.; NEUPANE, D.; HAYASHI, K.; OKAMURA, M. Experiments and predictions of physical properties of sand cemented by enzymatically-induced carbonate precipitation. **Soils and Foundations**, v. 52, n. 3, p. 539-549, 2012.

YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behaviour of soft rocks. In: **INTERNACIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK**, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. 3v. v.1, p.87-92.

ZHAO, Q.; LI, L.; LI, C.; LI, M.; AMINI, F.; ZHANG, H. Factors affecting improvement of engineering properties of MICP-treated soil catalyzed by bacteria and urease. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 26, n. 12, p. 04014094, 2014.

ZHONG, L.; ISLAM, M. R. A new microbial plugging process and its impact on fracture remediation. In: **Society of Petroleum Engineers. Annual technical conference**. 1995. p. 703-715.

ZIENKIEWICZ, O. C.; NAYLOR, D. J. The adaptation of critical state soil mechanics theory for use in finite elements. In: **ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM**, 1971, Cambridge. **Proceedings...** London: R.H.G. Parry et al., 1972. Lv., p.537-547.