



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

CONTROLE DA EXPANSÃO DOS SOLOS COM RESÍDUOS DE MÁRMORE E
CAL

Campina Grande, março de 2018

EDUARDO ANTONIO GUIMARÃES TENÓRIO

CONTROLE DA EXPANSÃO DOS SOLOS COM RESÍDUOS DE MÁRMORE E
CAL

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, em cumprimento às exigências para obtenção do Título de Mestre.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadoras: Prof^a. Dsc. Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena

Prof^a. Dsc. Carina Silvani

T312c Tenório, Eduardo Antonio Guimarães.
Controle da expansão dos solos com resíduos de mármore e cal /
Eduardo Antonio Guimarães Tenório. – Campina Grande, 2019.
107 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) –
Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e
Recursos Naturais, 2019.

"Orientação: Prof. Dr. Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena,
Profa Dra. Carina Silvani".

Referências.

1. Estabilização de Solos. 2. Solo Expansivo – Resíduo de Mármore
e Cal. 3. Solo – Porosidade e Teor de Aditivo. I. Lucena, Lêda Christiane
de Figueirêdo Lopes. II. Silvani, Carina. III. Título.

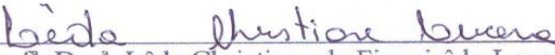
CDU 624.131.537(043)

CONTROLE DA EXPANSÃO DOS SOLOS COM RESÍDUOS DE MÁRMORE E
CAL

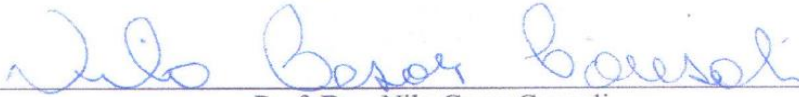
Autor: EDUARDO ANTONIO GUIMRÃES TENÓRIO


DISSERTAÇÃO APROVADA EM: 18 / 03 / 2019

BANCA EXAMINADORA


Prof.^a. Dsc.^a. Leda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena
Orientadora-UFCG


Prof.^a. Dsc.^a. Carina Silvani
Orientadora - UFCG


Prof. Dsc. Nilo Cesar Consoli
Examinador externo - UFRGS


Prof. Dsc. Adriano Elísio, de Figueiredo Lopes Lucena
UFCG – Examinador interno

AGRADECIMENTOS

Deus, ao sacrificar-se por nós, deu-me uma segunda chance, deu-me a graça da vida, deu-me uma família extraordinária, deu-me a oportunidade de gozar da companhia de tantas queridas pessoas e sem dúvida, deu-me a experiência deste mestrado por isso agradeço ao senhor, muitíssimo obrigado por tudo.

Agradeço a minha família; pai, mãe obrigado por todo o apoio, obrigado por tolerarem minha ausência e pelas contínuas orientações e pelo exemplo, vocês são melhor exemplo de ser humano que tenho, sou muito grato por tê-los em minha vida. Agradeço também a meu irmão por ter me ajudado a ser selecionado neste programa e ter aberto o caminho da academia na nossa família. A minha irmã agradeço pela existência, que nos traz alegria e esperança. Agradeço a moça que namoro por ter aguentado o tranco e me apoiado.

Aos amigos do princípio da vida, e espero que do fim da vida também, meus muitíssimos obrigado por estarem presentes em todos estes momentos.

Em meu TCC não tive a oportunidade de agradecer a minhas orientadoras, usarei deste espaço para corrigir esta falha. Muito obrigado professoras Viviane e Luciana, por terem me conduzido a geotecnia e orientado nos primeiros passos da academia.

As minhas orientadoras, professoras Leda e Carina, muito obrigado por terem me acompanhado e assistido nesses dois anos. A professora Leda agradeço além da orientação pelos cuidados e conselhos e por ter me recebido no LEP. A professora Carina agradeço além das inúmeras horas de orientação a amizade e boas conversas, tua alegria é contagiante e sou grato por tê-la compartilhado comigo.

A meus amigos do laboratório, muito obrigado por terem compartilhado seu tempo comigo, foi um prazer enorme estar com vocês durante este período. A Jadilson agradeço a paciência e todo o conhecimento e socorro prestado. A meu amigo Jonhy agradeço por todos os conselhos e orientações, foi um prazer trabalhar contigo.

For my brothers and sisters from Kalamazoo, for one gaúcho and one potiguar, thanks very much for your complicity and friendship. I always remember the song that we sing every Friday night and know I understand that words very well, thank you so much for this wisdom. I would like to share these same words with the future readers, so it is following below.

This is the day that the Lord has made we will rejoice and be glad in it

(GOD, 1611, cap. Plasm 118:24)

RESUMO

Solos expansivos ocasionam prejuízos a obras de engenharia civil, portanto a compreensão do mecanismo de expansão e alternativas para controlá-lo é importante. Uma alternativa para este fato é a estabilização de solos. Essa técnica é empregada na melhoria de propriedades mecânicas, hidráulicas e de deformabilidade dos solos, e dentre os estabilizantes mais usados destaca-se a cal hidratada. Contudo, os custos ambientais inerentes a produção da cal tem incentivado pesquisas que utilizem resíduos industriais como estabilizantes. O resíduo de mármore é um estabilizante em potencial devido a constituição e origem. Portanto, este trabalho objetiva avaliar a influência da porosidade e do teor volumétrico da cal hidratada e do resíduo de mármore sobre a expansão e resistência mecânica de um solo expansivo estabilizado com estes aditivos. O solo expansivo utilizado neste trabalho foi coletado em Paulista-PE e foi estabilizado com adições de resíduo de mármore de 30%, 40% e 50% de solo e adições de cal de 2%, 4%, 6% e 8% da massa seca. O peso específico seco dos corpos de prova variou em 14 kN/m^3 , 15 kN/m^3 e 16 kN/m^3 . Os ensaios realizados foram de compressão simples, expansão em uma dimensão e compressão triaxial consolidado não drenado. Os resultados indicaram que o resíduo de mármore é capaz de conter a expansão do solo, contudo este comporta-se como um aditivo inerte, sem desencadear reação químicas. Por meio dos ensaios triaxiais verificou-se que o resíduo promoveu um ganho de 13 kPa na coesão efetiva do solo. Nos solos estabilizados com a cal observou-se o desenvolvimento de reações pozolânicas, o aumento da resistência a compressão simples e a eficiência no controle da expansão. A razão porosidade/ teor volumétrico de aditivo ajustada por um expoente a permitiu uma correlação única, integrando os fatores densidade e teor de aditivo, com a expansão em uma dimensão para o solo-cal e o solo-resíduo de mármore e com a resistência compressão simples para o solo-cal. Por meio de análise estatística realizada com análise de variância e teste *tukey* pode-se observar a significância do teor dos aditivos e da densidade tanto na expansão quanto na resistência a compressão simples.

Palavras-chave: Solo expansivo, resíduo de mármore, cal, porosidade/teor de aditivo

ABSTRACT

Expansive soils cause damages in the civil engineering works, consequently it is necessary the understanding of the mechanism of expansion and control it. Stabilization of soils is an alternative to control soil expansion. This technique is used to improve mechanics, hydraulics and deformability characteristics of soils. Hydrated lime is among the most used stabilizers in soil stabilization. However, socio environmental costs inherent production of hydrated lime encouraged research using industrial wastes as stabilizers. Marble dust is a potential stabilizer due to its chemical constitution. The efficiency of a stabilizer is associated with a density that stabilized soil is compacted. Therefore, this work aims to evaluate the influence of porosity and volumetric content of hydrated lime and marble dust on expansion and mechanical strength of an expansive soil stabilized with these additives. The expansive soil used in this work was collected in Paulista-PE and was stabilized with additions of marble dust in contents of 30%, 40% and 50% of the dry soil mass and additions of lime of 2%, 4%, 6% and 8% of dry mass. The specific weight of the specimens ranged from 14 kN/m³ to 16 kN/m³. The tests performed were unconfined compressive test, expansion in one dimension with overload of 10 kPa and triaxial compression consolidated and not drained. Results indicate that marble dust can control soil expansion, however it behaved as an inert addition. By means of the triaxial tests it was verified that marble dust promoted a gain of 13 kPa in effective cohesion of the soil. Soils stabilized with lime developed pozzolanic reactions and increase of resistance to unconfined compression strength. Lime proved be efficient in expansion control, with expansion values close to 1% for the 6% lime content. A porosity/volumetric ratio of additive adjusted by an exponent, integrating porosity and additive content factors, with a one-dimensional expansion for the soil-lime and the marble dust-soil and unconfined compression strength to soil-lime. Through statistical analysis of variance and *tukey* test, it is possible to observe the significance of additives content and soil density in both the expansion and the unconfined compression resistance.

Keywords: Expansive soil, marble dust, lime, porosity/additive content

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1: Esquema da expansão de uma montmorilonitas | 18 |
| Figura 2 - Processo de troca catiônica | 24 |
| Figura 3: Desenvolvimento de reação pozolânica em solo estabilizado | 25 |
| Figura 4: Correlação da resistência a compressão simples por $\eta / C_{iv}^{0,28}$ obtida por Foppa (2005) | 34 |
| Figura 5: Resistencia a compressão simples pela razão volume de vazios e volume absoluto de cal..... | 35 |
| Figura 6: Correlação da resistência a compressão simples pela razão porosidade por teor volumétrico de cal | 35 |
| Figura 7: Correlação da resistência a compressão simples pela razão porosidade por teor volumétrico de cal | 36 |
| Figura 8: Correlação entre o modulo inicial de cisalhamento pela razão porosidade por teor volumétrico de cal | 37 |
| Figura 9: relação entre tensão desviadora e η/L_{iv} | 38 |
| Figura 10: variação da condutividade hidráulica em função do $\eta/(L_{iv})^{0,12}$ | 38 |
| Figura 11 - Fluxograma do delineamento da pesquisa | 40 |
| Figura 12 - Vala em Paulista PE, onde foi coletado as amostras do solo..... | 42 |
| Figura 13: Distribuição do tamanho das partículas do solo expansivo | 43 |
| Figura 14: Curva de compactação do solo em estudo | 44 |
| Figura 15: DTA e DTG do solo..... | 45 |
| Figura 16: Difração de raios x do solo | 46 |
| Figura 17: Resíduo de mármore | 47 |
| Figura 18: Distribuição do tamanho das partículas do resíduo de mármore | 48 |
| Figura 19: ICM entre solo expansivo e resíduo de mármore | 49 |
| Figura 20: DTA e DTG do resíduo de mármore | 51 |
| Figura 21: difração de raio x do resíduo de mármore..... | 52 |
| Figura 22: ICL do solo expansivo com a cal..... | 53 |
| Figura 23: tipos de corpos de prova..... | 55 |
| Figura 24: Prensa para compactação estática a esquerda e molde dos corpos de prova a direita | 57 |
| Figura 25: Programa fatorial dos ensaios de expansão em uma dimensão e compressão simples | 58 |
| Figura 26: Prensa de adensamento utilizada nos ensaios de expansão em uma dimensão .. | 60 |

| | |
|--|----|
| Figura 27: Resistência a compressão simples pela porosidade do solo estabilizado com cal | 64 |
| Figura 28: Resistência a compressão simples pelo teor de cal solo-cal-28 dias..... | 65 |
| Figura 29: Resistência a compressão simples pelo parâmetro η/L_{iv} do solo estabilizado com cal por teor de cal adicionado | 66 |
| Figura 30: Resistência a compressão simples pelo parâmetro η/L_{iv} do solo estabilizado com cal | 67 |
| Figura 31: Resistência a compressão simples pelo parâmetro η/L_{iv}^a do solo estabilizado com cal por teor de cal adicionado | 68 |
| Figura 32: Resistência à compressão simples pelo parâmetro η/L_{iv}^a do solo estabilizado com cal..... | 68 |
| Figura 33: relação entre a expansão em uma dimensão e o peso específico seco aparente . | 70 |
| Figura 34: Variação da expansão em uma dimensão pela porosidade | 70 |
| Figura 35: Variação da tensão de expansão pela porosidade do solo-resíduo de mármore . | 71 |
| Figura 36: Variação da expansão pelo Teor de mármore (T_m)..... | 72 |
| Figura 37: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro η/ M_{iv} | 74 |
| Figura 38: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro η/ M_{iv} para todos os teores..... | 74 |
| Figura 39: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro $\eta/ M_{iv}^{0,26}$ para cada teor de adição | 75 |
| Figura 40: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro $\eta/ M_{iv}^{-0,26}$ para todos os teores de adição | 76 |
| Figura 41: Relação entre expansão em uma dimensão e porosidade | 77 |
| Figura 42: Variação da expansão pelo Teor de Cal (T_c)..... | 78 |
| Figura 43: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro η/L_{iv} | 79 |
| Figura 44: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro η/L_{iv} para todos os teores..... | 80 |
| Figura 45: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro $\eta/L_{iv}^{-0,26}$ | 81 |
| Figura 46: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro η/L_{iv}^{-26} para todos os teores..... | 81 |
| Figura 47: Gráfico tensão desviadora deformação do ensaio triaxial em solo puro..... | 91 |
| Figura 48: Gráfico poro pressão pela deformação do ensaio triaxial em solo puro | 91 |
| Figura 49: Envoltória de resistência totais de mohr coulomb para solo puro | 92 |
| Figura 50: Envoltória de resistência efetiva de mohr coulomb para solo puro | 92 |

| | |
|--|----|
| Figura 51: Gráfico tensão desviadora deformação do ensaio triaxial em solo estabilizado com mármore..... | 94 |
| Figura 52: Gráfico poro pressão pela deformação do ensaio triaxial em solo estabilizado com mármore..... | 94 |
| Figura 53: Envoltória de resistência total de mhor coulomb em solo estabilizado com mármore..... | 95 |
| Figura 54: Envoltória de resistência efetiva de mhor coulomb em solo estabilizado com mármore..... | 95 |
| Figura 55: Distribuição do tamanho das partículas do solo e do resíduo de mármore com defloculante | 96 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 - Potencial de expansão em função do índice de expansão | 20 |
| Tabela 2- Composição média das cales comerciais brasileiras | 23 |
| Tabela 3 - Exigências químicas das cales hidratadas brasileiras..... | 23 |
| Tabela 4 - Percentuais de estabilizante em relação a massa do o solo | 27 |
| Tabela 5 - Ensaio de caracterização física | 41 |
| Tabela 6: Combinações usadas em cada ensaio | 41 |
| Tabela 7: Características físicas do solo expansivo de Paulista-PE..... | 43 |
| Tabela 8: Fluorescência de raios X do solo..... | 45 |
| Tabela 9: Capacidade de troca catiônica e superfície específica do solo | 46 |
| Tabela 10: Propriedades físicas do resíduo de mármore | 47 |
| Tabela 11: Atividade pozolânica do resíduo de mármore | 50 |
| Tabela 12: Fluorescência de raio x do resíduo de mármore | 51 |
| Tabela 13 - Variáveis controláveis | 54 |
| Tabela 14 - Variáveis fixadas | 54 |
| Tabela 15 - Variáveis de ruído | 54 |
| Tabela 16 - Variáveis resposta..... | 55 |
| Tabela 17 - Ensaio de resistência mecânica e expansão | 58 |
| Tabela 18: Características dos corpos de prova de solo puro e resultado da expansão em uma dimensão..... | 69 |
| Tabela 19: ANOVA dois fatores e três níveis solo-cal resistência a compressão simples... 82 | |
| Tabela 20: médias solo-cal resistência a compressão simples | 83 |
| Tabela 21: diferença de médias solo-cal resistência a compressão simples..... | 83 |
| Tabela 22: significado da diferença de médias do solo-cal resistência a compressão simples | 84 |
| Tabela 23: ANOVA solo-Resíduo de mármore expansão | 84 |
| Tabela 24: médias da expansão do solo-resíduo de mármore expansão | 85 |
| Tabela 25: diferença de médias da expansão do solo-resíduo de mármore no ensaio de expansão | 85 |
| Tabela 26: significado da diferença de médias da expansão do solo-resíduo de mármore .. 86 | |
| Tabela 27: ANOVA da expansão do solo-cal | 87 |
| Tabela 28: médias da expansão do solo-cal expansão..... | 87 |
| Tabela 29: diferença de médias expansão do solo-cal expansão..... | 87 |

| | |
|---|----|
| Tabela 30: significado da diferença de médias da expansão do solo-cal | 88 |
| Tabela 31: Condições de ensaio dos corpos de prova e resultados em tensões totais para teste triaxial em solo puro..... | 90 |
| Tabela 32: Condições de ensaio dos corpos de prova e resultados em tensões totais para teste triaxial em solo estabilizado com mármore..... | 93 |

SUMÁRIO

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 14 |
| 1.1 | Objetivo Geral..... | 16 |
| 1.2 | Objetivo Específico..... | 16 |
| 2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 17 |
| 2.1 | Solo Expansivo | 17 |
| 2.1.1 | Expansão Livre..... | 20 |
| 2.1.2 | Expansão em Uma Dimensão..... | 20 |
| 2.2 | Estabilização de Solos | 21 |
| 2.2.1 | Estabilização com Cal | 22 |
| 2.2.2 | Estabilização com Cimento | 26 |
| 2.2.3 | Estabilizantes Alternativos | 27 |
| 2.2.4 | Estabilização com Resíduos de Mármore..... | 29 |
| 2.3 | Dosagem Solo-Cal | 32 |
| 2.4 | Considerações Finais | 39 |
| 3 | MATERIAIS E MÉTODOS | 40 |
| 3.1 | Água..... | 41 |
| 3.2 | Solo | 41 |
| 3.2.1 | Propriedades Físicas do Solo Expansivo | 42 |
| 3.2.2 | Propriedades de Estado do Solo Expansivo | 43 |
| 3.2.3 | Composição Química do Solo | 44 |
| 3.3 | Resíduo de Mármore..... | 47 |
| 3.3.1 | Propriedades Físicas do Resíduo do Mármore | 47 |
| 3.3.2 | Ensaio de Consumo Inicial de Mármore (ICM) | 48 |
| 3.3.3 | Atividade Pozolânica..... | 49 |
| 3.3.4 | Composição Química do Resíduo de Mármore..... | 50 |
| 3.4 | Cal | 52 |
| 3.5 | Métodos | 53 |
| 3.5.1 | Planejamento Experimental..... | 53 |
| 3.5.2 | Calculo dos Materiais e Moldagem dos Corpos de Prova..... | 55 |
| 3.5.3 | Ensaio Resposta | 58 |
| 3.5.4 | Ensaio de Compressão Triaxial | 61 |
| 4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES | 63 |
| 4.1 | Ensaio de Compressão Simples em Solo Estabilizado com Resíduo de Mármore..... | 63 |

| | | |
|------|---|-----|
| 4.2 | Ensaio de Compressão Simples em Solo Estabilizado com Cal..... | 63 |
| 4.3 | Ensaio de Expansão em Solo Puro | 69 |
| 4.4 | Ensaio de Expansão em Solo Estabilizado com Mármore | 70 |
| 4.5 | Ensaio de Expansão em Solo Estabilizado com Cal..... | 76 |
| 4.6 | Análise Fatorial da Resistência a Compressão Simples Solo-Cal | 82 |
| 4.7 | Análise Fatorial da Expansão Solo-Resíduo de Mármore | 84 |
| 4.8 | Análise Fatorial da Expansão do Solo-Cal | 86 |
| 4.9 | Comparativo Cal/Resíduo de Mármore para Controle da Expansão | 88 |
| 4.10 | Ensaio de Compressão Triaxial em Solo Puro | 89 |
| 4.11 | Ensaio de Compressão Triaxial em Solo Estabilizado com Mármore..... | 93 |
| 5 | CONCLUSÃO | 97 |
| 5.1 | Sugestões para Trabalhos Futuros | 98 |
| 6 | REFERÊNCIAS | 99 |
| 7 | ANEXO A | 105 |

.....

1 INTRODUÇÃO

O solo é um dos materiais de construção mais utilizados pela humanidade, entretanto as propriedades deste material variam de acordo com a origem, clima e meio ambiente. Logo, em algumas regiões do mundo ocorre escassez de solos adequados para obras de engenharia (LATIFI et al., 2017). Em virtude disto faz-se necessário melhorar algumas propriedades dos solos e.g. compressibilidade e resistência ao cisalhamento. Dentre as técnicas utilizadas, para este fim, destaca-se a estabilização química e granulométrica. A estabilização de solos com estabilizantes convencionais é uma tecnologia difundida e que rende resultados satisfatórios, contudo baseia-se em métodos empíricos e experiência prática (LATIFI et al., 2017). A estabilização química é feita, usualmente, com aditivos como a cal ou cimento e a escolha deste deve ser norteada pelo tipo do solo a ser estabilizado, a finalidade da obra e a relação custo benefício (SANTIAGO, 2001). A estabilização granulométrica consiste em adicionar frações de materiais inertes, e.g outros solos granulares e resíduos, de forma a obter uma curva granulométrica que permita melhores propriedades mecânicas e hidráulicas do solo (ALMEIDA et al., 2010). Além disso, produtos como cal e cimento geram impactos ambientais em seus processos produtivo e podem acarretar em custos elevados (HUAT et al., 2017).

Como alternativa ao uso de estabilizantes convencionais tem-se estudado o emprego de resíduos industriais como cinzas de óleo de palma, fibras de propileno e pó de mármore (POURAKBAR et al., 2015; CHAITANYA; AMMINEDU, 2017; KESHAVAN et al., 2017). O uso destes materiais é vantajoso do ponto de vista econômico assim como ambiental, pois ao empregar resíduos evita-se que o material seja descartado irregularmente e ocasione danos ambientais, bem como diminui a extração de matéria prima (LISBÔA, 2004).

Keshavan et al (2017) usaram resíduo de mármore e granito como estabilizante de solos argilosos. Os autores analisaram o solo estabilizado com teores de 25%, 50% e 75 % de resíduo por meio dos ensaios de limites de Atterberg e permeabilidade. A adição do resíduo foi capaz de reduzir o índice de plasticidade do solo e aumenta a permeabilidade deste, para 50% de adição de resíduo.

O uso do resíduo de mármore como estabilizante deve-se as características desta rocha. O mármore é uma rocha de origem calcária que apresenta em sua constituição grandes

quantidades de óxido de cálcio (CaO) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1998). O Brasil possui reservas significativas de mármore e a Paraíba destaca-se como um dos principais produtores deste material (LISBÔA, 2004). Segundo Silva *et al.* (2005) a indústria de beneficiamento de mármore apresenta uma perda de cerca 30% a 40% do material beneficiado na forma de resíduo em pó. Os resíduos de mármore são, usualmente, depositados em tanques e barragens de rejeitos, que não satisfazem os critérios da legislação ambiental, ou em cursos de água causando grande prejuízo ambiental e social (PONTES *et al.*, 2005).

A cal presente no mármore pode vir a reagir com o solo e a água desencadeando reações pozolânicas e cimentação (KUSHWAH; GUPTA, 2017; YILMAZ; YURDAKUL, 2017). A cimentação confere ao solo melhoras nas propriedades de resistência, tornando-o apto para uma maior gama de construções. Ressalta-se, também, a possibilidade do resíduo de mármore combater a tendência expansiva de solos devido ao mesmo ser rico em cálcio (CHAO-LUNG; ANH-TUAN; CHUN-TSUN, 2011).

Solos expansivos ocorrem em todo o mundo, com destaque para regiões semiáridas. A propriedade expansiva destes solos pode acarretar em danos a obras de infraestrutura como estradas e construções civis (MAHAMED; KHEMISSA, 2014). As metodologias para controle da expansão de solos por meio de aditivos químicos baseiam-se na elevação do pH do solo (INGLES; METCALF, 1972). Outras alternativas para tratamento de solos expansivos consistem na remoção do material expansivo, adição de aditivo inerte ou controle de umidade (LIU *et al.*, 2015; DAHALE; NAGARNAIK; GAJBHIYE, 2017; ATAHU; SAATHOFF; GEBISSA, 2019).

Um possível procedimento alternativo para o controle da expansão é a metodologia exposta por Saldanha e Consoli (2016). Segundo os autores a resistência a compressão simples (q_u) de solos estabilizados pode ser correlacionada com a razão porosidade/aditivo, sendo q_u inversamente proporcional a porosidade e diretamente proporcional ao teor de aditivo.

Conforme supracitado o resíduo de mármore pode ser usado como estabilizante químico de solos, portanto, ter uma destinação adequada e a valoração deste resíduo. Conforme ressaltado por Chao-Lung *et al.* (2011) este material pode combater a tendência

de expansão dos solos, contudo há escassez de estudos avaliando esta propriedade. Tampouco há pesquisas propondo um método racional para a dosagem de solos expansivos.

Este estudo propõe-se a avaliar a viabilidade técnica do resíduo de mármore como aditivo para estabilização de solos expansivos, bem como verificar a aplicação da metodologia porosidade/aditivo para a previsão da expansão.

1.1 Objetivo Geral

Avaliar o desempenho mecânico e volumétrico de um solo estabilizado com resíduo de mármore e cal.

1.2 Objetivo Específico

Para satisfazer o objetivo geral deste trabalho foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- avaliar a resistência a compressão simples dos solos estabilizados;
- Avaliar a resistência do solo puro e solo estabilizado com resíduo de mármore por compressão triaxial adensada e não drenada;
- avaliar a tendência de expansão dos solos estabilizados;
- verificar a viabilidade de metodologia porosidade/aditivo para controle da expansão;
- verificar a viabilidade da metodologia porosidade/aditivo para controle da resistência a compressão simples em solos expansivos;

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta seção explana acerca dos solos expansivos, ocorrência, comportamento e consequências de edificar ou usar este material na construção civil. Para implementar as técnicas de estabilização é necessário empregar metodologias de dosagem de solo estabilizado as quais serão abordadas nesta seção.

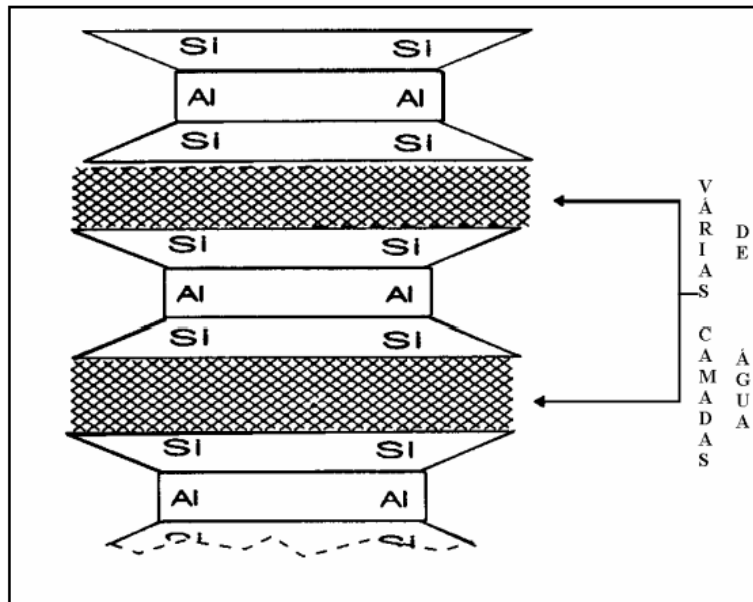
2.1 Solo Expansivo

Os solos expansivos originam-se da decomposição de rochas que permitam o surgimento de argilominerais de estrutura laminar 2:1. As rochas ígneas básicas, basaltos, diabásios por exemplo, possibilitam a formação do argilomineral montmorilonita. Formações sedimentares e metamórficas, também, são capazes de, por meio do intemperismo, promover o surgimento de solos expansivos (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015).

Estes solos apresentam variação volumétrica, que pode chegar a valores superiores a 30%, quando variado o teor de água no solo (QI; VANAPALLI, 2015). A variação volumétrica dos solos expansivos deve-se, predominantemente, a composição mineralógica deste. Argilominerais expansivos como vermiculitas e montmorilonitas costumam estar presentes nesse tipo de solo (LIU et al., 2015; FERREIRA et al., 2017). As mudanças de volume em nível microestrutural, ocorridas nos argilominerais, acarretam em mudança de volume e reorganização do esqueleto do solo em nível macroestrutural, produzindo o efeito da expansão (MONROY; ZDRAVKOVIC; RIDLEY, 2015)

As montmorilonitas são notoriamente conhecidas por suas propriedades expansivas, que ocorrem devido as fracas forças de ligação que mantem a distância interbasal dos argilominerais. A hidratação dos cátions presentes entre as superfícies internas dos argilominerais diminui as forças de atração entre as camadas. Esta característica permite a penetração de água entre as camadas do argilomineral e desencadeia uma expansão intracristalina. Solos com significativa quantidade de montmorilonita costumam apresentar tensões de expansão elevadas (PEREIRA, 2004). A Figura 1 ilustra o comportamento expansivo das montmorilonitas.

Figura 1: Esquema da expansão de uma montmorilonitas



Fonte: Pereira (2004)

O mecanismo de expansão dos argilominerais está relacionado a superfície eletricamente carregada com cargas negativas das partículas. Por estarem negativamente carregadas as partículas adsorvem cátions presentes nos fluidos e moléculas de água orientadas para obter o equilíbrio. Como consequência deste processo ocorre uma mudança de carga na superfície da argila. Esta mudança de carga desencadeia um fenômeno conhecido como *diffuse double layer*, o qual tem por consequência ao aumento da distância entre os minerais que constituem as argilas. Por fim, o aumento da distância entre os minerais ocasiona a expansão do solo (CHRISTOPHER; CHIMOBI, 2019).

Como citado anteriormente o processo de expansão ocorre devido a troca catiônica entre a partícula de argilomineral e os cátions contidos na água. Este mesmo processo pode promover a estabilidade de solos expansivos. Contudo, para que a troca catiônica contenha expansão, os cátions adsorvidos devem apresentar valência elevada. Os principais cátions presentes no solo apresentam valência crescente na seguinte ordem Na, K, Ca, Mg, Al, Cr e Fr (PEREIRA, 2004).

Devido à natureza dos argilominerais componentes dos solos expansivos esses apresentam grande capacidade de trocas catiônicas (CTC). A CTC indica a capacidade que um solo tem de trocar cátions, conseqüentemente a capacidade de reagir com a cal. Uma outra propriedade dos solos expansivos é a elevada superfície específica, característica que

condiz com a alta CTC e com baixa permeabilidade deste material (CHRISTOPHER; CHIMOBI, 2019).

Os argilominerais são componentes chaves para um solo ser expansivo. Contudo há outras características que influenciam na ocorrência da expansão como: o quantitativo de material argiloso presente no solo, a porosidade, perfil estratigráfico, espessura da camada, presença ou não de cimentação (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015; ESTABRAGH; PARSAEI; JAVADI, 2015).

Identificar solos expansivos não é algo trivial, e ensaios simples in situ, como SPT, são incapazes de indicar essa característica. As técnicas de avaliação do potencial de expansão, parâmetro que visa expressar o quão expansivo é um solo, podem ser divididas em dois grupos: métodos indiretos e diretos. Métodos indiretos baseiam-se em correlações entre a expansão os limites de Atterberg e índices físicos, contudo a precisão destes métodos não é satisfatória. Os métodos diretos visam medir a expansão real de um solo quando este é sujeito a variação de umidade (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015).

A expansão de um solo pode ser interpretada por diferentes ensaios, dentre eles destacam-se a expansão livre e a tensão de expansão. A expansão livre consiste na variação volumétrica de um solo ao ser encharcado, estando sujeito a um carregamento nulo ou muito baixa. A tensão de expansão consiste na tensão que um solo gera ao expandir. Esses dois ensaios estão intimamente interligados e apresentam formas semelhantes de mensurar os resultados. Existem algumas metodologias para realizar os ensaios de expansão livre ou tensão de expansão de um solo, e.g. os procedimentos estabelecidos nas normas da *American Socyete for Testing and Material* (ASTM) D4546 (1996) e ASTM D4829 (2011) e as metodologias apresentadas por Camapum de Carvalho et al. (2015)

Solos expansivos podem levar um projeto de engenharia a não atender as demandas de serviço ou mesmo ao colapso (US ARMY, 1983) . Logo, deve-se tratar os solos expansivos para que estes expandam menos de forma a não causar transtornos. Dentre os métodos de tratamento de solo expansivo destaca-se o uso da cal e do cimento. Outros aditivos menos usuais como o pó de mármore veem sendo estudados no controle da expansibilidade do solo (ALI; KHAN; SHAH, 2014; KHEMISSA; MAHAMED, 2014; FERREIRA et al., 2017).

2.1.1 Expansão Livre

A expansão livre, potencial de expansão ou índice de expansão consiste na variação de altura que um corpo de prova confinado em um anel rígido sofre ao ser encharcado. A norma ASTM D4829 (2011) estabelece como índice de expansão a máxima expansão de um corpo de prova de solo moldado com grau de saturação de 50% e carga de adensamento de 6,9 kPa. O cálculo do índice de expansão dá-se pela Equação 1.

$$IE = \frac{\Delta H}{H_o} * 1000 \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

IE: Índice de expansão;

ΔH : Variação de altura do corpo de prova;

H_o : Altura inicial do corpo de prova;

A Tabela 1 é utilizada para classificar os solos quanto a seu potencial expansivo em função do índice de expansão.

Tabela 1 - Potencial de expansão em função do índice de expansão

| Índice de expansão | Potencial expansivo |
|--------------------|---------------------|
| 0 – 20 | Muito baixo |
| 21 – 50 | Baixo |
| 51 – 90 | Médio |
| 91 – 130 | Alto |
| > 130 | Muito Alto |

Fonte: ASTM D4829 (2011)

Métodos semelhantes ao da norma supracitada foram apresentados na literatura (RAO; PHANIKUMAR; SHARMA, 2004; CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015) alterando apenas a carga de adensamento, dimensões do corpo de prova, densidade e saturação. Conseqüentemente o conceito de potencial expansivo também muda conforme o método adotado.

2.1.2 Expansão em Uma Dimensão

A ASTM D4546 (1996) também estabelece uma metodologia para mensurar a expansão em uma dimensão. Esta metodologia diferencia-se das demais por não tentar

estabelecer qualquer associação entre a expansão livre e o potencial de expansão. Desta forma, a metodologia proposta por esta norma permite ensaiar corpos de prova com variados graus de saturação, densidade e cargas de adensamento.

O ensaio de expansão em uma dimensão normatizado pela ASTM D4546 (1996) é realizado em prensa de compressão edométrica com corpos de prova (CPs) possuindo 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Este ensaio pode ser realizado em amostras indeformadas ou reconstituídas conforme o método de ensaio A. No caso de amostra reconstituída o material constituinte dos CPs deve possuir diâmetro menor igual a 4,75 mm e apresentar propriedades de estado, peso específico seco aparente, umidade e carregamento, iguais às de campo, projeto ou condição que se deseja estudar.

O resultado deste ensaio é a curva de deformação do solo antes e após o umedecimento que permite calcular a expansão do solo. Este resultado permite avaliar o comportamento do corpo de prova quando submetido ao carregamento sem o umedecimento e posterior expansão após o umedecimento. Este dado pode ser empregado para estudo e projetos de obras geotécnicas.

2.2 Estabilização de Solos

A estabilização de solos consiste em técnicas que permitem melhorar as propriedades mecânicas, hidráulicas e de deformabilidade de um solo, de forma a tornar este material adequado a um emprego específico. As propriedades físicas e químicas do solo assim como as solicitações do empreendimento são fatores decisivos na escolha do método de estabilização (SANTIAGO, 2001).

A estabilização de solos pode ser mecânica, química ou granulométrica. A estabilização mecânica consiste em alterar o estado do solo por meio de esforços mecânicos, compactação ou vibração, que objetivam reduzir o índice de vazios. A granulométrica consiste na alteração da granulometria do material por meio de adições inertes. A estabilização química consiste em melhorar as propriedades do solo por meio de estabilizantes que promove a cimentação e consequente otimização dos parâmetros de resistência do solo (SANTIAGO, 2001).

Entre os aditivos mais empregados na estabilização de solos pode-se destacar a cal e o cimento (ALMEIDA, 2016; PAIVA et al., 2016). Aditivos alternativos como magnésio,

soda caustica e cinzas estão sendo amplamente estudados (POURAKBAR et al., 2015; HUAT et al., 2017; SECO et al., 2017). O resíduo de mármore também vem sendo estudado como estabilizante de solos (AKINWUMI; BOOTH, 2015).

Além das vantagens supracitadas o uso de aditivos químicos como a cal, cimento e adições inertes estão entre os principais métodos de controle da expansão (DAHALLÉ; NAGARNAIK; GAJBHIYE, 2017; ATAHU; SAATHOFF; GEBISSA, 2019).

2.2.1 Estabilização com Cal

A cal constitui um dos mais antigos aglomerantes utilizados pelo homem, há registros do seu emprego em obras ao redor do globo como a via de Àpia, sul da Itália, construída em 312 a.C e em trechos da muralha da china construídos em 228 a.C (OLIVEIRA, 2010; SILVANI, 2017).

O Brasil abriga reservas da ordem de 40 bilhões de toneladas de rocha calcária, matéria prima para a fabricação da cal. O processo de fabricação da cal consiste em calcinar rocha a calcária, cálcica ou magnésiana, a temperatura de 1.000 C° (VILLALBA, 2015). O aquecimento ocasiona a reação química da Equação 2.



O CaO liberado na reação é denominado cal virgem e pode ser empregado na indústria da construção civil (VILLALBA, 2015). Contudo, no Brasil costuma-se empregar a cal hidratada, Ca(OH)₂, que consiste na hidratação da cal virgem (OLIVEIRA, 2010). A Tabela 2 apresenta as composições médias das cales comerciais brasileiras. A cal hidratada se caracteriza por apresentarem concentrações de CaO superiores a 70% quando de origem cálcica e entre 39% e 61% quando de origem dolomítica. A diferença entre a cal cálcica e dolomítica está na origem da rocha calcária utilizada na produção. A rocha empregada na cal dolomítica possui quantidades significativas de carbonato de magnésio, resultando em uma cal com teores de 15% a 30% de óxido de magnésio (LOPES JR., 2011).

A Tabela 3 apresenta as exigências químicas das cales hidratadas a serem comercializadas no Brasil. As cales deveriam apresentar teores de CaO e MgO superiores a 88%. Contudo como apresentado na Tabela 2 as cales nacionais não atendem a este requisito, apresentando teores inferiores a 88%.

Na constituição da cal observa-se a ausência de materiais pozolânicos. Este fato exige que a cal seja trabalhada em conjunto com alguma fonte de pozolana para desencadear reações cimentantes.

Tabela 2- Composição média das cales comerciais brasileiras

| Cal | % CaO | % MgO | % insolúvel em HCL | % FeO ₂ + Al ₂ O ₃ | %Perda ao fogo | %CO ₂ | %SO ₃ | %CaO+ MgO | % MgO não hidratado |
|------------|-------|-------|--------------------|---|----------------|------------------|------------------|-----------|---------------------|
| cálcica | Virg | 90-98 | 0,1-0,8 | 0,5-3,5 | 0,2-1 | 0,5-5 | 0,2-3,8 | 0,1-0,6 | - |
| | Hid | 70-74 | 0,1-1,4 | 0,5-2,5 | 0,2-0,8 | 23-27 | 1,5-3,5 | 0,1-0 | 0,5-1,8 |
| dolomítica | Hid | 39-61 | 15-30 | 0,5-18,2 | 0,2-1,5 | 19-27 | 3-6 | 0,02-0,2 | mai/25 |
| | Virg | 51-61 | 30-37 | 0,5-4,5 | 0,2-1 | 0,5-4,8 | 0,5-4,5 | 0,05-0,1 | - |

Fonte: Lopes JR. (2011)

Tabela 3 - Exigências químicas das cales hidratadas brasileiras

| Composição | Limites | | | |
|--|-------------|-------|--------|-------|
| | CH-I | CH-II | CH-III | |
| CO ₂ | Na fábrica | ≤ 5% | ≤ 5% | ≤ 13% |
| | No depósito | ≤ 7% | ≤ 7% | ≤ 15% |
| Óxidos de cálcio e magnésio não hidratados calculado (CaO + MgO) | ≤ 10% | ≤ 15% | ≤ 15% | |
| Óxidos totais na base de não-voláteis (CaO _t + MgO _t) | ≥ 90% | ≥ 88% | ≥ 88% | |

Fonte: NBR 7175 (2003)

A cal quando usada como aditivo na estabilização de solos promove a melhora das propriedades mecânicas e de trabalhabilidade do solo. A cal destaca-se de outros aditivos por promover a floculação das partículas de argila e consequentemente combater a expansão de forma quase que imediata (OLIVEIRA, 2010).

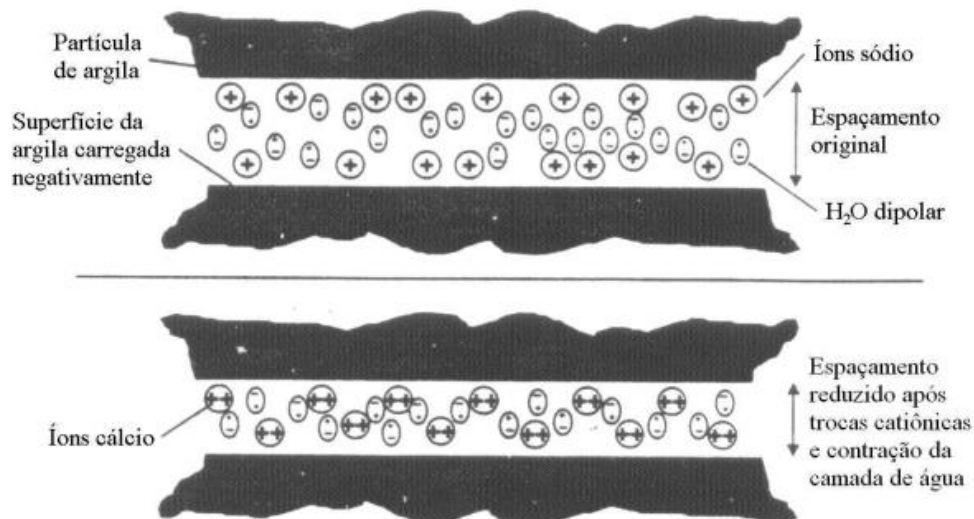
No processo de estabilização de solos, a cal desencadeia as seguintes reações quando em contato com o solo: troca catiônica, floculação e aglomeração, carbonatação e reação pozolânica. As três primeiras reações ocorrem de forma quase imediata e a última ocorre durante o período de cura (PAIVA et al., 2016).

A floculação ocorre por meio do aumento da concentração eletrolítica da água intersticial e trocas catiônicas desencadeadas pelos íons de cálcio. Este processo acarreta em redução da distância entre os argilominerais, reorientação das partículas das argilas que

assumiram uma estrutura aleatória e redução da tendência de expansão do solo. O processo de troca catiônica é ilustrado na Figura 2 (VILLALBA, 2015).

O processo de troca catiônica pode ser melhor compreendido por meio do comportamento das superfícies de clivagem dos argilominerais. Na parte superior da Figura 2 está ilustrado um argilo mineral com íons de sódio entre as superfícies de clivagem. Essas são eletricamente instáveis e tem sua estabilidade alcançada por meio da troca catiônica. Na parte inferior da Figura 2 os íons de sódio foram substituídos por íons de cálcio devido a maior valência destes íons, vacância de dois elétrons. Como consequência da troca catiônica ocorre a redução da distância entre as superfícies de clivagem pois os íons de cálcio apresentam maior densidade de carga positiva. (PRUSINSKI; BHATTACHARJA, 1999; SILVANI, 2017).

Figura 2 - Processo de troca catiônica



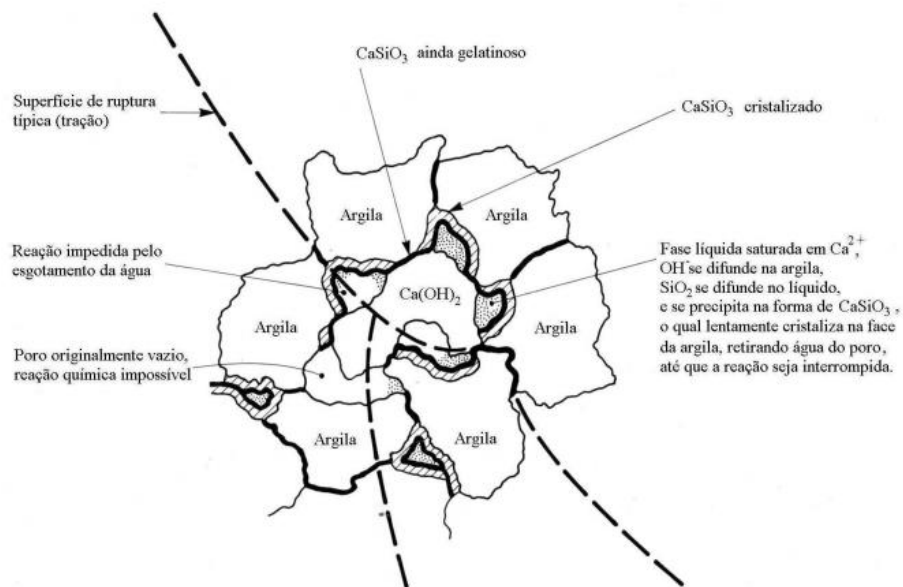
fonte – Adaptado de Prusinski e Bhattacharja (1999)

Os cátions presentes nas superfícies de clivagem instáveis são, normalmente, sódio e potássio, ambos cátions monovalentes. Esses podem ser facilmente substituídos por cátions de maior valência. Os cátions de cálcio (Ca²⁺) apresentam maior valências que os cátions de sódio e potássio. Logo, para um solo estabilizado com cal, os cátions de cálcio substituem os de sódio e potássio nas superfícies de clivagem. A maior densidade de carga dos Ca²⁺ implica em redução da distância das superfícies de clivagem dos argilo minerais. Conseqüentemente o processo de troca catiônica acarreta em floculação, aglomeração e redução da tendência de expansão (PRUSINSKI; BHATTACHARJA, 1999).

A reação pozolânica ocorre no solo estabilizado com a cal originando substâncias cimentantes que aumentam a resistência mecânica do solo. A Figura 3 ilustra o processo de reação pozolânica em solo estabilizado com cal. Este processo deve-se a reação da cal com água e sílica, ferro silicatos e alumínio silicatos amorfos presentes no solo. A cal eleva o pH do solo fazendo com que os silicatos sejam dissolvidos da argila. Este processo origina um gel de silicatos de cálcio hidratados que envolverá as partículas de argila e cristalizará no decorrer do tempo. Como resultado tem-se um solo menos permeável, com um índice de vazios menor e maior resistência mecânica (VILLALBA, 2015).

A aplicação da cal como estabilizante está intimamente ligada ao tipo do solo. Para desencadear a reação pozolânica faz-se necessário a presença de sílica ou ferro silicato ou alumínio silicato. Estes elementos são comuns em solos argilosos, fazendo com que a cal seja utilizada preferencialmente em solos finos ou em combinação com alguma fonte de pozolana amorfa (SAMANIEGO, 2015).

Figura 3: Desenvolvimento de reação pozolânica em solo estabilizado



Adaptado: Samaniego (2015)

O estudo de Cheng et al., (2018) ilustra a utilização de cal como estabilizante e apresenta tanto os efeitos da troca catiônica quanto os efeitos das reações pozolânicas. Os autores estabilizaram um solo expansivo com cal e cinzas vulcânicas. Essas atuaram como uma fonte extra de material pozolânico, potencializando o desempenho da cal. As seguintes

combinações de cal/cinzas vulcânicas foram utilizadas 1%/15%, 1%/20%, 3%/15%, 3%/20%. A combinação de cinzas com cal promoveu significativa melhora nas propriedades de engenharia do solo, o solo com 3%/20% apresentou resistência a compressão simples de 2,3 Mpa, enquanto a combinação 3%/15% apresentou resistência de 1,8 Mpa. A expansão do solo também reduziu, todos os teores de solos tratados apresentaram expansão menor que 2%, sendo de 15% para o solo puro.

2.2.2 Estabilização com Cimento

O uso do cimento como estabilizante de solos é comum em vários países. Na Espanha tem-se 3.000 Km de sub-bases estabilizadas com cimento e em Portugal o uso do cimento como estabilizante é relatado nas colônias de Moçambique e Angola (GONÇALVES, 2016). Segundo Cancian (2013) o Brasil possuía 25 mil Km de rodovias com base em solo-cimento até o ano de 2013.

Os solos tratados com cimento adquirem resistência mecânica devido as reações de hidratação deste material. O processo de hidratação do cimento origina fortes ligações entre as partículas de solo dificultando o movimento entre as partículas. Desta forma o solo tratado adquire resistência ao cisalhamento e redução da plasticidade (ALMEIDA, 2016).

Qualquer solo pode ser tratado com cimento visto que esse estabilizante é independente dos minerais presentes no solo (ALMEIDA, 2016; GONÇALVES, 2016), entretanto recomenda-se o uso do cimento com solos granulares pois estes demandam menor teor de cimento que os solos finos, os quais ainda apresentam dificuldade para homogeneizar a mistura solo-cimento (ALMEIDA, 2016). Os solos orgânicos são uma exceção, não devem ser estabilizados com cimento em função da elevada capacidade de troca de cátions e retenção dos íons de cálcio dificultando a hidratação (GONÇALVES, 2016).

O cimento também é utilizado para combater o inchamento de solos expansivos. Khemissa e Mahamedi (2014) utilizou em seus estudos uma combinação de cal hidratada com cimento para tratar uma argila expansivo destinada a obras de pavimentação. A argila foi misturada com os seguintes teores de cimento/cal por massa de solo seco: 0%/0%, 0%/12%, 2%/10%, 4%/8%, 10%/2%, 12%/0%. As amostras foram analisadas pelos ensaios de compactação proctor, azul de metileno, Índice de Suporte Califórnia (ISC) e cisalhamento direto. Os autores obtiveram como resultado um solo menos expansivo, sendo a combinação

de 8% de cimento e 4% de cal a que apresentou melhor resultado. Para este teor a pressão de expansão reduziu em 400 kPa e a expansão livre caiu de 32%, solo puro, para 2%.

Outras aplicações como barreira de contenção de poluentes também fazem uso da tecnologia do solo-cimento visto que essa técnica também torna o material menos permeável (DU et al., 2014).

2.2.3 Estabilizantes Alternativos

Estabilização de solos com cal e cimento é uma prática comum na engenharia civil. Entretanto, o uso desses materiais ocasiona impactos ambientais e implica em custos significativos aos empreendimentos. Os estabilizantes alternativos podem ser uma alternativa aos custos e impactos ambientais (POURAKBAR et al., 2015; CHAITANYA; AMMINEDU, 2017; HUAT et al., 2017; IZZATI NORAZAM et al., 2017; LATIFI et al., 2017).

Pourakbar *et al.* (2015) avaliou o uso de cinzas volantes de óleo de palmeira (CVOP) em conjunto com cimento como estabilizante de um solo argiloso, classificado como argila de alta plasticidade segundo o sistema unificado de classificação de solos (SUCS). Os ensaios realizados foram limites de Atterberg, compactação e compressão simples para os teores de estabilizantes apresentados da Tabela 4.

Tabela 4 - Percentuais de estabilizante em relação a massa do o solo

| Estabilizantes | Proporção dos Estabilizantes | Teor (%) |
|----------------|------------------------------|----------|
| Nenhum | - | - |
| Cimento | 100 | 5/10/15 |
| CVOP | 100 | 5/10/15 |
| Cimento - CVOP | 90:10 | 5/10/15 |
| | 80:20 | 5/10/15 |
| | 70:30 | 5/10/15 |
| | 60:40 | 5/10/15 |

Fonte: Adaptado de Pourakbar et al. (2015)

Pourakbar *et al.* (2015) identificaram que as cinzas volantes de óleo de palmeira promoveram uma redução da plasticidade do solo, melhorando assim a sua trabalhabilidade. Os autores verificaram também um aumento de 60 kPa em relação ao solo puro, na resistência a compressão simples do solo estabilizado. Contudo, um aumento mais significativo na resistência a compressão simples foi observado nas combinações cimento-CVOP. Para 7 dias de cura o solo puro apresentou resistência compressão simples de 40 kPa, o estabilizado com

10% CVOP apresentou 200 kPa e os estabilizados com cimento e CVOP variaram de 460 kPa a 1080 kPa. Resultados semelhantes foram observados para os tempos de cura de 14 e 28 dias. Segundo os autores a hidratação do cimento atua como ativador da CVOP promovendo assim o aumento na resistência a compressão simples.

Huat *et al.* (2017) utilizou olivina (Mg_2SiO_4) como aditivo para estabilizar um solo de alta plasticidade. Os autores promoveram a ativação alcalina da olivina por meio do uso da base hidróxido de sódio (NaOH) originando hidróxidos de magnésio ($Mg(OH)_2$). O solo foi estabilizado com teores de 5%, 10%, 15% e 20% de olivina e foram analisadas por ensaios de compressão simples, microscopia eletrônica de varredura e espectrometria de Raio-X. Os hidróxidos de magnésio comportam-se de forma semelhante a cal hidratada e promovem a melhoria das propriedades do solo. Os solos estabilizados apresentaram a resistência a compressão simples variando de 300 kPa para a mistura com 5% de olivina a 800 kPa para o teor de 20% com o período de cura de 7 dias. O solo puro apresentou resistência de 100 kPa para as mesmas condições.

Latifi *et al.* (2017) estudaram o a estabilização de um solo residual laterítico com um produto comercial denominado SH-85 baseado em cálcio. O solo foi estabilizado com teores de 3%, 6%, 9%, 12% e 15% de SH-85 por massa seca de solo. Os autores utilizaram os ensaios de compressão simples, difração de Raio-X, microscopia eletrônica de varredura e espectroscopia de infravermelho para analisar o solo estabilizado. Os autores constataram que o solo obteve um ganho de 360% na compressão simples em um período de cura de 7 dias e um teor de 9% de SH-85. Para os períodos de cura de 14, 28 e 90 dias e demais teores o comportamento se repetiu.

Os estudos de YI *et al.* (2013), Hasmida *et al.* (2017) e Seco *et al.* (2017) avaliam o uso do magnésio como um possível estabilizante de solos. Este material funciona de forma semelhante a cal, mas tem por vantagem ser calcinado a menor temperatura. Nos estudos citados observou-se significativo ganho de resistência no ensaio de compressão simples.

Seco *et al.* (2017) estabilizou cinco diferentes tipos de solo com teores de 4% e 8% do produto comercial chamado PC-8 que tinha como princípio ativo o magnésio. Os solos estabilizados foram estudados por difração de Raio-X, expansão livre e compressão simples. Os autores constataram que o teor de 4% apresentou resistência mecânica de 3 Mpa enquanto

o de 8% apresentou 5 Mpa. O teor de 8% apresentou os melhores resultados de expansão livre, alcançando redução da expansão livre de 11,31% para 1,11%.

Hasmida *et al.* (2017) estabilizou um solo orgânico com cloreto de magnésio ($MgCl_2$) nos teores de 3%, 6%, 9%, 12% e 15%. Os solos estabilizados foram analisados por compressão simples e difração de Raio-X. O solo puro apresentou uma resistência a compressão simples de 13 kPa. Os solos estabilizados com 3% e 6% de $MgCl_2$ apresentaram respectivamente resistência de 47,5 e 90 kPa para 3 dias de cura, 76 e 90 kPa para 7 dias e 90 e 96 kPa para 28 dias. Os teores maiores que 9% tenderam a reduzir a resistência em comparação com o teor de 6%.

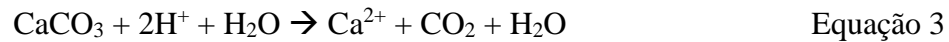
Yi *et al.* (2013) estabilizou uma argila siltosa arenosa e uma argila orgânica siltosa com óxido de magnésio (MgO) nos teores de 5% e 10%. Os solos estabilizados foram analisados por compressão simples, difração de Raio-X e microscópica eletrônica de varredura. A argila siltosa arenosa obteve resistência de 2,5 Mpa para o teor de 5% e 28 dias de cura, a argila orgânica siltosa obteve resistência semelhante para o mesmo período de cura e teor de 10%.

2.2.4 Estabilização com Resíduos de Mármore

Mármore são rochas metamórficas constituídas por 50% ou mais de minerais carbonáticos, com ênfase na calcita ($CaCO_3$) e dolomita ($MgCO_3$) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1998), tendo como principal aplicação a produção de rochas ornamentais para a indústria da construção civil. O processo de corte do mármore produz resíduos extremamente finos, menores que 2 mm, e que pode desencadear problemas ambientais quando sua disposição final é realizada de forma inadequada em barragens de rejeito clandestinas ou mesmo em córregos e valas. Os resíduos podem ocasionar o comprometimento da produtividade agrícola, as partículas também podem ser transportadas pelo ar e água comprometendo a qualidade da água e fauna, assim como causam poluição atmosférica (BALKIS, 2017).

Os resíduos de mármore são amplamente utilizados como componentes de concretos e cerâmicas. De acordo com os estudos de Bilgin *et al.* (2012) concretos com resíduos de mármore tem melhorias nas propriedades mecânicas, trabalhabilidade e resistência a ataques químicos. Estudos recentes no setor de agronomia (TOZSIN *et al.*, 2014a, 2014b) indicam a

viabilidade da utilização do resíduo de mármore como corretor de acidez do solo. A Equação 3 exemplifica como ocorre a reação química que conduz a correção do pH do solo.



Na Equação 3 o segundo elemento (2H^+) representa a acidez do solo que em contato com o bicarbonato de Cálcio (CaCO_3), oriundo do resíduo de mármore, produz gás carbônico, água e íons de cálcio. Em teoria os íons de cálcio (Ca^{2+}) podem promover a floculação de argilo minerais e consequente o aumento de resistência ao cisalhamento e redução da tendência de expansão, com demonstrado anteriormente na secção 2.1.1.

Okagbue e Onyeobi, (1999) utilizaram resíduos de mármore nos teores de 2%, 4%, 8% e 10% para estabilizar solos tropicais vermelhos das regiões de Igarra, Ore e Auchi no sudeste da Nigéria. Os autores utilizaram água ácida para facilitar a liberação da cal (CaO) presente no resíduo de mármore. Os solos estabilizados apresentaram significativa melhoria nos parâmetros de resistência a compressão simples. Segundo os autores o solo de Auchi por ser mais argilosos apresentou comportamento superior aos demais obtendo ganhos de resistências a compressão simples de 25% para o solo com 10% de resíduo e cura de 28 dias em comparação com o solo puro.

Chao-lung et al. (2011) estudaram o comportamento de uma solo expansivo tratado com cinzas volantes de arroz e resíduo de mármore nos teores de 5% a 20% e 0% a 30% com incrementos de 5% respectivamente. Os autores verificaram que o mármore promoveu um aumento da resistência compressão simples de 120 kPa para o solo com 10% de cinzas e 20% de mármore, valores superiores de resíduo reduziram a resistência. Os autores verificaram também a redução da pressão de expansão a medida que o teor de mármore aumentava, sendo 120 kPa para o solo com 0% de resíduo e 0 kPa para o solo com 25%.

Akinwumi e Booth (2015) avaliaram as propriedades mecânica, e hidráulicas de um solo laterítico classificado como A-7-6 pela Associação Americana de Rodovias do Estado e Funcionários de Transporte (AASSHTO), estabilizado com resíduo de mármore. O solo foi tratado com resíduo de mármore nas frações de 2%, 4%, 6%, 8% e 10% da massa seca do solo. Os solos tratados foram submetidos a ensaios de compressão simples sem previa saturação das amostras. Os autores constataram que o solo puro apresentava resistência a compressão simples de 600 kPa enquanto que o solo com 10% de resíduo apresentou 2.200

kPa. O coeficiente de permeabilidade também reduziu, sendo de 8×10^{-6} cm/s para o solo puro e $4,5 \times 10^{-6}$ cm/s para o solo com 10% de resíduo de mármore.

Os resíduos de mármore também foram avaliados como componentes do alker, material de construção composto por gesso, cal, água e solo argiloso como matriz. Em seus estudos Balkis (2017) adicionou ao alker resíduos de mármore em teores de 10% e 20% e fibra polimérica em teores de 0,5%, 1%, 1,5% e 2%. O autor constatou aumento da resistência a compressão simples de 1,09 MPa para o alker puro, para 2,97 MPa para o alker com 10% de resíduo e 2% de fibra, ambos com 28 dias de cura. Teores superiores de resíduo diminuíram a resistência compressão simples.

Firat *et al.* (2017) estabilizou uma argila de média plasticidade, classificada como CL, segundo metodologia Sistema Unificado de Classificação de Solos, com resíduos de mármore, cinzas volantes e areia nos teores de 5%, 10%, 15% e 20% de massa seca. Os autores constataram que para cura entre 0 e 20 dias o solo com 20% de resíduo de mármore apresentou resistência compressão simples de 200 kPa enquanto os demais teores apresentaram resistências na ordem de 400 kPa, para 120 dias cura todos os teores apresentaram resistência na ordem de 500 kPa. Por meio de imagens de microscópio eletrônico constataram a presença de carbonatação. A carbonatação pode ter sido responsável pelo aumento da resistência no decorrer da cura.

Yilmaz e Yurdakul (2017) estabilizaram um solo siltoso de alta plasticidade com resíduos de mármore nos teores de 5% a 40% com níveis de 5%. Os autores constataram que o solo estabilizado apresentou aumento da umidade ótima a medida que se aumentava o teor de resíduo e também aumento da resistência a compressão simples com 7 e 28 dias de cura. Segundo os autores os valores de aumento da resistência foram expressivos, demonstrando a atividade pozolânica do resíduo de mármore utilizado.

Kushwah e Gupta (2017) estudaram a estabilização de areia fina com teores de cal de 3%, 6%, 9%, 12% e resíduos de mármore de 0%, 5%, 10%, 15%, 20%. Em seu experimento os autores conduziram ensaios triaxiais não drenados e não consolidados. Nestes ensaios ocorreu a saturação do corpo de prova a fim de eliminar o efeito da sucção e da carbonatação e os resultados refletirem a resistência real do corpo de prova. Os resultados dos ensaios demonstraram significativo aumento do intercepto coesivo a medida que se aumentava o teor de mármore, a coesão do solo puro foi de 10 kPa e o maior valor de coesão foi de 70 kPa na

combinação solo estabilizado com 9% de cal e 15% de resíduo de mármore. O ângulo de atrito, entretanto, não apresentou acréscimos significativos. Esses fatos sugerem a ocorrência de cimentação nos corpos de prova ou a atuação do resíduo como um solo fino.

Os artigos expostos anteriormente sugerem que o resíduo de mármore pode ser utilizado como estabilizante de solos. Dentre os benefícios verificados nos artigos destacam-se a melhoria da resistência mecânica e a redução da tendência de expansão. Entretanto, faz-se necessário verificar se os ganhos de resistência mecânica são oriundos do acréscimo de sucção no decorrer do tempo de cura ou de outras fontes como cimentação ou floculação.

2.3 Dosagem Solo-Cal

Os métodos de dosagem de solo-cal têm por objetivo determinar o teor mínimo de cal necessário a ser adicionado ao solo para que esse satisfaça os critérios de projeto. Atualmente há alguns métodos para prever o teor de cal a ser adicionado, sendo necessário validar este teor por meio de ensaios laboratoriais (SAMANIEGO, 2015)

O método do pH consiste em determinar o teor mínimo de cal necessário para elevar o pH do solo a 12,4. Esse apresenta algumas restrições quando aplicado a solos tropicais e subtropicais, pois não há garantias de que o teor de cal determinado pelo método do pH promovera o aumento da resistência mecânica devido à natureza e origem destes solos (OLIVEIRA, 2010).

O método do consumo inicial de cal (ICL) consiste em uma variação do método do pH. Neste método o teor mínimo de cal é aquele em que o pH do solo torna-se constante (SILVANI, 2017).

O método de Thompson assume que o solo é um material reativo quando ocorre aumento da resistência a compressão simples ao se adicionar cal. A melhoria dos solos reativos ocorre por meio das reações pozolânicas que promovem ganho de resistência mecânica e durabilidade. Segundo o método de Thompson o teor de cal determinado em laboratório por meio dos ensaios de compressão simples deve ser acrescido em 0.5% a 1% para compensar as dificuldades técnicas da estabilização em campo (OLIVEIRA, 2010).

O método *lime fixe point* (LFP) consiste em estabelecer o percentual de cal necessário para tornar o solo trabalhável. Este método não visa ganhos de resistência mecânica. O LFP

consiste em realizar ensaios de limite de plasticidade (LP) e aumentar gradativamente o teor de cal da mistura. Quando a mistura solo-cal atingir o LP máximo adiciona-se mais 4% de cal para se obter o teor empregado na estabilização (OLIVEIRA, 2010).

2.3.1.1 Metodologia de Dosagem Porosidade/Aditivo

A metodologia de dosagem porosidade/Aditivo tem suas origens na dosagem de argamassas e concretos. Para facilitar futuras discussões será feito uma breve comparação entre argamassas e solo estabilizados com aditivos químicos. Argamassas e concretos são materiais compostos de duas fases, partículas sólidas e água. Solos estabilizados são compostos por três fases, partículas sólidas, água, e ar. Logo, argamassas e concretos distinguem-se de solos estabilizados, por terem todos os seus vazios preenchidos por água, a porosidade é igual ao volume de água. Essa característica torna viável associar a q_u ao fator água/cimento (a/c). Entretanto, já foi provado que a razão vazios/cimento, também, relaciona-se a resistência das argamassas (FOPPA, 2005).

Para solos estabilizados com aditivos químicos o fator a/c não se aplica, justamente por haver vazios preenchidos com ar. Nestes vazios não ocorreria quaisquer reações químicas, seja de troca catiônica ou pozolânica pois não há água e estas reações só ocorrem na presença de água. Contudo, a razão vazios/cimento demonstra-se adequada para prever a resistência do solo estabilizado (CONSOLI; SILVA LOPES; HEINECK, 2009).

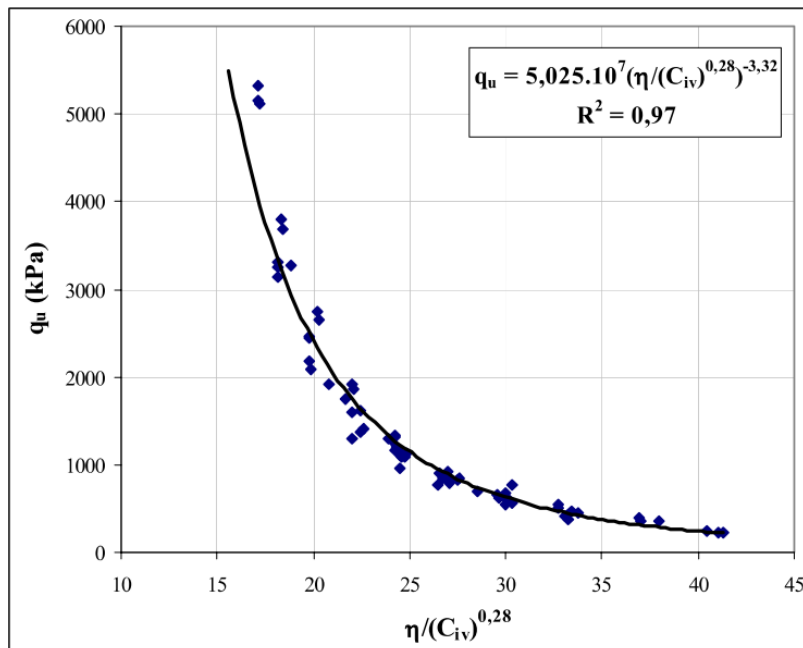
Foppa (2005) propôs uma metodologia para a dosagem de solo-cimento baseada na razão entre porosidade (η) por teor volumétrico de cimento (C_{iv}) elevado a potência de 0,28. O teor volumétrico de cimento é expresso por meio do percentual do volume total correspondente ao volume de cimento, desta forma o coeficiente torna-se adimensional. A relação entre resistência a compressão simples e a razão porosidade por teor de cimento ($\eta/C_{iv}^{0,28}$) teve uma correlação com $R^2=0,97$. O valor de R^2 sugere uma estreita correlação entre as grandezas analisadas e permite uma dosagem baseada no parâmetro $\eta/C_{iv}^{0,28}$. A Figura 4 apresenta a correlação obtida por Foppa (2005).

Em seu estudo Consoli, Silva Lopes e Heineck (2009) verificaram a aplicabilidade da metodologia desenvolvida por Foppa (2005) para prever a resistência a compressão simples de uma areia argilosa estabilizada com cal. Os autores utilizaram adições de cal na proporção de 3%, 5%, 7%, 11% e moldaram os corpos de prova com pesos específicos de 16 kN/m^3 , 17

kN/m^3 e 18 kN/m^3 os quais foram curados por 28 e 90 dias. Os autores constataram que a razão volume de vazios/volume de cal podia ser aplicada para estabelecer uma correlação única com a resistência a compressão simples em solos estabilizados com cal conforme pode-se observar na Figura 5.

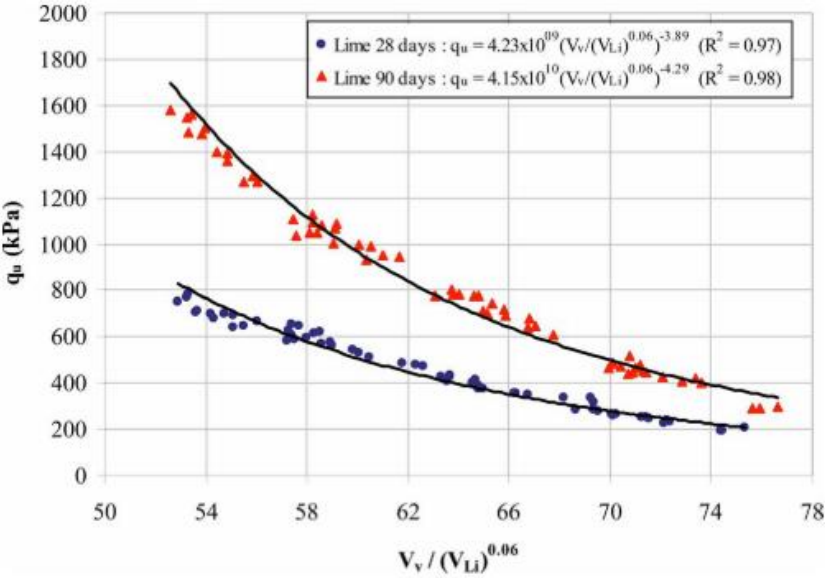
Samaniego (2015) também utilizou a metodologia de dosagem porosidade/aditivo proposta por Foppa (2005). Em seu trabalho o autor utilizou a cal como aditivo e foi considerado o teor volumétrico de cal (L_{iv}) elevado a potência de 0,16 ($L_{iv}^{0,16}$). O autor avaliou solos tratados com 3%, 5% e 7% de adição de cal e curados nos tempos de 7, 28 e 60 dias. As curvas q_u versus $\eta / L_{iv}^{0,16}$ apresentaram R^2 de 0,98 para 7 dias e 0,96 para 28 e 60 dias. Desta forma o autor verificou a aplicabilidade da metodologia de Foppa (2005) para estabilizações com cal. Saldanha e Consoli (2016) também utilizaram a razão η / L_{iv} em seu estudo e verificaram a aplicabilidade desta razão para correlacionar a q_u ao tempo de cura, corroborando com Samaniego (2015).

Figura 4: Correlação da resistência a compressão simples por $\eta / C_{iv}^{0,28}$ obtida por Foppa (2005)



Fonte: Foppa (2005)

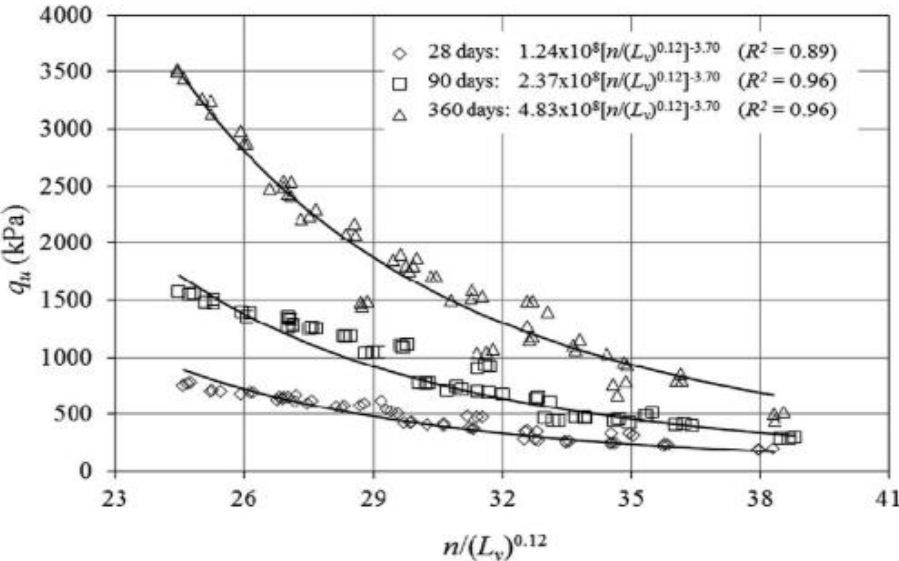
Figura 5: Resistência a compressão simples pela razão volume de vazios e volume absoluto de cal



Fonte: (CONSOLI; SILVA LOPES; HEINECK, 2009)

Consoli *et al.* (2014) estudaram a influência da porosidade e do tempo de cura na resistência a compressão simples de uma areia argilosa estabilizada com cal. Os autores constataram que independente do tempo de cura há uma relação entre a resistência a compressão simples e a razão porosidade por teor volumétrico de cal. Esta relação pode ser vista na Figura 6.

Figura 6: Correlação da resistência a compressão simples pela razão porosidade por teor volumétrico de cal

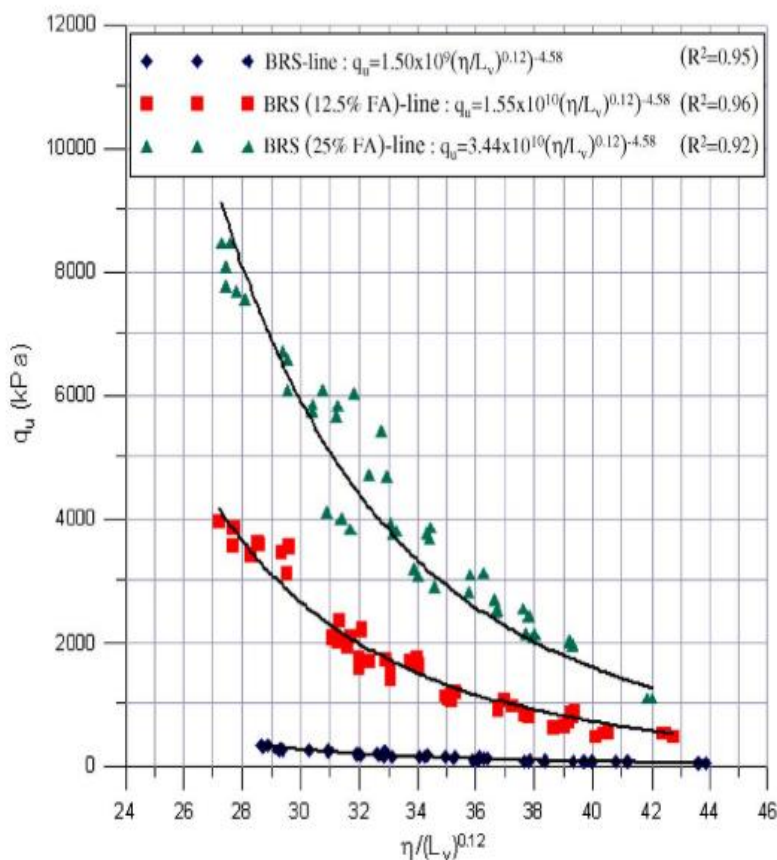


Fonte: Consoli *et al.* (2014)

Consoli, Rosa e Saldanha (2011) estudaram a aplicação da metodologia porosidade /aditivo para prever a resistência a compressão simples de uma areia estabilizada com cal e cinzas volantes. Os autores utilizaram teores de 0%, 12,5% e 25% de cinzas volante e 3%, 5%, 7% e 9% de cal. Os corpos de prova foram moldados com pesos específicos secos de 14 kN/m³, 15 kN/m³, 16 kN/m³ e 17 kN/m³. Os autores constataram que a metodologia porosidade/aditivo adequa-se também para solos com aporte de cinzas volantes. As curvas de ajuste podem ser vistas na Figura 7.

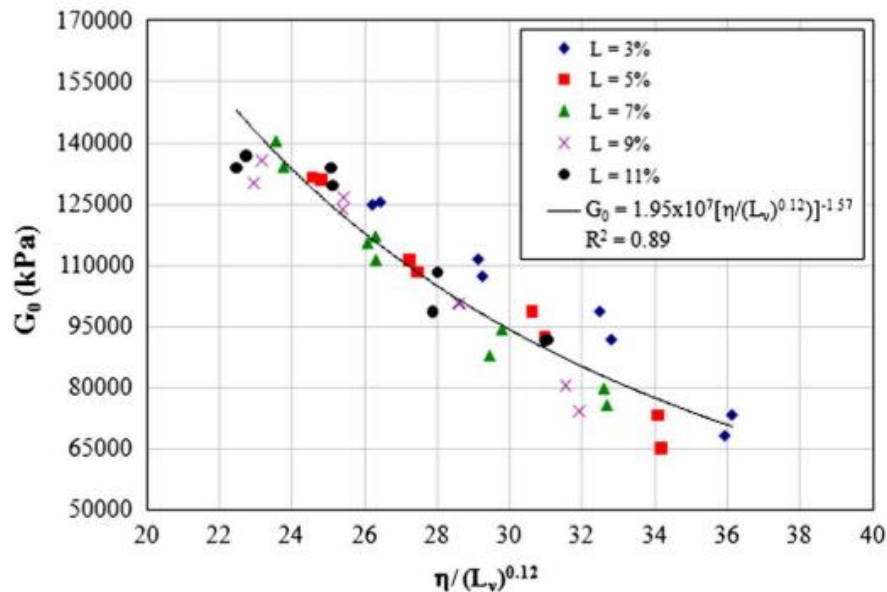
Consoli *et al.* (2012) estudou a correlação entre a razão η/L_{iv} e o modulo de cisalhamento inicial para uma argila arenosa estabilizada com cal. Os autores estabilizaram o solo com adições de cal em teores de 3%, 5%, 7%, 9% e 11% e moldaram os corpos de prova com peso específico aparente seco de 16 kN/m³, 17 kN/m³, 18 kN/m³ e 19 kN/m³. A razão η/L_{iv} correlaciona-se com o modulo de cisalhamento inicial, conforme pode-se ver na Figura 8.

Figura 7: Correlação da resistência a compressão simples pela razão porosidade por teor volumétrico de cal



Fonte: Consoli, Rosa e Saldanha (2011)

Figura 8: Correlação entre o módulo inicial de cisalhamento pela razão porosidade por teor volumétrico de cal



Fonte: Consoli *et al.* (2012)

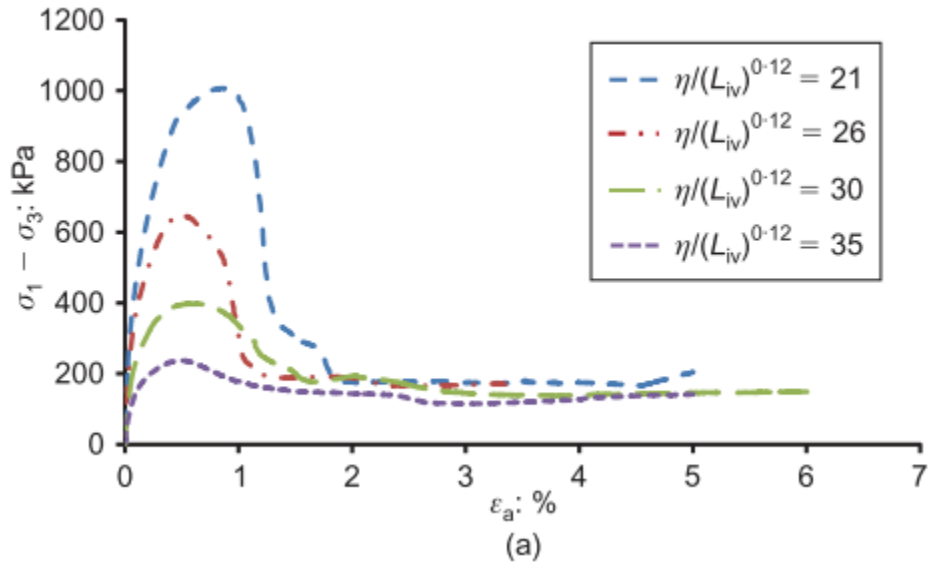
Consoli *et al.* (2014b) correlacionaram a razão η/L_{iv} com a compressão diametral (q_t) e resistência a compressão simples (q_u) para uma argila arenosa estabilizada com cal e cinzas volantes e por meio dos parâmetros q_u e q_t propuseram uma metodologia para estimar o ângulo de atrito e a coesão do solo. Os autores encontraram um ângulo de atrito estimado de $39,1^\circ$ e coesão de 289 kPa, os valores reais, obtidos por ensaio triaxial foram de $33,2^\circ$ e 404,3 kPa ambos para 28 dias de cura e $\eta/L_{iv}^{0.12}$ de 35. Segundo os autores a metodologia empregada para estimar parâmetros de resistência mecânica, ângulo de atrito e coesão, foi validada com sucesso.

Consoli *et al.* (2014c) correlacionaram a coesão de uma areia estabilizada com cal com o parâmetro η/L_{iv} . Neste estudo os autores verificaram que a tensão desviadora é proporcional a razão η/L_{iv} conforme demonstrado na Figura 9. Por meio desta proporcionalidade foi possível demonstrar a relação entre a coesão e o parâmetro η/L_{iv} .

Silvani (2017) avaliou a relação entre a resistência a tração por compressão diametral (q_t) e a razão η/L_{iv} para solos estabilizados com cal. Neste estudo fez-se a variação do tempo de cura em 1, 3 e 7 dias bem como a variação da temperatura de cura em 20° , 35° , 50° , 65° , 80° e 90° graus célsius. A autora constatou que a razão η/L_{iv} apresentou correlação com a q_t à medida que a temperatura e tempo de cura aumentavam. Benetti *et al.* (2016) verificou que

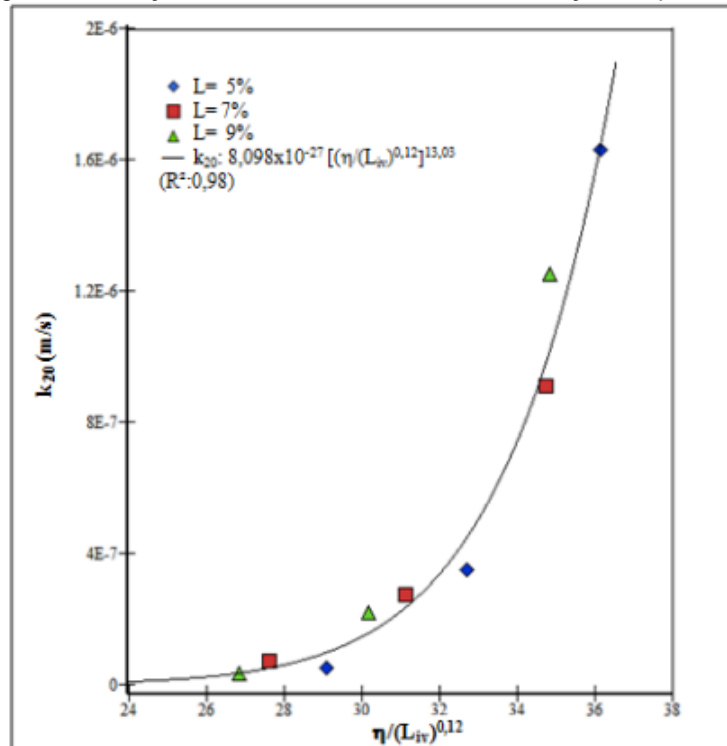
a razão η/L_{iv} relaciona-se, também, com a condutividade hidráulica (k) do solo. Os autores obtiveram um ajuste exponencial, com R^2 de 0,98 para a curva k vs $\eta/L_{iv}^{0,12}$. A Figura 10 apresenta a correlação obtida por Benetti et al. (2016).

Figura 9: relação entre tensão desviadora e η/L_{iv}



Fonte: Consoli et al. (2014c)

Figura 10: variação da condutividade hidráulica em função do $\eta/(L_{iv})^{0,12}$



Fonte: Benetti et al. (2016)

Ainda não há estudos que correlacionem a razão η/L_{iv} com os parâmetros mecânicos de solos expansivos. Tampouco há pesquisas que correlacionem o η/L_{iv} com a tendência de expansão do solo.

2.4 Considerações Finais

Conforme abordado nesta revisão os solos expansivos constituem um dos mais sérios problemas da engenharia civil cuja identificação é complexa e o tratamento ramifica-se em estabilização química, granulométrica ou remoção do material expansivo. Neste contexto o resíduo de mármore surge como uma alternativa, pois sua constituição sugere possível ação química sobre os solos expansivos e a disponibilidade do material torna possível o emprego de quantidades elevadas viabilizando, também, o seu uso para estabilização granulométrica.

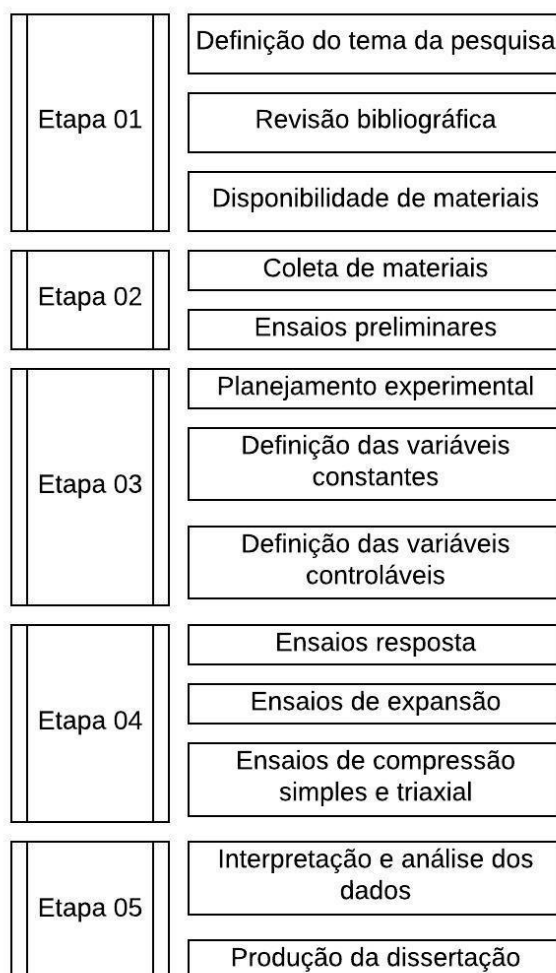
Os procedimentos para dosagem de solos estabilizados quimicamente, com foco para o solo-cal, são ainda baseados em métodos empíricos e ainda são rústicos e intuitivos no tocante a solos expansivos. A metodologia porosidade/aditivo constitui uma alternativa baseada em análises analíticas e experimentais. Desta forma os empregos do resíduo em conjunto com avaliação da metodologia enriquecem a literatura específica e abrem margem para novas explorações.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta os materiais e métodos empregados nesta pesquisa. Para desenvolvimento do estudo se utilizou cal, resíduo de mármore e solo expansivo, esses são descritos e caracterizados nesta secção. As metodologias empregadas também são apresentadas, bem como as normas e métodos utilizados na condução dos ensaios.

Sucintamente pode-se apresentar a metodologia deste trabalho como a estabilização do solo com adições de cal e de mármore em diferentes pesos específicos secos. Os solos estabilizados foram analisados por ensaios de resistência a compressão simples, compressão triaxial e a expansão unidimensional. O delineamento da pesquisa é apresentado no fluxograma da Figura 11.

Figura 11 - Fluxograma do delineamento da pesquisa



Os materiais, solo e resíduo de mármore, foram analisados, inicialmente, pelos ensaios preliminares apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Ensaio de caracterização física

| Ensaio | Norma |
|------------------------------------|---------------------------------|
| Análise granulométrica | ABNT NBR 7181 |
| Limites de Atterberg | ABNT NBR 6459 ABNT NBR 7180 |
| Fluorescência de Raios X | ABNT NBR 16137 |
| Difração de Raios X | - |
| Consumo Inicial de Cal (ICL) | - |
| Adsorção de Azul de Metileno | ASTM C837 |
| Ensaio de Proctor | ABNT NBR 7182 |
| Massa específica dos grãos do solo | ABNT NBR 6508 |
| Atividade pozolânica | ABNT NBR 12653 ABNT NBR 5751 |

Na etapa 04 foram realizados os ensaios de expansão em uma dimensão, compressão simples e triaxial. Os ensaios aplicados a cada combinação, solo puro, solo-resíduo de mármore, solo-cal são apresentados na Tabela 6. Os ensaios de compressão simples não foram realizados no solo puro, pois este não resistiu ao processo de inundação.

Tabela 6: Combinações usadas em cada ensaio

| Ensaio | Combinação | | |
|--------------------|-------------------------|----------|-----------|
| | Solo-Resíduo de mármore | Solo-Cal | Solo Puro |
| Compressão simples | x | x | |
| Expansão | x | x | x |
| Triaxiais | x | | x |

3.1 Água

A água utilizada neste trabalho foi água destilada.

3.2 Solo

Neste trabalho foi utilizado um solo expansivo oriundo da região rural do município de Paulista-PE. As amostras deformadas do solo foram extraídas de uma vala com 2 metros de comprimento por 1 metro de largura e 1,4 metros de profundidade. A vala é apresentada na Figura 12. As amostras foram coletadas conforme a NBR 9820 (1997) entre as profundidades de um 1 e 1,4 metros e transportadas ao laboratório de engenharia de pavimentação (LEP) da Universidade Federal de Campina Grande.

Figura 12 - Vala em Paulista PE, onde foi coletado as amostras do solo



3.2.1 Propriedades Físicas do Solo Expansivo

As características físicas do solo são apresentadas na Tabela 7, o índice de plasticidade sugere que o solo apresenta características plásticas, propriedade comum a solos coesivos. A distribuição do tamanho das partículas do solo em estudo é apresentada na Figura 13. Uma variação significativa foi observada na curva com e sem defloculante esse fenômeno indica que a distribuição dos tamanhos das partículas que o solo apresenta em campo não reflete a real condição dele, ou seja, esse fato pode levar a interpretações equivocadas das propriedades do solo.

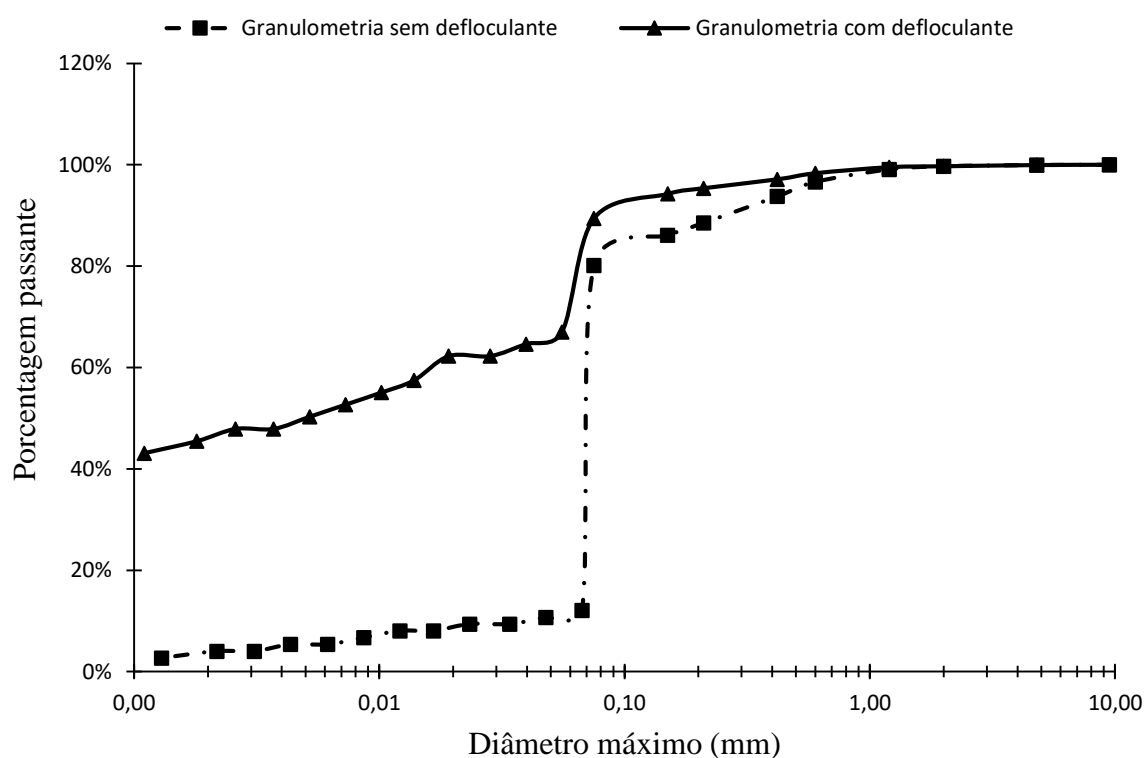
De acordo com a distribuição granulométrica do tamanho dos grãos do solo, pode-se determinar que o solo é predominantemente fino. De acordo com a granulometria feita com defloculante o material apresenta 10,58% de areia, 43,96% de silte e 45,46% de argila, de acordo com a escala da ABNT NBR 7181. Ao considerar a distribuição sem defloculante tem-se 19,84% de areia, 76,14% de silte e 4,02% de argila, um solo siltoso arenoso.

O solo é classificado pelo SUCS como uma argila de baixa compressibilidade ou argila de alta compressibilidade. Pelo sistema rodoviário é classificado como A 7-6 um solo fino com alta compressibilidade.

Tabela 7: Características físicas do solo expansivo de Paulista-PE

| | |
|--|-------------------------|
| Limite de liquidez | 49% |
| Limite de plasticidade | 21% |
| Índice de plasticidade | 28% |
| Peso específico das partículas do solo | 26,50 kN/m ³ |

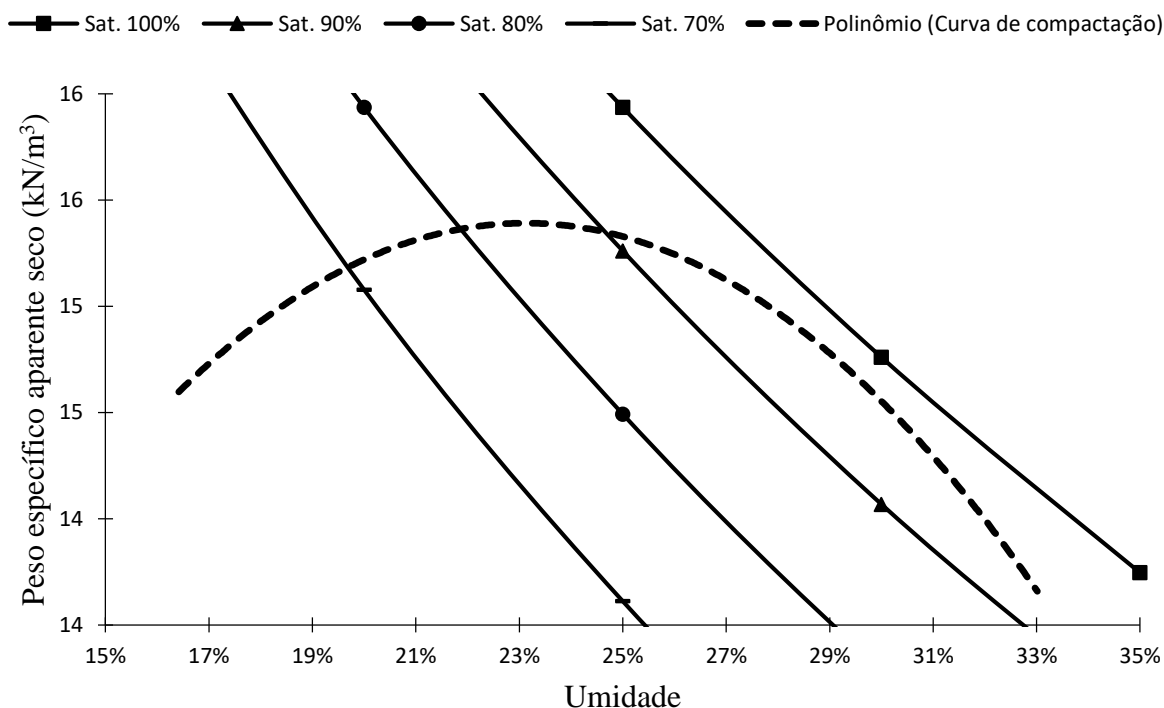
Figura 13: Distribuição do tamanho das partículas do solo expansivo



3.2.2 Propriedades de Estado do Solo Expansivo

A Figura 14 apresenta a curva de compactação do solo obtida por meio do ensaio de proctor. O ensaio foi realizado com energia de compactação normal, reuso de material e cilindro pequeno. O solo em estudo apresentou umidade ótima de 23% e densidade seca máxima de 15,4 kN/m³. A umidade ótima elevada é uma característica de solos coesivos, bem como a densidade máxima entre 15 kN/m³ e 16 kN/m³, a forma da curva também é característica de solos argilosos.

Figura 14: Curva de compactação do solo em estudo



3.2.3 Composição Química do Solo

Para a caracterização química do solo realizou-se os ensaios de fluorescência de raio x, difração de raio x, análise termo gravimétrica derivada, análise térmica diferencial e azul de metileno.

O resultado do ensaio de efluorescência de raios-x é apresentado na Tabela 8, este foi realizado com atmosfera de vácuo e utilizou catodos de cobre,. Os principais componentes do solo são dióxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3). Os óxidos de ferro e alumínio representam 30% dos constituintes do solo, essa característica permite que este material reaja com a cal e desenvolva reações pozolânicas.

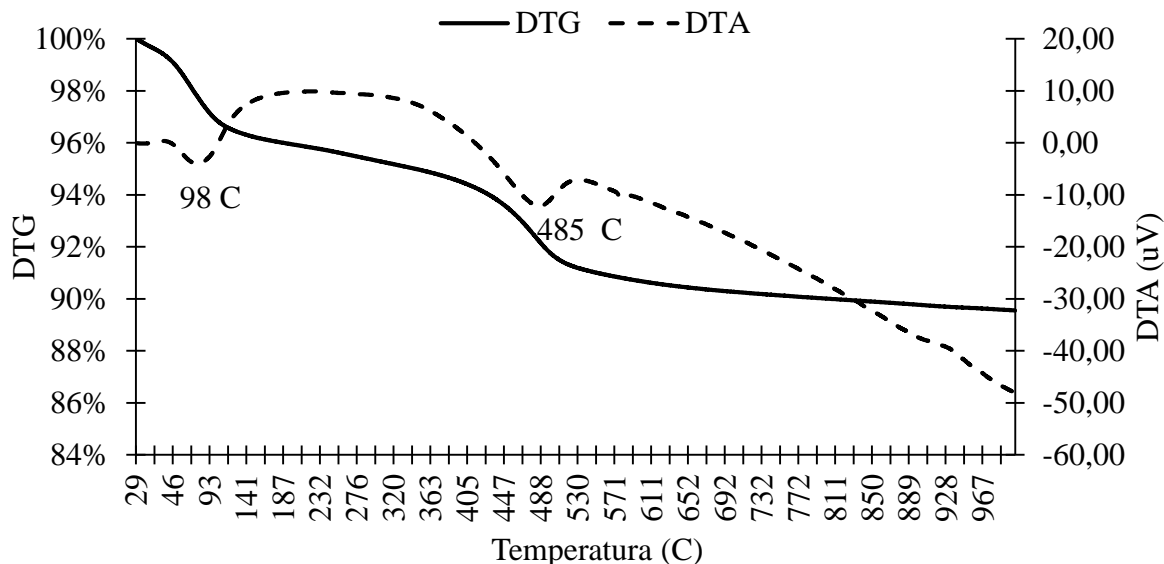
Tabela 8: Fluorescência de raios X do solo

| Elemento (%) | Fração(%) | Desvio Padrão |
|--------------------------------|-----------|---------------|
| SiO ₂ | 55 | 0,07 |
| Al ₂ O ₃ | 25 | 0,07 |
| Fe ₂ O ₃ | 5 | 0,01 |
| K ₂ O | 2 | 0,01 |
| MgO | 1 | 0,04 |
| TiO ₂ | 1 | 0,01 |
| SO ₃ | 0 | 0,01 |
| ZrO ₂ | 0 | 0,00 |
| Rb ₂ O | 0 | 0,00 |
| SrO | 0 | 0,00 |
| PR | 10 | 0,00 |

PR: perda ao rubro

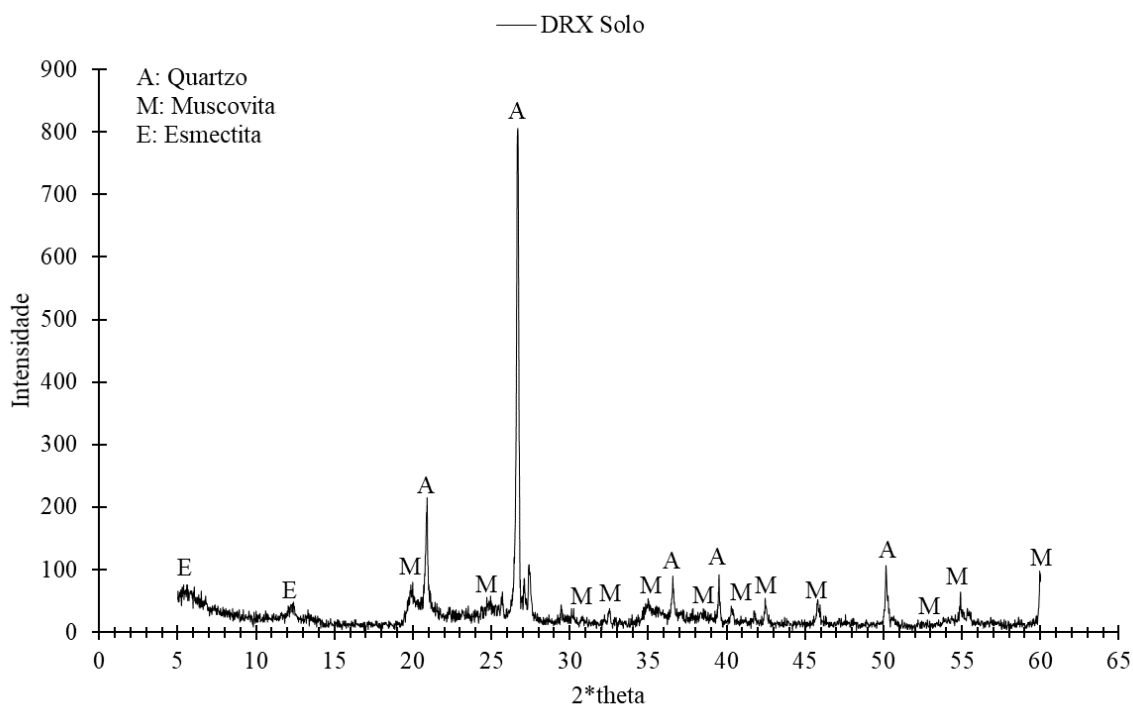
A Figura 15 apresenta a análise termo gravimétrica derivada (DTG) e a análise térmica diferencial (DTA) do solo. Os ensaios foram conduzidos em atmosfera de nitrogênio com fluxo de 100 ml/min e uma taxa de aquecimento de 12 °C por minuto. Na faixa de temperatura de 95 °C a 105 °C observa-se um pico endotérmico na curva da DTA, bem como uma perda de massa na curva da DTG, esse fenômeno está associado a evaporação de água livre presente no solo. Na faixa de temperatura de 430 °C a 510 °C observa-se outro pico endotérmico que indica a perda de hidroxilas dos argilominerais.

Figura 15: DTA e DTG do solo



A Figura 16 apresenta a difração de raios x (DRX) do solo. O ensaio foi realizado com uma amplitude de 5° a 60° e velocidade de varredura foi de 2° por minuto em equipamento com catodo de cobre, diferença de potencial de 40 kV e corrente de 30 mA. O difratograma indicou picos de quartzo e bandas de muscovita e esmectita, essas ultimas são argilominerais expansivos. As bandas sugerem que os argilominerais estão em forma amorfa. Essa forma dos argilominerais permite a reação com os íons de cálcio que originam silicatos de cálcio hidratados (CSH) e conferem resistência ao solo estabilizado com cal.

Figura 16: Difração de raios x do solo



Por meio do ensaio de azul de metileno foi possível estimar a capacidade de troca catiônica (CTC) e a superfície específica do solo. A Tabela 9 apresenta os valores obtidos para a CTC e a superfície específica. A elevada superfície específica indica que o solo é capaz de reagir com a cal e desencadear reações pozolânicas. Esse fato reforça as bandas amorfas observadas na Figura 16.

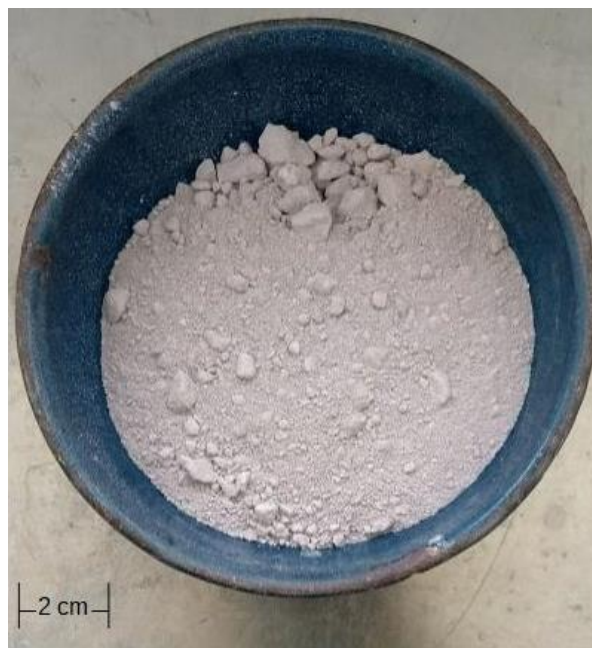
Tabela 9: Capacidade de troca catiônica e superfície específica do solo

| | |
|-------------------------------|--------------------------|
| Capacidade de troca catiônica | 59,20 meq/100 g |
| Superfície específica | 462,01 m ² /g |

3.3 Resíduo de Mármore

O resíduo de mármore foi coletado na marmoraria Mármore Campinense localizados na cidade de Campina Grande-PB. A marmoraria dedica-se ao beneficiamento de rochas ornamentais como mármore e granitos. A Figura 17 apresenta o resíduo de mármore utilizado neste trabalho.

Figura 17: Resíduo de mármore



3.3.1 Propriedades Físicas do Resíduo do Mármore

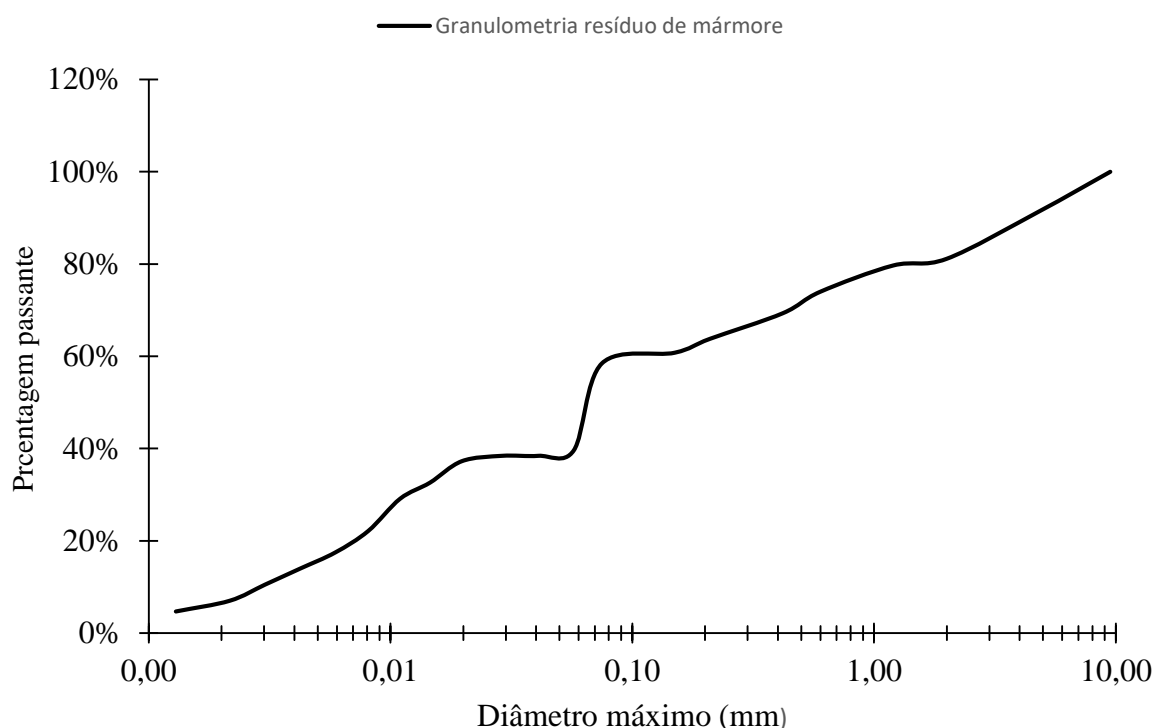
A Tabela 10 apresenta as propriedades físicas do resíduo de mármore. O índice de plasticidade sugere que o material tem pouca capacidade de absorver umidade após atingido o limite de plasticidade. Contudo o elevado valor do limite de plasticidade indica que este material absorve grande quantidade água para atingir a plasticidade. Essas características podem otimizar a trabalhabilidade de um solo estabilizado com o resíduo.

| | |
|--|-------------------------|
| Limite de liquidez | 58% |
| Limite de plasticidade | 46% |
| Índice de plasticidade | 12% |
| Peso específica das partículas do solo | 25,50 kN/m ³ |

A distribuição do tamanho das partículas do resíduo de mármore é apresentada na Figura 18. O resíduo apresentou 41,55% dos seus grãos com diâmetro maior que 0,075 mm,

44,96% maior que 0,005 mm e menor que 0,0075 mm e 13,49% menor que 0,005 mm. Durante o ensaio observou-se grande dificuldade em desagregar o material, ao ser peneirado este tendia a se reagrupar, formando flocos. Este fato leva a crer que o ensaio de granulometria pode não refletir a verdadeira distribuição do tamanho das partículas.

Figura 18: Distribuição do tamanho das partículas do resíduo de mármore



3.3.2 Ensaio de Consumo Inicial de Mármore (ICM)

O ensaio de ICM foi originalmente desenvolvido para solos estabilizados com cal. Este ensaio consiste em adicionar cal ao solo até obter-se um pH constante. O teor de cal no qual o pH estabiliza é entendido como o teor mínimo de cal para se estabilizar o solo (SAMANIEGO, 2015). Nesta etapa do trabalho a cal foi substituído por resíduo de mármore. A Figura 19 mostra o resultado do ensaio de consumo inicial de mármore (ICM) realizado com o solo em estudo e com o resíduo de mármore.

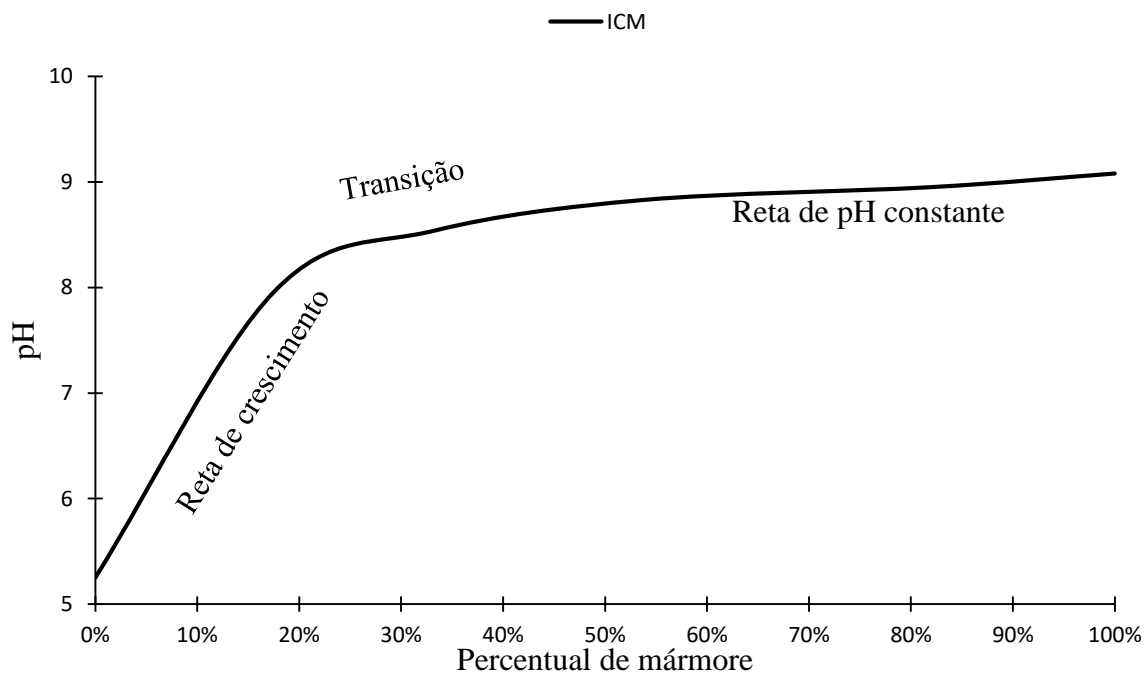
Para a execução deste ensaio a cal foi substituída pelo resíduo de mármore, doravante utiliza-se a terminologia ensaio de consumo inicial de mármore (ICM). Utilizou-se a seguinte metodologia na execução do ensaio:

- I. passar o solo e o resíduo de mármore na peneira de 0,42 mm;

- II. misturar 100g de solo com resíduo de mármore em adições de 0%, 20%, 40%, 60%, 80% e 100% de massa seca de solo;
- III. dispor 20g da mistura em recipiente de vidro e acrescentar igual quantidade de água destilada;
- IV. agitar a mistura feita no passo II com um bastão de vidro por 30s;
- V. repetir o procedimento IV a cada 10 minutos por 1 hora;

Na Figura 19 são apresentadas as legendas das etapas da curva de pH por teor de mármore adicionado. A reta de crescimento indica a parte da curva em que o crescimento do pH é acentuado para pequenos teores adicionados, a reta de pH constante indica o trecho em que há pouca variação do pH, por fim a transição indica o trecho em que ocorre a mudança entre um crescimento acentuado do pH para um pH constante. O pH constante indica que as reações de floculação foram efetivadas, logo para teores maiores que o teor de pH constante, 50%, a expansão do solo deve ser mínima.

Figura 19: ICM entre solo expansivo e resíduo de mármore



3.3.3 Atividade Pozolânica

O ensaio de atividade pozolânica pode ser realizado tanto com cimento quanto com cal. O cimento ou a cal reagem com o material que está sendo testado, desencadeando ou não

reações pozolânicas. Este ensaio foi realizada com cal seguindo a ABNT NBR 5751 (2012) para verificar se o resíduo de mármore poderia apresentar alguma reatividade. Três corpos de prova foram moldados, compostos de areia, resíduo de mármore, cal e água. As proporções e dimensões seguiram as recomendações da ABNT NBR 5751 (2012), assim como os procedimentos de moldagem. Os resultados são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11: Atividade pozolânica do resíduo de mármore

| CP | q_u | Desvio relativo |
|-------|----------|-----------------|
| 1 | 0.15 MPa | 3.3% |
| 2 | 0.16 MPa | 1.5% |
| 3 | 0.17 MPa | 4.8% |
| Média | | 0.16 MPa |

A NBR 12653 (1992) determina que para um material ser classificado como material pozolânico a resistência a compressão simples deve ser maior igual que 6 MPa. A Tabela 11 mostra que as resistências obtidas estão demasiadamente abaixo de 6 MPa, portanto o resíduo não apresenta atividade pozolânica.

3.3.4 Composição Química do Resíduo de Mármore

Para a caracterização química do resíduo de mármore realizou-se os ensaios de fluorescência de raio x, difração de raio x, análise termo gravimétrica derivada e análise térmica diferencial.

O ensaio de fluorescência de raio x foi realizado com atmosfera de vácuo e utilizou catodos de cobre, o resultado do ensaio é apresentado na Tabela 12. Os principais elementos químicos que identificado no resíduo de mármore foram dióxido de silício (SiO_2), óxido de cálcio (CaO) e óxido de magnésio (MgO) como apresentado na Tabela 12. Como a marmoraria onde foi coletado o resíduo também beneficia granitos, é provável que o dióxido de silício advenha destas rochas e esteja em forma cristalina, esse fato corrobora com os resultados observados no ensaio de atividade pozolânica. Os óxidos de cálcio e magnésio são característicos de rochas de mármore, o percentual de CaO e MgO juntos corresponde a menos de 26% do material.

A Figura 20 apresenta a análise termo gravimétrica derivada (DTG) e a análise térmica diferencial (DTA) para o resíduo de mármore. Os ensaios foram conduzidos em atmosfera de nitrogênio com fluxo de 100 ml/min e uma taxa de aquecimento de 12 °C por

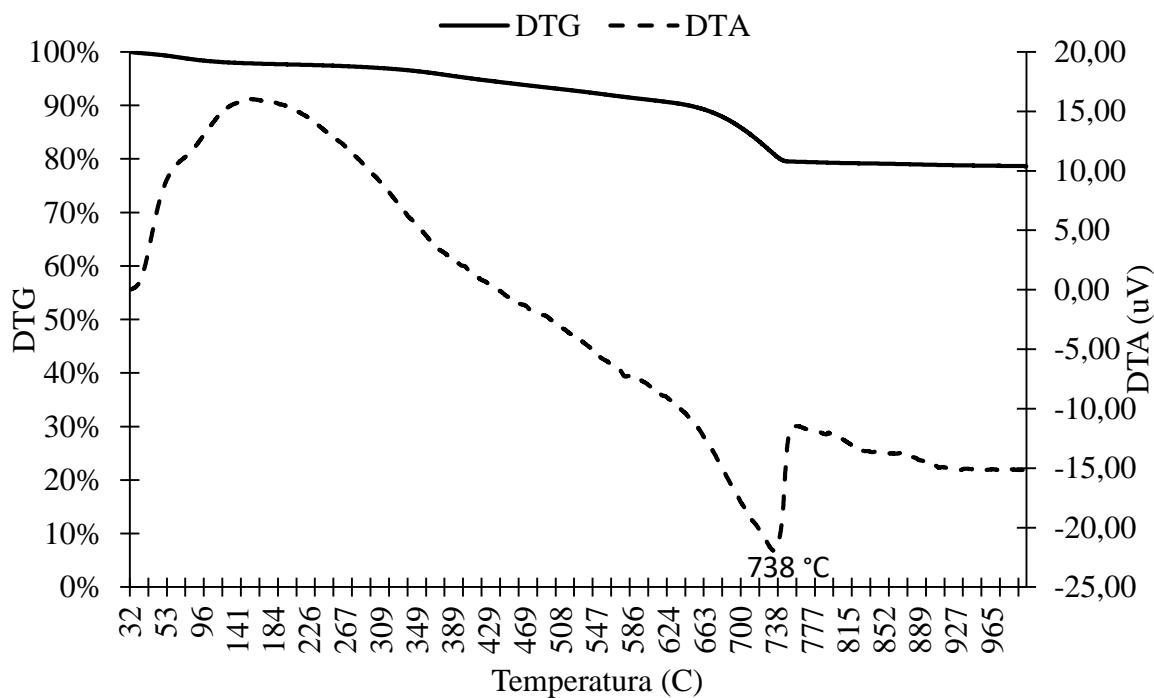
minuto. Em torno de 740 °C ocorre um pico endotérmico que indica uma perda de gás carbônico possivelmente do carbonato de cálcio e magnésio. Entre as temperaturas de 32 °C a 500 °C não ocorre variação significativa de massa, tampouco mudanças de fase, logo o material é adequado para o uso obras de engenharia, visto que essas não excedem estes limites de temperatura.

Tabela 12: Fluorescência de raio x do resíduo de mármore

| Elemento (%) | Fração(%) | Desvio Padrão |
|--------------------------------|-----------|---------------|
| SiO ₂ | 39.36 | 0,07 |
| CaO | 13.82 | 0,02 |
| MgO | 12.01 | 0,09 |
| Al ₂ O ₃ | 8.42 | 0,05 |
| Fe ₂ O ₃ | 2.71 | 0,01 |
| K ₂ O | 1.46 | 0,01 |
| TiO ₂ | 0.44 | 0,01 |
| SO ₃ | 0.20 | 0,01 |
| BaO | 0.16 | 0,02 |
| MnO | 0.06 | 0,00 |
| SrO | 0.01 | 0,00 |
| PR | 21.35 | 0,00 |

PR: perda ao rubro

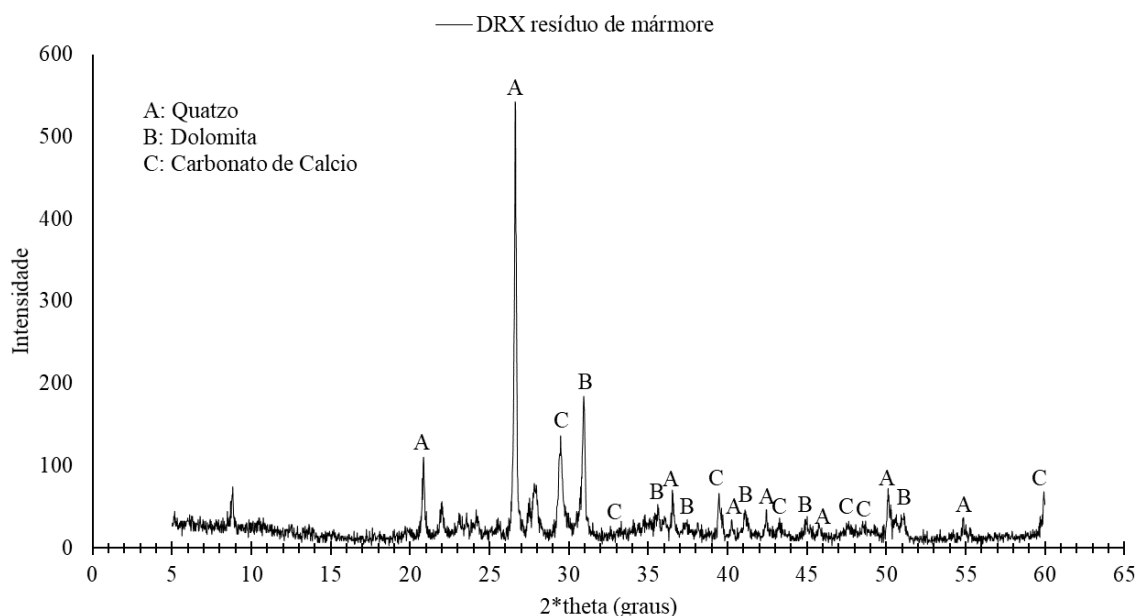
Figura 20: DTA e DTG do resíduo de mármore



A Figura 21 apresenta a difração de raio-x do resíduo de mármore. O ensaio foi realizado com uma amplitude de 5° a 60° e velocidade de varredura foi de 2° por minuto em equipamento com catodo de cobre, diferença de potencial de 40 kV e corrente de 30 mA. A DRX indicou picos de quartzo, dolomita e carbonato de cálcio, corroborando com os óxidos identificados pela fluorescência de raio x.

Por meio dos ensaios de efluorescência e difração de raio-x fica claro que o resíduo utilizado não é constituído apenas de resíduos do beneficiamento do mármore. Os elevados teores de óxido de silício indicam que grande parte do material advém de rochas graníticas. Desta forma o resíduo em uso neste estudo não é composto apenas por mármore, mas sim por mármore e outras rochas ornamentais como granitos.

Figura 21: difração de raio x do resíduo de mármore



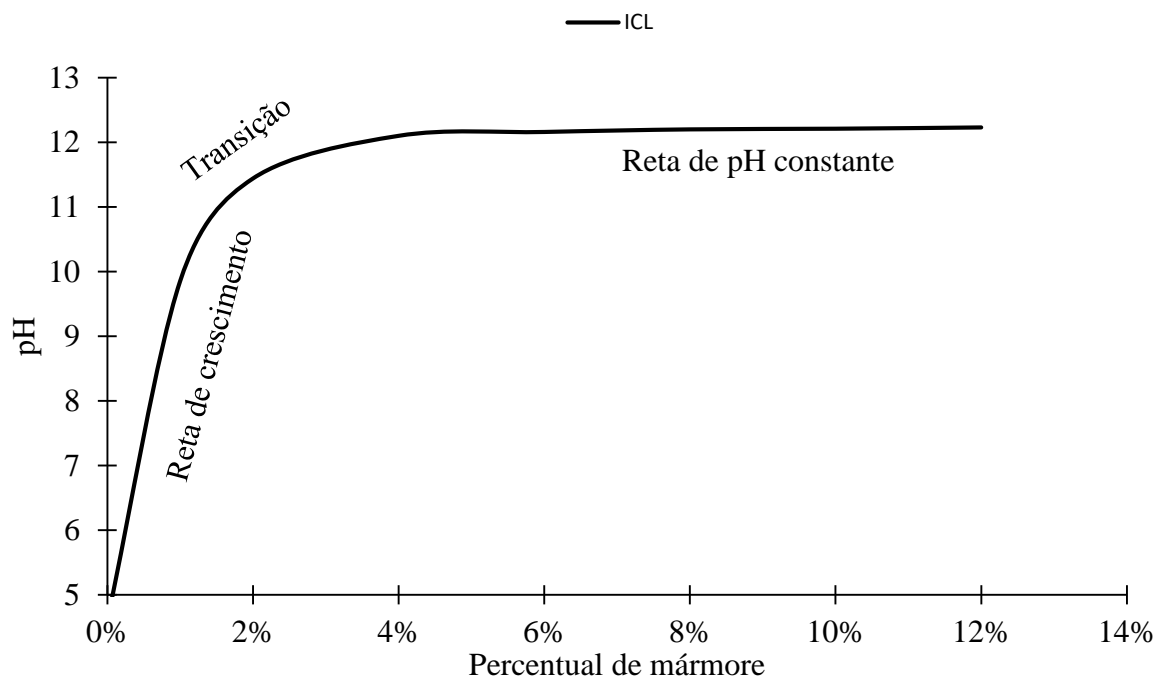
3.4 Cal

Neste trabalho foi utilizado a cal hidratada MegaO obtida no comercio local da cidade de campina grande. A cal apresentou peso específico das partículas de 24 kN/m^2 .

A Figura 22 expõem o resultado do ensaio de ICL realizado com a cal e o solo em estudo. Neste ensaio foram utilizadas as adições de 1%, 2%, 4% 6%, 8%, 10% e 12% de massa seca do solo, empregou-se a mesma metodologia do ICM descrita na secção 3.3.2. O

pH constante foi atingido para o teor de 6%. Desta forma, em teores maiores ou iguais a 6% a expansão do solo deve ser próxima a zero.

Figura 22: ICL do solo expansivo com a cal



3.5 Métodos

A metodologia empregada neste trabalho dividiu-se em quatro etapas: planejamento experimental, produção dos corpos de prova, realização dos ensaios e processamento dos dados. A metodologia porosidade/aditivo é discutida com ênfase ao final desta secção.

3.5.1 Planejamento Experimental

A Tabela 13 apresenta as variáveis controláveis do programa experimental. Os teores de mármore foram definidos com base no ensaio de ICM, enquanto os teores de cal foram definidos com base no ensaio de consumo inicial de cal (ICL). Em ambos os casos se optou por selecionar teores que abrangessem o fim da reta de crescimento, fim da zona de transição e a reta de pH constante dos ensaios de ICM e ICL.

Os pesos específicos secos foram escolhidos com base na curva de compactação do ensaio proctor com energia normal. Para garantir a exequibilidade dos corpos de prova optou-se por valores em torno do peso específico máximo. Também considerou-se a premissa de promover a variação da porosidade, por meio da variação do peso específico seco, para

poder-se testar o método de dosagem proposto por Foppa (2005). A Tabela 13 apresenta as variáveis investigadas neste estudo.

Tabela 13 - Variáveis controláveis

| Variáveis | Unidade | Níveis |
|-------------------------------|-------------------|-------------------------|
| Teor de Cal | % | 2%; 4%, 6% |
| Teor de Mármore | % | 30% ; 40% ; 50% |
| Peso específico seco aparente | kN/m ³ | 16; 15; 14 (99% a 101%) |

A Tabela 14 apresenta as variáveis fixas neste estudo. O tempo de cura foi estabelecido para investigar a existência ou não de reações pozolânicas ao se modificar o solo com resíduo de mármore e cal. Este tempo de cura foi aplicado apenas aos ensaios de compressão simples e triaxial, pois o ensaio de expansão visava avaliar o efeito da floculação.

A umidade foi definida com base na curva de compactação e na premissa de assegurar uma amplitude de expansão passível de ser mensurada. Portanto, na umidade de 19% a saturação dos corpos de prova varia entre 50% e 75%, com isso assegurou-se que os corpos de prova têm um nível de expansão mensurável.

Tabela 14 - Variáveis fixadas

| Variáveis | Unidade | Níveis |
|--|---------|--------------------------------------|
| Tipo de Aditivo | - | Resíduo do beneficiamento de mármore |
| | - | Cal hidratada |
| Tipo de solo | - | Argila expansiva |
| Tempo de cura para ensaio de expansão | dias | 0 |
| Tempo de cura para ensaio de compressão simples e triaxial | dias | 28 |
| Umidade | % | 19% (+/- 0.5%) |
| Tensão confinante efetiva | kPa | 60; 90; 160 |

A Tabela 15 apresenta as variáveis de ruído e medidas mitigadoras empregadas. As variáveis de ruído não são controláveis. Visando minimizar os efeitos destas foram aplicadas medidas mitigadoras.

Tabela 15 - Variáveis de ruído

| Variável | Medida de Controle |
|--------------------------|--|
| Equipamento e operador | Utilização de único equipamento com único operador |
| Homogeneidade do resíduo | Uso de amostra única, colhida de uma única vez |
| Homogeneidade do solo | Uso de amostra única, colhida de uma única vez |

A Tabela 16 apresenta as variáveis resposta obtidas com os ensaios. Estas variáveis são função das variáveis fixadas e controláveis. Por meio do planejamento fatorial foi possível verificar a influência das variáveis controláveis na variável resposta.

| Tabela 16 - Variáveis resposta | | |
|---|---------|---|
| Variáveis | Unidade | Níveis |
| Expansão em uma dimensão com sobrecarga de 10 kPa | % | Avaliar o percentual de expansão de acordo com o teor de aditivo adicionado ao solo e densidade |
| Resistência mecânica | kPa | Avaliar o acréscimo de resistência a compressão simples em decorrência do teor de resíduo de mármore adicionado ao solo e da densidade. |
| Resistência triaxial | | Avaliar o incremento de resistência a compressão triaxial do solo com adição de 40% de mármore e peso específico seco de 15 kN/m ³ |

3.5.2 Cálculo dos Materiais e Moldagem dos Corpos de Prova

Para o desenvolvimento deste trabalho foram moldados dois tipos de corpos de prova, denominados por tipo A e B (Figura 23). Os corpos de prova do tipo A possuíam formato cilíndrico tendo altura de 100 mm e diâmetro de 50 mm e foram empregados nos ensaios de compressão simples e triaxial. Os do tipo B possuíam altura de 20 mm e diâmetro de 50 mm e foram empregados nos ensaios de expansão em uma dimensão.

Figura 23: tipos de corpos de prova



O cálculo das quantidades de cada material utilizado na moldagem do corpo de prova garante que esses possuam propriedades volumétricas e de estado desejadas. O procedimento de cálculo consiste em fixar o peso específico seco aparente desejado, as dimensões do corpo de prova e a umidade desejada do corpo de prova. Para realizar os cálculos é necessário conhecer a umidade hidrocópica do solo. O passo a passo para cálculo dos corpos de prova é apresentado a seguir.

- I. o percentual de aditivo, cal ou mármore, é adicionado ao solo;
- II. a massa de matriz, solo misturado ao aditivo, necessária para obter-se a densidade desejada é separada;
- III. a massa de água para elevar a massa da matriz a umidade desejada é separada;

Para a execução do procedimento I estabelece-se o teor de aditivo (t) a ser adicionado ao solo e procede-se conforme a Equação 4 para calcular o percentual de solo (ps) e Equação 5 para percentual de aditivo (pa).

$$ps = \frac{1}{1 + t} \quad \text{Equação 4}$$

$$pa = \frac{t}{1 + t} \quad \text{Equação 5}$$

Para a execução do procedimento II utilizou-se o peso específico seco aparente desejado (γ_d) e o volume do corpo de prova (V_{cp}). Com esses dados aplicou-se a Equação 6 e calculou-se a massa seca (m_d) necessária. Com este dado e os dados pa e ps calculou-se a massa de solo seco (ms_d) conforme Equação 7 e a de aditivo seco (ma_d) conforme Equação 8.

$$m_d = V_{cp} * \gamma_d \quad \text{Equação 6}$$

$$ms_d = ps * m_d \quad \text{Equação 7}$$

$$ma_d = pa * m_d \quad \text{Equação 8}$$

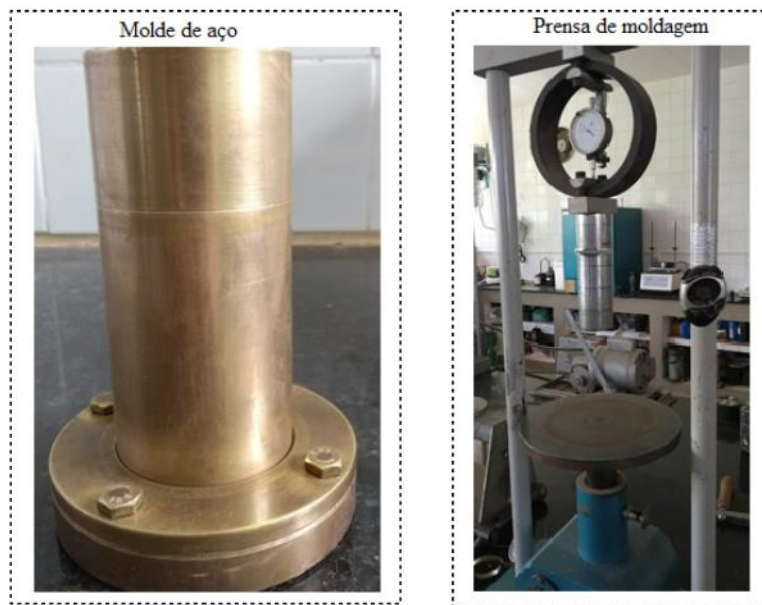
Para a execução do procedimento III determina-se previamente a umidade hidrocópica do solo (u_{hs}) e do aditivo (u_{ha}). Com estes dados e a umidade de moldagem (u_m) calculava-se a massa de água (m_a) por meio da Equação 9,

$$m_a = ms_d * (u_m - u_h s) + ma_d * (u_m - u_h a) \quad \text{Equação 9}$$

Satisfeitos os procedimentos anteriores, os montantes de solo e aditivo eram misturados a seco e as massas secas eram corrigidas pela umidade hidrocópica. Posteriormente adicionava-se a devida quantidade de água e homogeneizava-se a matriz de solo com aditivo, por fim procedia-se com a compactação dos corpos de prova.

Os dois tipos de corpos de prova eram compactados estaticamente por meio do molde e da prensa (Figura 24). O tipo A foi compactado em 3 camadas de igual massa, com escarificação entre as camadas. Devido à pequena altura dos corpos de prova do tipo B, estes foram compactados em uma única camada. O procedimento de compactação consistia em montar o molde, inserir papel filtro no fundo do molde, inserir o solo no molde e por fim compacta-lo na prensa.

Figura 24: Prensa para compactação estática a esquerda e molde dos corpos de prova a direita



Após a moldagem os corpos de prova que demandavam cura, ensaio de compressão simples e triaxial, eram envelopados em filme plástico, etiquetados, acondicionados em um saco plástico e guardados em caixa térmica. Os que não demandavam cura eram compactados no mesmo dia do ensaio.

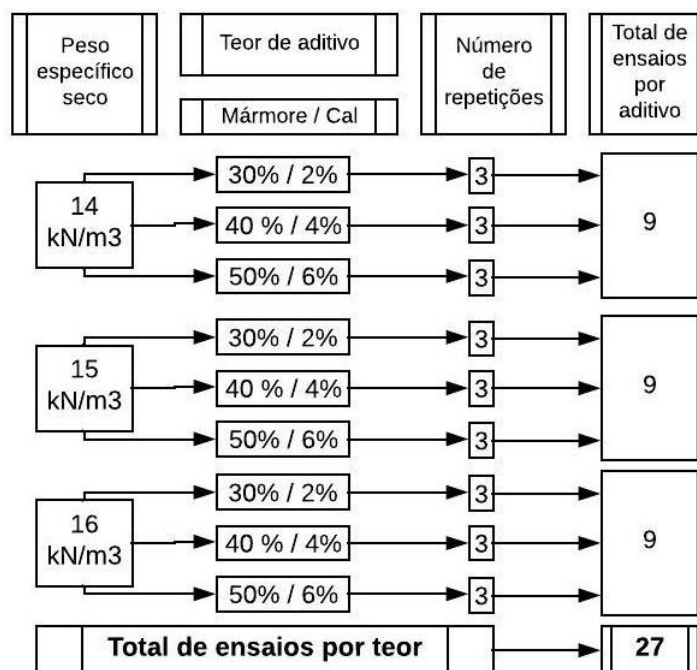
3.5.3 Ensaios Resposta

Os ensaios utilizados para mensurar as variáveis resposta são apresentados na Tabela 17. Estes seguiram as normas da ABNT e ASTM.

| Ensaio | Método |
|--------------------------|----------------|
| Expansão em uma dimensão | ASTM D4546 |
| Compressão Simples | ABNT NBR 12025 |
| Compressão Triaxial | ASTM D 4767-11 |

Os ensaios foram realizados no LEP da Unidade Acadêmica de Engenharia Civil (UAEC) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). O programa fatorial dos ensaios de compressão simples e expansão em uma dimensão é apresentado Figura 25. Para o ensaio de expansão em uma dimensão foi realizado uma bateria de ensaios controle, solo puro, visando verificar a expansão em uma dimensão do solo puro nos pesos específicos secos aparentes fixados na Tabela 13. Todos os ensaios foram feitos em triplicata.

Figura 25: Programa fatorial dos ensaios de expansão em uma dimensão e compressão simples



Ao todo foram realizados 63 ensaios de expansão em uma dimensão sendo: 27 ensaios de solo estabilizado com resíduo de mármore; 27 ensaios de solo estabilizado com cal; 9

ensaios de solo puro. Quanto aos ensaios de compressão simples foram realizados 57 ensaios, sendo 27 de solo estabilizado com cal e 27 de solo estabilizado com mármore.

3.5.3.1 Ensaios de Compressão Simples

Os ensaios de compressão simples foram realizados com corpos de prova do tipo A curados por 28 dias de acordo com o programa fatorial apresentado na Figura 25. Antes da ruptura os corpos de prova foram inundados em água por 24 horas, esta prática visou elevar a saturação dos corpos de prova e minimizar os efeitos da sucção na resistência a compressão simples (SALDANHA; CONSOLI, 2016). O equipamento utilizado na ruptura dos corpos de prova foi a prensa hidráulica *Shimadzu* com velocidade de carregamento de 1% por minuto.

Durante a etapa da saturação os corpos de prova do solo-cal com 2% de cal não resistiram e romperam totalmente ou parcialmente. Visando aplicar a metodologia de dosagem porosidade/aditivo novos corpos de prova foram moldados. Estes ensaios foram executados em triplicata e em corpos de prova com teor de cal de 8% e peso específico seco de 14 kN/m³, 15 kN/m³ e 16 kN/m³.

3.5.3.2 Ensaio de Expansão em uma dimensão

O ensaio de expansão em uma dimensão seguiu o método A apresentado na ASTM D4546 (1996) adotando-se uma sobrecarga de 10 kPa. Este valor para sobrecarga foi escolhido por ser preconizado por Vijayvergiya e Ghazzaly (1973) e amplamente utilizado por pesquisadores Brasileiros (FERREIRA; FERREIRA, 2009; BARBOSA, 2013; FERREIRA et al., 2017). Os ensaios foram realizados em equipamento edométrico, mesmo equipamento usado nos ensaios de adensamento (Figura 26). O relógio comparador utilizado era digital com precisão de centésimo de milímetro.

Os corpos de prova do tipo B foram utilizados neste ensaio, estes eram acoplados a célula de adensamento. A célula era instalada na prensa, ainda sem inundar, e aplicava-se a carga de 10 kPa durante 10 minutos. Após este tempo, realizava-se a leitura do relógio comparador e inundava-se a célula de adensamento. As leituras foram realizadas nos intervalos de 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30, 60, 120, 240, 480 e 1.440 minutos conforme preconizados pela ASTM D4546 (1996).

Figura 26: Prensa de adensamento utilizada nos ensaios de expansão em uma dimensão



1-Carga de 10 kPa; 2-Reógió comparador; 3-Braço de alavanca com nível de bolha; 4-Celula de adensamento; 5-Contra-peso

3.5.3.3 Metodologia porosidade/aditivo

O método de dosagem para a estabilização de solos definido por Foppa (2005) baseia-se na premissa de que a razão entre a porosidade do solo (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}) está relacionado a resistência a compressão simples. Em seu estudo Foppa (2005) constatou ser necessário inserir um expoente (a) no parâmetro C_{iv} para promover o ajuste da curva q_u versus η/C_{iv} . O parâmetro a é necessário devido a diferença nas taxas de variação das curvas q_u por $1/C_{iv}$ e q_u por η . Logo a razão η/C_{iv} é modificada para η/C_{iv}^a para permitir um ajuste adequado.

No presente estudo foram utilizados dois aditivos, o resíduo de mármore e a cal, cujos teores volumétricos destes aditivos foram designados respectivamente de M_{iv} e L_{iv} . Neste trabalho o símbolo A_{iv} foi usado para designar o teor volumétrico de um aditivo genérico qualquer, por exemplo cal ou resíduo de mármore.

A grandeza a qual se associou a razão η/A_{iv} foi a expansão em uma dimensão com sobrecarga de 10 kPa (ϵ) para o solo modificado com resíduo de mármore e cal hidratada. Bem como, a resistência a compressão simples do solo modificado com mármore e cal.

Para o cálculo do parâmetro η/A_{iv} calculou-se a porosidade do corpo de prova Equação 10, e o teor volumétrico de aditivo adicionado Equação 11.

$$\eta = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_g} \quad \text{Equação 10}$$

$$A_{iv} = \frac{M_{cp} * Ta}{(1 + u_{cp})} * \frac{1}{\gamma_{ga} * v_{cp}} \quad \text{Equação 11}$$

Sendo:

γ_d : peso específico seco da matriz (solo + aditivo);

γ_g : peso específico das partículas da matriz (solo + aditivo);

M_{cp} : massa do corpo de prova;

u_{cp} : umidade do corpo de prova;

v_{cp} : volume do corpo de prova;

γ_{ga} : peso específico das partículas do aditivo;

Ta : teor de aditivo

O parâmetro a será definido em função do ajuste da curva q_u versus η/A_{iv}^a e ε versus η/A_{iv}^a . O valor de a será escolhido de forma a maximiza o valor do R^2 das curvas supracitadas

3.5.3.4 Análise Fatorial

Para embasar e interpretar os resultados do ensaio de compressão simples e expansão em uma dimensão foi realizada uma análise fatorial por meio da análise de variância (ANOVA) e por análise *post hoc* com o teste de *tukey*. Esta análise foi empregada para os ensaios de resistência a compressão simples e expansão.

A ANOVA permite identificar se existe diferença estatisticamente relevante entre um conjunto de dados analisados. Contudo este teste não fornece quais conjuntos são diferentes. Para obter esta informação faz se necessário executar um teste *post hoc*, neste trabalho optou-se pelo teste de *tukey*. Este teste permitiu comparar os dados dois a dois e observar se estes são estatisticamente diferentes ou não.

3.5.4 Ensaios de Compressão Triaxial

O ensaio de compressão triaxial foi realizado com um intuito de simular o comportamento real do solo quando empregado em obras de engenharia civil. Os ensaios de resistência a compressão simples e expansão em uma dimensão mensuram variáveis específicas em condições artificializadas em laboratório. Estes ensaios são fundamentais,

visto que os parâmetros obtidos consistem em índices para avaliar o comportamento do solo. Contudo a simulação das reais condições do solo em campo só é possível por meio do ensaio triaxial. Logo, este ensaio foi realizado nos pontos médios de peso específico seco e teor de cal, permitindo a compreensão do comportamento mecânico do solo estabilizado com resíduo de mármore.

Os ensaios triaxiais realizados foram do tipo consolidado não drenado (*CU*). Estes ensaios foram realizados com o solo puro (controle) no peso específico seco aparente médio, 15 kN/m^3 , e com o solo modificado com 40% de mármore e peso específico seco aparente de 15 kN/m^3 . Os ensaios foram realizados em três corpos de prova do tipo A para o solo puro e três para o solo modificado com resíduo de mármore, totalizando um total de 6 análises triaxiais. Cada grupo de três corpos de prova foi ensaiado com tensões confinantes de 60 kPa, 90 kPa e 160 kPa respectivamente, com tolerância de 10% de variação.

Para realizar os ensaios triaxiais utilizou-se a prensa triaxial da IPCglobal modelo 002-2049, todos os ensaios foram realizados em conformidade com a ASTM D4767 (1995), utilizou-se o método seco para realizar a saturações dos corpos de prova. A eficácia da saturação foi verificada pelo parâmetro B de Skempton, sendo considerado satisfatório valores maiores que 0,95. No processo de consolidação, realizou-se a drenagem por duas faces, desta forma consumiu-se metade do tempo. O cisalhamento do corpo de prova deu-se a tensão confinante constante e acréscimo da tensão desviadora, a velocidade de carregamento foi de 0,07% por minuto. Durante todas as etapas do ensaio mediu-se a poropressão.

O critério utilizado para determinar a ruptura do corpo de prova foi a máxima tensão desviadora obtida em uma deformação de 20%. Este critério baseia-se na premissa que o solo não pode mais comportar quaisquer aumento de carga (AGUIARS, 2010). Logo, a deformação em que foi verificada a maior tensão desviadora constitui o ponto de colapso do corpo de prova.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de compressão simples, expansão em uma dimensão e compressão triaxial, assim como as análises estatísticas realizadas.

4.1 Ensaio de Compressão Simples em Solo Estabilizado com Resíduo de Mármore

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão simples satisfizeram os critérios estabelecidos na Tabela 13. Os solos estabilizados com resíduo de mármore não resistiram ao processo de inundação, pois todos os corpos de prova romperam antes do término das 24 horas. Este fato sugere que não ocorreu reações pozolânicas entre o resíduo de mármore e o solo ou estas não foram fortes o bastante para conter a tendência de expansão do solo, corroborando com o verificado no ensaio de atividade pozolânica, sugerindo que o resíduo de mármore é inerte.

4.2 Ensaio de Compressão Simples em Solo Estabilizado com Cal

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão simples satisfizeram os critérios estabelecidos na Tabela 14 - Variáveis fixadas. As especificações de cada corpo de prova (CP) podem ser consultadas na Tabela A 1 no anexo A deste trabalho. Como exposto na seção 3.5.3.1 os corpos de prova Ca 04, Ca 05, Ca 06, Ca 07, Ca08 e Ca 09 não resistiram ao processo de inundação, estes possuíam teor de cal de 2% e peso específico seco igual ou superior a 15 kN/m^3 . Os corpos de prova Ca 01, Ca 02 e Ca 03, também com adição de 2% de cal, porém peso específico seco de 14 kN/m^3 , resistiram a inundação, contudo estavam parcialmente degradados e apresentaram q_u extremamente baixas.

Acredita-se que o teor de cal adicionado não foi suficiente para conter as tensões de expansão. O fato dos corpos de prova com menor densidade resistirem a inundação, mas apresentarem baixa resistência reforçam esta hipótese. Por terem menor densidade estes não desenvolveram uma tensão de expansão forte o bastante para vencer as tensões estabilizadoras oriundas da estabilização do solo com cal.

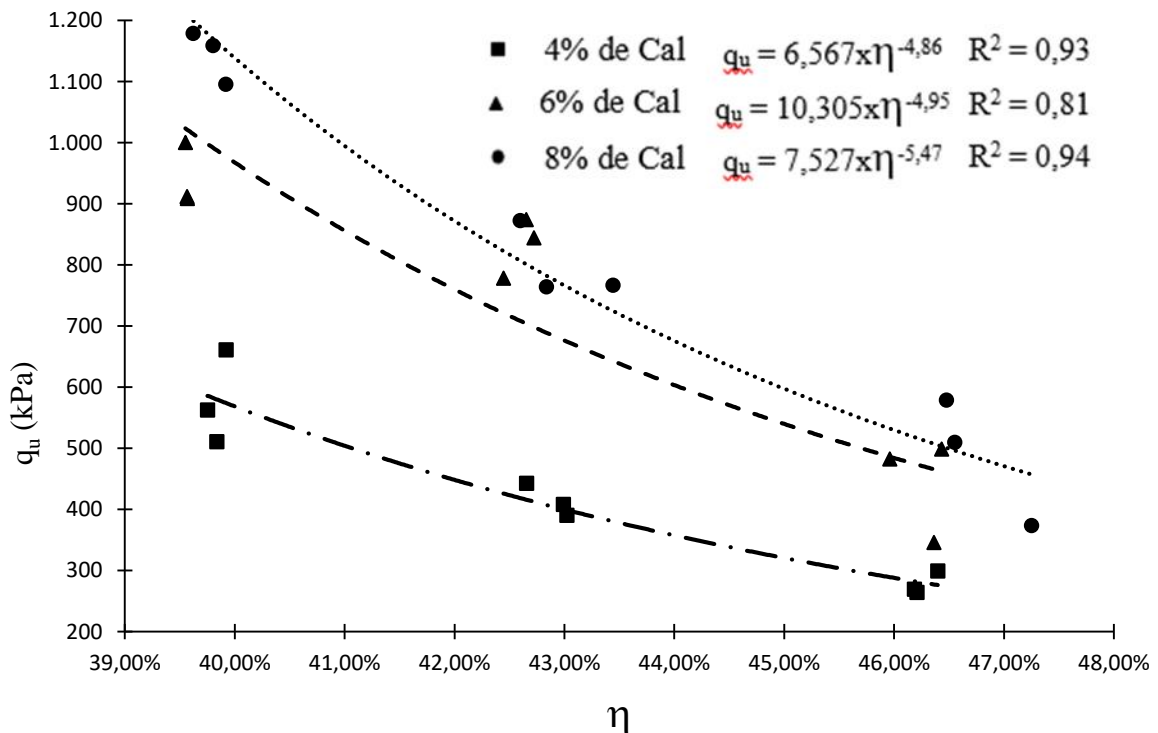
A Figura 27 apresenta a variação da resistência a compressão simples em função da porosidade, nesta Figura cada conjunto de dados possui o mesmo teor de cal adicionado. Os conjuntos de dados de 6% e 8% de cal apresentaram resultados mais próximos que o conjunto

de 4%. Este comportamento pode ser justificado pela expansividade do solo, pois os teores e 8% e 6% estão mais próximos do ICL, no qual a expansão tende a ser anulada ainda durante a fase de floculação. Logo é possível que para estes teores as tensões oriundas da expansão sejam menos intensas.

O teor de 4% encontra-se no fim zona de transição, logo é possível que as reações de expansão não tenham sido completamente cerceadas com a floculação. Logo faz-se necessário mobilizar resistência oriunda das reações pozolânicas para conter a expansão do solo. Comportamento semelhante pode ser observado na Figura 28, os teores de 4% apresentam valores de q_u mais próximos que os demais.

Na Figura 27 observa-se também que a taxa com que a resistência a compressão simples aumenta é inversamente proporcional a porosidade. Segundo Lopes Jr (2011) a redução da porosidade intensifica os contatos entre as partículas de argila e de cal tornando a cimentação mais eficiente e, portanto, aumentando a resistência a compressão simples.

Figura 27: Resistência a compressão simples pela porosidade do solo estabilizado com cal

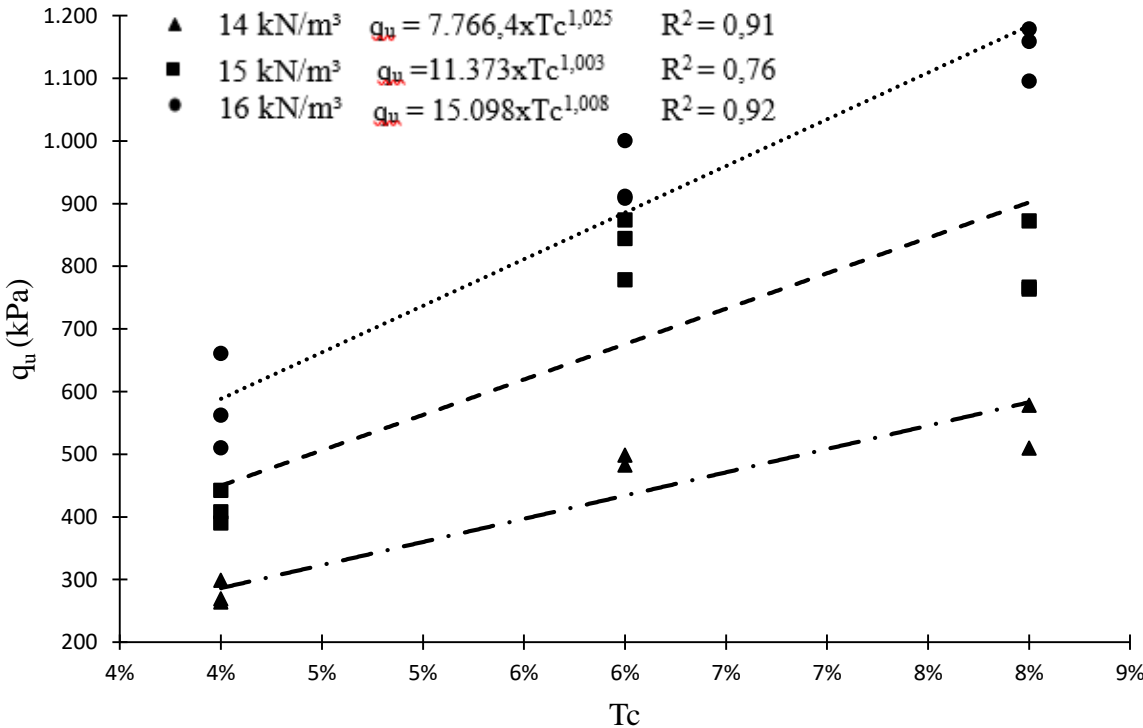


A Figura 28 mostra as curvas de resistência a compressão simples pelo teor de cal (Tc) com cura de 28 dias, cada conjunto de dados possui o mesmo peso específico seco

aparente. As curvas tendem a se aproximar para teores de cal baixos e o efeito da compactação para solos estabilizados com um mesmo teor de cal é visível na Figura 28. A taxa de crescimento da resistência a compressão simples, representada pela inclinação das curvas de ajuste, varia conforme a curva e é constante em uma mesma curva. Na Figura 28 também se observa que taxa de crescimento é maior nas curvas com maior peso específico seco.

Maior compactação implica em menor porosidade e conseqüentemente menos vazios a serem preenchidos com gel oriundo das reações entre a cal e os argilominerais do solo, conseqüentemente maior resistência a compressão simples.

Figura 28: Resistência a compressão simples pelo teor de cal solo-cal-28 dias

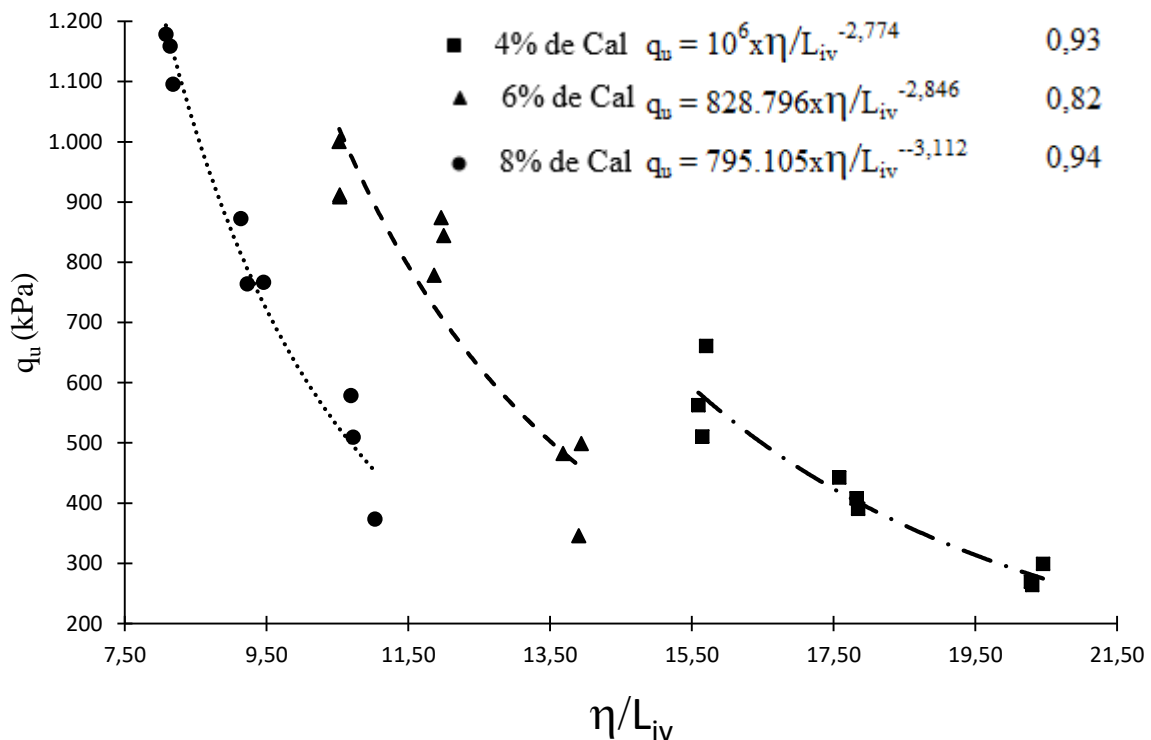


A Figura 29 apresenta a relação entre a resistência a compressão simples e o parâmetro η/L_{iv} , cada conjunto de dados apresenta o mesmo teor de cal adicionado. Novamente, observa-se uma proximidade, em valor e forma, dos conjuntos de dados de 8% e 6% de cal, assim como a variação da resistência a compressão simples nos pontos com 4% de cal é menor que nos demais. Esse fenômeno pode ser observado na inclinação da curva de

ajuste, a inclinação das curvas com 6% e 8% de cal é maior que a inclinação da curva com 4%, indicando um aumento maior para uma variação menor do parâmetro η/L_{iv} .

Esse fato reforça a observação feita nas Figura 27 de que as tensões de expansão não foram ceceadas com 4% de cal. Portanto, é provável que as tensões de expansão atuantes no solo com 4% de cal sejam de magnitude significativamente superior as atuantes no solo 6% e 8%.

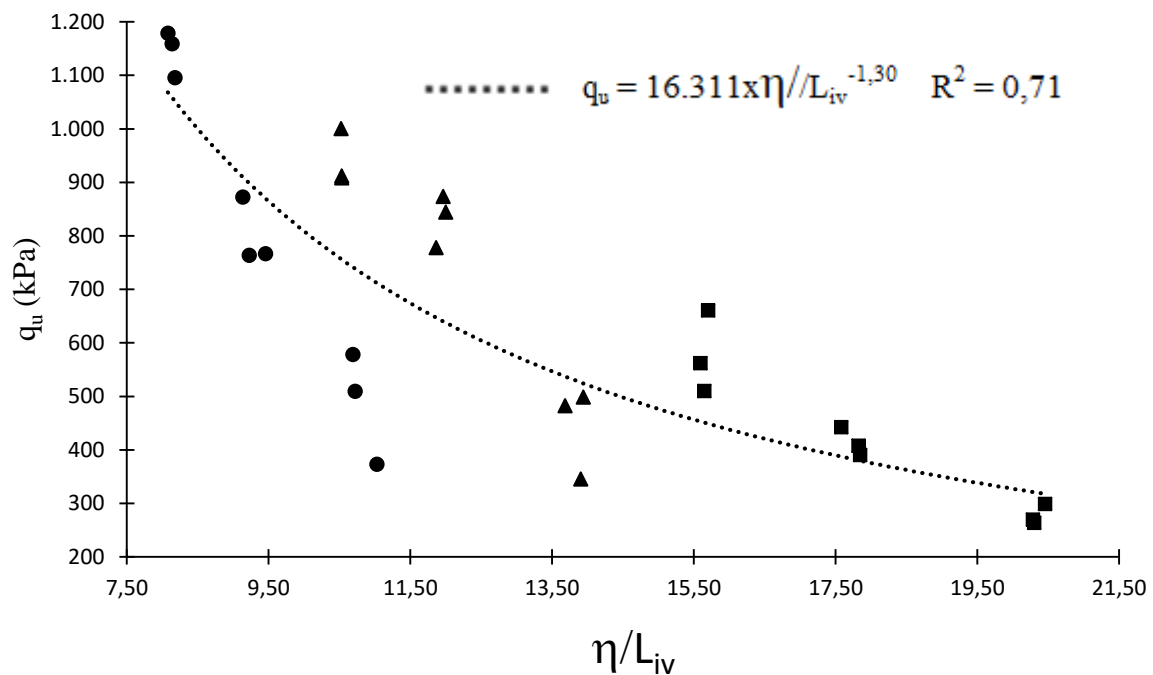
Figura 29: Resistência a compressão simples pelo parâmetro η/L_{iv} do solo estabilizado com cal por teor de cal adicionado



Para valores semelhantes de q_u observa-se distintos valores de η/L_{iv} . Esse fenômeno está associado ao fato que o parâmetro η/L_{iv} pode ser formado por diferentes combinações de L_{iv} com η . Dalla Rosa (2009) identificou esse comportamento em seu estudo e o atribuiu ao fato de que resistência a compressão simples varia com taxas diferentes quando correlacionada com o volume absoluto de vazios e com inverso do volume absoluto cal (L_{iv}). Este mesmo comportamento pode ser observado na Figura 28 e Figura 27, um vez que o volume de vazios e o volume de cal são proporcionais a porosidade e ao teor de cal,

A Figura 30 mostra a variação da compressão simples pelo parâmetro η/L_{iv} e o ajuste dos dados para todos os teores de cal. O ajuste é razoável, contudo é possível otimiza-lo por meio do coeficiente exponencial aplicado ao termo L_{iv} . O coeficiente permite tornar a taxa de crescimento da resistência a compressão simples com relação aos parâmetros η e L_{iv} iguais e conseqüentemente otimizando a relação entre q_u e η/L_{iv} .

Figura 30: Resistência a compressão simples pelo parâmetro η/L_{iv} do solo estabilizado com cal



A Figura 31 mostra a relação entre resistência a compressão simples e o parâmetro η/L_{iv}^a para um coeficiente a de 0,26. Cada conjunto de dados possui o mesmo teor de cal adicionado. Com o coeficiente de ajuste, as curvas aproximam-se umas das outras, desta forma é possível estabelecer uma associação entre o parâmetro η/L_{iv} e q_u .

Ao comparar as equações da Figura 29 com as da Figura 31 observa-se que não ocorreram alteração significativa no R^2 . Contudo a forma das equações mudou, pois, os pontos com mesma resistência a compressão simples estão mais próximos.

A Figura 32 mostra a relação entre compressão simples e o parâmetro $\eta/L_{iv}^{0,26}$, o ajuste dos dados para todos os teores de cal também é apresentado, este é satisfatório e superior ao obtido na Figura 30.

Figura 31: Resistência a compressão simples pelo parâmetro η/L_{iv}^a do solo estabilizado com cal por teor de cal adicionado

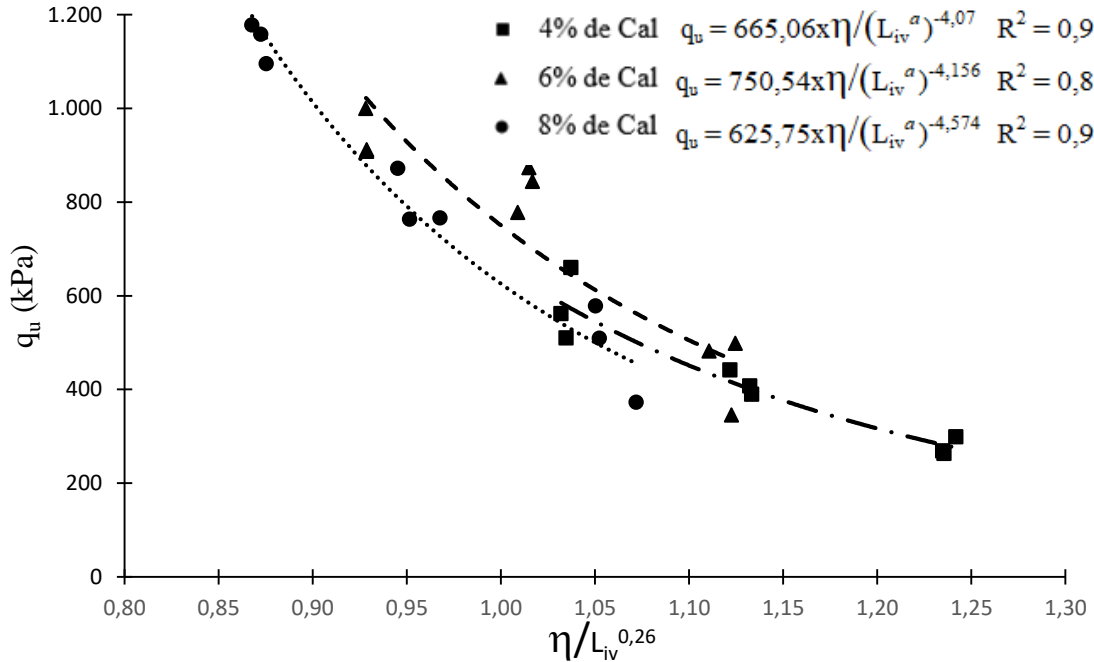
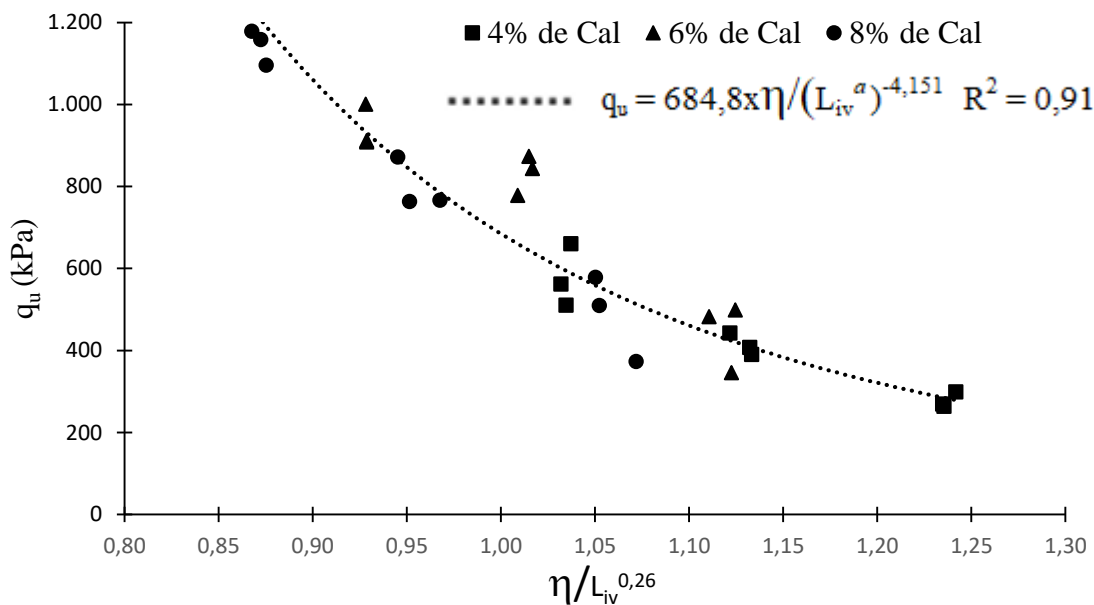


Figura 32: Resistência à compressão simples pelo parâmetro η/L_{iv}^a do solo estabilizado com cal



Os dados apresentados nesta secção demonstram a aplicabilidade da metodologia porosidade/aditivo para a estabilização de solos expansivos com cal. Os teores abaixo do ICL geram curvas menos precisas, provavelmente em virtude dos efeitos da expansão, entretanto apesar deste fato as curvas ainda são regidas pela relação η/L_{iv} .

4.3 Ensaio de Expansão em Solo Puro

A Tabela 18 apresenta os dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios de expansão em uma dimensão com tensão de sobrecarga de 10 kPa para solo puro. Os parâmetros peso específico seco e umidade atenderam aos requisitos das Tabela 13 e Tabela 14. Este ensaio permitiu avaliar a relação entre a os parâmetros volumétricos do solo, peso específico seco e porosidade, e a expansão em uma dimensão com sobrecarga de 10 kPa.

Tabela 18: Características dos corpos de prova de solo puro e resultado da expansão em uma dimensão

| CP | γ_d | U | η | ε |
|------|------------------------|--------|--------|---------------|
| SP01 | 13.9 kN/m ³ | 19.45% | 47.40% | 4.61% |
| SP02 | 14.1 kN/m ³ | 18.63% | 46.78% | 4.97% |
| SP03 | 14.0 kN/m ³ | 19.41% | 47.22% | 5.16% |
| SP04 | 15.1 kN/m ³ | 18.66% | 42.88% | 6.22% |
| SP05 | 15.0 kN/m ³ | 19.45% | 43.36% | 6.42% |
| SP06 | 15.1 kN/m ³ | 19.44% | 43.04% | 7.04% |
| SP07 | 16.1 kN/m ³ | 19.07% | 39.24% | 7.59% |
| SP08 | 15.9 kN/m ³ | 19.48% | 40.08% | 7.82% |
| SP09 | 15.9 kN/m ³ | 18.71% | 39.83% | 8.14% |

A Figura 33 mostra a relação entre o peso específico seco e a expansão para o solo puro. O comportamento da expansão deve-se a quantidade de partículas sólidas de solo presentes por unidade de volume. Maior o peso específico seco aparente maior a quantidade de partículas de solo por unidade de volume, logo maior será a tensão de expansão.

O comportamento descrito pode ser verificado na curva de expansão por porosidade apresentada na Figura 34. Como a porosidade indica o quanto do volume do corpo de prova é preenchido por vazios, pode-se deduzir que maior porosidade implica em menor massa de partículas de sólido e consequentemente menor expansão.

Figura 33: relação entre a expansão em uma dimensão e o peso específico seco aparente

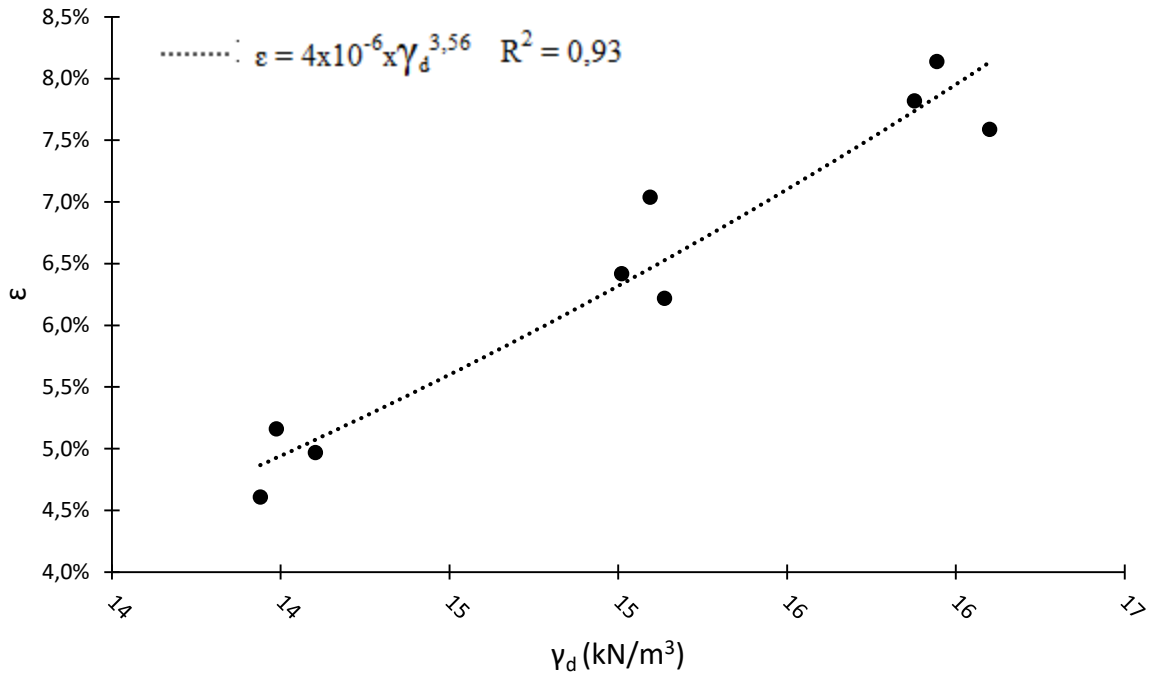
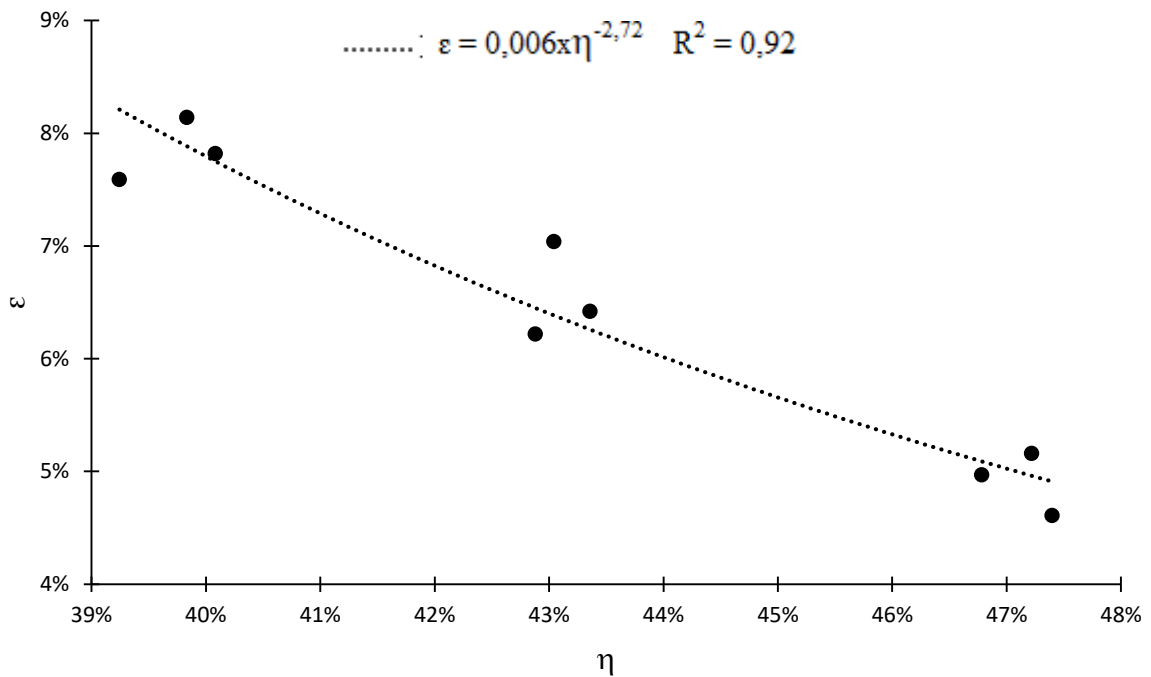


Figura 34: Variação da expansão em uma dimensão pela porosidade



4.4 Ensaio de Expansão em Solo Estabilizado com Mármore

A Tabela A 2 no anexo A deste trabalho apresenta os dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios de expansão em uma dimensão com tensão de sobrecarga de 10 kPa

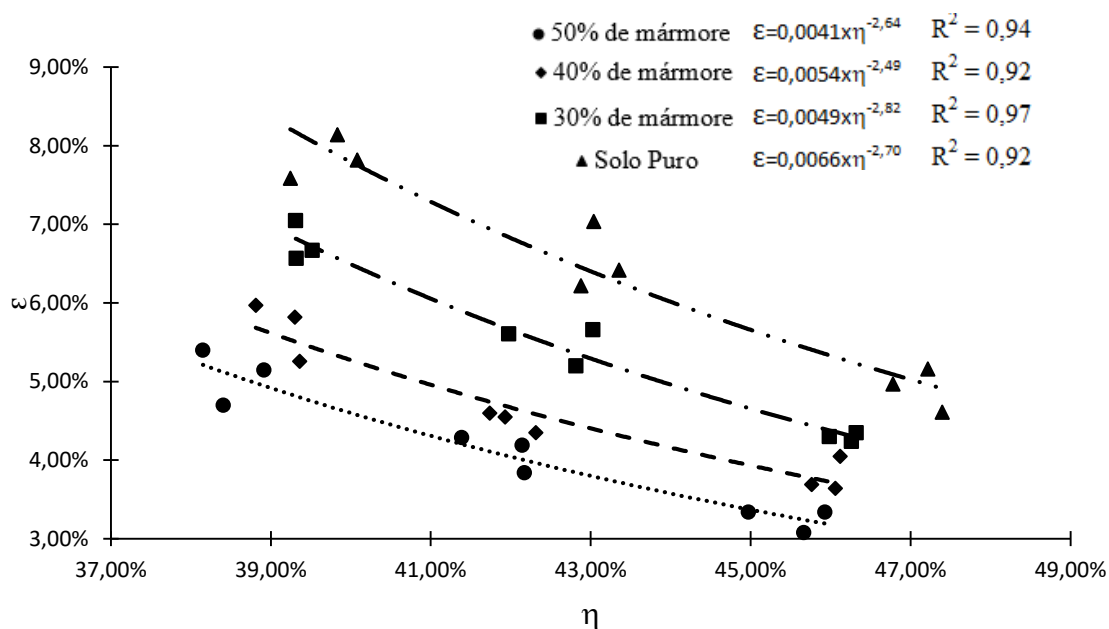
para solo estabilizado com mármore. Os parâmetros peso específico seco aparente, teor de mármore e umidade atenderam aos requisitos das Tabela 13 e Tabela 14.

A Figura 35 apresenta a variação da expansão em uma dimensão pela porosidade do solo estabilizado com resíduo de mármore e puro. Cada conjunto de dados apresenta o mesmo teor de mármore adicionado. Os ajustes foram satisfatórios e pode-se observar que as curvas de ajuste são aproximadamente paralelas e tem inclinação constante, *i.e* a taxa de aumento da expansão em uma dimensão não varia. Este fenômeno sugere que o efeito do resíduo na expansão não é influenciado pela porosidade do solo. Em virtude da possível não interação, entre resíduo e porosidade, é provável que o resíduo esteja se comportando como um aditivo inerte, sem desencadear qualquer reação química.

O possível comportamento inerte do resíduo de mármore não está em acordo com o ensaio de ICM. O aumento do pH do solo implica em dissociação das partículas de mármore e consequente liberação de cátions de cálcio (Ca^{2+}) conforme ilustrado na Equação 3.

O alto teor de óxido de silício presente no resíduo de mármore e o baixo teor de carbonato de cálcio pode ter impedido a liberação de Ca^{2+} em quantidade significativa. Ressalta-se que isso deve-se ao resíduo utilizado não advir somente do beneficiamento de mármore.

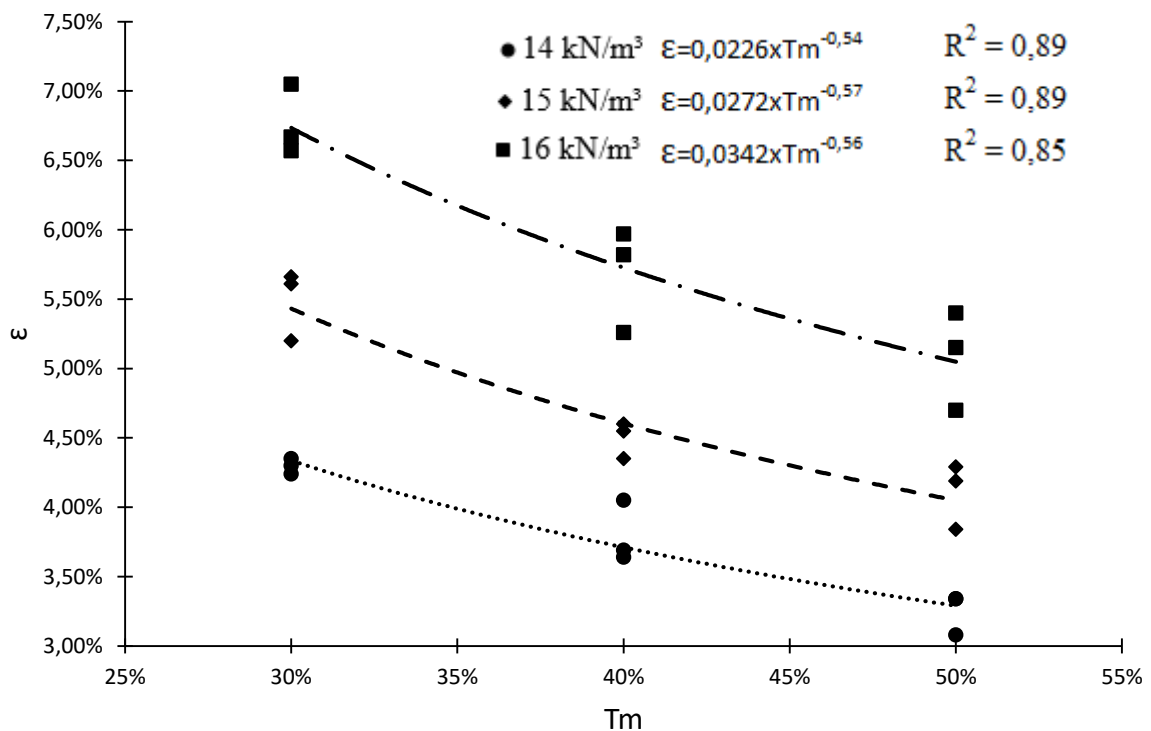
Figura 35: Variação da tensão de expansão pela porosidade do solo-resíduo de mármore



A Figura 36 apresenta a relação entre a expansão em uma dimensão pelo teor de mármore (T_m) adicionado ao solo. As curvas de ajuste apresentadas na Figura 36 são paralelas, apresentam uma distância relativa semelhante e mantem a inclinação constante. Este comportamento sugere que o mármore atuou como estabilizante inerte.

Como o resíduo de mármore não é um produto industrializado, tampouco possui qualquer controle de qualidade há distintos constituintes químicos. Por meio dos ensaios de fluorescência e difração de raios X foi possível identificar que o resíduo apresenta óxido de silício, dolomita e carbonato de cálcio como seus principais constituintes. O óxido de silício é o material mais abundante no resíduo e está em forma cristalina, tornando qualquer reação química improvável. Esse material não advém do mármore, indicando que o resíduo é composto, também, por resíduo de outras pedras ornamentais. A dolomita e o carbonato de cálcio são o segundo e terceiro mais abundantes. Por meio da Figura 21 percebe-se que eles podem estar em forma cristalina e amorfa. Logo, o resíduo pode não reagir com o solo e comportar-se como um material inerte, apenas substituindo o solo expansivo.

Figura 36: Variação da expansão pelo Teor de mármore (T_m)



A Figura 37 apresenta a relação entre a expansão em uma dimensão e o parâmetro η/M_{iv} onde cada conjunto de dados tem mesmo teor de mármore adicionado. As curvas apresentadas na Figura 37 são paralelas, demonstrando mesma forma e inclinação constante. Este comportamento reforça a possibilidade do resíduo está atuando de forma inerte, conforme discutidos nas Figura 35 e Figura 36.

Observa-se que para um mesmo η/M_{iv} pode-se ter diferentes valores de expansões, este comportamento é análogo ao discutido no item 4.2, contudo neste caso a variável resposta em questão é a expansão em uma dimensão. A distinção nas taxas de crescimento da ε pela porosidade e teor de resíduo pode ser observada nas Figura 35 e Figura 36.

A Figura 38 apresenta a relação entre a expansão e o parâmetro η/M_{iv} para todos os teores de mármore. Observa-se que relação não é satisfatória, sendo inviável correlacionar a expansão com o parâmetro η/M_{iv} sem dividir os dados pelo teor de resíduo adicionado. Contudo, vários pontos apresentam valores de expansões semelhantes, mas o parâmetro η/M_{iv} é diferente para cada ponto.

Esta situação é semelhante ao comportamento observado na resistência a compressão simples do solo-cal é válido aplicar a mesma lógica. A aplicação de um coeficiente exponencial ao parâmetro M_{iv} pode diminuir a diferença entre as taxas de variação da expansão pela η e pelo $1/M_{iv}$ e viabilizar a correlação entre expansão e η/M_{iv} .

Figura 37: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro η / M_{iv}

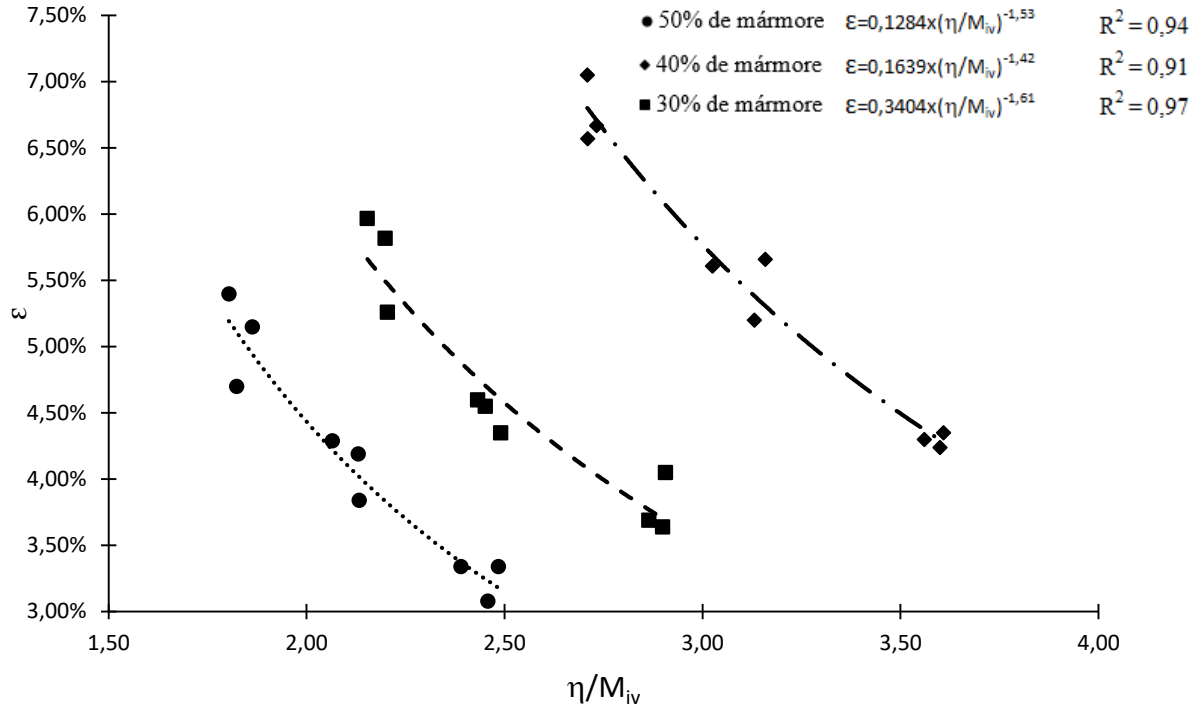
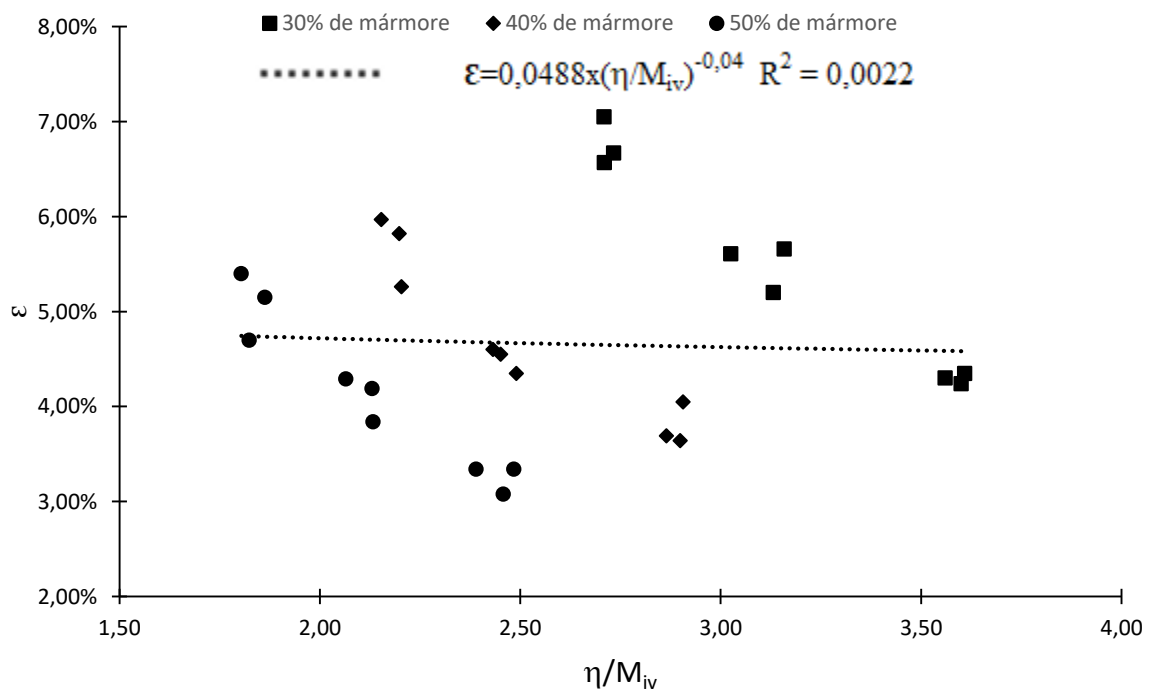


Figura 38: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro η / M_{iv} para todos os teores



A Figura 39 apresenta a relação entre a expansão em uma dimensão e o parâmetro η/M_{iv}^a , para um valor de a de -0,26. Cada conjunto de dados possui o mesmo teor de mármore adicionado. Os mesmos comportamentos observados nos dados da Figura 37 repetem-se na Figura 39. Contudo pode-se observar uma aproximação dos valores da abcissa para os pontos com mesma expansão. As equações de ajuste para cada conjunto de dados apresentados na Figura 39 são satisfatórios e as equações são semelhantes.

A Figura 40 apresenta relação entre expansão em uma dimensão e o parâmetro η/M_{iv}^a para todos os teores de mármore, com um valor de a de -0,26. O ajuste é satisfatório e correlaciona com excelência a expansão em uma dimensão ao parâmetro η/M_{iv} .

Os dados expostos nesta secção demonstram a viabilidade da metodologia porosidade/aditivo para prever a expansão de solos expansivos estabilizados com resíduo de mármore. O comportamento do solo estabilizado com resíduo de mármore foi satisfatório no tangente ao controle da expansão. Contudo o resíduo aparenta atuar como um estabilizante inerte e não químico.

Figura 39: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro $\eta/M_{iv}^{0,26}$ para cada teor de adição

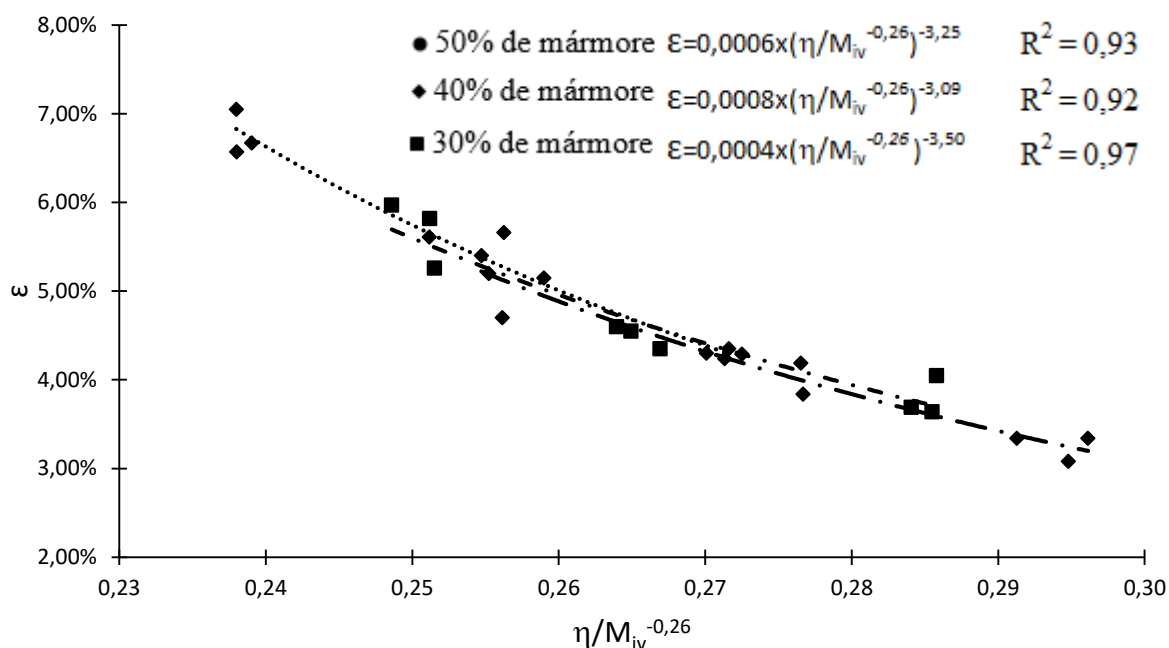
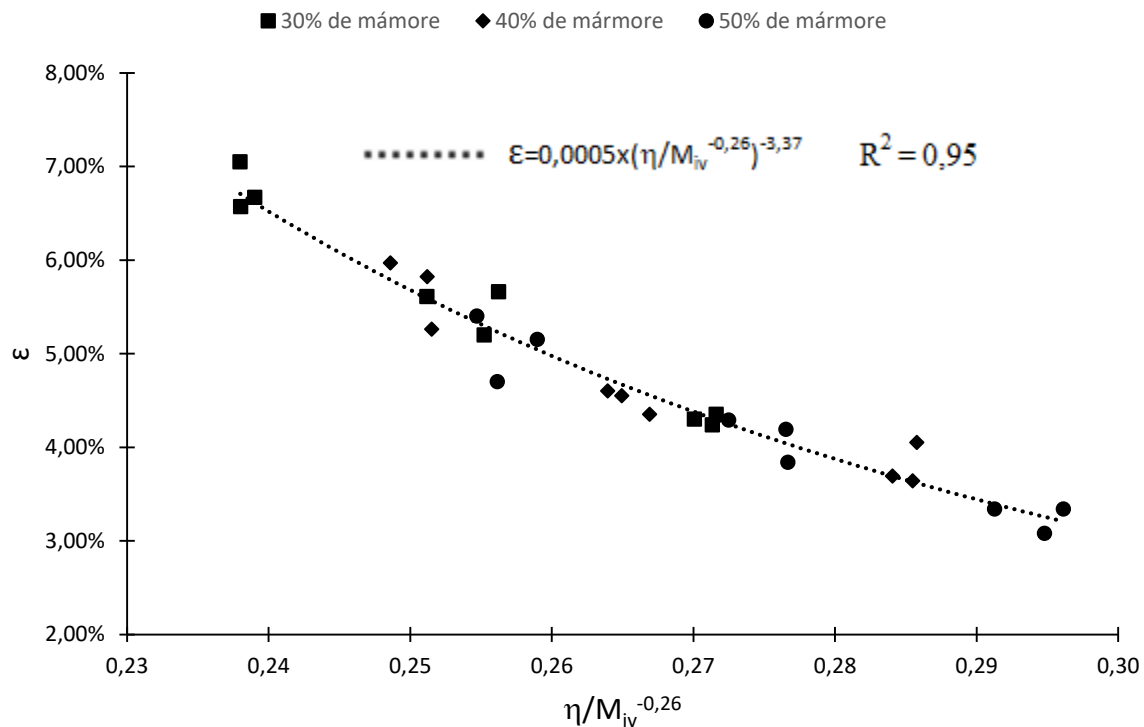


Figura 40: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro $\eta/M_{iv}^{-0,26}$ para todos os teores de adição

4.5 Ensaio de Expansão em Solo Estabilizado com Cal

A Tabela A 3 no anexo A deste trabalho apresenta os dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios de expansão em uma dimensão com tensão de sobrecarga de 10 kPa para solo estabilizado com cal. Os parâmetros peso específico seco aparente, teor de cal e umidade atenderam aos requisitos das Tabela 13 e Tabela 14.

A Figura 41 mostra a variação da expansão pela porosidade para o solo estabilizado com cal e puro, onde cada conjunto de dados apresenta o mesmo teor de cal. Os conjuntos com 4% e 6% de cal apresentam valores de expansão relativamente mais próximos, quando comparados ao conjunto de 2%. Este comportamento pode estar relacionado o ICL do solo, pois a partir do teor correspondente ao ICL a expansão do solo deve ser próxima de zero. Os teores de 4% e 6% aproximam-se mais do ICL do que o teor de 2%. Logo é coerente que estes tenham valores de expansão mais próximos. Comportamento semelhante foi observado nos ensaios de compressão simples do solo-cal.

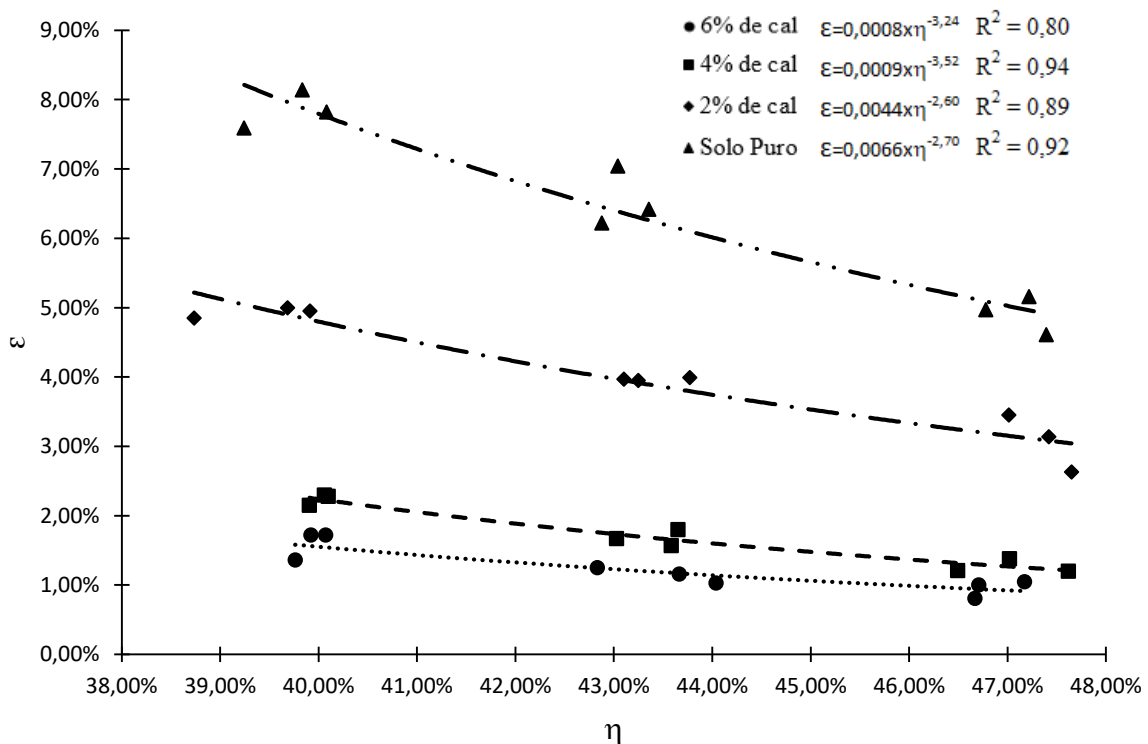
Ao comparar os solos estabilizados com o solo puro verifica-se a eficácia da cal como estabilizante químico para controle da expansão. Os valores de expansão em uma dimensão reduziram conforme adicionava-se cal ao solo. A adição de cal não interferiu na relação entre

porosidade e expansão pois esta continua reduzindo à medida que a porosidade aumenta. Entretanto, a cal reduziu a tendência de expansão do solo como um todo, visto que as curvas são deslocadas para baixo à medida que se adiciona cal.

A Figura 41 ilustra que a taxa da variação da expansão com a porosidade é praticamente constante na mesma curva, contudo esta tende a diminuir, entre as curvas, à medida que se aumenta o teor de cal. A interpretação destes resultados demanda cautela, pois, o teor de cal e a porosidade atuam de forma inversa na expansão em uma dimensão.

A Figura 42 apresenta a relação entre a expansão em uma dimensão e o teor de cal (T_c) adicionado ao solo, onde cada conjunto de dados apresenta o mesmo peso específico seco. Os pontos com maior teor de cal apresentam valores de expansão mais próximos que os com menor teor de cal, esse comportamento reafirma a influência da proximidade do teor de cal ao ICL do solo, comportamento análogo foi observado na Figura 41.

Figura 41: Relação entre expansão em uma dimensão e porosidade

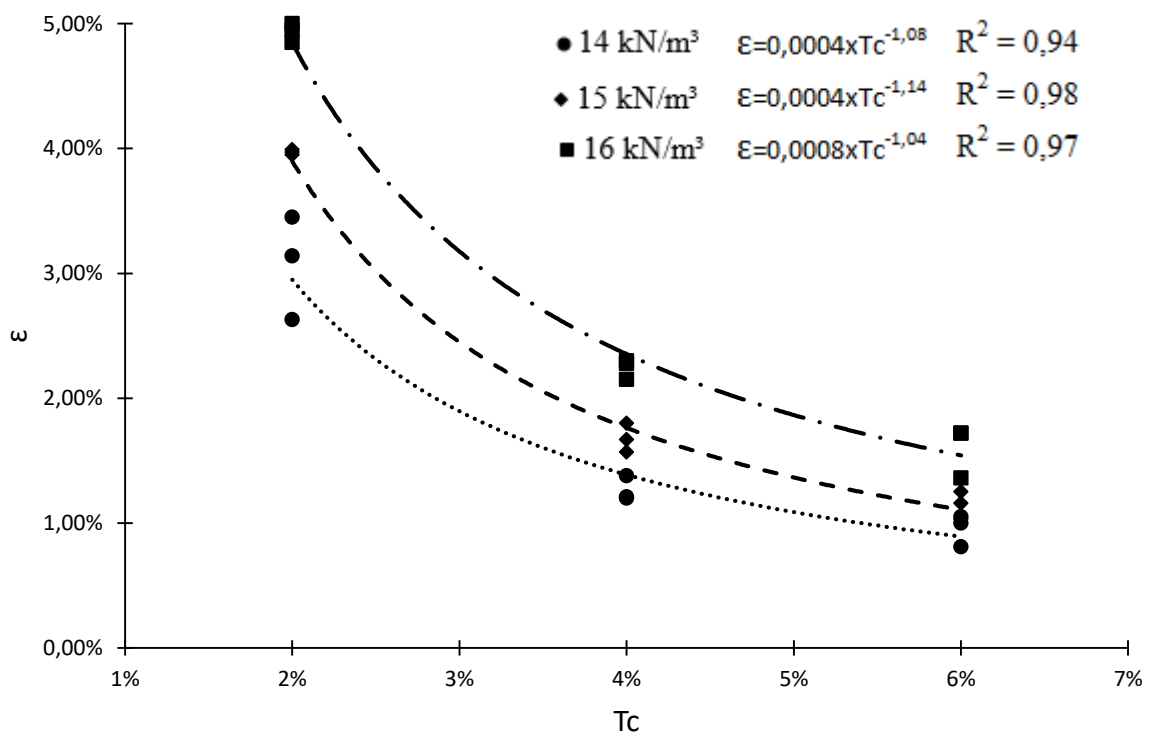


A Figura 27 mostra que o teor de 4% de cal distancia-se dos teores de 6% e 8%, possivelmente devido superioridade da tensão de expansão do solo estabilizado com 4%. A Figura 42 ilustra que a expansão do solo com 4% é próxima a do solo com 6%, indicando

que a tensão de expansão nestes solos é semelhante. Portanto, a tensão de expansão possivelmente não é responsável pela diferença significativa de resistência a compressão simples observada na Figura 27 entre os teores de 4% e 6%. Logo, possivelmente o teor de cal de 4% é consumido quase que inteiramente nas reações de flocculação, restando pouco cal para as reações pozolânicas.

Na Figura 42 o solo tende a expandir quando o peso específico seco aumenta, fato claramente observado na curva da Figura 33 e a expansão tende a reduzir com o aumento do teor de cal. Assim, o efeito dos fatores, teor de cal e peso específico seco, sobre a expansão do solo é inverso.

Figura 42: Variação da expansão pelo Teor de Cal (Tc)



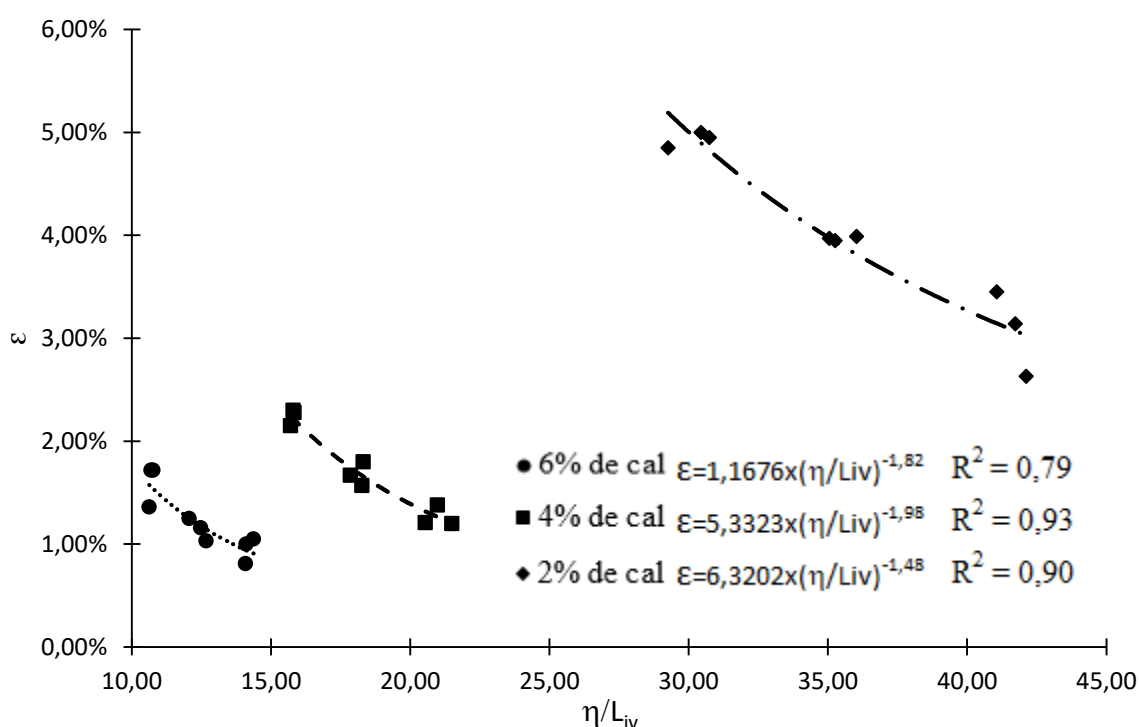
Devido ao efeito inverso dos fatores, as curvas de ajuste das Figura 42 e Figura 41 tendem a reduzir as suas taxa de variação com o aumento do teor de cal ou porosidade. Em outras palavras a interação entre os fatores leva a uma taxa de variação nula a medida que se aumenta o teor de cal ou a porosidade.

A Figura 43 apresenta a relação entre a expansão em uma dimensão e o parâmetro η/L_{iv} . Os conjuntos de dados apresentam um ajuste satisfatório, onde cada conjunto de dados

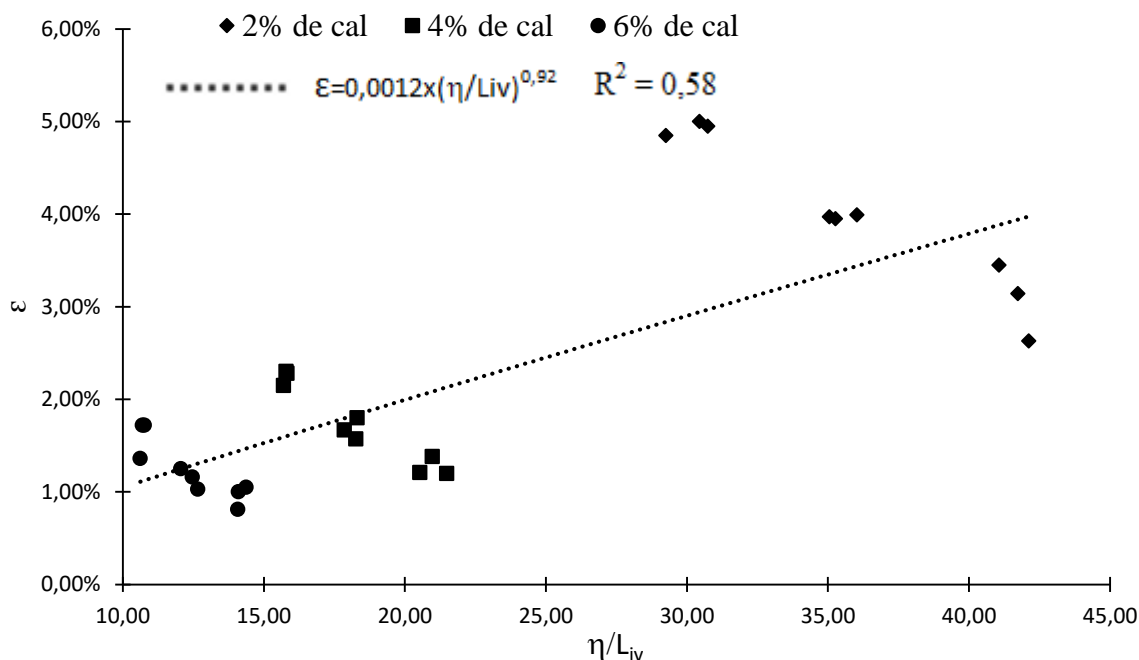
apresenta mesmo teor de cal adicionado. A tendência de redução da expansão a medida que se aumenta a porosidade também pode ser observada nestas curvas. Assim como a redução da expansão com o aumento do teor de cal e a maior proximidade entre os valores de expansão dos conjuntos estabilizados com 4% e 6% de cal.

O paralelismo das curvas apresentadas na Figura 43 reforça a interação entre os fatores. Vale salientar que neste caso o paralelismo indica interação devido ao efeito oposto dos fatores sobre a variável.

Figura 43: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro η/L_{iv}



A Figura 44 apresenta a relação entre a expansão e o parâmetro η/L_{iv} para todos os teores de cal. A relação apresentada não é satisfatória, sendo inviável correlacionar a expansão com o parâmetro η/L_{iv} sem segregação por teor de cal adicionado. Também pode-se perceber que, novamente, pontos com valores de expansão em uma dimensão próximos apresentam valores de η/L_{iv} distintos. A mesma lógica aplicada ao solo estabilizado com resíduo de mármore e ao solo estabilizado com cal na análise da resistência a compressão simples aplica-se aqui.

Figura 44: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro η/Liv para todos os teores

A Figura 45 apresenta a relação entre a expansão em uma dimensão e o parâmetro $\eta/Liv^{-0,26}$, para a qual utilizou-se como coeficiente de ajuste exponencial um valor de a de $-0,26$. Os mesmos comportamentos observados nos dados da Figura 43 repetem-se na Figura 39. Contudo, pode-se observar a aproximação dos pontos de mesmo valor de expansão em uma dimensão.

A Figura 46 apresenta relação entre expansão em uma dimensão e o parâmetro $\eta/Liv^{-0,26}$ para todos os teores de cal, com um valor de a de $-0,26$. O ajuste é satisfatório e correlaciona com excelência a expansão em uma dimensão ao η/Liv .

Os dados expostos nesta secção demonstram a viabilidade da metodologia porosidade/aditivo para prever a expansão de solos expansivos estabilizados com cal. Juntamente com os dados apresentados na secção 4.2 fica clara que o parâmetro η/Liv é representativo na regência do comportamento de solos expansivos estabilizados com cal.

Figura 45: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro $\eta/L_{iv}^{-0,26}$

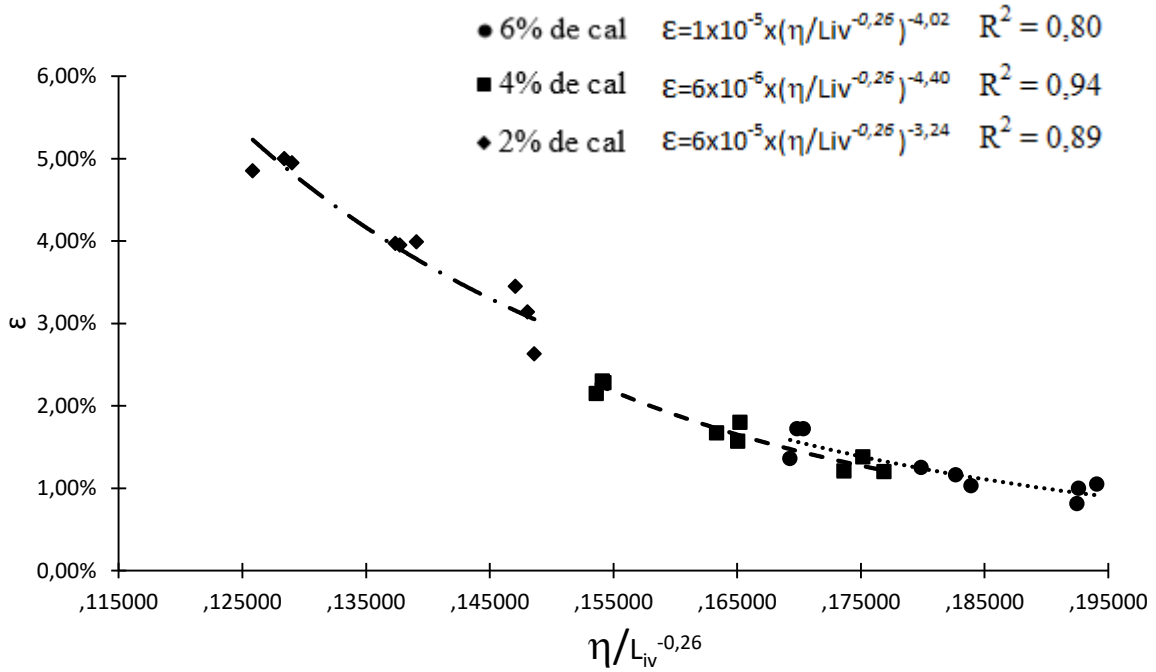
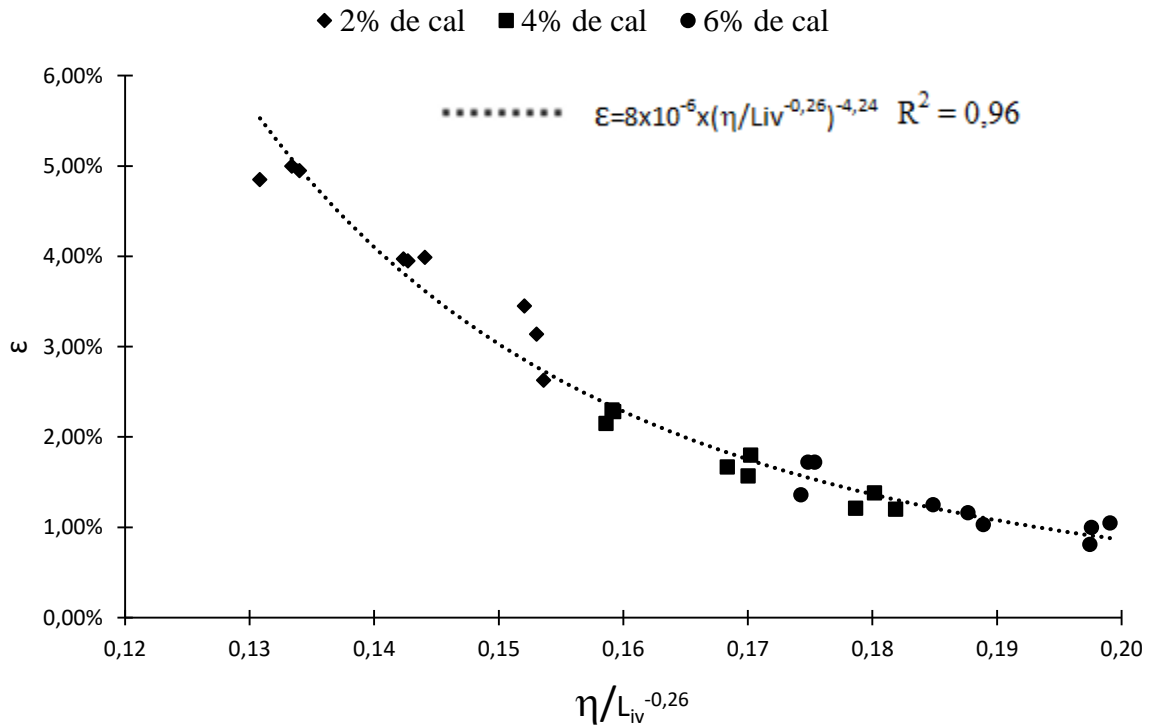


Figura 46: Relação entre expansão em uma dimensão e parâmetro $\eta/L_{iv}^{-0,26}$ para todos os teores



4.6 Análise Fatorial da Resistência a Compressão Simples Solo-Cal

A ANOVA foi desenvolvida com dois fatores controláveis, o teor de cal e o peso específico seco aparente, e avaliou-se também a interação entre esses fatores. O nível de significância adotado foi de 95%.

A Tabela 19 apresenta os resultados da ANOVA para a resistência a compressão simples do solo estabilizado com cal, sendo: SQ a Soma dos Quadrados; GL a Graus de Liberdade; MQ a média dos quadrados; Teste F o valor da coordenada correspondente da distribuição de probabilidade F e p é a probabilidade de que ao alterar o nível do fator controlável os valores de q_u continue pertencendo a mesma distribuição de probabilidade. Como adotou-se um nível de significância de 95%, valores de p menores que 5% indicam distribuições de probabilidades diferentes, *i.e* a variações no fator controlável provoca variação estatisticamente significativas na variável resposta q_u .

Tabela 19: ANOVA dois fatores e três níveis solo-cal resistência a compressão simples

| Fonte de Variação | SQ | GL | MQ | Teste F | p | Sig |
|----------------------|--------------|----|------------|---------|--------|--------------|
| Peso específico seco | 1,067,871.49 | 2 | 533,935.75 | 134.69 | 0.000% | Significante |
| Teor de Cal | 765,213.65 | 2 | 382,606.83 | 96.52 | 0.000% | Significante |
| Interação | 128,126.18 | 4 | 32,031.54 | 8.08 | 0.065% | Significante |
| Resíduo | 71,353.39 | 18 | 3,964.08 | | | |

A Tabela 19 mostra que ambos fatores, bem como a interação entre eles, são significativos, ou seja, ao variar o nível do fator, varia-se o valor de q_u . Em outras palavras ao alterar o nível dos fatores altera-se a resposta do experimento, a resistência a compressão simples. O MQ do resíduo é consideravelmente menor que os demais, esse fato indica que o experimento foi realizado adequadamente. A significância da interação entre o teor de cal e o peso específico seco reforça a influência da porosidade sobre a eficácia da cimentação promovida pela cal conforme discutido no 4.2.

O teste de *tukey*, também com nível de significância de 95%, foi realizado para saber quais combinações de fatores resultam em q_u que sejam estatisticamente diferentes. As médias utilizadas no teste são apresentados no Tabela 20, estas correspondem a média dos três valores de q_u obtidos para cada combinação peso específico seco/ teor de cal.

A Tabela 21 mostra a matriz com as diferenças de médias para as 81 combinações possíveis. Cada elemento da matriz representa a diferença entre as médias da compressão

simples associadas a combinação apresentada na primeira coluna menos a associada a combinação apresentada na primeira linha.

Tabela 20: médias solo-cal resistência a compressão simples

| Fatores | 4% | 6% | 8% |
|----------------------|--------|--------|----------|
| 14 kN/m ³ | 277 kN | 442 kN | 487 kN |
| 15 kN/m ³ | 413 kN | 832 kN | 801 kN |
| 16 kN/m ³ | 578 kN | 940 kN | 1,144 kN |

Tabela 21: diferença de médias solo-cal resistência a compressão simples

| Comb | 14 kN/m ³ 4% | 14 kN/m ³ 6% | 14 kN/m ³ 8% | 15 kN/m ³ 4% | 15 kN/m ³ 6% | 15 kN/m ³ 8% | 16 kN/m ³ 4% | 16 kN/m ³ 6% | 16 kN/m ³ 8% |
|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 14 kN/m ³ 4% | 0 kN | -165 kN | -210 kN | -136 kN | -555 kN | -523 kN | -300 kN | -663 kN | -867 kN |
| 14 kN/m ³ 6% | 165 kN | 0 kN | -45 kN | 29 kN | -390 kN | -359 kN | -136 kN | -498 kN | -702 kN |
| 14 kN/m ³ 8% | 210 kN | 45 kN | 0 kN | 73 kN | -345 kN | -314 kN | -91 kN | -453 kN | -657 kN |
| 15 kN/m ³ 4% | 136 kN | -29 kN | -73 kN | 0 kN | -419 kN | -387 kN | -164 kN | -527 kN | -731 kN |
| 15 kN/m ³ 6% | 555 kN | 390 kN | 345 kN | 419 kN | 0 kN | 31 kN | 254 kN | -108 kN | -312 kN |
| 15 kN/m ³ 8% | 523 kN | 359 kN | 314 kN | 387 kN | -31 kN | 0 kN | 223 kN | -139 kN | -344 kN |
| 16 kN/m ³ 4% | 300 kN | 136 kN | 91 kN | 164 kN | -254 kN | -223 kN | 0 kN | -362 kN | -567 kN |
| 16 kN/m ³ 6% | 663 kN | 498 kN | 453 kN | 527 kN | 108 kN | 139 kN | 362 kN | 0 kN | -204 kN |
| 16 kN/m ³ 8% | 867 kN | 702 kN | 657 kN | 731 kN | 312 kN | 344 kN | 567 kN | 204 kN | 0 kN |

A Tabela 22 mostra quando as médias são estatisticamente iguais ou qual média, a da combinação da coluna (C) ou da linha (L) que definem o elemento da matriz é maior. Com a Tabela 22 e o gráfico da resistência a compressão simples pelo teor de cal (Figura 28) pode-se ver que é possível compensar a redução no teor de cal com o aumento no peso específico seco. Como exemplo tem-se as combinações 16 kN/m³ com 6% de cal e 15 kN/m³ com 8% de cal que apresentaram resistências médias iguais. Esse fato indica que se pode, de fato, dosar o solo-cal para a compressão simples por meio do controle do peso específico seco e do teor de cal. Por esta relação é possível escolher qual a técnica mais viável, se devesse aumentar a compactação do solo ou teor de cal.

Tabela 22: significado da diferença de médias do solo-cal resistência a compressão simples

| Comb | 14 kN/m ³ 4% | 14 kN/m ³ 6% | 14 kN/m ³ 8% | 15 kN/m ³ 4% | 15 kN/m ³ 6% | 15 kN/m ³ 8% | 16 kN/m ³ 4% | 16 kN/m ³ 6% | 16 kN/m ³ 8% |
|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 14 kN/m ³ 4% | iguais | iguais | C > L | iguais | C > L | C > L | C > L | C > L | C > L |
| 14 kN/m ³ 6% | iguais | iguais | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais | C > L | C > L |
| 14 kN/m ³ 8% | L > C | iguais | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais | C > L | C > L |
| 15 kN/m ³ 4% | iguais | iguais | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais | C > L | C > L |
| 15 kN/m ³ 6% | L > C | L > C | L > C | L > C | iguais | iguais | L > C | iguais | C > L |
| 15 kN/m ³ 8% | L > C | L > C | L > C | L > C | iguais | iguais | L > C | iguais | C > L |
| 16 kN/m ³ 4% | L > C | iguais | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais | C > L | C > L |
| 16 kN/m ³ 6% | L > C | L > C | L > C | L > C | iguais | iguais | L > C | iguais | C > L |
| 16 kN/m ³ 8% | L > C | L > C | L > C | L > C | L > C | L > C | L > C | L > C | iguais |

Os fatores peso específico seco e teor de cal são proporcionais aos parâmetros η e L_{iv} , desta forma a observação anterior estende-se para a correlação resistência a compressão simples e η/L_{iv} .

4.7 Análise Fatorial da Expansão Solo-Resíduo de Mármore

A ANOVA foi desenvolvida com dois fatores controláveis, teor de resíduo de mármore e peso específico seco e a respectiva interação, adotou-se um nível de significância de 95%. A Tabela 23 apresenta os resultados da ANOVA para a expansão em uma dimensão do solo estabilizado com resíduo de mármore.

Tabela 23: ANOVA solo-Resíduo de mármore expansão

| Fonte de Variação | SQ | GL | MQ | f | p | Sig |
|----------------------|--------|----|--------|--------|---------|----------------|
| Peso específico seco | 0.0019 | 2 | 0.0010 | 159.34 | 0.000% | Significante |
| Teor de mármore | 0.0009 | 2 | 0.0004 | 71.42 | 0.000% | Significante |
| Interação | 0.0000 | 4 | 0.0000 | 1.73 | 18.651% | Insignificante |
| Resíduo | 0.0001 | 18 | 0.0000 | | | |

A Tabela 23 mostra que apesar dos dois fatores serem significativos, a interação entre eles não é. A insignificância da interação já era esperada pois o resíduo de mármore aparenta

comporta-se como material inerte, conforme discutido na seção 0. Observa-se também que o MQ do resíduo é consideravelmente menor que os demais, esse fato indica que o experimento foi realizado adequadamente.

As médias utilizadas no teste de *tukey* são apresentadas no Tabela 24, estas correspondem a média dos três valores de expansão em uma dimensão obtidos para cada combinação peso específico seco/teor de resíduo de mármore

Tabela 24: médias da expansão do solo-resíduo de mármore expansão

| Fatores | 30% | 40% | 50% |
|----------------------|------|------|------|
| 14 kN/m ³ | 4.3% | 3.8% | 3.3% |
| 15 kN/m ³ | 5.5% | 4.5% | 4.1% |
| 16 kN/m ³ | 6.8% | 5.7% | 5.1% |

A Tabela 25 mostra a matriz com as diferenças de médias para as 81 combinações possíveis. Cada elemento da matriz representa a diferença entre a média da expansão em uma dimensão da combinação apresentada na primeira coluna menos a média da combinação apresentada na primeira linha.

Tabela 25: diferença de médias da expansão do solo-resíduo de mármore no ensaio de expansão

| Comb | 14 kN/m ³ 30% | 14 kN/m ³ 40% | 14 kN/m ³ 50% | 15 kN/m ³ 30% | 15 kN/m ³ 40% | 15 kN/m ³ 50% | 16 kN/m ³ 30% | 16 kN/m ³ 40% | 16 kN/m ³ 50% |
|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 14 kN/m ³ 30% | 0.0% | 0.5% | 1.0% | -1.2% | -0.2% | 0.2% | -2.5% | -1.4% | -0.8% |
| 14 kN/m ³ 40% | -0.5% | 0.0% | 0.5% | -1.7% | -0.7% | -0.3% | -3.0% | -1.9% | -1.3% |
| 14 kN/m ³ 50% | -1.0% | -0.5% | 0.0% | -2.2% | -1.2% | -0.9% | -3.5% | -2.4% | -1.8% |
| 15 kN/m ³ 30% | 1.2% | 1.7% | 2.2% | 0.0% | 1.0% | 1.4% | -1.3% | -0.2% | 0.4% |
| 15 kN/m ³ 40% | 0.2% | 0.7% | 1.2% | -1.0% | 0.0% | 0.4% | -2.3% | -1.2% | -0.6% |
| 15 kN/m ³ 50% | -0.2% | 0.3% | 0.9% | -1.4% | -0.4% | 0.0% | -2.7% | -1.6% | -1.0% |
| 16 kN/m ³ 30% | 2.5% | 3.0% | 3.5% | 1.3% | 2.3% | 2.7% | 0.0% | 1.1% | 1.7% |
| 16 kN/m ³ 40% | 1.4% | 1.9% | 2.4% | 0.2% | 1.2% | 1.6% | -1.1% | 0.0% | 0.6% |
| 14 kN/m ³ 50% | 0.8% | 1.3% | 1.8% | -0.4% | 0.6% | 1.0% | -1.7% | -0.6% | 0.0% |

A Tabela 25 mostra quando as médias são estatisticamente iguais ou qual média, a da combinação da coluna (C) ou da linha (L), é maior. Na Tabela 26 percebe-se que as

igualdades ocorrem principalmente independente do peso específico seco aparente. Este comportamento indica que a interação entre resíduo e peso específico seco é pouco relevante, fenômeno já constatado pela ANOVA. O paralelismo observado no gráfico da expansão em uma dimensão pelo teor de mármore (Figura 36) reforça esta interpretação.

Tabela 26: significado da diferença de médias da expansão do solo-resíduo de mármore

| Comb | 14 kN/m ³ 30% | 14 kN/m ³ 40% | 14 kN/m ³ 50% | 15 kN/m ³ 30% | 15 kN/m ³ 40% | 15 kN/m ³ 50% | 16 kN/m ³ 30% | 16 kN/m ³ 40% | 16 kN/m ³ 50% |
|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 14 kN/m ³ 30% | iguais | iguais | L > C | C > L | iguais | iguais | C > L | C > L | C > L |
| 14 kN/m ³ 40% | iguais | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais | C > L | C > L | C > L |
| 14 kN/m ³ 50% | C > L | iguais | iguais | C > L | C > L | C > L | C > L | C > L | C > L |
| 15 kN/m ³ 30% | L > C | L > C | L > C | iguais | L > C | L > C | C > L | iguais | iguais |
| 15 kN/m ³ 40% | iguais | L > C | L > C | C > L | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais |
| 15 kN/m ³ 50% | iguais | iguais | L > C | C > L | iguais | iguais | C > L | C > L | C > L |
| 16 kN/m ³ 30% | L > C | L > C | L > C | L > C | L > C | L > C | iguais | L > C | L > C |
| 16 kN/m ³ 40% | L > C | L > C | L > C | iguais | L > C | L > C | C > L | iguais | iguais |
| 16 kN/m ³ 50% | L > C | L > C | L > C | iguais | iguais | L > C | C > L | iguais | iguais |

4.8 Análise Fatorial da Expansão do Solo-Cal

A ANOVA foi desenvolvida com dois fatores controláveis, teor de cal e peso específico seco e a respectiva interação, com um nível de significância de 95%. A Tabela 27 apresenta os resultados da ANOVA para a expansão em uma dimensão do solo estabilizado com resíduo de mármore.

A Tabela 27 apresenta que os dois fatores e a interação entre eles são significativos. A significância da interação dirime quaisquer dúvidas acerca da influência que um fator exerce sobre o outro no resultado final da expansão do solo. O MQ do resíduo é consideravelmente menor que os demais, esse fato indica que o experimento foi realizado adequadamente.

Tabela 27: ANOVA da expansão do solo-cal

| Fonte de Variação | SQ | GL | MQ | f | p | Sig |
|----------------------|--------|----|------|--------|--------|--------------|
| Peso específico seco | 0.0006 | 2 | 0.00 | 98.54 | 0.000% | Significante |
| Teor de Cal | 0.0039 | 2 | 0.00 | 627.38 | 0.000% | Significante |
| Interação | 0.0001 | 4 | 0.00 | 9.57 | 0.025% | Significante |
| Resíduo | 0.0001 | 18 | 0.00 | | | |

As médias utilizadas no teste de *tukey* são apresentadas na Tabela 28, estas correspondem a média dos três valores de expansão em uma dimensão obtidos para cada combinação peso específico seco/teor de cal.

Tabela 28: médias da expansão do solo-cal expansão

| Fatores | 2% | 4% | 6% |
|----------------------|------|------|------|
| 14 kN/m ³ | 3.1% | 1.3% | 1.0% |
| 15 kN/m ³ | 4.0% | 1.7% | 1.1% |
| 16 kN/m ³ | 4.9% | 2.2% | 1.6% |

A Tabela 29 mostra a matriz com as diferenças de médias para as 81 combinações possíveis. Cada elemento da matriz representa a diferença entre a média da expansão em uma dimensão da combinação apresentada na primeira coluna menos a média da combinação apresentada na primeira linha.

Tabela 29: diferença de médias expansão do solo-cal expansão

| Comb | 14 kN/m ³ 2% | 14 kN/m ³ 4% | 14 kN/m ³ 6% | 15 kN/m ³ 2% | 15 kN/m ³ 4% | 15 kN/m ³ 6% | 16 kN/m ³ 2% | 16 kN/m ³ 4% | 16 kN/m ³ 6% |
|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 14 kN/m ³ 2% | 0.0% | 1.8% | 2.1% | -0.9% | 1.4% | 1.9% | -1.9% | 0.8% | 1.5% |
| 14 kN/m ³ 4% | -1.8% | 0.0% | 0.3% | -2.7% | -0.4% | 0.1% | -3.7% | -1.0% | -0.3% |
| 14 kN/m ³ 6% | -2.1% | -0.3% | 0.0% | -3.0% | -0.7% | -0.2% | -4.0% | -1.3% | -0.6% |
| 15 kN/m ³ 2% | 0.9% | 2.7% | 3.0% | 0.0% | 2.3% | 2.8% | -1.0% | 1.7% | 2.4% |
| 15 kN/m ³ 4% | -1.4% | 0.4% | 0.7% | -2.3% | 0.0% | 0.5% | -3.3% | -0.6% | 0.1% |
| 15 kN/m ³ 6% | -1.9% | -0.1% | 0.2% | -2.8% | -0.5% | 0.0% | -3.8% | -1.1% | -0.5% |
| 16 kN/m ³ 2% | 1.9% | 3.7% | 4.0% | 1.0% | 3.3% | 3.8% | 0.0% | 2.7% | 3.3% |
| 16 kN/m ³ 4% | -0.8% | 1.0% | 1.3% | -1.7% | 0.6% | 1.1% | -2.7% | 0.0% | 0.6% |
| 16 kN/m ³ 6% | -1.5% | 0.3% | 0.6% | -2.4% | -0.1% | 0.5% | -3.3% | -0.6% | 0.0% |

A Tabela 30 mostra quando as médias são estatisticamente iguais ou qual média, a da combinação da coluna (C) ou da linha (L), é maior. Ao observar o Tabela 30 percebe-se que é possível obter uma mesma expansão em uma dimensão para distintos pesos específicos secos e mesmo teor de cal. Como exemplo tem-se as combinações 15 kN/m³ e 14 kN/m³, ambas com 4% de cal. Ressalta-se que enquanto maior o peso específico seco maior será a expansão do solo, pois haverá mais material expansivo no CP. A significância da interação entre o peso específico seco e cal observada na ANOVA é reforça este ponto.

Tabela 30: significado da diferença de médias da expansão do solo-cal

| Comb | 14 kN/m ³ 2% | 14 kN/m ³ 4% | 14 kN/m ³ 6% | 15 kN/m ³ 2% | 15 kN/m ³ 4% | 15 kN/m ³ 6% | 16 kN/m ³ 2% | 16 kN/m ³ 4% | 16 kN/m ³ 6% |
|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 14kN/m ³ 2% | iguais | L > C | L > C | C > L | L > C | L > C | C > L | L > C | L > C |
| 14kN/m ³ 4% | C > L | iguais | iguais | C > L | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais |
| 14 kN/m ³ 6% | C > L | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais | C > L | C > L | C > L |
| 15 kN/m ³ 2% | L > C | L > C | L > C | iguais | L > C | L > C | C > L | L > C | L > C |
| 15 kN/m ³ 4% | C > L | iguais | L > C | C > L | iguais | L > C | C > L | C > L | iguais |
| 15 kN/m ³ 6% | C > L | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais | C > L | C > L | iguais |
| 16 kN/m ³ 2% | L > C | L > C | L > C | L > C | L > C | L > C | iguais | L > C | L > C |
| 16 kN/m ³ 4% | C > L | L > C | L > C | C > L | L > C | L > C | C > L | iguais | L > C |
| 16 kN/m ³ 6% | C > L | iguais | L > C | C > L | iguais | iguais | C > L | C > L | iguais |

4.9 Comparativo Cal/Resíduo de Mármore para Controle da Expansão

Por meio dos ensaios de expansão em uma dimensão e da análise estatística pode-se observar que tanto a cal como o resíduo de mármore são capazes de conter a expansão do solo. Em ambos os casos foi viável aplicar a metodologia de dosagem porosidade/aditivo para prever a expansão. Contudo ficou claro que os mecanismos de atuação dos aditivos são distintos.

O resíduo de mármore comportou-se como um aditivo inerte, *i.e* não promoveu reações químicas no solo capazes de desencadear a floculação e conseqüentemente a redução da expansão. A redução da expansão observada deu-se devido a substituição do material

expansivo por um material inerte. Este fato é visualizado pelo paralelismo observado nas curvas de expansão por teor de resíduo (Figura 36) e confirmado na ANOVA por meio da insignificância da interação entre os fatores, teor de resíduo e peso específico seco. Contudo, o parâmetro η/M_{iv} correlacionou-se satisfatoriamente com a expansão em uma dimensão. A correlação por si só não significa que um parâmetro interferiu no efeito do outro. Mas sim que é possível expressar a expansão em função de relação matemática entre os dois fatores que individualmente regem, totalmente ou em parte, o processo.

No caso da cal observou-se o comportamento característico de um aditivo químico, com redução significativa da expansão para pequenas adições, indicando que ocorreu a floculação e controle da tendência de expansão. A natureza do solo expansivo favoreceu a reação com a cal, conforme demonstrado na Figura 16 e Tabela 8 o solo possui quantidades significativas de argilo minerais amorfos que são capazes de reagir com a cal. A análise ANOVA evidenciou a significância da interação entre a densidade do solo e o teor de cal, fato que sugere que a intensidade da floculação ocorre não apenas pelo teor de cal, mas também pela densidade do corpo de prova. Em analogia com as reações pozolânicas, é possível que o maior contato dos argilominerais com as partículas de cal favorece a dissociação das partículas de cal e a floculação das partículas de argila.

4.10 Ensaios de Compressão Triaxial em Solo Puro

Nos ensaios triaxiais em solo ocorreu um fenômeno atípico durante a etapa de consolidação nos CPs 1 e 2 ensaiados com confinante de 53 kPa e 79 kPa respectivamente. Durante a consolidação deixou-se dissipar a poropressão do corpo de prova até esta ser nula. Contudo quando a poropressão destes CPs se aproximava de zero a mesma se elevava novamente. Este comportamento pode estar associado as propriedades expansivas do solo. O mesmo comportamento não ocorreu com o CP 3, ensaiado com confinante de 159 kPa, provavelmente, devido a intensidade da tensão confinante que pode ter sido elevada o suficiente para conter a tensão de expansão. Devido a este fato os CPs 1 e 2 não satisfizeram as tensões confinantes previstas na sessão 3.5.3.3.

As condições do ensaio e resultados em termos de tensões totais são apresentadas na Tabela 31. As tensões confinantes apresentadas foram as tensões mais próximas das tensões confinantes definidas na metodologia de pesquisa. O máximo valor de tensão desviadora foi

considerado como ruptura, foi permitido aos corpos de prova deformarem até 20% do tamanho inicial

Tabela 31: Condições de ensaio dos corpos de prova e resultados em tensões totais para teste triaxial em solo puro

| CP | U | γ_d | σ_3 | σ_1 | σ_d | P. Pre | Def. na ruptura |
|----|--------|------------------------|------------|------------|------------|----------|-----------------|
| 1 | 18,91% | 15,0 kN/m ³ | 53,50 kPa | 149,10 kPa | 95,30 kPa | 29,3 kPa | 17,60 % |
| 2 | 18,91% | 15,1 kN/m ³ | 79,00 kPa | 196,30 kPa | 117,20 kPa | 32,1kPa | 16,33 % |
| 3 | 18,91% | 15,1 kN/m ³ | 159,00 kPa | 316,00 kPa | 157,00 kPa | 76,8 kPa | 17,03 % |

CP-Corpo de prova; U-Umidade de moldagem; γ_d -Peso específico seco aparente; σ_3 - Tensão confinante total; σ_1 - Tensão principal maior; σ_d - Tensão desviadora; P. Pre- Poropressão no momento da ruptura; Def. na ruptura- Deformação do CP no momento da ruptura

A Figura 47 apresenta o comportamento da tensão desviadora pela deformação axial dos ensaios triaxiais em solo puro para cada uma das tensões confinantes. As curvas apresentam forma semelhante e a ausência de pico e de tensão residual indica que o solo se comportou como uma argila normalmente adensada (LAMBE; WHITMAN, 1969) . A Figura 48 apresenta a curva de poropressão versus deformação axial dos corpos de prova analisados. As curvas apresentam formas semelhantes, entretanto nas curvas dos CP 1 e 2 ocorre a redução da poropressão em torno de 5%, enquanto no CP 3 este fenômeno ocorre na deformação de 12%.

Nas deformações supracitadas, parte da tensão desviadora dos CPs já foram mobilizadas, logo pode ocorrer um rearranjo das partículas em deformações posteriores. O rearranjo das partículas pode acarretar na expansão do corpo de prova, ou seja, uma variação positiva no volume deste. Esta variação de volume implica no surgimento de poropressão negativa, visto que neste momento do ensaio o CP está isolado. Logo há um decréscimo na poropressão.

A

Figura 49 apresenta os círculos de Mohr e Coulomb em termos de tensões totais. Observa-se a presença de intercepto coesivo de aproximadamente 25 kPa e um ângulo de atrito de 13°. A Figura 50 apresenta a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas, nesta o ângulo de atrito efetivo é de aproximadamente 7° maior que o total e o intercepto coesivo efetivo é aproximadamente o mesmo do intercepto coesivo total.

Figura 47: Gráfico tensão desviadora deformação do ensaio triaxial em solo puro

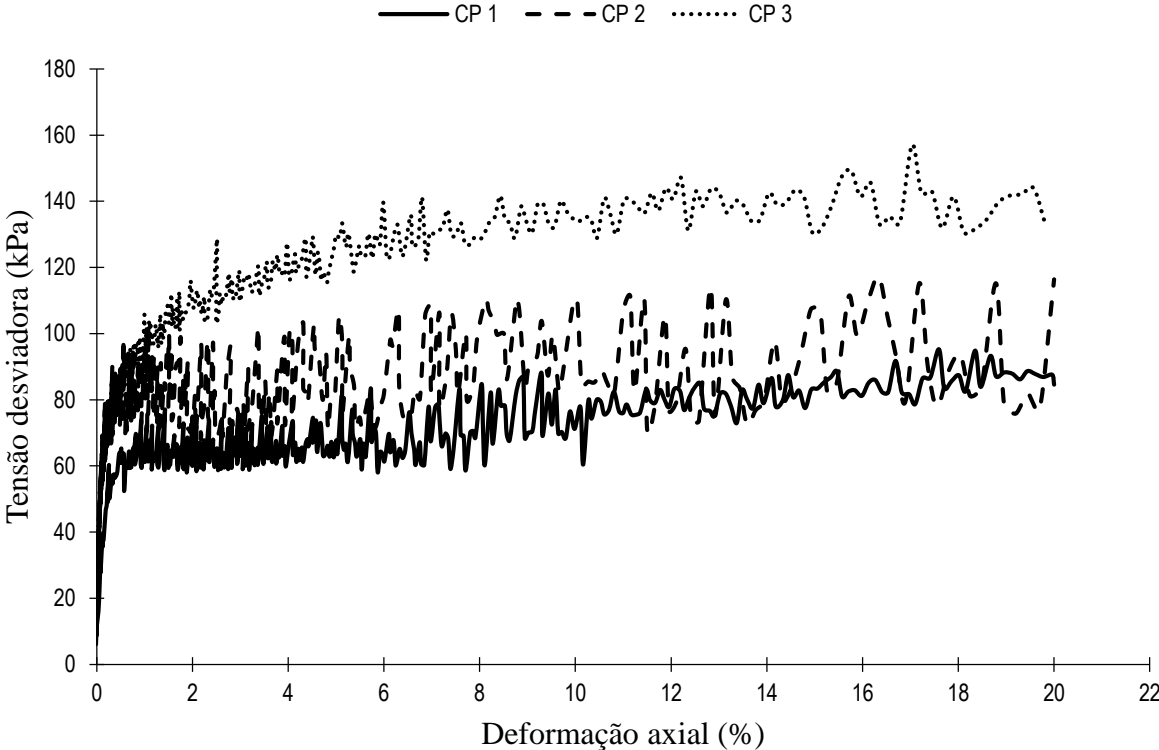


Figura 48: Gráfico poro pressão pela deformação do ensaio triaxial em solo puro

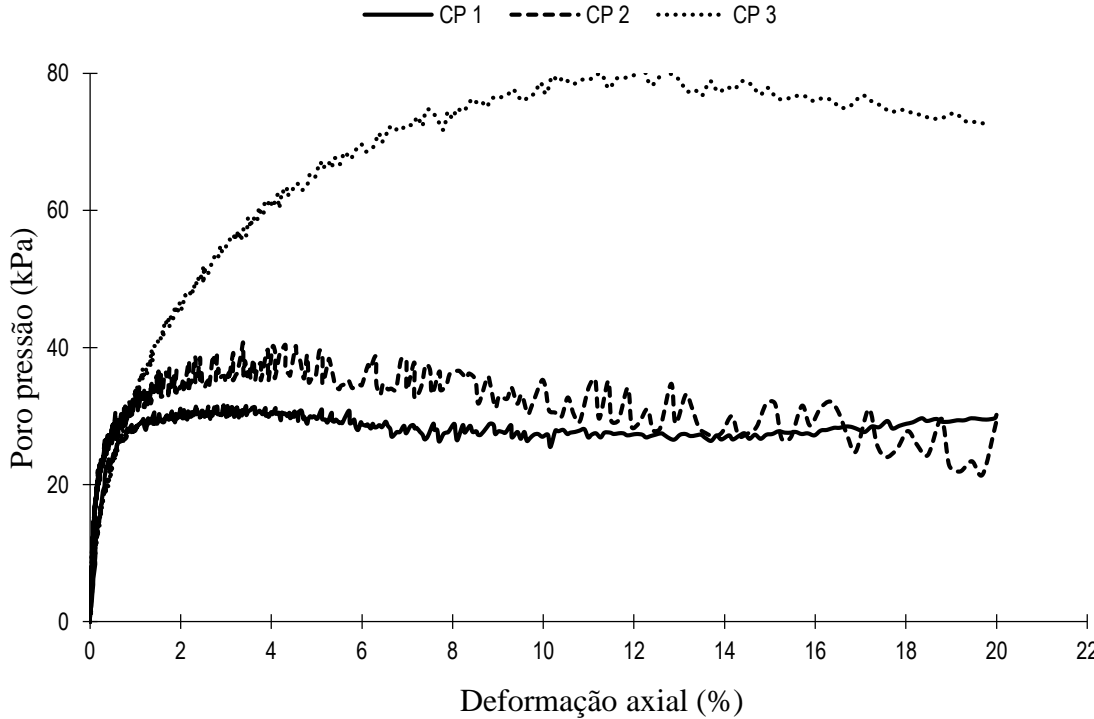


Figura 49: Envoltória de resistência totais de mohr coulomb para solo puro

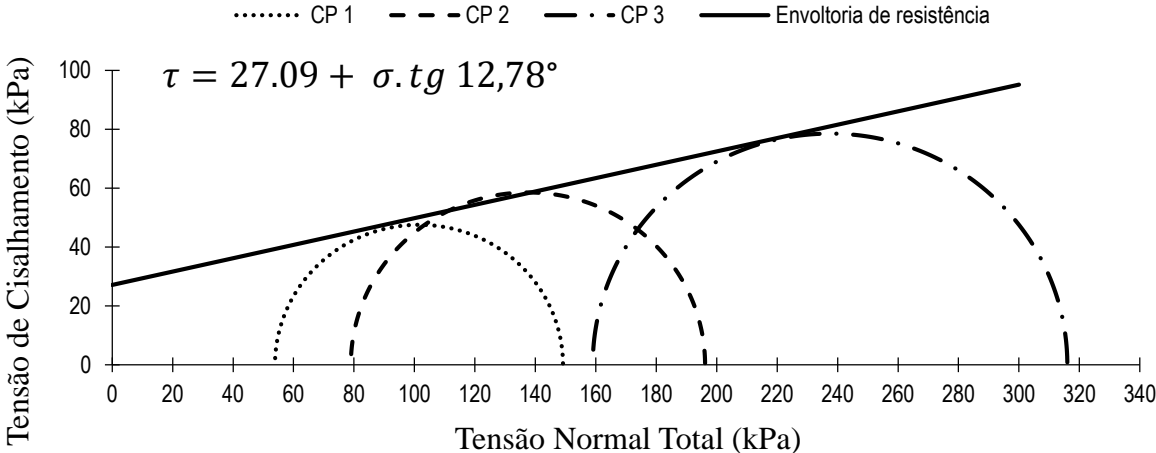
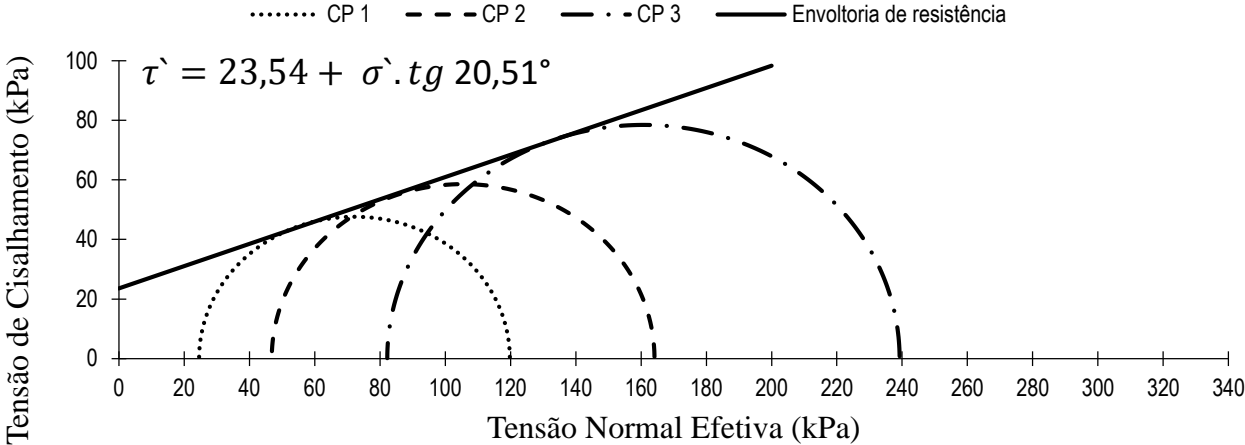


Figura 50: Envoltória de resistência efetiva de mohr coulomb para solo puro



4.11 Ensaio de Compressão Triaxial em Solo Estabilizado com Mármore

No solo estabilizado com mármore os corpos de prova comportaram-se normalmente durante a etapa de consolidação do ensaio triaxial. A Tabela 32 apresenta as características dos corpos de prova e as condições do ensaio triaxial.

Tabela 32: Condições de ensaio dos corpos de prova e resultados em tensões totais para teste triaxial em solo estabilizado com mármore

| CP | U | γ_d | σ_3 | σ_1 | σ_d | P. Pre | Def. na ruptura |
|----|--------|------------------------|------------|------------|------------|-----------|-----------------|
| 1 | 18,99% | 1,49 g/cm ³ | 62,00 kPa | 212,00 kPa | 152,80 kPa | 7,00 kPa | 19,97 % |
| 2 | 18,99% | 1,49 g/cm ³ | 91,70 kPa | 266,20 kPa | 174,50 kPa | 20,90 kPa | 20,00 % |
| 3 | 18,95% | 1,50 g/cm ³ | 159,90 kPa | 348,30 kPa | 188,50 kPa | 71,50 kPa | 16,90 % |

CP-Corpo de prova; U-Umididade de moldagem; γ_d -Peso específico seco aparente; σ_3 - Tensão confinante total; σ_1 - Tensão principal maior; σ_d - Tensão desviadora; P. Pre- Poropressão no momento da ruptura; Def. na ruptura- Deformação do CP no momento da ruptura

A Figura 51 mostra o comportamento da tensão desviadora pela deformação axial dos ensaios triaxiais em cada uma das tensões confinantes. As curvas apresentam forma semelhante e todas indicam que os corpos de prova comportaram-se como argilas normalmente adensadas (LAMBE; WHITMAN, 1969).

A Figura 52 ilustra as curvas de poropressão versus deformação dos corpos de prova analisados, essas apresentam formas semelhantes para todos os CPs. Nas curvas dos CP 1 e 2 ocorre a redução da poropressão em torno de 3%, este mesmo comportamento ocorre no CP 3 na deformação de 8%. Este comportamento também foi observado no solo puro, contudo em deformações superiores.

A Figura 53 apresenta os círculos de Mohr e Coulomb em termos de tensões totais. Observa-se um intercepto coesivo elevado de aproximadamente 59,33 kPa e um ângulo de atrito baixo na ordem de 8,2°. A Figura 54 apresenta a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas, nesta o ângulo de atrito efetivo é de aproximadamente o dobro e o intercepto coesivo efetivo é de aproximadamente dois terços do intercepto coesivo total.

Figura 51: Gráfico tensão desviadora deformação do ensaio triaxial em solo estabilizado com mármore

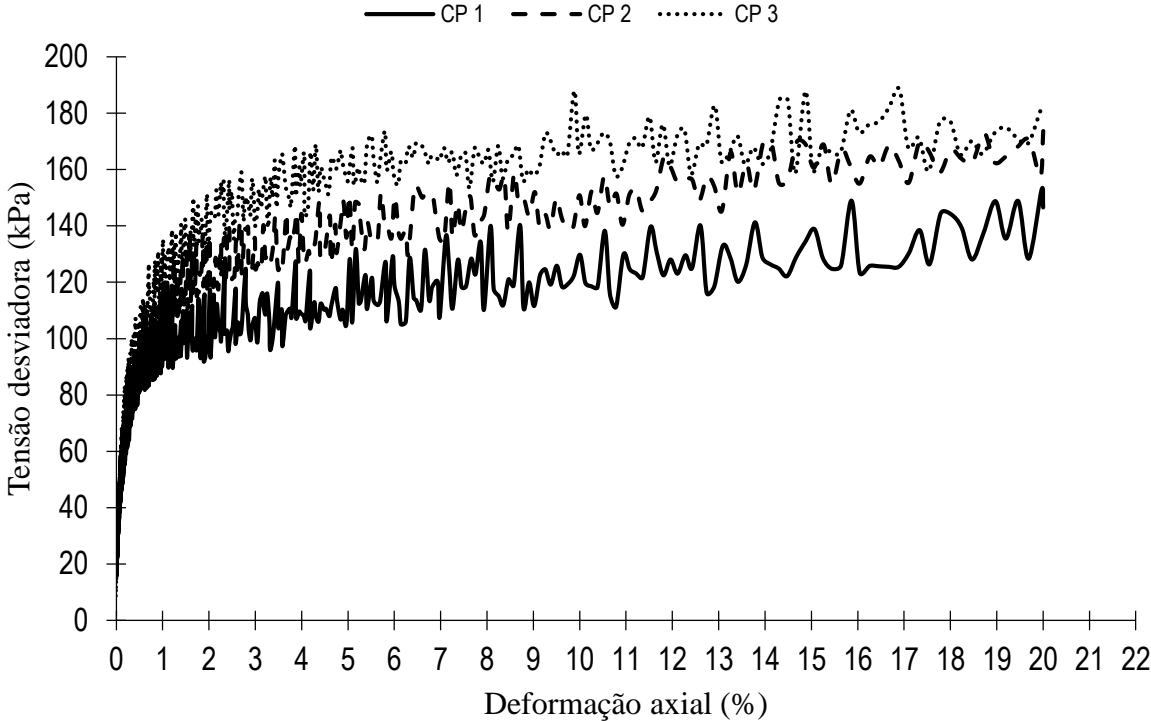


Figura 52: Gráfico poro pressão pela deformação do ensaio triaxial em solo estabilizado com mármore

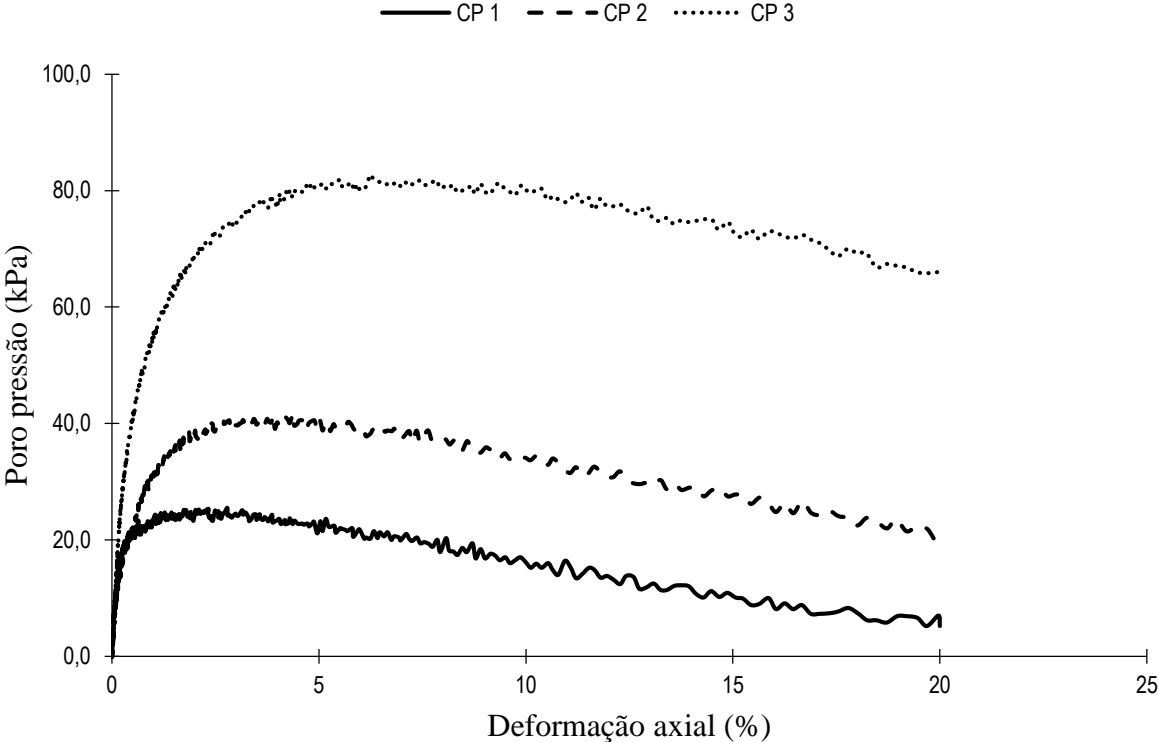


Figura 53: Envoltória de resistência total de mhor coulomb em solo estabilizado com mármore

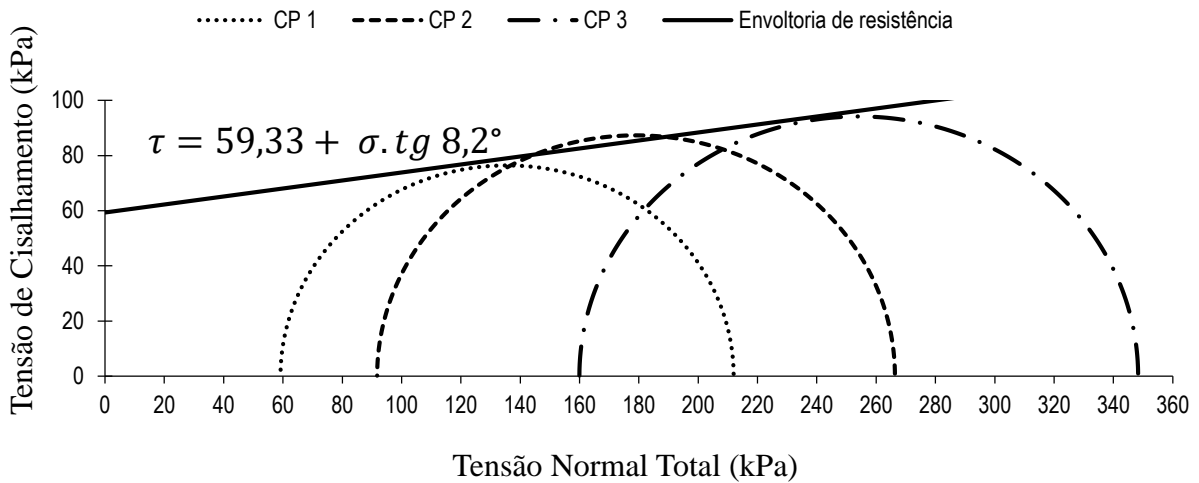
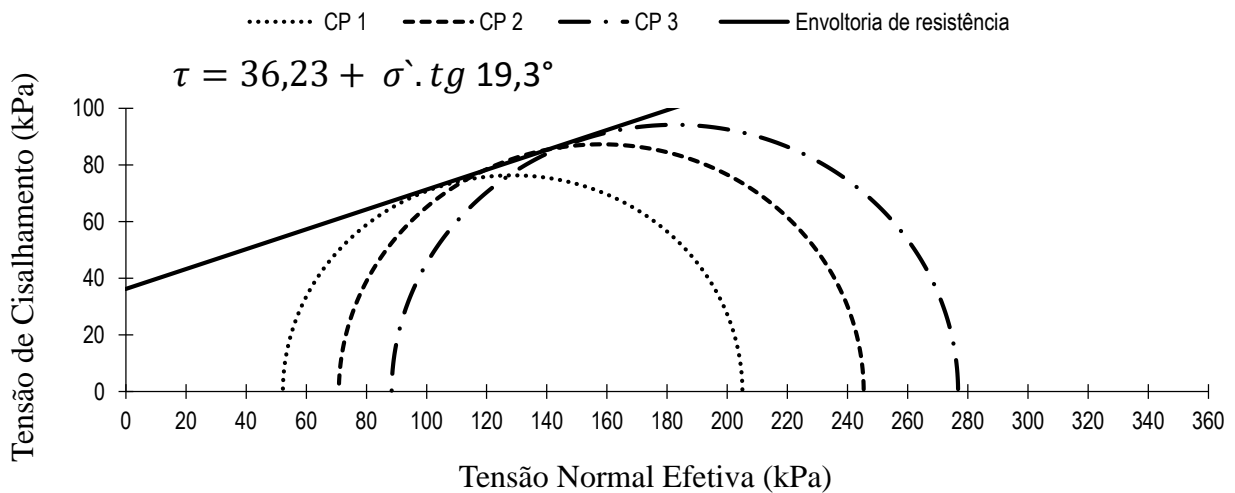


Figura 54: Envoltória de resistência efetiva de mhor coulomb em solo estabilizado com mármore



Estes valores condizem com um solo argiloso em que o intercepto coesivo tem uma expressão mais significativa. A diferença entre os valores totais e efetivos do intercepto coesivo e ângulo de atrito deve-se a geração de poropressão durante a fase de cisalhamento do corpo de prova.

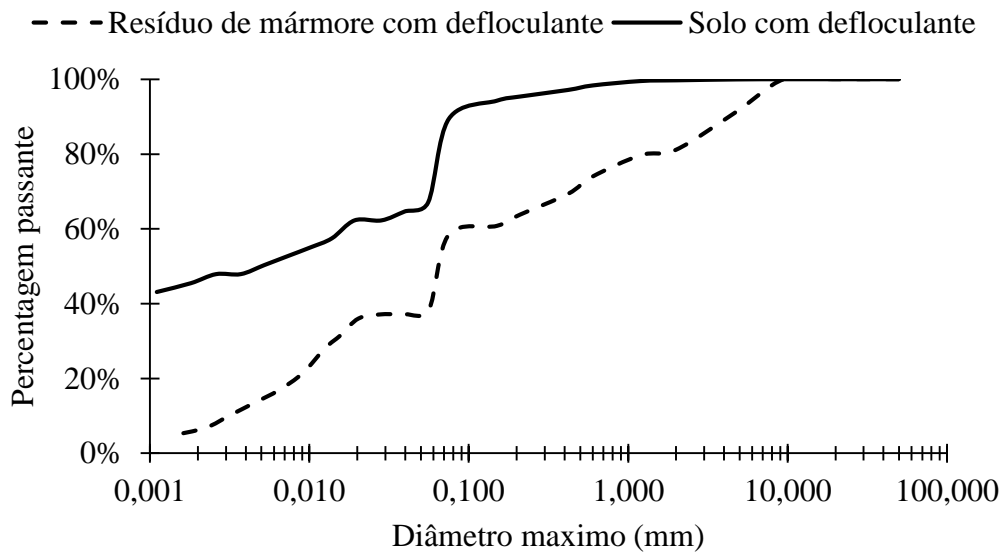
Ao compararmos os parâmetros intercepto coesivo efetivo e ângulo de atrito efetivo do solo estabilizado pode-se observar que o resíduo de mármore influenciou no intercepto coesivo, resultando em um aumento de 13 kPa em termos de tensão efetiva. O ângulo de atrito do solo estabilizado reduziu em $1,21^\circ$.

Este comportamento sugere que o resíduo de mármore se comportou como um material inerte, que é reforçado pela quantidade de óxido de silício em forma cristalina

presente no resíduo. Corroboram com essa premissa o comportamento visto nos ensaios de compressão simples e atividade pozolânica que indicam que o resíduo não desencadeia qualquer tipo de cimentação no solo. As modificações nas propriedades mecânicas oriundas da estabilização com resíduo de mármore, possivelmente, devem-se a substituição de um material expansivo por um material inerte e a uma estabilização granulométrica.

A Figura 55 apresenta as distribuições do tamanho dos grãos do solo e do resíduo com defloculante. Ao observar as duas curvas percebe-se que o solo é mais fino que o resíduo, logo a incorporação do resíduo pode ter ocasionado uma estabilização granulométrica.

Figura 55: Distribuição do tamanho das partículas do solo e do resíduo de mármore com defloculante



5 CONCLUSÃO

Os solos estabilizados com cal apresentaram melhora na resistência mecânica a compressão simples que aumentou com o aumento do peso específico seco e o teor de cal adicionado. Esse fenômeno deve-se a constituição química do solo, que é rico em argilominerais amorfos com elevada CTC e alta superfície específica. No tocante ao solo estabilizado com resíduos de mármore possivelmente não ocorreu qualquer reação pozolânica. Esse fato deve-se a composição química do resíduo de mármore que apresenta elevada presença de material inerte, impossibilitando qualquer reação pozolânica.

O solo puro apresentou expansão em uma dimensão superior à dos solos estabilizados. Quando se compara os solos estabilizados com cal e com resíduo observa-se que a cal produz uma redução mais eficaz na contenção expansão em uma dimensão. Para os teores de 6% de cal a expansão não excedeu 2%, entretanto teores de 50% de resíduo reduziram a expansão do solo, em média, para níveis de 5% a 3% a depender do peso específico seco aparente. Esse comportamento reforça que ação do resíduo é de um estabilizante inerte.

O emprego da metodologia porosidade/aditivo na expansão em uma dimensão foi viável tanto no solo estabilizado com cal, como no solo estabilizado com resíduo de mármore. A influência dos fatores porosidade e teor volumétrico de aditivo foi observada também na análise de variância, pois a variação dos níveis dos fatores controláveis influenciou na intensidade da expansão.

A aplicação da relação porosidade/aditivo para prever o a resistência a compressão simples foi possível para o solo-cal. A viabilidade dessa relação foi reforçada pela análise estatística que mostrou ser relevante, não apenas o teor da cal ou o peso específico seco, mas também a relação entre esses fatores.

Os resultados dos ensaios triaxiais mostraram um aumento no intercepto coesivo efetivo do solo estabilizado com mármore quando comparado ao solo puro. Esse aumento, possivelmente, é oriundo da substituição de material expansivo por material inerte.

Como mostrado nos parágrafos supracitados, a cal mostrou-se um excelente estabilizantes para solos expansivos, possibilitando controle da expansão e ganhos de resistência mecânica. O resíduo de mármore, contudo, mostrou-se útil apenas no controle da expansão, a provável não geração de reação pozolânicas dificulta seu uso com intuito de

otimizar as propriedades mecânicas. A aplicação da metodologia porosidade/teor volumétrico de aditivo mostrou-se eficaz para estabelecer uma correlação única tanto com a expansão em uma dimensão quanto com a resistência a compressão simples.

5.1 Sugestões para Trabalhos Futuros

Uma teoria ou metodologia jamais está certa, está apenas menos errada que as anteriores. Logo, nesta secção são propostos alguns temas para futuras pesquisas, estes são oriundos das dificuldades e dúvidas surgidas no decorrer desta pesquisa.

- I. Analisar a viabilidade da correlação entre a razão porosidade/aditivo e a tensão de expansão. Considerando que a expansão em uma dimensão é uma tensão de expansão, é provável que essa correlação ocorra. Contudo, a sucessiva aplicação de cargas em um ensaio de tensão e conseqüente alteração das propriedades de estado do solo podem levar a comportamentos ainda não previstos.
- II. Analisar a influência do teor de água em conjunto com a porosidade e o teor de aditivo na expansão do solo. Inquestionavelmente a umidade é uma das variáveis que regem a expansão do solo. Associado a isso tem-se a demanda de água para as reações químicas dos aditivos. Portanto a água é um fator chave nas reações de um solo quimicamente estabilizado e ainda mais importante em um solo expansivo. A luz destes fatos recomenda-se fortemente esta pesquisa.
- III. Estudar a geração de poropressão durante a consolidação de solos expansivos re-moldados. Esta proposta origina-se das anomalias verificadas no solo expansivo durante a etapa de consolidação do ensaio triaxial.
- IV. Seguir as propostas supracitadas considerando estabilizantes alternativos como: Cinzas do bagaço de cana de açúcar e cal, resíduo de granito e cal, resíduos da indústria da galvanoplastia, calcário, óxido de magnésio, resíduos de mármore ativado com ácido e resíduos de mármore puro.

6 REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 12653. **ABNT NBR 12653 - Materiais pozolânicos.** [s.l: s.n.]
- ABNT NBR 5751. **ABNT NBR Materiais pozolânicos-Determinação Atividade pozolânica -Índice de atividade pozolânico com cal - Método de ensaio.** 2. ed. [s.l: s.n.]
- AGUIARS, L. A. **Contribuições para a análise do comportamento mecânico de solos compactados para uso em barragens.** 2010. Universidade de Brasília, 2010.
- AKINWUMI, I. I.; BOOTH, C. A. Experimental insights of using waste marble fines to modify the geotechnical properties of a lateritic soil. **Journal of Environmental Engineering and Landscape Management**, v. 23, n. 2, p. 121–128, 2015.
- ALI, R.; KHAN, H.; SHAH, A. A. Expansive Soil Stabilization Using Marble Dust and. **International Journal of Science and Research (IJSR)**, v. 3, n. 6, p. 2812–2816, 2014.
- ALMEIDA, G. B. de O. Avaliação da Resistência à Compressão Simples de Misturas de.pdf. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2016.
- ALMEIDA, M. S. souza et al. CORREÇÃO GRANULOMÉTRICA DE SOLOS PARA APLICAÇÕES EM ESTRADAS FLORESTAIS: ESTUDO DE CASO COM SOLOS DA CENIBRA. **Revista Árvore**, v. 34, n. 6, p. 1085–1090, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **Geologia de Engenharia.** 1. ed. São Paulo: Oficina dos textos, 1998.
- ASTM D4546. **American Society of Testing Materials D 4546.** [s.l: s.n.]
- ASTM D4767. **American Society of Testing Materials D4767 - 11.** [s.l: s.n.]
- ASTM D4829. **Standard Test Method for Expansion Index of Soils D 4829-11.** [s.l: s.n.]v. 04
- ATAHU, M. K.; SAATHOFF, F.; GEBISSA, A. Strength and compressibility behaviors of expansive soil treated with coffee husk ash. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, p. 12, 2019.
- BALKIS, A. P. **The effects of waste marble dust and poroperties of gypsum stabilized earthen.** [s.l: s.n.]v. 134
- BARBOSA, V. Estudo do comportamento geotécnico de um solo argiloso de cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal. 2013.
- BENETTI, M. et al. Estudo da Condutividade Hidráulica de um Solo Residual Tratado com Cal. **Cong. Brasileiro Mec. dos Solos e Eng. Geotécnica**, n. January, 2016.
- BILGIN, N. et al. Use of waste marble powder in brick industry. **Construction and Building Materials**, v. 29, p. 449–457, 2012.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. [s.l.: s.n.]

CANCIAN, M. A. X. A. Influência do teor de umidade, porosidade e do tempo de aplicação na mistura solo- cimento para pavimento rodoviário de um solo da bacia do paraná. **Transportes**, v. 25, n. 1, p. 41–50, 2017.

CHAITANYA, J. Y.; AMMINEDU, E. INVESTIGATION OF SOIL STABILIZATION USING WASTE FIBER MATERIALS. **International Journal of Recent Trends in Engineering & research**, v. 3, p. 1–7, 2017.

CHAO-LUNG, H.; ANH-TUAN, B. L.; CHUN-TSUN, C. Effect of marble dust on strength and durability of Rice husk ash stabilised expansive soil. **Construction and building materials**, v. 25, n. 9, p. 3768–3772, 2011.

CHENG, Y. et al. Engineering and mineralogical properties of stabilized expansive soil compositing lime and natural pozzolans. **Construction and Building Materials**, v. 187, p. 1031–1038, 2018.

CHRISTOPHER, I. C.; CHIMOB, N. D. Emerging trends in expansive soil stabilisation: A review. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, p. 37, 2019.

CONSOLI, N. C. et al. Variables Controlling Stiffness and Strength of Lime-Stabilized. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 5, p. 184–192, 2012.

CONSOLI, N. C. et al. Control factors for the long term compressive strength of lime treated sandy clay soil. **Transportation Geotechnics**, v. 1, n. 3, p. 129–136, 2014a.

CONSOLI, N. C. et al. Assessing Failure Envelopes of Soil–Fly Ash–Lime Blends. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 27, n. 5, p. 04014174, 2014b.

CONSOLI, N. C. et al. Mohr – Coulomb failure envelopes of lime-treated soils. **Geotechnique**, v. 64, n. 2, p. 165–170, 2014c.

CONSOLI, N. C.; ROSA, A. D.; SALDANHA, R. B. Variables Governing Strength of Compacted Soil-Fly Ash-Lime Mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, p. 432–440, 2011.

CONSOLI, N. C.; SILVA LOPES, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilized Soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 21, n. 5, p. 210–216, 2009.

DAHALL, P. P.; NAGARNAIK, P. B.; GAJBHIYE, A. Y. Engineering Behavior of Remolded Expansive Soil with Lime and Flyash. **Materials Today: Proceedings**, v. 4, n. 9, p. 10581–10585, 2017.

DALLA ROSA, A. **Estudo dos Parâmetros-Chave no Controle da Resistência de**

Misturas solo-cinza-cal. 2009. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

DU, Y.-J. et al. Effect of acid rain pH on leaching behavior of lead-contaminated soil stabilized with lime. **Journal of Hazardous Materials**, p. 131–140, 2014.

ESTABRAGH, A. R.; PARSAEI, B.; JAVADI, A. A. Laboratory investigation of the effect of cyclic wetting and drying on the behaviour of an expansive soil. **Soils and Foundations**, v. 55, n. 2, p. 304–314, 2015.

FERREIRA, S. R. de M. et al. Avaliação da expansão de um solo do município de Paulista-PE melhorado com cal. **Revista Matéria**, 2017.

FERREIRA, S. R. de M.; FERREIRA, M. da G. de V. X. Mudanças de volume devido à variação do teor de água em um vertissolo no semiárido de Pernambuco. **Revista Brasileira de Ciencia do Solo**, v. 33, n. 4, p. 779–791, 2009.

FIRAT, S. et al. Effect of curing time on selected properties of soil stabilized with fly ash, marble dust and waste sand for road sub-base materials. **Waste Management and Research**, v. 35, n. 7, p. 747–756, 2017.

FOPPA, D. **ANÁLISE DE VARIÁVEIS-CHAVE NO CONTROLE DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DE SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS.** 2005a. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

FOPPA, D. **ANÁLISE DE VARIÁVEIS-CHAVE NO CONTROLE DA.** 2005b. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

GOD. Psalm 118:24. In: **Holy bible.** [s.l.] King James, 1611. p. 2652.

GONÇALVES, J. C. P. da S. **Estudo do teor em água e porosidade como.** 2016. Universidade de Lisboa, 2016.

HASMIDA, W. et al. Strength and morphological characteristics of organic soil stabilized with magnesium chloride. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, p. 6, 2017.

HUAT, B. K. et al. Utilization of Alkali-Activated Olivine in Soil Stabilization and the Effect of Carbonation on Unconfined Compressive Strength and Microstructure. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, n. 6, p. 1–11, 2017.

INGLES, B. ; METCALF, J. B. **Soil stabilization: Principles and Practice.** [s.l.: s.n.]

IZZATI NORAZAM, P. N. F. et al. Stabilization of Peat Soil by Using Envirotac. **MATEC Web of Conferences**, v. 103, p. 07014, 2017.

KESHAVAN, V. et al. Soil Stabilization using Marble Dust and Granite Dust in Clay Soil. **International Journal of Engineering Science and Computing**, v. 7, n. 4, p. 10084–10086, 2017.

KHEMISSA, M.; MAHAMEDI, A. Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay. **Applied Clay Science**, v. 95, p. 104–110, 2014.

KUSHWAH, S. S.; GUPTA, S. EFFECT OF MARBLE SLURRY DUST AND LIME STABILIZATION ON GEOTECHNICAL PROPERTIES OF FINE SAND. **International Journal of research in Engineering and Technology**, n. 2011, p. 62–72, 2017.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. [s.l: s.n.]

LATIFI, N. et al. Tropical residual soil stabilization : A powder form material for increasing soil strength. **Construction and Building Materials**, v. 147, p. 827–836, 2017.

LISBÔA, E. M. **Obtenção De Concreto Auto-Adensável Utilizando Resíduo De Beneficiamento Do Mármore E Granito E Estudo De Propriedades Mecânicas**. 2004. 2004.

LIU, S. et al. Field study of treatment for expansive soil/rock channel slope with soilbags. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 43, n. 4, p. 283–292, 2015.

LOPES JR., L. da S. **Metodologia De Previsão Do Comportamento Mecânico De Solos Tratados Com Cal**. 2011. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

MAHAMEDI, A.; KHEMISSA, M. Stabilization of an expansive overconsolidated clay using hydraulic binders. **HBRC Journal**, v. 11, n. 1, p. 82–90, 2014.

MONROY, R.; ZDRAVKOVIC, L.; RIDLEY, A. M. Mechanical behaviour of unsaturated expansive clay under K_0 conditions. **Engineering Geology**, v. 197, p. 112–131, 2015.

NBR 7175. **Associação Brasileira de Normas Técnicas Norma Brasileira 7175 - Cal hidratada para argamassas - Requisitos**. [s.l: s.n.]

NBR 9820. **NBR 9820 coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência**. [s.l.] ABNT, 1997.

OKAGBUE, C. O.; ONYEOBI, T. U. S. Potential of marble dust to stabilise red tropical soils for road construction. **Engineering Geology**, v. 53, n. 3–4, p. 371–380, 1999.

OLIVEIRA, E. de. **Emprego Da Cal Na Estabilização De Solos Finos De Baixa Resistência E Alta Expansão: Estudo De Caso No Município De Ribeirão Das Neves/Mg**. 2010. Universidade Federal de Santa Catarina, 2010.

PAIVA, S. C. et al. Propriedades geotécnicas de um solo expansivo tratado com cal. **Revista Materia**, v. 21, n. 2, p. 437–449, 2016.

PEREIRA, E. M. **Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da Formação Guabirotuba em ensaios com sucção controlada**. 2004. Universidade de São Paulo, 2004.

PONTES, I. F. et al. VALORIZAÇÃO DE RESÍDUOS DE SERRARIAS DE MÁRMORE

E GRANITO E SUA APLICAÇÃO NA CONSTRUÇÃO CIVIL. V **Simpósio de Rochas Ornamentais do Nordeste**, p. 10, 2005.

POURAKBAR, S. et al. Stabilization of clayey soil using ultrafine palm oil fuel ash (POFA) and cement. **Transportation Geotechnics**, v. 3, p. 24–25, 2015.

PRUSINSKI, J. R.; BHATTACHARJA, S. Effectiveness of Portland cement and lime stabilizing clay soils. **Transportation Research Record**, n. 1652, p. 215–227, 1999.

QI, S.; VANAPALLI, S. K. Hydro-mechanical coupling effect on surficial layer stability of unsaturated expansive soil slopes. **Computers and Geotechnics**, v. 70, p. 68–82, 2015.

RAO, A. S.; PHANIKUMAR, B. R.; SHARMA, R. S. Prediction of swelling characteristics of remoulded and compacted expansive soil using free swell index. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, v. 37, p. 217–226, 2004.

SALDANHA, R. B.; CONSOLI, N. C. Accelerated Mix Design of Lime Stabilized Materials. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 3, p. 1–8, 2016.

SAMANIEGO, R. Al. Q. **Estabilização de um solo dispersivo com adição de cal**. 2015. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2015.

SANTIAGO, C. C. **O Solo como Material de Construção**. [s.l: s.n.]

SECO, A. et al. Sulfate soils stabilization with magnesium-based binders. **Applied Clay Science**, v. 135, p. 457–464, 2017.

SILVA, J. B. et al. Incorporação de lama de mármore e granito em massas argilosas. **Cerâmica**, v. 51, n. 320, p. 325–330, 2005.

SILVANI, C. **Solos Artificialmente Cimentados em Célula Cúbica: Isotropia a Pequenas Deformações e na Ruptura**. 2017. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2017.

TOZSIN, G. et al. Using marble wastes as a soil amendment for acidic soil neutralization. **Journal of Environmental Management**, v. 133, p. 374–377, 2014a.

TOZSIN, G. et al. The effects of marble wastes on soil properties and hazelnut yield. **Journal of Cleaner Production**, v. 81, p. 146–149, 2014b.

US ARMY. **Foundations in Expansive Soils**. [s.l: s.n.]

VIJAYVERGIYA, V. .; GHAZZALY, O. . Prediction of Swelling Potencial for Natural Clays. **3rd International Conference on Expansive Soils**, v. v, p. 227–236, 1973.

VILLALBA, K. N. M. **Durabilidade, Rigidez e Avaliação do Ciclo de Vida de um Solo**.pdf. 2015. Universidade Federal do Ruio Grande do Sul, 2015.

YI, Y. et al. Carbonating magnesia for soil stabilization. **Canedian Geotechnic**, v. 50, p.

899–905, 2013.

YILMAZ, F.; YURDAKUL, M. Evaluation of marble dust for soil stabilization. **Acta Physica Polonica A**, v. 132, n. 3, p. 710–711, 2017.

7 ANEXO A

Tabela A 1: Características dos corpos de prova estabilizados com cal e resultado da compressão simples

| CP | Tc | U | γ_d | η | L_{iv} | η/L_{iv} | $\eta/(L_{iv})^a$ | q_u |
|------|----|--------|------------------------|--------|----------|---------------|-------------------|---------------------|
| Ca01 | 2% | 18.90% | 14.0 kN/m ³ | 47.11% | 1.14% | 41.22 | 1.507 | 9.55 kPa |
| Ca02 | 2% | 18.75% | 14.0 kN/m ³ | 47.06% | 1.14% | 41.14 | 1.505 | 18.08 kPa |
| Ca03 | 2% | 18.75% | 14.0 kN/m ³ | 47.25% | 1.14% | 41.44 | 1.512 | 21.65 kPa |
| Ca04 | 2% | 19.64% | 14.8 kN/m ³ | 44.07% | 1.21% | 36.46 | 1.389 | Rompeu na inundação |
| Ca05 | 2% | 19.43% | 14.9 kN/m ³ | 43.69% | 1.22% | 35.90 | 1.375 | Rompeu na inundação |
| Ca06 | 2% | 19.43% | 14.8 kN/m ³ | 44.03% | 1.21% | 36.40 | 1.388 | Rompeu na inundação |
| Ca07 | 2% | 19.99% | 15.8 kN/m ³ | 40.18% | 1.29% | 31.08 | 1.245 | Rompeu na inundação |
| Ca08 | 2% | 19.91% | 15.9 kN/m ³ | 39.83% | 1.30% | 30.63 | 1.232 | Rompeu na inundação |
| Ca09 | 2% | 19.99% | 15.8 kN/m ³ | 40.37% | 1.29% | 31.32 | 1.251 | Rompeu na inundação |
| Ca10 | 4% | 18.77% | 14.2 kN/m ³ | 46.21% | 2.28% | 20.30 | 1.236 | 263.82 kPa |
| Ca11 | 4% | 18.77% | 14.2 kN/m ³ | 46.19% | 2.28% | 20.28 | 1.235 | 269.29 kPa |
| Ca12 | 4% | 18.77% | 14.2 kN/m ³ | 46.40% | 2.27% | 20.46 | 1.242 | 298.83 kPa |
| Ca13 | 4% | 18.94% | 15.0 kN/m ³ | 43.02% | 2.41% | 17.85 | 1.133 | 390.25 kPa |
| Ca14 | 4% | 18.94% | 15.1 kN/m ³ | 42.99% | 2.41% | 17.82 | 1.132 | 407.82 kPa |
| Ca15 | 4% | 18.94% | 15.1 kN/m ³ | 42.66% | 2.43% | 17.58 | 1.122 | 442.29 kPa |
| Ca17 | 4% | 19.49% | 15.9 kN/m ³ | 39.92% | 2.54% | 15.70 | 1.037 | 660.55 kPa |
| Ca18 | 4% | 18.51% | 15.9 kN/m ³ | 39.84% | 2.55% | 15.65 | 1.035 | 510.19 kPa |
| Ca19 | 4% | 18.84% | 15.9 kN/m ³ | 39.75% | 2.55% | 15.59 | 1.032 | 562.26 kPa |
| Ca20 | 6% | 16.79% | 14.1 kN/m ³ | 46.36% | 3.33% | 13.90 | 1.123 | 345.56 kPa |
| Ca21 | 6% | 19.16% | 14.2 kN/m ³ | 45.96% | 3.36% | 13.68 | 1.111 | 482.30 kPa |
| Ca22 | 6% | 19.16% | 14.1 kN/m ³ | 46.43% | 3.33% | 13.94 | 1.125 | 498.47 kPa |
| Ca23 | 6% | 18.60% | 15.1 kN/m ³ | 42.65% | 3.57% | 11.96 | 1.015 | 873.82 kPa |
| Ca24 | 6% | 18.60% | 15.2 kN/m ³ | 42.45% | 3.58% | 11.86 | 1.009 | 778.13 kPa |
| Ca25 | 6% | 18.60% | 15.1 kN/m ³ | 42.72% | 3.56% | 12.00 | 1.017 | 844.18 kPa |
| Ca26 | 6% | 18.81% | 15.9 kN/m ³ | 39.57% | 3.76% | 10.53 | 0.929 | 908.32 kPa |
| Ca27 | 6% | 18.81% | 15.9 kN/m ³ | 39.55% | 3.76% | 10.52 | 0.928 | 1,000.33 kPa |
| Ca28 | 6% | 18.81% | 15.9 kN/m ³ | 39.57% | 3.76% | 10.53 | 0.929 | 911.71 kPa |
| Ca29 | 8% | 18.89% | 13.9 kN/m ³ | 47.25% | 4.28% | 11.03 | 1.072 | 373.06 kPa |
| Ca30 | 8% | 18.89% | 14.1 kN/m ³ | 46.55% | 4.34% | 10.72 | 1.052 | 509.42 kPa |
| Ca31 | 8% | 18.89% | 14.1 kN/m ³ | 46.48% | 4.35% | 10.69 | 1.050 | 578.31 kPa |
| Ca32 | 8% | 18.86% | 15.0 kN/m ³ | 42.84% | 4.64% | 9.23 | 0.952 | 763.69 kPa |
| Ca33 | 8% | 18.86% | 14.9 kN/m ³ | 43.44% | 4.59% | 9.46 | 0.968 | 766.36 kPa |
| Ca34 | 8% | 18.86% | 15.1 kN/m ³ | 42.60% | 4.66% | 9.14 | 0.945 | 872.11 kPa |
| Ca35 | 8% | 19.14% | 15.9 kN/m ³ | 39.62% | 4.90% | 8.08 | 0.868 | 1,178.51 kPa |
| Ca36 | 8% | 19.14% | 15.8 kN/m ³ | 39.92% | 4.88% | 8.18 | 0.875 | 1,095.55 kPa |
| Ca37 | 8% | 19.14% | 15.8 kN/m ³ | 39.80% | 4.89% | 8.14 | 0.872 | 1,158.68 kPa |

Tabela A 2: Características dos corpos de prova de solo estabilizado com mármore e resultado da expansão em uma dimensão

| CP | T _m | γ_d | U | η | M _{iv} | η / M_{iv} | η / M_{iv}^a | ε |
|-----|----------------|------------------------|--------|--------|-----------------|-----------------|-------------------|---------------|
| M1 | 30% | 14.0 kN/m ³ | 18.78% | 46.32% | 12.83% | 3.61 | 0.27 | 4.35% |
| M2 | 30% | 14.0 kN/m ³ | 18.81% | 46.26% | 12.85% | 3.60 | 0.27 | 4.24% |
| M3 | 30% | 14.1 kN/m ³ | 18.95% | 45.98% | 12.92% | 3.56 | 0.27 | 4.30% |
| M4 | 30% | 14.9 kN/m ³ | 19.25% | 42.82% | 13.67% | 3.13 | 0.26 | 5.20% |
| M5 | 30% | 14.9 kN/m ³ | 19.32% | 43.03% | 13.62% | 3.16 | 0.26 | 5.66% |
| M6 | 30% | 15.2 kN/m ³ | 19.07% | 41.98% | 13.87% | 3.03 | 0.25 | 5.61% |
| M7 | 30% | 15.8 kN/m ³ | 19.36% | 39.52% | 14.46% | 2.73 | 0.24 | 6.67% |
| M8 | 30% | 15.8 kN/m ³ | 19.29% | 39.31% | 14.51% | 2.71 | 0.24 | 7.05% |
| M9 | 30% | 15.8 kN/m ³ | 19.21% | 39.32% | 14.51% | 2.71 | 0.24 | 6.57% |
| M10 | 40% | 14.1 kN/m ³ | 19.21% | 45.76% | 15.98% | 2.86 | 0.28 | 3.69% |
| M11 | 40% | 14.0 kN/m ³ | 19.26% | 46.12% | 15.87% | 2.91 | 0.29 | 4.05% |
| M12 | 40% | 14.0 kN/m ³ | 19.09% | 46.06% | 15.89% | 2.90 | 0.29 | 3.64% |
| M13 | 40% | 15.1 kN/m ³ | 18.58% | 41.74% | 17.16% | 2.43 | 0.26 | 4.60% |
| M14 | 40% | 15.0 kN/m ³ | 19.30% | 42.32% | 16.99% | 2.49 | 0.27 | 4.35% |
| M15 | 40% | 15.1 kN/m ³ | 18.63% | 41.93% | 17.10% | 2.45 | 0.26 | 4.55% |
| M16 | 40% | 15.9 kN/m ³ | 19.26% | 38.81% | 18.02% | 2.15 | 0.25 | 5.97% |
| M17 | 40% | 15.8 kN/m ³ | 19.35% | 39.36% | 17.86% | 2.20 | 0.25 | 5.26% |
| M18 | 40% | 15.8 kN/m ³ | 19.21% | 39.30% | 17.88% | 2.20 | 0.25 | 5.82% |
| M19 | 50% | 14.0 kN/m ³ | 18.54% | 45.93% | 18.49% | 2.48 | 0.30 | 3.34% |
| M20 | 50% | 14.2 kN/m ³ | 19.40% | 44.97% | 18.82% | 2.39 | 0.29 | 3.34% |
| M21 | 50% | 14.0 kN/m ³ | 19.30% | 45.67% | 18.58% | 2.46 | 0.29 | 3.08% |
| M22 | 50% | 14.9 kN/m ³ | 19.04% | 42.17% | 19.77% | 2.13 | 0.28 | 3.84% |
| M23 | 50% | 15.0 kN/m ³ | 19.30% | 42.14% | 19.78% | 2.13 | 0.28 | 4.19% |
| M24 | 50% | 15.2 kN/m ³ | 19.47% | 41.39% | 20.04% | 2.07 | 0.27 | 4.29% |
| M25 | 50% | 15.8 kN/m ³ | 18.98% | 38.91% | 20.89% | 1.86 | 0.26 | 5.15% |
| M26 | 50% | 16.0 kN/m ³ | 19.35% | 38.15% | 21.15% | 1.80 | 0.25 | 5.40% |
| M27 | 50% | 15.9 kN/m ³ | 19.25% | 38.41% | 21.06% | 1.82 | 0.26 | 4.70% |

Tabela A 3: Características dos corpos de prova de solo estabilizado com cal e resultado da expansão em uma dimensão

| CP | Tc | U | γ_d | η | M_{iv} | η/L_{iv} | $\eta/(L_{iv})^a$ | ε |
|------|----|--------|------------------------|--------|----------|---------------|-------------------|---------------|
| EC01 | 2% | 19.37% | 13.8 kN/m ³ | 47.65% | 1.13% | 42.12 | 0.149 | 2.63% |
| EC02 | 2% | 18.58% | 13.9 kN/m ³ | 47.42% | 1.14% | 41.73 | 0.15 | 3.14% |
| EC03 | 2% | 18.77% | 14.0 kN/m ³ | 47.01% | 1.15% | 41.06 | 0.15 | 3.45% |
| EC04 | 2% | 19.20% | 14.9 kN/m ³ | 43.77% | 1.22% | 36.03 | 0.14 | 3.99% |
| EC05 | 2% | 18.54% | 15.0 kN/m ³ | 43.10% | 1.23% | 35.06 | 0.14 | 3.97% |
| EC06 | 2% | 18.56% | 15.0 kN/m ³ | 43.25% | 1.23% | 35.26 | 0.14 | 3.95% |
| EC07 | 2% | 18.64% | 16.2 kN/m ³ | 38.73% | 1.32% | 29.26 | 0.13 | 4.85% |
| EC08 | 2% | 18.56% | 16.0 kN/m ³ | 39.68% | 1.30% | 30.45 | 0.13 | 5.00% |
| EC09 | 2% | 18.68% | 15.9 kN/m ³ | 39.91% | 1.30% | 30.74 | 0.13 | 4.95% |
| EC10 | 4% | 18.76% | 14.1 kN/m ³ | 46.49% | 2.26% | 20.54 | 0.17 | 1.21% |
| EC11 | 4% | 19.33% | 13.8 kN/m ³ | 47.62% | 2.22% | 21.48 | 0.18 | 1.20% |
| EC12 | 4% | 18.54% | 14.0 kN/m ³ | 47.02% | 2.24% | 20.97 | 0.18 | 1.38% |
| EC13 | 4% | 18.71% | 14.9 kN/m ³ | 43.58% | 2.39% | 18.26 | 0.17 | 1.57% |
| EC14 | 4% | 18.57% | 15.0 kN/m ³ | 43.03% | 2.41% | 17.85 | 0.16 | 1.67% |
| EC15 | 4% | 18.71% | 14.9 kN/m ³ | 43.65% | 2.38% | 18.31 | 0.17 | 1.80% |
| EC16 | 4% | 18.54% | 15.8 kN/m ³ | 40.10% | 2.53% | 15.82 | 0.15 | 2.28% |
| EC17 | 4% | 18.53% | 15.8 kN/m ³ | 40.06% | 2.54% | 15.79 | 0.15 | 2.30% |
| EC18 | 4% | 18.52% | 15.9 kN/m ³ | 39.91% | 2.54% | 15.69 | 0.15 | 2.15% |
| EC19 | 6% | 18.56% | 14.0 kN/m ³ | 46.71% | 3.31% | 14.10 | 0.19 | 1.00% |
| EC20 | 6% | 18.56% | 13.9 kN/m ³ | 47.17% | 3.28% | 14.36 | 0.19 | 1.05% |
| EC21 | 6% | 18.72% | 14.1 kN/m ³ | 46.67% | 3.32% | 14.08 | 0.19 | 0.81% |
| EC22 | 6% | 19.02% | 14.8 kN/m ³ | 43.67% | 3.50% | 12.47 | 0.18 | 1.16% |
| EC23 | 6% | 19.07% | 14.8 kN/m ³ | 44.04% | 3.48% | 12.66 | 0.18 | 1.03% |
| EC24 | 6% | 18.52% | 15.1 kN/m ³ | 42.83% | 3.55% | 12.05 | 0.18 | 1.25% |
| EC25 | 6% | 18.62% | 15.9 kN/m ³ | 39.76% | 3.74% | 10.62 | 0.17 | 1.36% |
| EC26 | 6% | 18.54% | 15.8 kN/m ³ | 40.07% | 3.73% | 10.76 | 0.17 | 1.72% |
| EC27 | 6% | 18.66% | 15.8 kN/m ³ | 39.92% | 3.73% | 10.69 | 0.17 | 1.72% |