

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Bruna Regina Réa Nedel

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
LATERÍTICO MELHORADO COM CIMENTO**

Porto Alegre
Agosto de 2018

BRUNA REGINA RÉA NEDEL

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
LATERÍTICO MELHORADO COM CIMENTO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Sérgio Filipe Veloso Marques
Coorientador: Lucas Festugato

Porto Alegre
Agosto de 2018

BRUNA REGINA RÉA NEDEL

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
LATERÍTICO MELHORADO COM CIMENTO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Coordenador da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, agosto de 2018

Prof. Sérgio Filipe Veloso Marques
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Orientador

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

Prof. João Ricardo Masuero
Dr. Pelo PPGA/UFRGS
Coordenador

BANCA EXAMINADORA

**Prof. Sérgio Filipe Veloso Marques
(UFRGS)**
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

**Prof. Lucas Festugato
(UFRGS)**
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

**Profa. Mariana da Silva Carretta
(UFRGS)**
MSc. Pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, que me apoiaram, acreditaram e me ofereceram educação de alta qualidade e aos meus amigos, pelo apoio durante todo o processo. Especialmente pra Carol, Fê, Lho e Peru, amo vocês!

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Sérgio, um dos orientadores deste trabalho, pela paciência, compreensão e por sempre me fazer buscar um resultado melhor do meu trabalho.

Agradeço ao Professor Lucas, pela disposição de sempre em ajudar, também agradeço pelas poucas aulas que tive a oportunidade de cursar na disciplina de Mecânica dos Solos, que me inspiraram a estudar geotecnia.

Agradeço a minha família pelo apoio de sempre, por acreditar em tudo que eu faço e pelo amor incondicional.

Agradeço aos amigos que sempre me deram força nos momentos de desistência, aguentaram os estresses e consolaram nos momentos de choro.

Agradeço aos meus colegas de faculdade que me incentivaram, acreditaram em mim e sonharam esse sonho comigo.

A educação é o poder das mulheres.

Malala Yousafzai

RESUMO

As construções na região de Campo Novo do Parecis, situada no estado do Mato Grosso à 385km da capital, Cuiabá, enfrentam um grande desafio quanto à capacidade de suporte do solo, já que a região comporta grandes obras, como silos, devido à sua alta atividade agrícola. Buscando uma solução para as deformações, esse estudo tem o objetivo de compreender o comportamento do solo da região quando misturado com cimento. O cimento Portland é mundialmente utilizado no melhoramento da resistência e da deformabilidade dos solos que tenham aspectos desfavoráveis à sobrecarga. Além da avaliação da mistura solo-cimento, o estudo busca compreender e definir os parâmetros do solo que regem a resistência com um número de ensaios bem menores que o usual, gerando assim, uma alternativa econômica nos mais diversos aspectos. Para isso, foram realizados os ensaios de caracterização do solo e moldados corpos de prova para uma quantidade de Cimento Portland. A mistura foi feita para um tempo de cura de 7 dias, quando então, foi rompida nos ensaios de resistência à compressão simples (q_u) e resistência à tração por compressão diametral (q_t). Os resultados mostraram que a resistência aumenta com a redução da relação vazios/cimento (η/C_{iv}). A partir dos estudos: Consoli et al. 2016, que busca uma relação única para descrever o comportamento mecânico de solos coesivos artificialmente cimentados; e Consoli et al. 2013, que apresenta uma metodologia prática para estimar os parâmetros de Mohr-Coulomb. Ambos realizados dentro da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, foi possível a obtenção de uma curva única em que a resistência à compressão simples (q_u) e a resistência à tração por compressão diametral (q_t) foram normalizadas e estão em função da relação vazios/cimento (η/C_{iv}), as curvas se apresentaram satisfatórias conforme os dados obtidos em laboratório. Quanto à estimativa dos parâmetros: coesão (c') ângulo de atrito interno (ϕ') do solo através dos resultados da resistência de ensaios de compressão simples e diametral. Os resultados obtidos se apresentaram satisfatórios para descrever o comportamento do solo.

Palavras-chave: solo argiloso cimentado; solo-cimento; parâmetros de Mohr-Coulomb.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Relação vazios/cimento <i>versus</i> resistência à compressão simples	21
Figura 2.2 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimento	22
Figura 2.3 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimento corrigida	23
Figura 2.4 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) e à resistência diametral (q_t) em função da razão vazios/cimentos (η/C_{iv}).....	24
Figura 2.5 – Normalização de q_u (para toda a faixa de $\eta/(C_{iv})^{0,28}$) com índice de porosidade / cimento ajustado para todos os solos finos estudados e considerando períodos de cura distintos (3, 7 e 28 dias)	25
Figura 2.6 – Curva obtida utilizando a equação generalizada e os dados obtidos em laboratório da mistura de rejeitos de erro com cimento Portland	26
Figura 2.7 – Representação dos critérios de ruptura: a) de Coulomb e b) de Mohr e Mohr-Coulomb	28
Figura 2.8 – Envoltória de Mohr-Coulomb baseada nos círculos de Mohr para os ensaios de compressão simples e diametral	30
Figura 3.1 – Molde tripartido utilizado na moldagem dos corpos de prova	32
Figura 3.2 – Etapas de moldagem de um corpo de prova: a) Pesagem do solo; b) Pesagem do cimento; c) Solo-cimento pré mistura; d) Adição da água à mistura homogeneizada; e) Pesagem de uma camada; f) Pesagem do corpo de prova moldado	34
Figura 3.3 – Prensa e anel utilizados no ensaio de compressão simples	35
Figura 3.4 – Ensaio de compressão diametral: ruptura típica	36
Figura 4.1 – Classificação pedológica do solo de Campo Novo do Parecis/MT	39
Figura 5.1 – Curva granulométrica obtida em laboratórios	40
Figura 5.2 – Dados obtidos em laboratório para determinação dos Limites de Attenberg	41
Figura 5.3 – Reta obtida a partir do ensaio de determinação dos Limites de Attenberg.	41
Figura 5.4 – Etapas do ensaio de determinação da massa específica real dos grãos: a) Pesagem do solo; b) Imersão do solo em água destilada; c) Dispersão da mistura de solo e água; d) Picnômetro com solo e adição de água até a marca de referência	42
Figura 5.5 – Dados obtidos em laboratórios das duas determinações da massa específica real dos grãos	43
Figura 5.6 – Curva de comparação obtida no ensaio de Proctor	44
Figura 5.7 – Curva obtida utilizando a equação generalizada para resistência à compressão simples	46

Figura 5.8 – Curva obtida utilizando a equação generalizada e os dados obtidos em laboratório	47
Figura 5.9 – Curva obtida utilizando a equação generalizada para resistência à compressão diametral	49
Figura 5.10 – Curva generalizada e os dados obtidos em laboratório	49
Figura 5.11 – Variação da resistência à compressão simples e diametral em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv})	50
Figura 5.12 – Valores de resistência à compressão simples e diametral obtidos em laboratório	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Composição do cimento Portland de alta resistência inicial	38
Tabela 5.1 – Tabela com o resultado da umidade (%) e peso específico aparente seco (KN/cm ³)	44
Tabela 5.2 – Comparação entre valores de peso específico aparente úmido obtido e esperado e porcentagens de porosidade obtidos e esperadas dos corpos de prova submetidos à resistência à compressão simples	45
Tabela 5.3 – Valores obtidos a partir da moldagem e ruptura dos corpos de prova por compressão simples.....	46
Tabela 5.4 – Comparação entre valores de peso específico aparente úmido obtido e esperado e porcentagens de porosidade obtidos e esperadas dos corpos de prova submetidos à resistência à compressão diametral	48
Tabela 5.5 – Tabela com os resultados do $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ real e da resistência de compressão diametral (q_t) referente à cada corpo de prova	48

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 BREVE NOTA HISTÓRICA SOBRE O SOLO-CIMENTO.....	18
2.1.1 Solos artificialmente cimentados	18
2.1.2 Reações solo-cimento	19
2.1.3 Fator vazios/cimento	20
2.2 CRITÉRIOS DE RUPTURA	27
2.2.1 Mohr-Coulomb	27
2.2.2 Metodologia para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb	28
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	31
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	31
3.2 MÉTODOS	31
3.2.1 Coleta e preparação das amostras	31
3.2.2 Ensaios de caracterização	31
3.2.3 Moldagem e cura dos corpos-de-prova	32
3.2.4 Ensaio de resistência à compressão simples	35
3.2.5 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral	36
4 MATERIAIS	38
4.1 CIMENTO	38
4.2 ÁGUA	38
4.3 SOLO	38
5 ANÁLISE E RESULTADOS	40
5.1 ENSAIO DE GRANULOMETRIA	40
5.1.1 Limites de Attenberg	40
5.1.2 Massa específica real dos grãos	41
5.1.3 Ensaio de compactação	42
5.1.4 Ensaio de compressão simples	45
5.1.5 Ensaio de compressão diametral	47
5.1.6 Comparação dos resultados tração-compressão	50
5.1.7 Parâmetros de Mohr-Coulomb	51
6 CONCLUSÕES	52
6.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL	52

6.2 PARÂMETROS DE MOHR-COULOMB	53
REFERÊNCIAS	54

1 INTRODUÇÃO

A região da cidade de Campo Novo do Parecis, situada no sudoeste do Mato Grosso à 385km da capital, tem a produção agrícola como principal atividade econômica. Já tendo sido reconhecida nacionalmente pela produção de grãos e apontada como a maior produtora de milho para pipoca e girassol. Isso se deve à grande aptidão agrícola do solo da região. A cidade se situa em relevo plano a suave-ondulado, com declividade que raramente ultrapassa 7%, o que facilita a mecanização. Os solos são profundos, porosos, bem drenados e de fácil manejo.

Do ponto de vista da geotecnia, as características do solo não se apresentam tão atraentes. Especialmente na realização das grandes obras que sustentam a produção agrícola, como a construção de silos, que podem chegar a dezenas de toneladas descarregadas no solo. A solução comumente utilizada para o suporte destas estruturas é a realização de fundações profundas. Porém, a maior parte delas apresentam recalques excessivos, o que pode comprometer a estabilidade dessas estruturas. São considerados comuns na região, recalques que chegam a mais de um metro de profundidade.

Acredita-se que os recalques são influenciados pelas mesmas características que conferem a aptidão agrícola, em especial, pela porosidade elevada do solo. Neste caso, uma alternativa é modificar as propriedades do solo existente de forma a criar um material capaz de responder às necessidades do projeto.

A alteração das propriedades do solo para possibilitar a sua utilização como material de engenharia, é geralmente designada por Estabilização de Solos (NÚÑEZ, 1991). Este procedimento pode ser realizado com vários métodos físico-químicos e/ou mecânicos. Dentre as estabilizações químicas, a adição de cal ao solo se apresenta como o método mais antigo conhecido.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 BREVE NOTA HISTÓRICA SOBRE O SOLO-CIMENTO

Em 1917, J. H. Amies apresentou uma patente nos Estados Unidos de mistura de solo-cimento. No Reino Unido iniciou-se em 1920 experiências envolvendo a adição de cimento ao solo para construção de casas. A aplicação corrente começaria em 1939 quando a Transport and Road Research Laboratory, seguindo experiência americana, conduziu um programa de ensaios de laboratório e de realização de trechos experimentais onde se verificou que o ensaio Proctor era também aplicado às misturas de solo-cimento e que o teor em água ótimo era suficiente para a completa hidratação do cimento (GOMES CORREIA *et al.*, 2002).

O emprego de solo-cimento no Brasil iniciou-se na década de 40 em São Paulo devido ao acelerado crescimento do interior do estado e consequente necessidade de ampliação da malha rodoviária. A primeira experiência de campo foi feita no acesso ao aeroporto de Bauru, num trecho com extensão de 500 metros. Desde então, solo-cimento passou a ser a base e a sub-base mais construída no Estado de São Paulo, representando atualmente cerca de 50% da extensão de toda a rede pavimentada (SENÇO, 2001).

2.1.1 Solos artificialmente cimentados

Segundo a NBR 12.253 (ABNT, 2012), o solo artificialmente cimentado é um produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, conforme este projeto, e executada de acordo com a NBR 12.254 (ABNT, 2013).

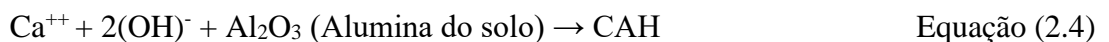
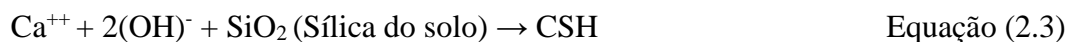
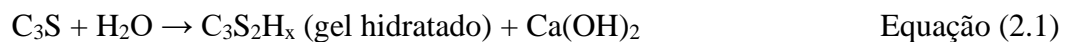
O cimento utilizado no solo, conforme se emprega no concreto, terá a função de ligante, ou seja, o objetivo é criar ligações entre o agregado, resultando num produto com melhores características de durabilidade e resistência mecânica.

A adição de cimento ao solo tem sido denominada de diferentes maneiras, variando de autor para autor. Termos como solo estabilizado, solo melhorado, solo modificado ou solo tratado são alguns dos termos mais empregados. No presente trabalho não será feita qualquer distinção entre os tipos de mistura de solo com cimento, aplicando-se a designação solo-cimento para todos os tipos de mistura de solo com cimento.

2.1.2 Reações solo-cimento

Segundo Clough *et al.* 1981, a introdução de um agente cimentante produz um material com duas componentes de resistência: uma devido à cimentação e outra devido ao atrito. Em pequenas deformações a cimentação é mobilizada, enquanto em grandes deformações o atrito é mobilizado.

Quando se adiciona água ao cimento, os produtos de hidratação são silicatos hidratados de cálcio, aluminatos hidratados de cálcio e cal hidratada. Os dois primeiros produtos constituem os principais componentes da cimentação. Em solos granulares, a estabilização ocorre devido a forças de adesão resultantes da cimentação. Os silicatos e aluminatos de cálcio ligam-se às partículas de solo, conferindo maior resistência à mistura. As equações (2.1), (2.2), (2.3) e (2.4) apresentam as reações químicas entre o solo e o cimento.



As últimas reações são denominadas de pozolânicas e ocorrem em velocidade mais lenta. Os compostos CSH e CAH são os agentes cimentantes responsáveis pelo ganho de resistência.

Com o aumento do teor de cimento, aumenta a quantidade granular do solo modificado, o que implica um menor poder de absorção de água da mistura e uma maior estabilidade em termos de variações volumétricas e de capacidade de carga. Com esse aumento do teor de cimento forma-se uma massa sólida com características de material estrutural (GOMES CORREIA, 2004).

A reação química entre o cimento e a água inicia-se durante a operação de mistura, estando os elementos resistentes provenientes da hidratação formados ao fim de aproximadamente uma hora. Um aumento do tempo de mistura e o atraso da compactação conduzem a um aumento do teor em água ótimo, a uma diminuição da massa volúmica seca e a uma diminuição da durabilidade e da resistência do material compactado (GOMES CORREIA, 2004). Em geral,

na execução em obra, especifica-se em média duas horas entre o início da mistura e o fim da compactação.

2.1.3 Fator vazios/cimento

Segundo Larnach (1960), do mesmo modo que na compactação em solos ou em solos-cimento não é possível expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar. Portanto, a resistência não pode ser correlacionada com o fator água/cimento, pois este só se aplica a materiais onde o ar é totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água.

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

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad \text{Equação (2.5)}$$

A Figura 2.1 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento (V_v/V_{ci}). Para Larnach (1960), o uso deste tipo de relação, similarmente a relação água/cimento do concreto, pode ser de extrema utilidade para a dosagem e controle de execução de misturas de solo-cimento em campo.

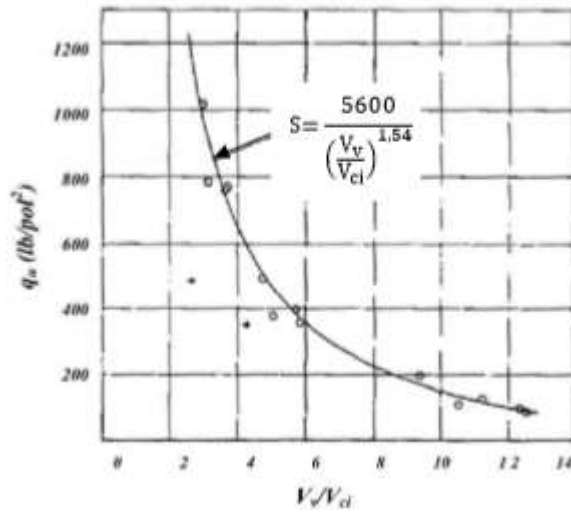


Figura 2.1 – Relação vazios/cimento versus resistência à compressão simples (adaptado de LARNACH, 1960).

Consoli *et al.* (2007) verificaram que, apesar dos resultados da relação vazios/cimento (V_v/V_{ci}) de uma mistura de um arenito com cimento apresentarem uma boa correlação com os valores obtidos para a resistência à compressão simples ($R^2 = 0,90$), como se pode verificar na Figura 2.2, esta não constitui a melhor maneira de representar o fenômeno. Isto por que assume-se que para uma dada variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cimento seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho de resistência. Acredita-se que, devido à fração fina presente no solo, é necessário, para obter-se um melhor ajuste dos dados experimentais ($R^2 = 0,97$), realizar uma correção, com a introdução de um expoente, no denominador da razão vazios/cimento. Para este caso, os autores encontraram um valor do expoente igual a 0,28, ficando no eixo das abscissas da Figura 2.3 a razão $[\eta/(C_{iv})^{0,28}]$.

A razão vazios/cimento (η/C_{iv}) apresentada pelos autores é equivalente à equação 2.5 apresentada por Larnach (1960), como se pode verificar pela seguinte equação:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_{ci}}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad \text{Equação (2.6)}$$

Os autores também verificaram que, para um mesmo fator vazios/cimento, ao se variar o teor de umidade de moldagem, as resistências também variam, indicando que a relação

vazios/cimento estabelecida é válida apenas quando se considera um teor de umidade de moldagem constante, como vieram a confirmar Consoli *et al.* (2011) no seu trabalho.

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

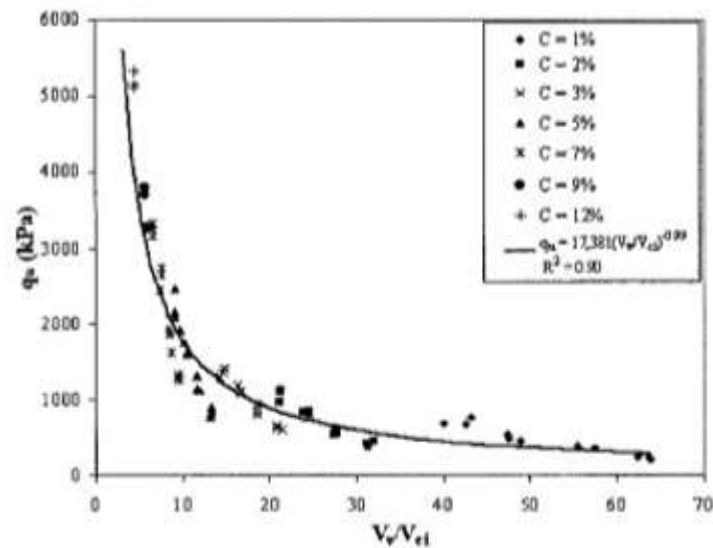


Figura 2.2 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimentos (CONSOLI *et al.*, 2007).

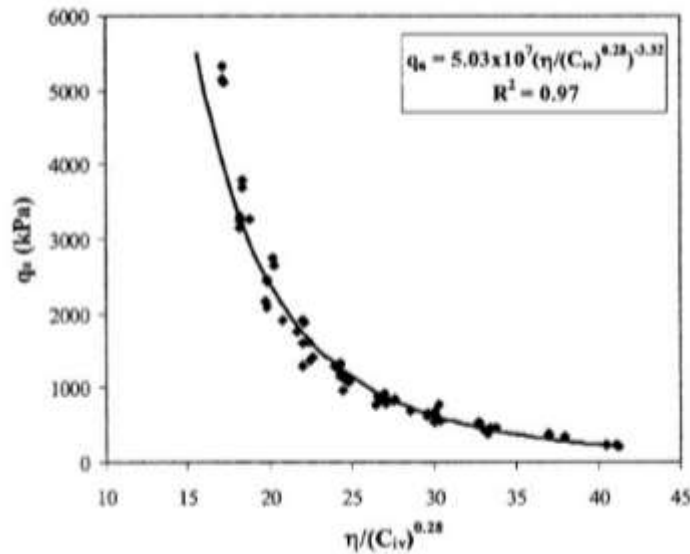


Figura 2.3 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimentos corrigida (Consoli *et al.*, 2007).

A hipótese considerada de que a existência de uma parcela de finos no solo leve à necessidade da introdução de um expoente de correção na razão vazios/cimento se corrobora com os trabalhos de Consoli *et al.* (2009 e 2010). Eles mostram que a mistura de uma areia (a mesma utilizada neste trabalho e que não tem parcela de finos) artificialmente cimentada, com 7 dias de cura, apresentam a melhor correlação entre os valores da resistência (q_u e q_t) e da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) sem a adoção de um expoente de correção, Figura 2.4. Examinado a mesma figura, se pode aferir que os resultados de compressão simples (q_u) e compressão diametral (q_t) apresentam tendências similares, permitindo relacionar a razão q_t/q_u . Pela equação 2.7 os autores mostram que esta mesma razão (q_t/q_u) é um escalar da mistura areia-cimento, sendo independente da porosidade, percentagem de cimento, ou mesmo da razão vazios/cimento (η/C_{iv}).

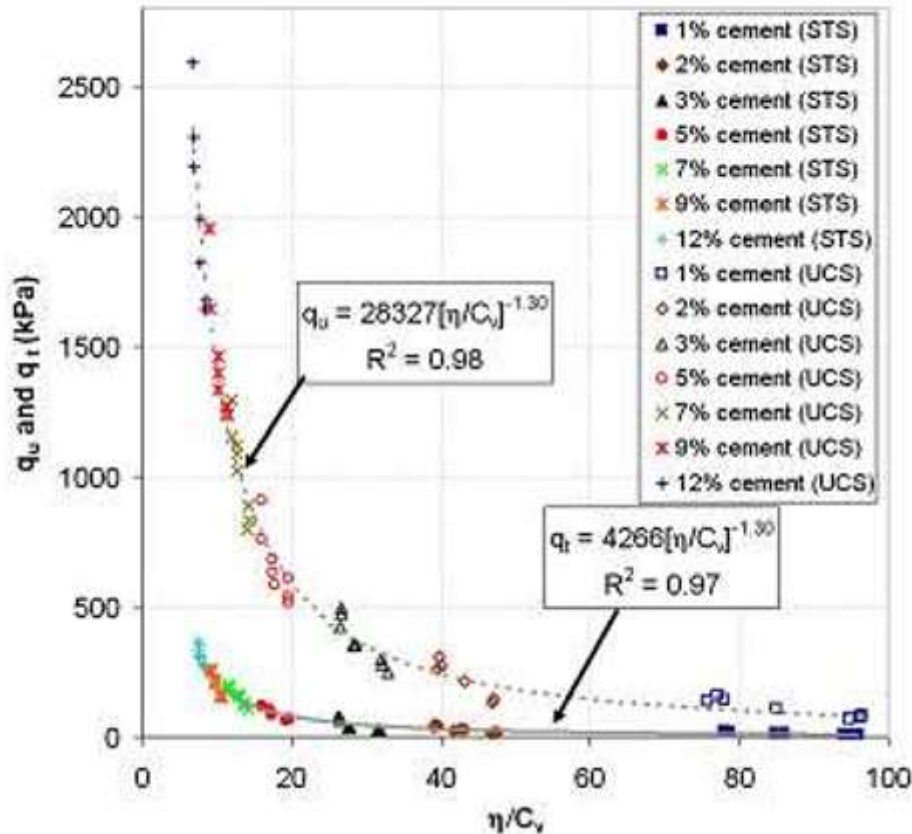


Figura 2.4 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) e à resistência diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) (CONSOLI *et al.*, 2010).

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{4266 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1.30}}{28327 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1.30}} \cong 0.15 \quad (2.7)$$

A relação vazios/cimento no comportamento dos solos artificialmente cimentados é de muita importância já que permite escolher, de modo racional, a dosagem de cimento e a energia de compactação a proporcionar a uma mistura que atenda aos parâmetros do projeto ao menor custo possível.

Consoli *et al.* (2016) mostra a influência da quantidade de cimento Portland e a porosidade na resistência à compressão não confinada (q_u) de sete solos siltosos e argilosos diferentes. A partir das diferentes quantidades de cimento misturadas e tempos de cura diferentes, foi feita a normalização da curva que representa a relação da porosidade/cimento e resistência não confinada desses solos, a fim de descrever a curva que define o comportamento dos solos

siltosos/argilosos melhorados com cimento Portland. A figura abaixo mostra a normalização da curva e a equação que descreve o comportamento do solo para $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ igual à 30.

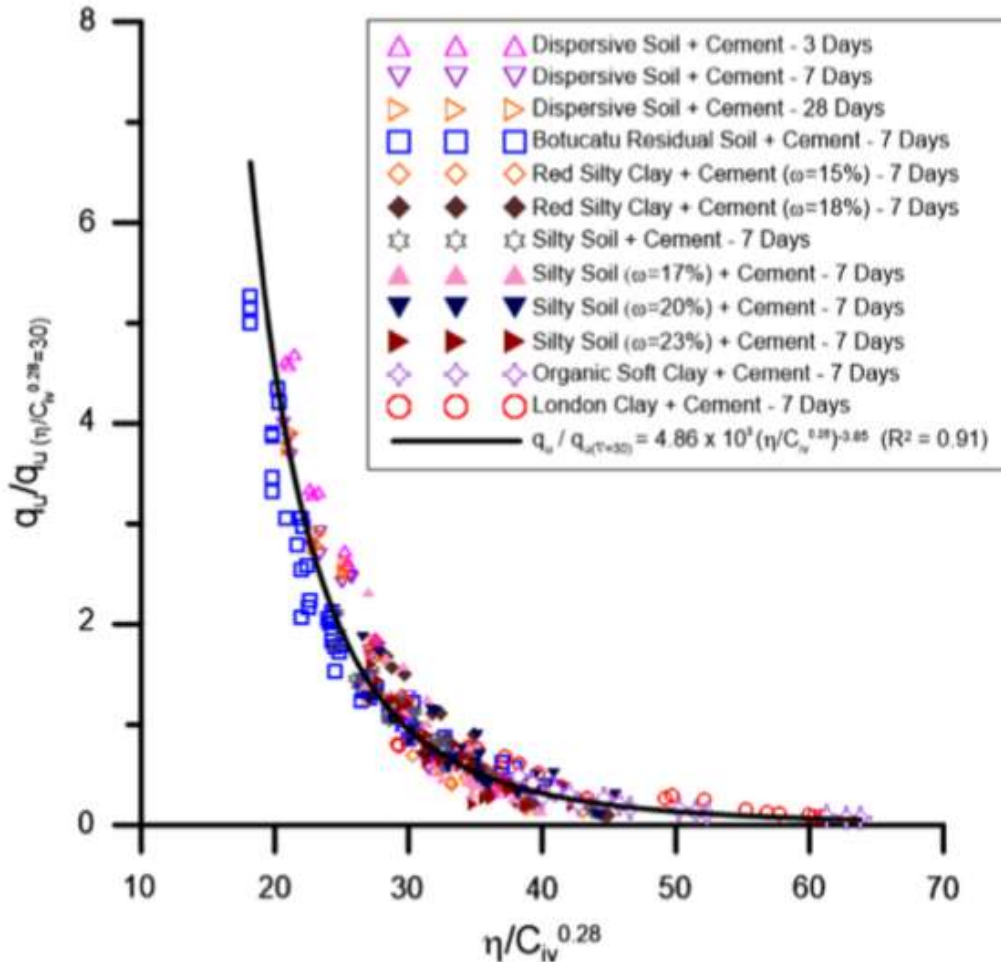


Figura 2.5 – Normalização de q_u (para toda a faixa de $\eta/(C_{iv})^{0,28}$) com índice de porosidade / cimento ajustado para todos os solos finos estudados e considerando períodos de cura distintos (3, 7 e 28 dias) (CONSOLI *et al*, 2016).

A partir de um ponto de vista prático, isso significa que a realização de apenas um teste de compressão não confinada com um solo siltoso/argiloso, moldado com cimento Portland e curado qualquer período de tempo permite a determinação de uma relação única que controla a resistência de toda uma gama de porosidades e quantidades de cimento. A relação é definida pela equação 2.8.

$$\frac{q_u}{q_u(\text{pra um } \nabla \text{ particular})} = [\nabla]^B \left[\frac{\eta}{(C_{iv})^{0,28}} \right]^{-B} \quad \text{Equação (2.8)}$$

O valor do B encontrado a partir dos dados do laboratório foi $B = 3,85$, bastante similar ao valor teórico ($B=3,57$) que foi calculado a partir do expoente inserido no denominador da razão vazios/cimento (0,28). Para generalizar a equação, o valor de B foi definido como 3,85 de forma que a equação geral é:

$$\frac{q_u}{q_u \text{ (para um } \nabla \text{ particular)}} = [\nabla]^{3,85} \left[\frac{\eta}{(C_{iv})^{0,28}} \right]^{-3,85} \quad \text{Equação (2.9)}$$

A relação foi testada para materiais de granulação fina (rejeitos de ouro e cinzas volantes de carvão - trituradas e não trituradas) tratadas com cimento Portland. A figura abaixo mostra como o comportamento dos rejeitos de ouro se ajustam a curva teórica definida pelo solo moldado com a relação $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ igual à 29.

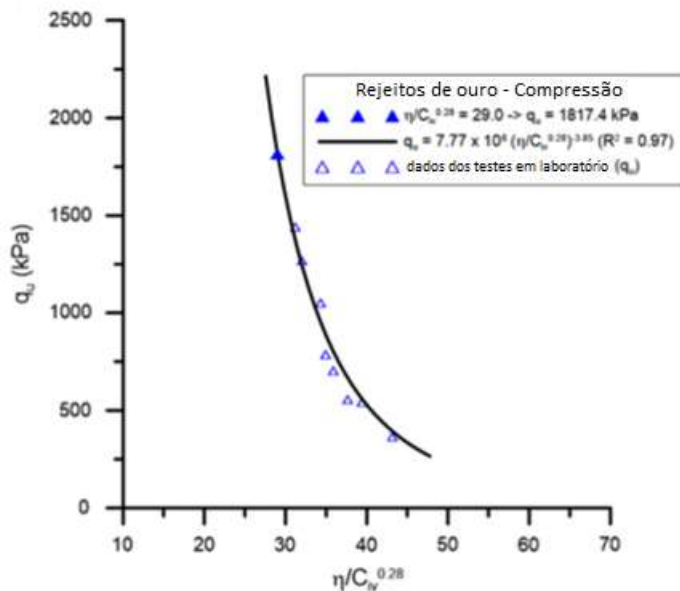


Figura 2.6 – Curva obtida utilizando a equação generalizada e os dados obtidos em laboratório da mistura de rejeitos de ouro com cimento Portland (CONSOLI *et al*, 2016).

2.2 CRITÉRIOS DE RUPTURA

Nesta seção será apresentado um dos modelos mais adotados na representação da ruptura de solos, o modelo Mohr-Coulomb. Ele é baseado em ensaios de cisalhamento com a aplicação de diferentes tensões de confinamento para a determinação dos seus parâmetros. Posteriormente será apresentada uma metodologia para a estimativa dos parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb (ϕ' e c'), para solos cimentados, através de ensaios de resistência de compressão simples, ou compressão diametral, e a razão entre a tração e a compressão (Consoli et al. 2013).

2.2.1 Mohr-Coulomb

A ruptura é dada quando a tensão de corte atinge um valor máximo dependente das propriedades resistentes do material e das tensões normais à superfície de rotura, podendo ser expressa segundo a reta de Coulomb:

$$\tau_f = c + f(\sigma_f) = c + \sigma_f \cdot \tan \phi \quad (2.10)$$

em que c representa o valor na origem e ϕ é a inclinação da reta (Figura 2.7a). O critério de Mohr indica que não há ruptura quando o círculo representativo do estado de tensão se encontra no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para esse determinado material (Figura 2.7b). Essa envoltória de ruptura pode ser expressa por:

$$|\tau_f| = f(\sigma_f) \quad (2.11)$$

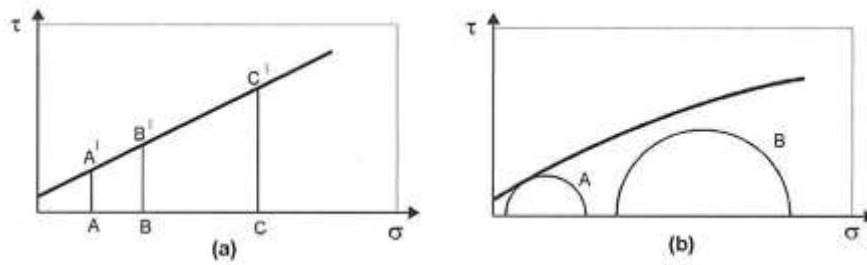


Figura 2.7 – Representação dos critérios de ruptura: a) de Coulomb e b) de Mohr e Mohr-Coulomb (adaptado de PINTO, 2006).

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

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad (2.12)$$

ou, em função das tensões efetivas principais na ruptura:

$$\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f} = 2 \cdot c' \cdot \cos \phi' + (\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}) \cdot \sin \phi' \quad (2.13)$$

em que c' e ϕ' representam os parâmetros de resistência ao corte em tensões efetivas e designam-se, respectivamente, por coesão efetiva e ângulo de resistência ao corte (JAEGER et al., 2007).

2.2.2 Metodologia para determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb

A determinação dos parâmetros de coesão efetiva e ângulo de resistência ao corte requer a realização de ensaios mais complexos, como por exemplo, o ensaio triaxial.

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

Conforme foi apresentada pela Figura 2.7b, a determinação da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, e dos respectivos parâmetros (c' e ϕ'), é realizada através do traçado de uma reta tangente a semicírculos que representam o estado de tensão de amostras na ruptura.

A partir das tensões efetivas principais no momento da ruptura dos ensaios de compressão simples e de compressão diametral é possível determinar, através de relações trigonométricas, como se pode observar na Figura 2.8, as equações 2.14 e 2.15 dos referidos ensaios, em que a tensão efetiva principal mínima (σ'_3) e a tensão efetiva principal máxima (σ'_1) são $\sigma'_{3c} = \text{zero}$ e $\sigma'_{1c} = \sigma_c$ para o ensaio de compressão simples e $\sigma'_{3t} = -\sigma_t$ e $\sigma'_{1t} = -3\sigma_t$ (Jaeger et al., 2007) para o ensaio de compressão diametral.

$$\sin \phi' = \frac{\sigma_c/2}{(2\sigma_c + c'/\tan \phi')} \quad (2.14)$$

$$\sin \phi' = \frac{2\sigma_t}{(2\sigma_t + c'/\tan \phi')} \quad (2.15)$$

Ao fazermos um sistema com as equações acima, isolando o parâmetro [$c'/(\tan \phi')$] da equação 2.14 e substituindo-o na equação 2.15 encontramos o $\sin \phi'$ em função das resistências obtidas nos ensaios de compressão simples e diametral. Assim, ϕ' pode ser dado por:

$$\phi' = \arcsin \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \quad (2.16)$$

Agora, substituindo ϕ' pela equação 2.16, na equação 2.14, e isolando o parâmetro de coesão efetiva, temos:

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]}{2 \cos \left[\arcsin \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]} \quad (2.17)$$

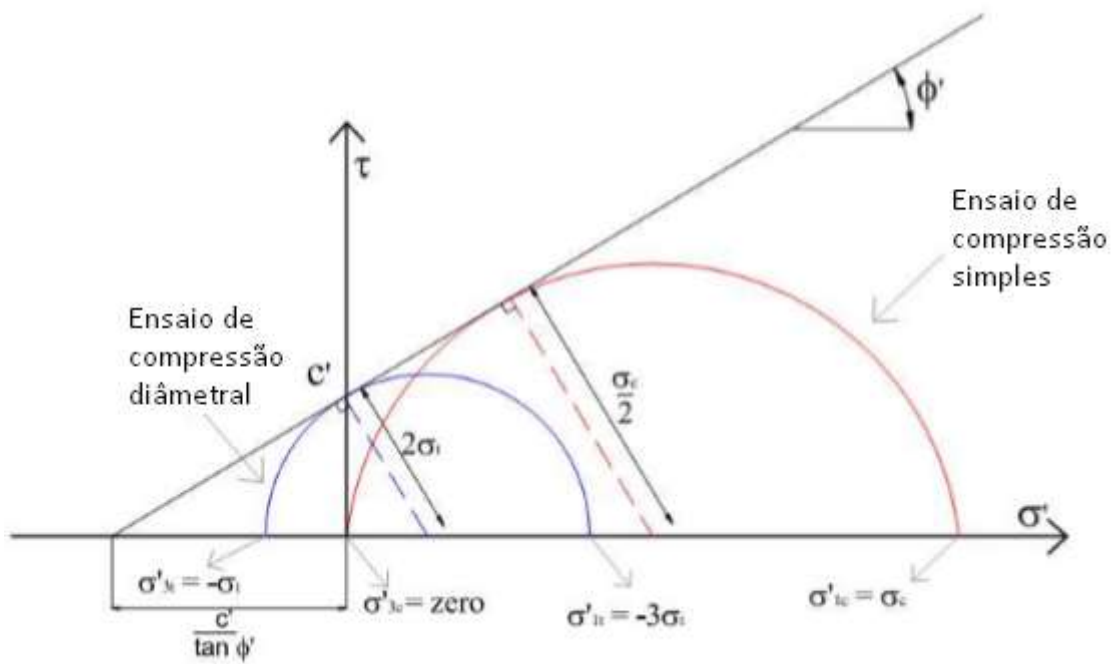


Figura 2.8 – Envoltória de Mohr-Coulomb baseada nos círculos de Mohr para os ensaios de compressão simples e diametral (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2013)

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O capítulo a seguir descreve os procedimentos experimentais realizados na pesquisa, os materiais utilizados, as características dos equipamentos e as normas seguidas para a realização de ensaios de resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral.

3.2 MÉTODOS

3.2.1 Coleta e preparação das amostras

A amostra de solo foi coletada no estado deformado, mediante escavação com ferramenta manual, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. Posteriormente foi armazenada e transportada em tonéis plásticos adequadamente vedados. Durante a coleta, todos os cuidados foram tomados no sentido de se evitar a contaminação da amostra.

A preparação das amostras de solo para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos-de-prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica seguiu os procedimentos estabelecidos pela NBR 6.457 (ABNT, 2016). As amostras assim preparadas são armazenadas até a data da sua utilização em sacos plásticos, devidamente identificados e vedados.

3.2.2 Ensaios de caracterização

Para a caracterização do solo foram utilizados os ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, limites de liquidez e plasticidade, compactação e determinação do teor de umidade.

As determinações do teor de umidade do solo seguem os procedimentos descritos pelo anexo da norma NBR 6.457 (ABNT, 2016). A análise granulométrica do solo foi realizada de acordo com os procedimentos descritos pela NBR 7.181 (ABNT, 2016). Nestes ensaios foi utilizado defloculante.

A determinação da massa específica real dos grãos do solo seguiu o método descrito pela NBR 6.458 (ABNT, 2016). A obtenção dos limites de liquidez e de plasticidade do solo seguiu os métodos descritos nas normas NBR 6.459 (ABNT, 2016) e NBR 7.180 (ABNT, 2016), respectivamente. Para o ensaio de compactação foram utilizados os procedimentos descritos pela NBR 7.182 (ABNT, 2016).

3.2.3 Moldagem e cura dos corpos-de-prova

Os corpos de prova para os ensaios de compressão simples e diametral foram feitos utilizando um molde tripartido com 5 cm e 10 cm, respectivamente, de diâmetro e altura (Figura 3.1). A confecção dos corpos de prova foi realizada através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenamento e cura, seguindo a norma NBR 12.024 (ABNT, 2012).



Figura 3.1 – Molde tripartido utilizado na moldagem dos corpos de prova (adaptado de MARQUES, 2016).

Após a pesagem dos materiais, solo, cimento (Figura 3.2a e 3.2.b) e água, com resolução de 0,01 g, o solo e o cimento eram misturados até que a mistura adquirisse uma coloração uniforme, sendo depois adicionada a água (Figura 3.2d) ao processo continuando a mistura até que a homogeneidade fosse obtida. Após a mistura dos materiais, a quantidade de solo-cimento necessária para a confecção de um corpo de prova era compactada em três camadas com massas previamente definidas. As três camadas utilizadas na compactação foram pesadas e colocadas em potes tampados para evitar a perda de umidade. (Figura 3.2.e).

Do restante da mistura solo-cimento-água foram retiradas duas amostras para verificação do teor de umidade. A determinação do teor de umidade do solo seguiu o procedimento descrito pelo anexo da norma NBR 6.457 (ABNT, 2016). Retiraram-se duas cápsulas da mistura solo-cimento devidamente pesadas as quais foram colocadas em estufa a 100 graus Celsius por 24 horas e, posteriormente pesadas novamente. O teor de umidade higroscópica foi obtido através da equação 3.1.

$$\omega = \frac{P_{\text{úmido}} - P_{\text{seco}}}{P_{\text{seco}} - P_{\text{cápsula}}} \quad \text{Equação (3.1)}$$

Onde:

ω = teor de umidade;

$P_{\text{úmido}}$ = peso da cápsula + solo úmido;

P_{seco} = peso da cápsula + solo seco;

$P_{\text{cápsula}}$ = peso da cápsula.

A mistura solo-cimento foi então compactada estaticamente com uma prensa em três camadas dentro de um molde metálico tripartido. Após a execução da primeira e da segunda camada, estas foram escarificadas, com o intuito de proporcionar uma melhor adesão entre as mesmas. A compactação é realizada em três camadas para proporcionar níveis de compactação similares em todo o corpo-de-prova

Concluído o processo de moldagem, o corpo de prova era extraído do molde e sua massa, Figura 3.2.f, e dimensões (diâmetro e altura) eram anotados com resolução de 0,01 g e 0,1 mm, respectivamente, e acondicionado num saco de plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas no teor de umidade. Os corpos de prova obtidos eram armazenados, ficando num processo de cura durante 7 dias, sendo que o último dia a cura era realizada com o corpo de prova submerso em água destilada durante 24h, o que garante a proximidade com a condição de saturação. Os corpos de prova que cumpriam os seguintes requisitos abaixo eram considerados aptos para o ensaio de compressão simples ou de compressão diametral:

- a) **Índice de Vazios (e)**: variação máxima de $\pm 1\%$ do valor de e efetivamente obtido na moldagem dividido pelo valor de e definido como meta;
- b) **Teor de umidade (ω)**: $31,5\% \pm 1\%$, a partir da umidade ótima obtida em ensaio;

c) **Dimensões:** diâmetro $50 \pm 0,5$ mm e altura 100 ± 1 mm.

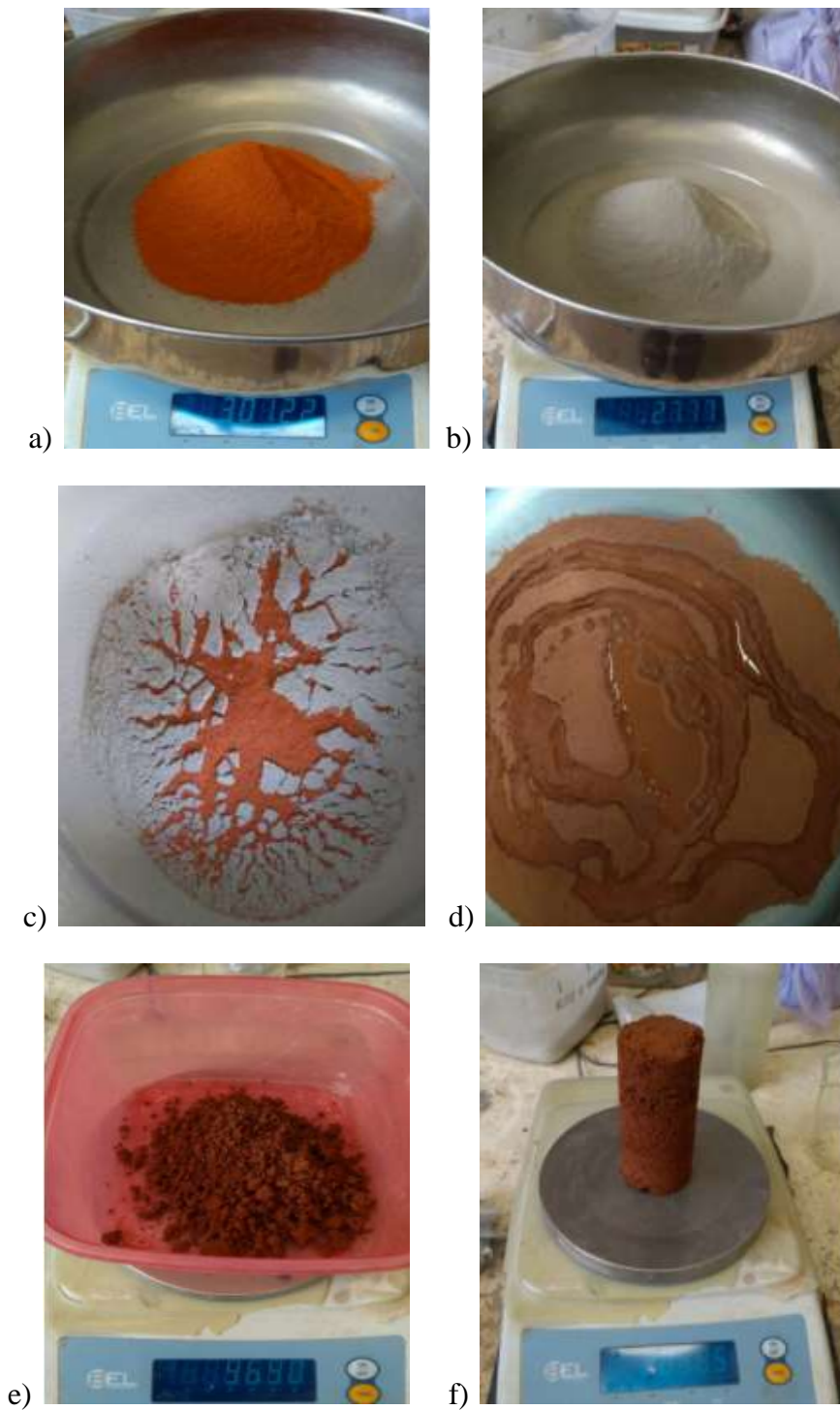


Figura 3.2 – Etapas da moldagem de um corpo de prova: a) Pesagem do solo; b) Pesagem do cimento; c) Solo-cimento pré mistura; d) Adição da água à mistura homogeneizada; e) Pesagem de uma camada; f) Pesagem do corpo de prova moldado.

Ao final da moldagem, com as dimensões e os dados de umidade obtidos de cada corpo de prova, foi possível analisar o peso específico real em relação ao peso específico esperado a fim de garantir que foi feita uma compactação correta. Os resultados serão apresentados nos itens 5.1.4 e 5.1.5.

3.2.4 Ensaio de resistência à compressão simples

Para os ensaios de resistência à compressão simples foi utilizada uma prensa automática (Figura 3.3) com capacidade máxima de 50 kN, além de anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN (0,5 kgf). A velocidade de deformação utilizada para realização dos ensaios foi da ordem de 1,14 mm por minuto. O procedimento de ensaio de compressão simples seguiu a norma NBR 12.025 (ABNT, 2012).



Figura 3.3 – Prensa e anel utilizados no ensaio de compressão simples.

Como critério de aceitação para o ensaio à compressão simples, estipulou-se que a resistência individual de cada três corpos de prova moldados não se afastava mais de 10% da resistência média desse conjunto, como indicado pela norma NBR 12253 (ABNT, 2012). Para a determinação da resistência de compressão simples (q_u) é verificada qual a força máxima de

ruptura (F) registada durante o ensaio, que será dividida pela área do corpo de prova (A_c), como mostra a equação 3.2.

$$q_u = \frac{F}{A_c} \quad \text{Equação (3.2)}$$

3.2.5 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Diante das dificuldades associadas à realização de ensaios uniaxiais diretos de tração foram desenvolvidos diversos métodos “indiretos” para determinar a resistência à tração. Esses métodos não envolvem a criação de um estado homogêneo de tensão de tração no corpo de prova, mas sim uma configuração não homogênea de tensão de tração em algumas regiões da amostra e por isso, são chamados indiretos.

O ensaio por compressão diametral, também conhecido como ensaio brasileiro, é o método “indireto” mais popular para a determinação da resistência à tração. Ele foi desenvolvido em 1943 por Lobo Carneiro.



Figura 3.4 – Ensaio de compressão diametral: ruptura típica.

A ruptura se dá conforme a Figura 3.4. Através do sistema de coordenadas considerado na figura, as tensões ao longo do diâmetro vertical (coincidente com a aplicação da carga W) podem ser determinadas, no plano xy, pelas equações 3.3 e 3.4,

$$\sigma_{xx} = \frac{-w}{\pi R} \quad \text{Equação (3.3)}$$

$$\sigma_{yy} = \frac{w(3R^2+x^2)}{\pi R(R^2-x^2)} \quad \text{Equação (3.4)}$$

4 MATERIAIS

4.1 CIMENTO

O material cimentante utilizado foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). Este tipo de cimento tem a característica de atingir altas resistências com poucos dias de aplicação, atingindo, por exemplo, aos 7 dias de idade, cerca de 80% da resistência obtida aos 28 dias. O desenvolvimento da alta resistência inicial é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo a que, ao reagir com a água, ele adquira elevadas resistências mais rapidamente (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Composição do cimento Portland de alta resistência inicial (adaptado de ABCP, 2002).

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

Foppa (2005) e Lopes Junior (2007) determinaram a massa específica do cimento, seguindo as recomendações da NBR NM 23 (ABNT, 2001), obtendo um valor médio de 3,15 g/cm³.

4.2 ÁGUA

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

4.3 SOLO

O solo utilizado neste trabalho é uma argila proveniente do município de Campo Novo do Parecis/MT - Brasil. Esta se caracteriza por apresentar uma granulometria fina, predominantemente composta por argila (75,18%) e areia fina (20,97%), e cor avermelhada. Pela Sistema Unificado de Classificação dos solos, o solo utilizado apresenta a classificação de CL, que corresponde a uma argila de baixa compressibilidade.

Segundo o Mapa de solos do estado de Mato Grosso, realizado pela SEPLAN (Secretaria de estado de planejamento e coordenação geral) em 2011, o solo é classificado pedologicamente como um latossolo vermelho-escuro eutrófico, conforme a Figura 3.5.

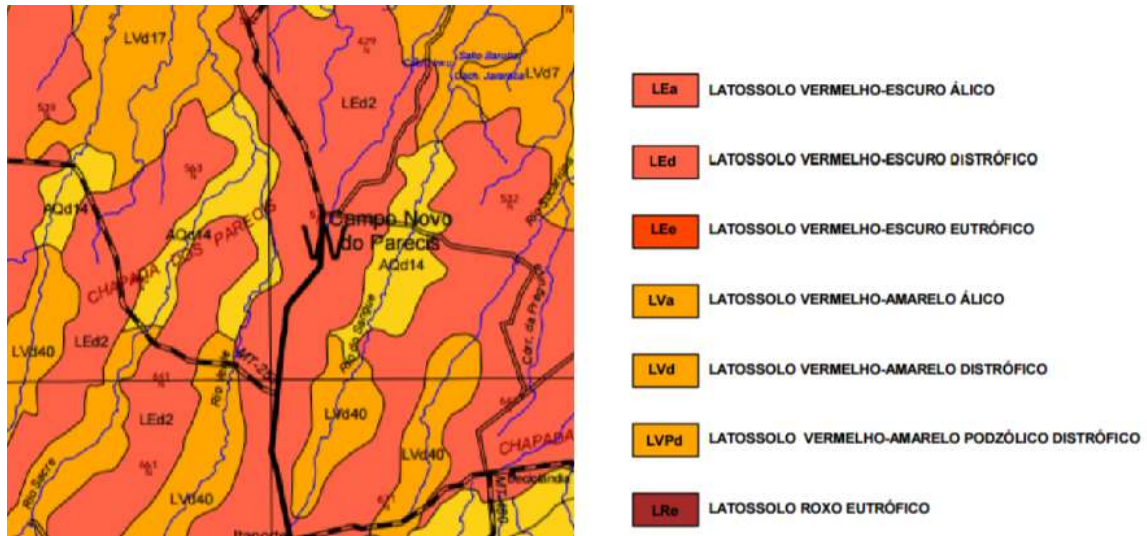


Figura 4.1 – Classificação pedológica do solo de Campo Novo do Parecis/MT (SEPLAN, 2011).

5 ANÁLISE E RESULTADOS

5.1 ENSAIO DE GRANULOMETRIA

Para a obtenção da curva granulométrica, foi necessário realizar o ensaio de peneiramento e sedimentação conforme a NBR 7.181 (ABNT, 2016). Os resultados dos ensaios estão apresentados na Figura 5.1, onde se pode observar a predominância de partículas com o tamanho de argila (75,18%) seguida por partículas de areia fina, que representam 20,97% da amostra.



Figura 5.1 – Curva granulométrica obtida em laboratório.

5.1.1 Limites de Atterberg

Os limites de liquidez e plasticidade, bem como o índice de plasticidade, foram determinados conforme a norma NBR 6.459 (ABNT, 2016) e NBR 7.180 (ABNT, 2016). Foram necessários quatro ensaios, com auxílio do aparelho de Casagrande, para determinação do limite de liquidez e três ensaios para a determinação do limite de plasticidade. A Figura 5.2 apresenta os valores de teor de umidade das 7 cápsulas, 4 para a determinação do LL e 3 para a determinação do LP.

	LIMITE DE LIQUIDEZ				LIMITE DE PLASTICIDADE		
	15	35	118	169	233	242	272
Cápsula n°							
Cápsula + Solo Úmido(g)	23,48	15,85	17,30	17,70	14,81	13,24	12,70
Cápsula + Solo Seco(g)	21,00	13,35	14,94	15,10	13,75	12,51	11,98
Peso da Cápsula(g)	15,58	8,09	10,17	10,04	11,11	10,25	9,73
Peso da Água(g)	2,48	2,50	2,36	2,60	0,86	0,73	0,72
Peso do Solo Seco(g)	5,42	5,26	4,77	5,06	2,64	2,26	2,25
Teor de Umidade(%)	45,76	47,53	49,48	51,38	32,58	32,30	32,00
Número de Golpes	38	28	19	13			

Figura 5.2 – Dados obtidos em laboratório para determinação dos Limites de Atterberg.

A Figura 5.3 apresenta o gráfico do limite de liquidez e os resultados finais, onde podemos observar que o solo tem uma baixa compressibilidade, ou seja, índice de plasticidade baixo.

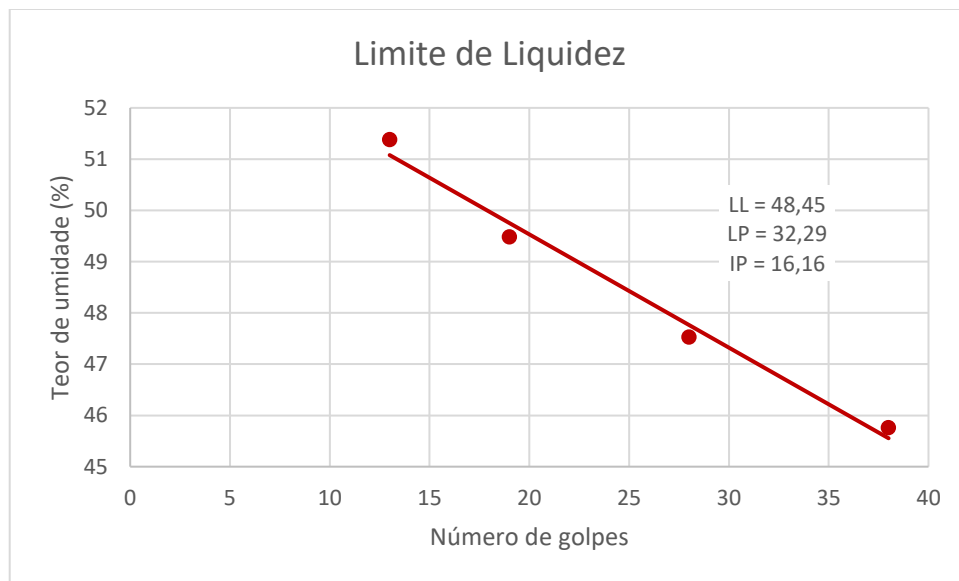


Figura 5.3 – Reta obtida a partir do ensaio de determinação dos Limites de Atterberg.

5.1.2 Massa específica real dos grãos

O ensaio foi realizado segundo à NBR 6.458 (ABNT, 2016), onde também consta a calibração necessária para o picnômetro utilizado. As imagens a seguir mostram as etapas de pesagem do material, imersão em água destilada por 12 horas, dispersão da amostra e do picnômetro após a aplicação do vácuo, que visa remover totalmente o ar aderente às partículas.

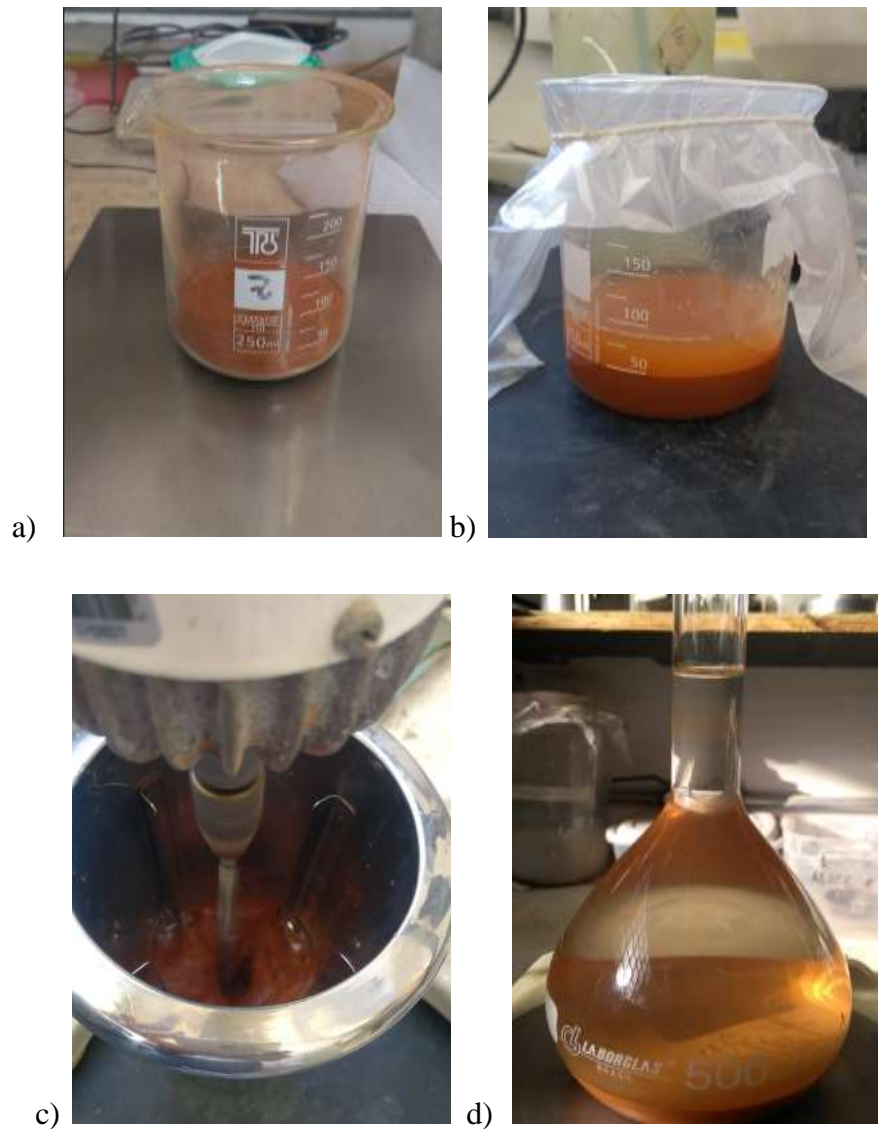


Figura 5.4 – Etapas do ensaio de determinação da massa específica real dos grãos: a) Pesagem do solo; b) Imersão do solo em água destilada; c) Dispersão da mistura de solo e água; d) Picnômetro com solo e adição de água até a marca de referência.

Para o cálculo da massa específica dos grãos do solo, foi utilizada a equação (5.1):

$$\delta = \frac{M1 \times 100 / (100 + h)}{[M1 \times 100 / (100 + h)] + M3 - M2} \times \delta_T \quad \text{Equação (5.1)}$$

Onde:

δ = massa específica dos grãos do solo em g/cm³

M1 = massa do solo úmido

M2 = massa do picnômetro + solo + água, na temperatura T de ensaio

M_3 = massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência, na temperatura T de ensaio

h = umidade inicial da amostra

δ_T = massa específica da água, na temperatura T de ensaio, obtida através da tabela da NBR 6.508.

Foram feitas duas determinações, conforme a NBR 6.458 (ABNT, 2016), a Figura 5.5 apresenta os resultados dos dois ensaios realizados, juntamente com os valores de umidade higroscópica. A massa específica real dos grãos é determinado pela média dos valores encontrados em cada uma das determinações, no caso apresentado, o valor encontrado foi 2,65 g/cm³.

**ABNT NBR 6508 - Grãos de solos que passam na peneira de abertura 4,8 mm -
Determinação da massa específica**

1ª determinação						
M1 (g)	60	Cápsula	Cáp	Cáp + SW	Cáp + SS	W
M2 (g)	687,34	1	7,16	31,71	31,63	0,326931
T (°C)	23,5	2	7,25	31,52	31,44	0,330715
M3 (g)	650,0379	3	7,20	28,96	28,88	0,369004
pw	0,9974	Média	0,342216599			
Gs	2,651452904					
2ª determinação						
M1 (g)	60	Cápsula	Cáp	Cáp + SW	Cáp + SS	W
M2 (g)	687,18	1	7,16	31,71	31,63	0,326931
T (°C)	24	2	7,25	31,52	31,44	0,330715
M3 (g)	649,9804	3	7,20	28,96	28,88	0,369004
pw	0,9973	Média	0,342216599			
Gs	2,639163617					
Média Gs	2,65					

Figura 5.5 – Dados obtidos em laboratório das duas determinações da massa específica real dos grãos.

5.1.3 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação visa determinar a relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca do solo em sua máxima compactação. O ensaio foi feito conforme a NBR 7.182 (ABNT, 2016) utilizando o molde usual de 1000 cm³ de volume e o soquete pequeno, que tem massa de (2500g ± 10)g e altura de queda de (305±2)mm. A energia de compactação escolhida foi a normal, devido à maior usabilidade dessa energia na região.

O ensaio iniciou com a umidade de 25,83%, a partir do que a literatura mostra sobre ensaios de compactação em solos lateríticos. Foram feitos seis corpos de prova para a determinação da curva de compactação. Também foi necessária a utilização de desmoldante, devido à dificuldade de retirada do solo do molde. Os resultados de umidade (ω) e peso específico aparente seco (γ_d) correspondentes à cada corpo de prova, estão apresentados abaixo.

Tabela 5.1 – Tabela com o resultado da umidade (%) e peso específico aparente seco (KN/cm³).

Corpo de prova	Umidade (%)	Peso específico aparente seco (KN/cm ³)
1	25,83	12,16
2	28,77	12,72
3	31,70	13,11
4	34,26	13,15
5	36,90	12,97
6	39,45	12,80

A partir daí, foi possível traçar a curva de compactação do solo (Figura 5.6). Baseado na tendência da curva, foi determinado que o peso específico aparente seco ótimo do solo compactado é de aproximadamente 13,2 KN/m³ e a umidade correspondente, chamada umidade ótima, é de 31,5%.

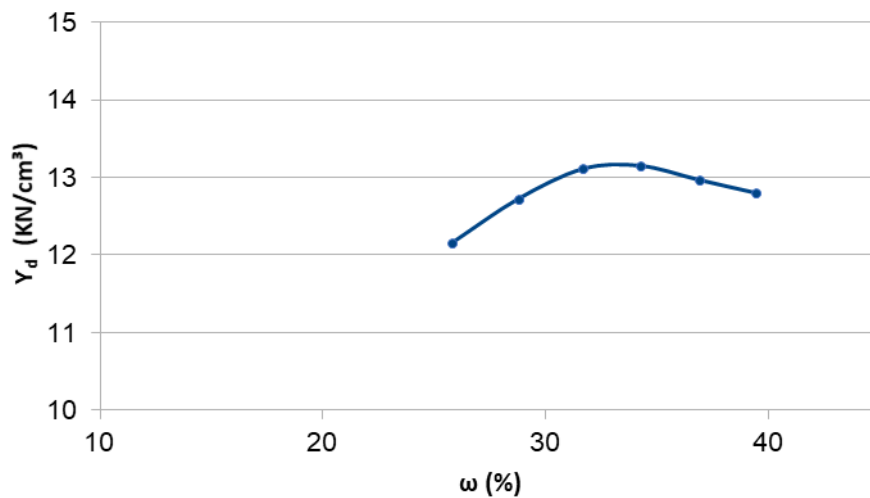


Figura 5.6 – Curva de compactação obtida no ensaio de Proctor.

5.1.4 Ensaio de compressão simples

Foram realizadas três amostras da mistura solo cimento. A primeira, com os valores da razão $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ próximos de 39, a segunda com os valores da razão próximos de 35 e por fim, com os valores próximos de 30. Que correspondiam respectivamente às porcentagens de cimento de: 6,39%; 10,96% e 21,74%.

Durante a moldagem, foram coletadas três amostras de umidade de cada corpo de prova, bem como a massa em gramas e as medidas da altura e diâmetro. A partir dessas informações, foi possível fazer a comparação entre os valores de peso específico aparente úmido e porosidade reais em relação aos valores esperados. Os valores obtidos estão apresentados na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Comparação entre valores de peso específico aparente úmido obtido e esperado e porcentagens de porosidade obtidas e esperadas dos corpos de prova submetidos à resistência à compressão simples.

CP	Y_{obtido} (g/cm ³)	$Y_{esperado}$ (g/cm ³)	η_{obtida} (%)	$\eta_{esperada}$ (%)
1	1,458	1,469	59,67	51,58
2	1,477	1,469	58,59	51,58
3	1,478	1,469	57,97	51,58
4	1,716	1,710	52,24	51,88
5	1,719	1,710	51,29	51,88
6	1,682	1,710	53,84	52,49
7	1,713	1,710	52,62	52,49

Pode-se observar que quanto ao peso específico aparente úmido, os valores obtidos se encontram bem próximos aos valores esperados, tendo como maior variação, o CP6, que apresenta um valor 1,5% abaixo do valor esperado. Já os valores de porosidade para os 3 primeiros corpos de prova, apresentam uma variação significativa em relação aos valores esperados, tendo em média valores 13,88% acima do valor esperado, o que pode indicar uma compactação falha durante o processo.

A partir dos mesmos valores citados acima, também foi possível calcular o $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ real de cada um dos corpos de prova. Os corpos de prova tiveram um tempo de cura de 7 dias, nas condições que descreve a NBR 12.024/2012 e então foram rompidos do ensaio de compressão simples.

Para o cálculo da tensão, foram utilizadas as equações de calibração do aparelho fornecidas pelo Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais – LEGG da UFRGS. A tabela abaixo apresenta os resultados do $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ real e da resistência à compressão simples (q_u) referente a cada corpo de prova.

Tabela 5.3 – Valores obtidos a partir da moldagem e ruptura dos corpos de prova por compressão simples.

CP	$N/(C_{iv})^{0,28}$	q_u (KPa)
1	39,17	469,73
2	38,44	408,19
3	38,09	563,68
4	34,27	630,47
5	33,63	662,26
6	30,09	1799,34
7	29,23	1490,73

Foi escolhida a amostra com os valores de $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ próximos de 30 para a aplicação do método descrito no item 2.4. A partir da equação generalizada de Consoli *et al.* (2016), foi traçada a curva teórica que descreve os valores de resistência para o intervalo de $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ definido. A curva e a equação que descreve o comportamento do solo estão apresentadas na figura 5.7.

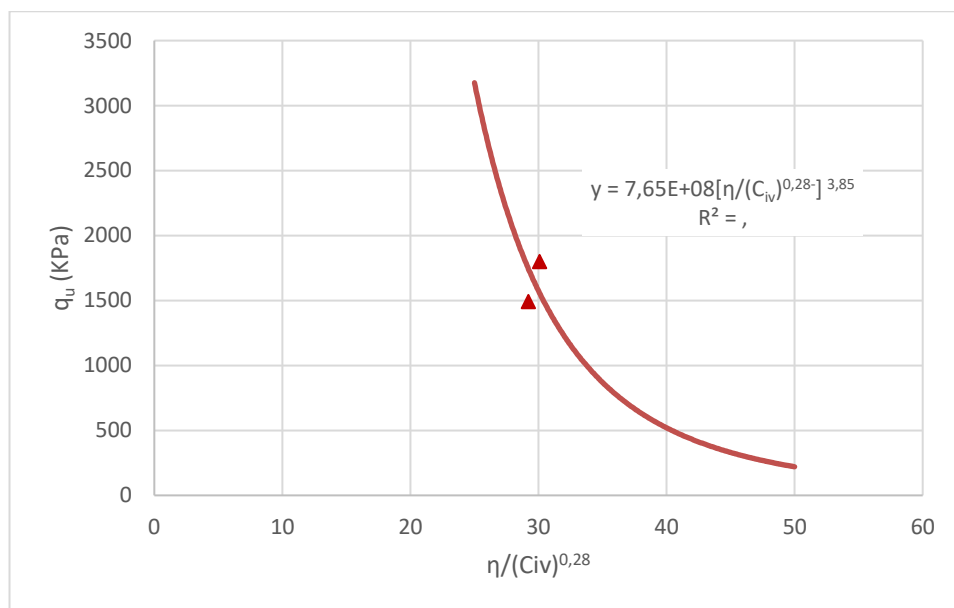


Figura 5.7 – Curva obtida utilizando a equação generalizada para resistência à compressão simples.

Verifica-se uma correlação satisfatória ($R^2 > 0,97$) com os resultados, que mostram que: quanto menor o valor da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) maior a RCS (q_u). Para verificar a curva, foram incluídos os dados obtidos em laboratório, que se apresentaram satisfatórios, conforme a Figura 5.8.

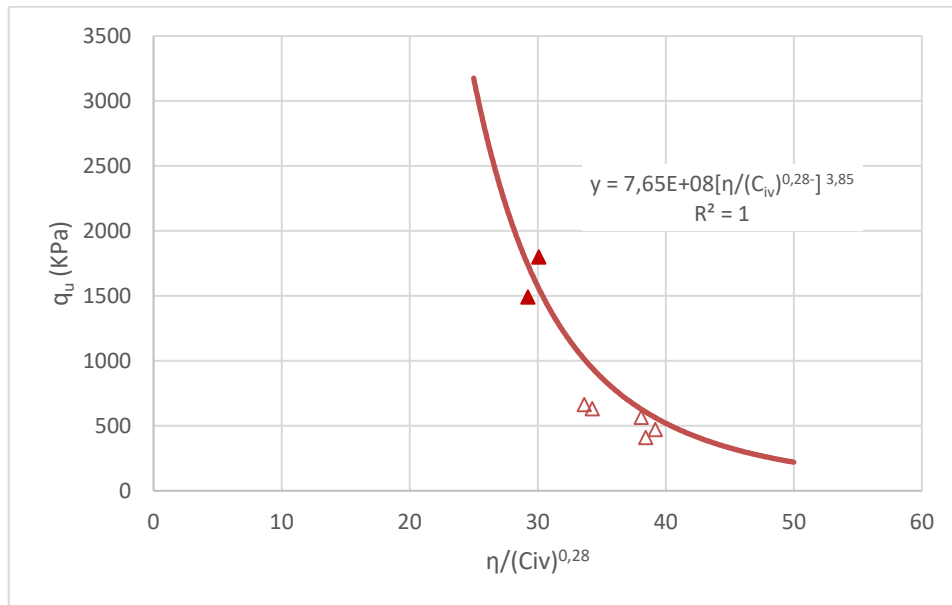


Figura 5.8 – Curva obtida utilizando a equação generalizada e os dados obtidos em laboratório.

5.1.5 Ensaio de compressão diâmetral

Foram realizados corpos de prova das amostras com $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ próximos de 30 e 39 para a verificação da resistência a compressão diâmetral. Assim como foi observado nos ensaios de RCS, utilizou-se as equações de calibração do aparelho fornecidas pelo LEGG e repetiu-se os mesmos procedimentos de moldagem e cura. Similarmente à análise feita nos CPs de compressão, foi possível realizar a comparação do peso específico aparente úmido e porosidade de cada CP com os valores esperados. As tabela abaixo apresentam os resultados da comparação feita e também o cálculo do $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ real e da resistência de compressão diâmetral (q_t) referente à cada corpo de prova.

Tabela 5.4 - Comparação entre valores de peso específico aparente úmido obtido e esperado; e porcentagens de porosidade obtidas e esperadas dos corpos de prova submetidos ao ensaio resistência à tração por compressão diametral.

CP	$Y_{\text{obtido}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$Y_{\text{esperado}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$\eta_{\text{obtida}} \text{ (\%)}$	$\eta_{\text{esperada}} \text{ (\%)}$
1	1,481	1,469	59,52	51,88
2	1,472	1,469	59,30	51,88
3	1,467	1,469	59,00	51,88
4	1,716	1,710	52,47	52,49
5	1,820	1,710	48,94	52,49

Tabela 5.5 – Tabela com os resultados do $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ real e da resistência de compressão diametral (q_t) referente à cada corpo de prova.

CP	$N/(C_{iv})^{0,28}$	$q_t \text{ (KPa)}$
1	39,03	115,47
2	38,90	118,24
3	38,76	118,79
4	29,14	311,78
5	26,71	303,64

Pode-se observar que quanto ao peso específico aparente úmido, os valores obtidos se encontram bem próximos aos valores esperados, tendo como maior variação, o CP5, que apresenta um valor 6,4% acima do valor esperado. Já os valores de porosidade para os 3 primeiros corpos de prova, apresentam uma variação significativa em relação aos valores esperados, tendo em média valores 14,25% acima do valor esperado, o que pode indicar uma compactação falha durante o processo.

A Figura 5.9 apresenta a curva de resistência à compressão diametral (q_t) em função da razão vazios/cimento ($\eta/C_{iv}^{0,28}$), verificando-se uma correlação satisfatória ($R^2 > 0,91$) com os resultados, que mostram que quanto menor o valor da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) maior a resistência à compressão diametral (q_t). Para a formulação da equação generalizada (item 2.1.3 – fator vazios/cimento), foram utilizados os valores dos corpos de prova 1, 2 e 3, por apresentarem uma razão vazios/cimento diferente da anterior, comprovando assim que a equação generalizada pode ser aplicada para qualquer razão ($\eta/C_{iv}^{0,28}$).

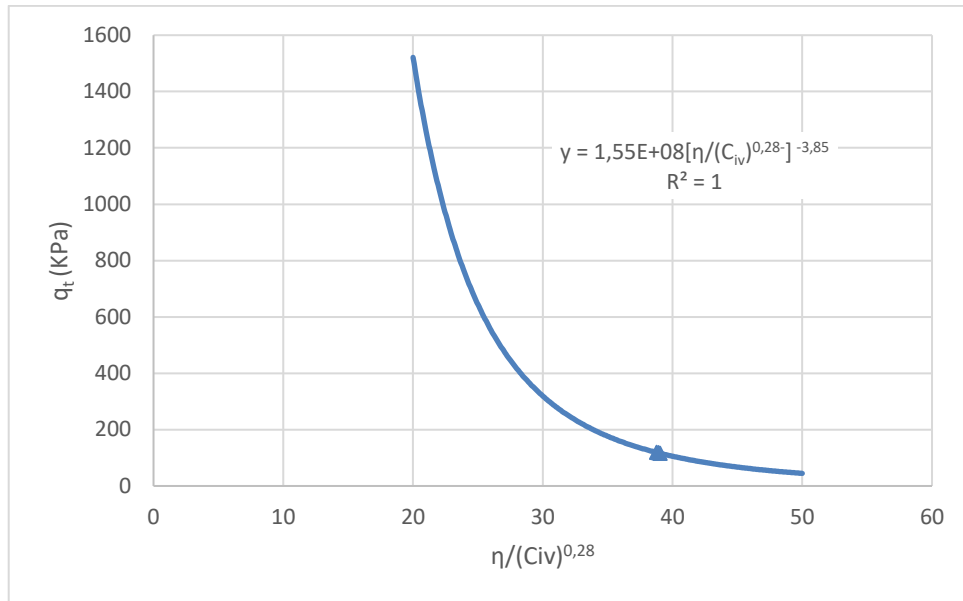


Figura 5.9 – Curva obtida utilizando a equação generalizada para resistência à compressão diametral e os valores dos CPs 1,2 e 3.

Para verificar a curva, foram incluídos os dados obtidos em laboratório, que se apresentaram satisfatórios, conforme a Figura 5.10.

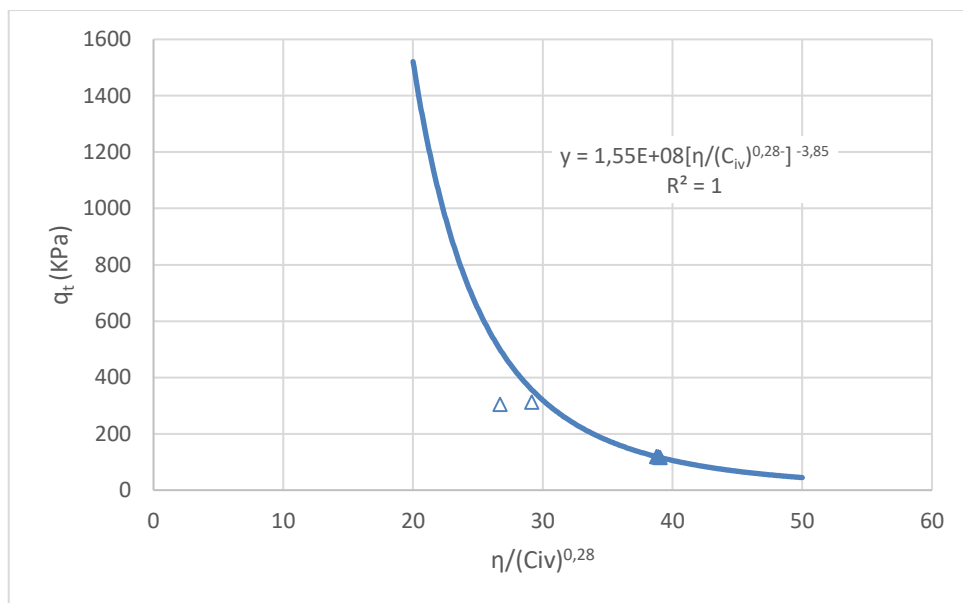


Figura 5.10 – Curva obtida utilizando a equação generalizada a partir dos valores sobrescritos e os dados obtidos em laboratório.

5.1.6 Comparação dos resultados tração-compressão

Analisando os resultados, verifica-se que apresentam uma tendência similar, ou seja, resistências maiores para menores razões vazios/cimento (η/C_{iv}). Assim, tanto como para a compressão (q_u) como para a tração (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) pode-se assumir a equação genérica

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

Como as duas equações possuem a mesma relação η/C_{iv} e o coeficiente B igual a 3,85. A relação entre a resistência à compressão simples e compressão diametral pode ser dada pela divisão do coeficiente M de cada equação generalizada. Assim:

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{1,553E+08}{7,654E+08} = 0,203 \quad \text{Equação (5.3)}$$

A razão entre as resistências é relativamente alta, quando comparado com a Equação 2.7, isso por que os valores de resistência à compressão simples se apresentaram baixos nos ensaios realizados. A Figura 5.11 compara as resistências de compressão (q_u) com as de tração (q_t) em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}).

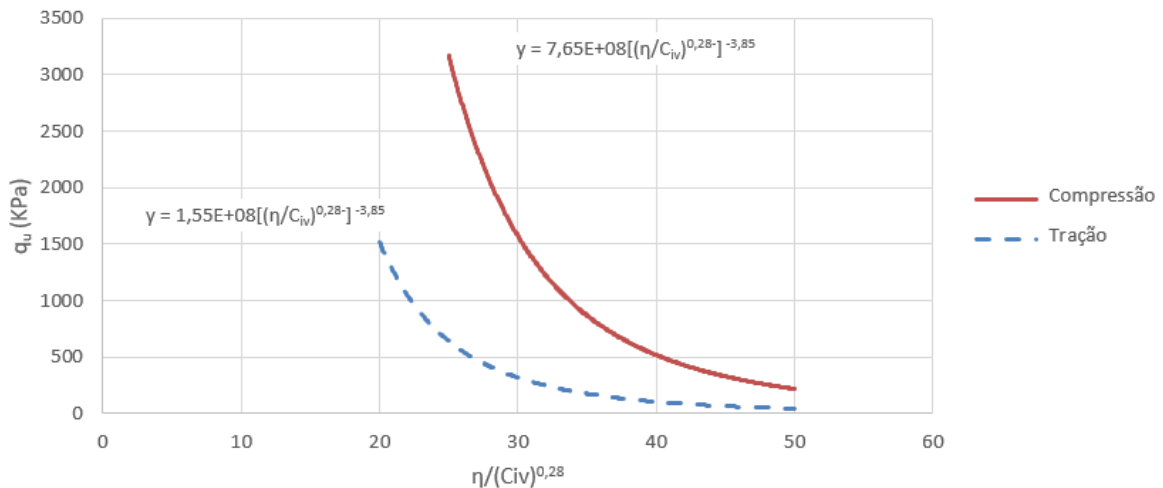


Figura 5.11 – Variação da resistência à compressão simples e diametral em função da razão vazios/cimento (η/C_{iv}).

5.1.7 Parâmetros de Mohr-Coulomb

Os parâmetros foram calculados a partir das tensões obtidas com a razão vazios/cimento igual a 25. Os valores de resistência à compressão simples e diâmetral estão apresentados na Figura 5.12.

σ_t (KPa)	644,29
σ_c (KPa)	3175,66

Figura 5.12 – Valores de resistência à compressão simples e diâmetral obtidos em laboratório. Conforme a metodologia de Consoli *et al.* (2013), os valores foram aplicados nas equações que definem o ângulo de resistência ao cisalhamento (ϕ') e a coesão efetiva (c'). As equações abaixo mostram o resultado encontrado para cada um dos parâmetros.

$$\phi' = \arcsin \left(\frac{3175,66 - 4 \cdot 644,29}{3175,66 - 2 \cdot 644,29} \right) = 18,49^\circ \quad \text{Equação (5.4)}$$

$$c' = \frac{3175,66 \cdot \left[1 - \left(\frac{3175,66 - 4 \cdot 644,29}{3175,66 - 2 \cdot 644,29} \right) \right]}{2 \cdot \cos -1,21^\circ} = 1143,27 \text{ KPa} \quad \text{Equação (5.5)}$$

O valor do ângulo de resistência se aproxima do valor encontrado na bibliografia para argilas, que estima valores entre 20° e 30°. Entretanto, sabe-se que a classificação de solo residual não é encontrada na Sistema Unificado de Classificação dos Solos, e o solo apresentado é considerado um solo residual. Portanto, analisando a bibliografia para solos residuais, o valor apresentado é baixo, se comparado com Carreta (2018). A partir da razão q_i/q_u a coesão também pode ser descrita por:

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1 - 4(0,203)}{1 - 2(0,203)} \right) \right]}{2 \cos \left[\arcsin \left(\frac{1 - 4(0,203)}{1 - 2(0,203)} \right) \right]} = 0,36001 \sigma_c \quad \text{Equação (5.6)}$$

6 CONCLUSÕES

Esta parte final do trabalho resumirá as conclusões que advém das análises já realizadas ao longo deste trabalho, realçando-se que algumas conclusões já foram realizadas ao longo do trabalho. De modo a facilitar a sua apresentação, as conclusões serão expostas separadamente.

6.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL

Os resultados, tanto para os ensaios de compressão simples como de compressão diametral, obtidos seguem a mesma tendência dos resultados encontrados na bibliografia para solos coesivos (Consoli *et al.*, 2016), onde se verifica o aumento da resistência à compressão simples (q_u) para um maior acréscimo de cimento (C_i), sendo tanto maior quanto menor o índice de vazios (e).

Se se comparar a resistência à compressão simples (q_u) com a porosidade (η), verifica-se que quanto maior a porosidade (η) menor será a resistência à compressão simples (q_u), sendo que esse efeito é mais notório quanto maior a porcentagem de cimento (C_i).

As equações generalizadas encontradas a partir de Consoli et al. (2016) se apresentaram satisfatórias, quando comparadas com os dados obtidos em laboratório. Apesar dos valores obtidos estarem abaixo dos valores estimados, a diferença é minimizada pelo uso do fator de segurança, ou seja, pode-se considerar que os dados encontrados seguem a tendência da curva obtida pelo método racional.

O fator vazios/cimento (η/C_{iv}) apresenta uma correlação entre os pontos satisfatória ($R^2 > 0,91$) com os resultados, que mostram que quanto menor o valor da razão vazios/cimento (η/C_{iv}) maior o valor da resistência. A curva obtida é útil para a prática, já que permite determinar, para uma mesma resistência de projeto, qual a condição mais econômica: se utilizar uma maior quantidade de cimento e menor compactação ou o inverso, utilizar uma menor quantidade de cimento e realizar uma maior compactação.

A razão entre q_t e q_u se apresentou alta, isso se deve aos baixos valores de resistência à compressão simples apresentados pelo solo. Foi constatado também, que pode ter havido uma

compactação menor que a esperada, portanto, os valores de resistência à compressão poderiam ser aumentados com a devida correção.

6.2 PARÂMETROS DE MOHR-COULOMB

Considerando a variabilidade representada por um solo em condições naturais, isto é, condições indeformadas e a gama de possibilidades de perturbação de uma amostra, os valores do ângulo de resistência ao cisalhamento (ϕ') e a coesão efetiva (c') foram considerados representativos do comportamento do material.

O valor do ângulo de atrito efetivo interno (ϕ') se apresenta abaixo dos valores da bibliografia encontrada para solos residuais e a coesão (c') se apresenta alta, representando 36% da resistência à compressão simples. Entretanto, seria necessária a realização de ensaios de compressão triaxial, que permite encontrar um valor mais exato dos parâmetros.

REFERÊNCIAS

ABCP – Guia básico de utilização do cimento Portland. Boletim Técnico BT-106. **Associação Brasileira de Cimento Portland**, 2002.

ABNT – Associação brasileira de normas técnicas. **NBR 15.220-1**: desempenho térmico de edificações – parte 1: definição, símbolos e unidades. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 6.459**: Solo – Determinação do limite de liquidez, 2016.

_____. **NBR 6.508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica, 2016.

_____. **NBR 7.180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade, 2016.

_____. **NBR 7.181**: Solo – Análise granulométrica, 2016.

_____. **NBR 6.457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, 2016.

_____. **NBR 7.182**: Solo – Ensaio de compactação, 2016.

_____. **NBR NM 23**: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica, 2001.

_____. **NBR 12.024**: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos, 2012.

_____. **NBR 12.025**: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos, 2012.

_____. **NBR 12.253**: Solo-cimento - Dosagem para emprego coma camada de pavimento, 2012.

_____. **NBR 12.254**: Solo-cimento – Execução de base do solo-cimento, 2013.

CARRETTA, M.S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. 182 p. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CLOUGH, G.; SITAR, N.; BACHUS, R.; RAD, N. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnology Engineering**. Div. 107(6), p. 799-817, 1981.

CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S.; CASAGRANDE, M. T.; COOP, M. R. Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133(11), p. 1466-1469, 2007.

CONSOLI, N. C.; VIANA DA FONSECA, A.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 9, p. 1347-1353, 2009.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, p. 759-763, 2010.

CONSOLI, N.C.; DALLAROSA, A.; CORTE, M.B.; LOPES JR., L.S.; CONSOLI, B.S. Porosity-cement ratio controlling strength of artificially cemented clays. **J. Mater. Civ. Eng.** v. 23(8), p. 1249–1254, 2011.

CONSOLI, N. C.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. A practical methodology for the determination of failure envelopes of fiber-reinforced cemented sands. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 41, p. 50-54, 2013.

CONSOLI, N. C.; ROCHA C. G.; MAGHOUS, S. Strategies for developing more sustainable dosages for soil–coal fly ash–lime blends. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 2016.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 143p. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GOMES CORREIA, A.; MARQUES, F. Comportamento de um agregado granítico no domínio das pequenas deformações. **Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia**, v. 1, p. 495- 504, 2002.

GOMES CORREIA, A. Evaluation of mechanical properties of unbound granular materials for pavements and rail tracks. **International Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction**, p. 35-60, 2004.

JAEGER, J.; COOK, N.; ZIMMERMAN, R. **Fundamentals of Rock Mechanics** (4ª ed.). Blackwell Publishing, 2007.

LARNACH, J. Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-Cement Mixtures. **Civil Engineering and Public Works Reviews**, 55(648), p. 903-905, 1960.

LOPES JUNIOR, L.S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada**. 147p. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

MARQUES, S. F. V.; CONSOLI, N.C.; ALMEIDA E SOUZA, J. Testing cement improved residual soil layer. **J. Mater. Civ. Eng.** v. 26(3), p. 544–550, 2014.

NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de Arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PINTO, C.S. Curso básico de mecânica dos solos. 3ª Ed. **São Paulo: Oficina de Textos**, 2006.

SENÇO, W. Manual de Técnicas de Pavimentação. v.2. **São Paulo: PINI**. p. 70-131, 2001.

SEPLAN - Mapa de solos do estado de Mato Grosso. **Secretaria de estado de planejamento e coordenação geral**, 2011.