

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ALLAN DARNOULD DALCOL COSTA
GUILHERME ZIMMERMANN LEME
LUCAS EVANDRO PEREIRA

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE SOLO-CIMENTO SUBMETIDO À
COMPACTAÇÃO DE ENERGIA NORMAL, INTERMEDIÁRIA E MODIFICADA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA
2019

ALLAN DARNOULD DALCOL COSTA
GUILHERME ZIMMERMANN LEME
LUCAS EVANDRO PEREIRA

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE SOLO-CIMENTO SUBMETIDO À
COMPACTAÇÃO DE ENERGIA NORMAL, INTERMEDIÁRIA E MODIFICADA**

Trabalho de Conclusão de Curso do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Curitiba, Sede Ecoville, apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.^a Dra. Amanda Dalla Rosa Johann.

CURITIBA
2019



Ministério da Educação
UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
Campus Curitiba – Sede Ecoville
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Curso de Engenharia Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE SOLO-CIMENTO SUBMETIDO À COMPACTAÇÃO DE ENERGIA NORMAL, INTERMEDIÁRIA E MODIFICADA

Por

ALLAN DARNOULD DALCOL COSTA
GUILHERME ZIMMERMANN LEME
LUCAS EVANDRO PEREIRA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido no segundo semestre de 2019 e aprovado pela seguinte banca de avaliação presente:

Orientadora – Amanda Dalla Rosa Johann, Dra.
UTFPR

Prof. Adauto José Miranda de Lima, Dr.
UTFPR

Prof. Rogério Francisco Kuster Puppi, Dr.
UTFPR

AGRADECIMENTOS

À Prof. Dra. Amanda Dalla Rosa Johann, orientadora deste estudo, que em todos os momentos esteve disponível para nos auxiliar, dividir conhecimento e instruir em quais seriam os melhores caminhos à serem seguidos neste estudo.

Ao técnico de laboratório Felipe Perretto, que prontamente se colocou à disposição para auxiliar na etapa de romper os corpos de prova, doando experiência e tempo nesta etapa.

E por último, profundo agradecimento as pessoas que nos foram mais próximas, sejam elas pais, cônjuges ou amigos, em que no período deste estudo e ao longo de toda a graduação, nos ajudaram diretamente ou indiretamente, compreendendo nossos momentos de ausência e dedicação total à faculdade.

RESUMO

COSTA, A. D. D.; LEME, G. Z.; PEREIRA, L. E. **Análise da resistência à tração de solo-cimento submetido à compactação de energia normal, intermediária e modificada.** 2019. 83 f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2019.

O solo é um dos elementos fundamentais para o estudo e implantação de obras civis, visto que as características dos materiais no solo devem atender a todas as solicitações exercidas sobre ele. No entanto, quando a capacidade de suporte não é compatível com o exigido pelas estruturas, são necessárias intervenções técnicas para atender as condições de segurança, dentre essas técnicas está a estabilização química do solo por meio da adição de cimento Portland, conhecida como Solo-Cimento. Esta solução permite corrigir e aperfeiçoar características do solo, dispensando a substituição do material de origem, tornando-se então uma técnica economicamente viável em muitas situações. A resistência à tração do material tem grande relevância na concepção das estruturas, as quais podem apresentar um comportamento com maior solicitação deste esforço, portanto foi adotada uma metodologia de estudo baseada na análise de tração por compressão diametral. Buscando identificar o comportamento à tração do solo analisado, foram moldados corpos de prova através da adição de teores de cimento de 3%,5%,7%,9% e com o solo em estado natural, assim como foram aplicadas energias distintas, como a energia de Proctor Normal, a Intermediária e a Modificada. Os resultados indicam conclusões satisfatórias sobre o desempenho do solo estabilizado com cimento, observa-se que quanto maior a quantidade de cimento e a energia de compactação, maior a resistência a tração. Além disso, os resultados permitiram a construção de equações lineares para cada energia de compactação, identificando os percentuais de cimento necessários para a obtenção da resistência a tração desejada, bem como foram identificados parâmetros como o ângulo de atrito interno do solo e a coesão.

Palavras-chave: Solo-cimento. Ensaio de tração por compressão diametral. Energia de compactação.

ABSTRACT

COSTA, A. D. D.; LEME, G. Z.; PEREIRA, L. E. **Tensile strength analysis from cement soil submitted to standard, intermediate and modified energy compaction.** 2019. 83 pages. Term paper (Civil Engineering Bachelor) - Federal Technological University from Paraná. Curitiba, 2019.

Soil is one of the fundamental elements for study and implementation of civil construction, since the materials characteristics in soil must meet all the demands placed on it. However, when the carrying capacity is not compatible about structural requirement, technical interventions are necessary to achieve safety conditions. Among these techniques is chemical soil stabilization by the addition of Portland cement, known as cement soil. This solution makes it possible to correct and improve soil characteristics without replacing the source material making it an economically viable technique in many situations. Material tensile strength has great relevance in structures designs, which may present a more demanding behavior. Seeking identify the traction behavior about analyzed soil, the samples were molded by adding cement contents of 0%, 3%, 5%, 7%, 9%, as well as different energies were applied, Standard, Intermediate, and modified Proctor energy. The results indicate satisfactory conclusions cement soil stabilized, indicating that higher amount of cement and compaction energy, higher is tensile strength. In addition, the results allowed the construction of linear equations for each compaction energy, identifying required cement percentages to obtain desired tensile strength, as well parameters such as soil internal friction angle and cohesion.

Word keys: Cement soil. Diametral Compression Test. Compaction energy.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Localização da Formação Guabirotuba.	23
Figura 2 – Curva de compactação de solo arenoso.	30
Figura 3 – Curva de compactação de solo siltoso.	30
Figura 4 – Curva de compactação de solo argiloso.	31
Figura 5 – Distribuição de solo-cimento.	33
Figura 6 - Curva granulométrica do solo.	36
Figura 7 - Aparelho de Casagrande.	38
Figura 8 - Curva de Compactação do solo natural com energia normal.	41
Figura 9 - Curva de Compactação do solo natural com energia intermediária.	42
Figura 10 - Curva de Compactação do solo natural com energia modificada.	42
Figura 11 – Trinca em solo-cimento com recalque de 15 milímetros. Ruptura por esforço de tração.	45
Figura 12 - Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb de acordo com o método de Consoli.	49
Figura 13 - Mapa da Localização do solo estudado.	51
Figura 14 – Cimento utilizado nos ensaios.	53
Figura 15- Prensa hidráulica de bancada.	55
Figura 16 - Montagem e execução na prensa.	56
Figura 17 - Ensaio de tração por compressão diametral.	57
Figura 18 - Valores médios de resistência à tração por compressão diametral.	62
Figura 19 - Regressão linear - resistência à tração por compressão diametral.	65
Figura 20 - Porcentagem de cimento para valores de resistência à tração por compressão diametral.	67
Figura 21 - Gráfico da resistência à compressão simples.	69
Figura 22 - Regressão linear para valores de q_c	70
Figura 23 - Regressão linear com novos valores para q_c	71

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Simbologia do Sistema Unificado de Classificação de Solos.....	26
Quadro 2 - Características dos ensaios de compactação por impacto	29
Quadro 3 - Características do ensaio de Compactação	40
Quadro 4 – Resistência à compressão simples.	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Relação entre resistência à compressão e resistência à tração	45
Tabela 2- Relação entre resistência à tração e resistência à compressão em função da idade	46
Tabela 3- Relação entre resistência à tração e resistência à compressão em função da porcentagem de cimento	47
Tabela 4 - Valores de ângulo de atrito	49
Tabela 5 - Limites de composição de massa	52
Tabela 6 - Valores de Massa Específica Aparente Seca máxima e respectivo teor de umidade ótima.....	56
Tabela 7 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (Ftq) - Solo Natural.....	59
Tabela 8 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (Ftq) - 3% de cimento.....	59
Tabela 9 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (Ftq) - 5% de cimento.....	60
Tabela 10 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (Ftq) - 7% de cimento.....	60
Tabela 11 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (Ftq) - 9% de cimento.....	61
Tabela 12 - Valores médios da resistência à tração por compressão diametral (KPa)	61
Tabela 13 - Ganho de resistência em relação ao valor médio do solo natural	62
Tabela 14 - Comparação de resistência em função do tipo de energia aplicada	63
Tabela 15 - Relação cimento / resistência (% / KPa)	63
Tabela 16 - Relação energia / resistência [(KN.cm/ cm ³) / KPa]	64
Tabela 17 - Regressão linear - resistência à tração por compressão diametral (KPa)	65
Tabela 18 - Porcentagem de cimento para valores de resistência à tração.....	66
Tabela 19 - Relação qt/qc	68
Tabela 20 - Ângulo de atrito interno ϕ' (°).....	68
Tabela 21 - Coesão efetiva c' (KPa).....	68

Tabela 22 - Resistência à compressão simples - valores destacados.	69
Tabela 23 - Valores de q_c baseados nas equações lineares.	70
Tabela 24 – Valores de q_t baseados nas equações lineares.	72
Tabela 25 - Relação q_t/q_c baseada nas equações lineares.	72
Tabela 26 - Ângulo de atrito interno ϕ' baseado nas equações lineares ($^\circ$).	72
Tabela 27 - Coesão efetiva c' (KPa) baseada nas equações lineares.	72

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
AASHTO	<i>American Association for State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
cm	Centímetros
cm ³	Centímetros cúbicos
CP	Corpo de Prova
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
g	Grama
IP	Índice de Plasticidade
kg	Quilograma
kgf	Quilogramas-força
km ²	Quilômetros quadrados
KPa	Quilopascal
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
m ²	Metros quadrados
mm	Milímetros
MPa	Megapascal
N	Newton
NBR	Norma Brasileira
°C	Graus Celsius
SANEPAR	Companhia de Saneamento do Paraná
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1. OBJETIVO GERAL	15
1.1.1. Objetivos específicos	16
1.2. JUSTIFICATIVA.....	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1. SOLOS	18
2.2. TIPOS DE SOLOS.....	19
2.2.1. Solos residuais	19
2.2.2. Solos transportados	20
2.2.3. Solos orgânicos	20
2.2.4. Solos pedogênicos	21
2.3. HORIZONTES DE SOLO	21
2.4. FORMAÇÃO GUABIROTUBA	22
2.5. CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS.....	24
2.5.1. Sistema unificado de classificação de solos (SUCS)	25
2.6. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	26
2.6.1. Estabilização granulométrica	27
2.6.2. Estabilização mecânica	28
2.6.2.1. Compactação – Energia de impacto	29
2.6.3. Estabilização química	31
2.6.3.1. Solo-cimento	32
2.7. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	33
2.7.1. Preparação das amostras	33
2.7.2. Determinação do Teor de Umidade	35
2.7.3. Ensaio de Granulometria	36
2.7.4. Ensaio de massa específica real dos grãos	37
2.7.5. Ensaio de limites de Atterberg	37
2.7.6. Ensaio de compactação do solo	39
2.7.7. Ensaio de resistência à compressão simples	43
2.8. ESFORÇO DE TRAÇÃO EM SOLO	43
2.8.1. Tração por compressão diametral	47

2.8.2. Parâmetros extraídos da relação tração/compressão	48
3. MATERIAIS E MÉTODOS	50
3.1. MATERIAIS	50
3.1.1. Solo	50
3.1.2. Cimento	51
3.1.3. Água	53
3.2. MÉTODOS.....	54
3.2.1. Moldagem e cura dos corpos de prova	54
3.2.2. Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral	57
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	58
4.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	58
4.2. ANÁLISE DA RELAÇÃO DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL / COMPRESSÃO SIMPLES E SEUS PARÂMETROS	67
5. CONCLUSÕES	74
6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	76
REFERÊNCIAS.....	77

1. INTRODUÇÃO

O solo é um dos mais antigos, mais utilizados e complexos dos materiais de construção utilizados.

O processo de formação do solo é dado pela deterioração da rocha matriz pela ação do tempo, em outras palavras, intemperismo. Este fenômeno é dividido em físico e químico, sendo que o segundo caso está mais relacionado ao Brasil, devido seu clima quente e úmido (ORTIGÃO, 2007).

Para Senço (2007) os estudos de solos se tornam importantes à medida que se percebe que não há obra sem fundação e que essa fundação é o suporte para obras de barragens, edifícios, aeroportos, pavimentos de estradas, estabilidade de taludes.

Nem todo solo está prontamente apto para receber o tipo de obra que a engenharia deseja executar. Nesse contexto, a substituição completa do solo por outro que atenda as exigências muitas vezes acaba se mostrando uma técnica contraproducente e cara. Dessa forma, a alternativa, motivo de estudo, é a alteração das propriedades do solo já existente.

O domínio das técnicas de estabilização mecânica e química pode permitir uma apreciável redução nos tempos de execução dos tipos de obras acima citadas, viabilizando a redução no custo da obra e maior garantia de segurança.

Uma das técnicas utilizadas para a estabilização química é a mistura solo-cimento. A mistura homogênea de solo e cimento em proporções normalmente de até 10% e água resulta em composto mais resistente que o solo natural, segundo Associação... (2019) “O produto resultante deste processo é um material com boa resistência à compressão, bom índice de impermeabilidade, baixo índice de retração volumétrica e boa durabilidade”.

Demonstrando a eficiência da mistura, Prego (2001) ressalta um estudo da década de 1950 na cidade de São Paulo onde foram comparados bases de solo-cimento, macadame hidráulico e base estabilizada granulometricamente. A média de substituição de pavimento por ano em até 5 anos de uso para o solo cimento foi de 35 m², enquanto para a base estabilizada e macadame hidráulico foram de 140 m².

Thomaz (1983) ainda destacou que a mistura solo-cimento é executada em larga escala no Brasil desde a década de 1960, quando os fabricantes de

equipamentos pulvimisturadores e de rolos pneumáticos aperfeiçoaram suas tecnologias para atender a demanda crescente no país.

A compactação, técnica utilizada para a estabilização mecânica, trata-se da expulsão de vazios por meio de golpes dirigidos ao solo. Catalini e Ricardo (2007) enumeram a importância da compactação do solo, pois o procedimento resulta numa maior aproximação das partículas, melhorando a coesão e o atrito interno, além de reduzir a quantidade de vazios, tornando o solo mais estável.

Conforme Massad (2010) a energia de compactação do Ensaio de Proctor é a que mais aproxima a compactação de laboratório com a de campo. A necessidade de obter aterros ainda mais compactos fez surgir os ensaios com energia intermediária e modificada, para ampliar o estudo além do ensaio com energia normal.

Os métodos utilizados para a melhoria do solo refletem nos resultados da resistência à tração deste mesmo solo. A técnica mais acessível para se observar a tensão de tração é por meio do carregamento de tensões de compressão na direção do diâmetro de amostras cilíndricas, conhecido pelo ensaio de tração por compressão diametral.

A não aplicação de esforços de tração direta se deve a dificuldade de prender as extremidades do corpo de prova, usando dessa forma outros métodos, como de compressão diametral, que correlacionam os resultados, obtendo de forma indireta os esforços desejados a princípio (JOHANN, 2013).

1.1. OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem por objetivo geral analisar a resistência à tração de um solo melhorado com cimento submetido à compactação por energia normal, intermediária e modificada.

1.1.1. Objetivos específicos

O presente trabalho tem os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar a influência do cimento na resistência à tração por compressão diametral no solo estudado;
- Analisar a influência dos diferentes tipos de energias de compactação aplicadas (normal, intermediária, modificada) na resistência à tração por compressão diametral no solo estudado;
- Relacionar os resultados de resistência à tração por compressão diametral encontrados nos ensaios com os resultados de resistência à compressão em misturas solo-cimento realizados por Sales *et al.* (2017), Cavarsan (2018) e Julio (2019);
- Avaliar ângulo de atrito interno efetivo e a coesão efetiva.

1.2. JUSTIFICATIVA

O Brasil por ser um país de dimensões continentais, apresenta em seu território uma gama de solos dos mais variados tipos de classificação, formato, granulometria, composição química e mineralógica, que por muitas vezes não são úteis à sua aplicabilidade direta na construção civil, necessitando de substituição total ou parcial do solo, objetivando principalmente o alcance de resistências satisfatórias de projeto.

Além disso, por muitas vezes nesse processo de substituição do solo, a fonte do novo material encontra-se longe, encarecendo ainda mais este processo de substituição. Como acontece mais especificamente em obras de pavimentação, no qual por muitas vezes o solo necessita de base granular para a construção do pavimento, o que gera o alto custo acima citado, pois a jazida encontra-se distante. Até mesmo pode ser citado o fato da degradação da jazida em busca de material e o transporte até o local da obra (JOHANN, 2013).

Os estudos das estabilizações físicas e químicas estão ligados à larga utilização dessas técnicas no território brasileiro, seja pela facilidade de acesso ao

cimento Portland, seja pelas inúmeras máquinas e equipamentos de compactação de tipos e fornecedores diferentes.

A análise da resistência à tração de um solo, bem como sua relação com a resistência à compressão é de suma importância para conhecimento do comportamento mecânico do solo. Para Santos, Kostaski e Bandeira (2017) a importância da tração no concreto, produto onde também é utilizado o cimento Portland, é o surgimento de fissuras, ocasionando a perda da segurança e redução de durabilidade do material, requerendo intervenções posteriores que podem ser muito onerosas ou até inviáveis para o restabelecimento da funcionalidade da estrutura.

Consoli *et al.* (2003) identificaram, em teste de placas, que um mecanismo de falha na carga na camada superior do cimento-areia testado, com rachaduras de tensão sendo formadas a partir do fundo para o topo da camada.

Sitar *et al.* (1981) verificaram, em um programa com mais de 200 testes estáticos e dinâmicos laboratoriais em areias artificialmente e naturalmente cimentadas, que a probabilidade do fenômeno de fratura por tração é suportado pelo fato de que a resistência à tração dinâmica do solo cimentado diminui como resultado de carregamento cíclico.

Através dos ensaios de resistência a tração por compressão diametral, os esforços de tração atuantes podem ser identificados, conforme determina a NBR 6118 (Associação..., 2018) e a NBR 7222 (Associação..., 2011) onde a resistência à tração direta pode ser considerada como 90% da resistência a tração indireta, esta que é obtida pela compressão diametral, com isso é permitida então uma abordagem e utilização do solo com os critérios de segurança e aumento da durabilidade de obras civis executadas no local após a dosagem com cimento Portland.

A determinação de uma dosagem de cimento ideal para cada solo permite a utilização deste material original, assim desprezando as alternativas convencionais de substituição do solo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. SOLOS

De acordo com Passos Guimarães (1997), solo é a camada mais externa da crosta terrestre, sendo um corpo tridimensional e natural, formado por horizontes aproximadamente paralelos à superfície. É um elemento composto em sua maioria de elementos orgânicos e/ou minerais, com água preenchendo seus poros. O processo de formação do solo depende das características do relevo, composição mineralógica e química da rocha matriz, condições climáticas, intensidade de percolação das soluções aquosas e também pela ação do tempo, em outras palavras, intemperismo. Este intemperismo é dividido em físico e químico, sendo que o segundo caso está mais relacionado ao Brasil, devido seu clima quente e úmido (ORTIGÃO, 2007).

No intemperismo físico, os solos são formados a partir da deterioração das rochas, o qual variações de temperatura, alívio de pressões, ação física de vegetais, congelamento da água, entre outros fatores, provocam esforços mecânicos na rocha, que acabam levando a deterioração citada acima. Já para o intemperismo químico, os processos químicos de substâncias presentes na água solubilizam, alteram e depositam os minerais das rochas, transformando-os em solos. Desse modo, ocorre mudança na constituição mineralógica da rocha. Os tipos mais comuns de intemperismo químico são Hidratação (conservar ou devolver sua umidade), Hidrólise (reação de alteração ou decomposição de uma substância pela água), Carbonatação (qualquer éster ou sal do ácido carbônico) e Oxidação (combinação com oxigênio) (FRANCISCO, 2010).

Além disso, segundo Pereira *et al.* (2004), as propriedades físicas dos solos possuem sua devida importância, pois permitem sua diferenciação de acordo com sua estrutura, textura, permeabilidade e quantidade de matéria orgânica. Estrutura é o modo como as partículas de solo se arranjam, impactando na porosidade do solo. A textura é definida pelo tamanho da partícula, interferindo, assim como a estrutura, na porosidade do solo. Já a permeabilidade, que está intimamente relacionada com a porosidade, determina a maior ou menor capacidade de infiltração que o solo pode

ter. Por sua vez, a matéria orgânica é incorporada no solo, tornando-o mais compressivo, poroso e instável na presença de água (PINTO, 2006).

2.2. TIPOS DE SOLOS

Para cada região do planeta, com suas particularidades de clima e relevo, podem existir diversas classificações de solos.

Para Vargas (1977), devido às características específicas da região Centro-Sul do Brasil, sendo estes processos orgânicos, agente intempérico de transporte, natureza da rocha-mãe, clima e topografia da região, os solos podem ser classificados em quatro grandes grupos: Residuais, Transportados, Orgânicos e Pedogênicos.

2.2.1. Solos residuais

Segundo Pinto (2006), são ditos solos residuais aqueles provenientes da decomposição de rochas que se encontram no local de sua formação. Dessa forma, são solos que dependem fortemente das características da rocha mãe, principalmente no que diz respeito à estrutura, mineralogia e textura, para caracterização do seu comportamento geotécnico (DUARTE, 2000).

Nos solos residuais é comum a verificação de grande variabilidade de forma das partículas, dimensão, estrutura e índice de vazios (DUARTE, 2000).

De acordo com Slongo (2008), processos físicos fragmentam a rocha, expondo a superfície a ataques químicos, possibilitando a percolação de fluidos quimicamente reativos. Estes processos físicos podem ser deformação por variação de temperatura e alívio de tensões pela erosão, por exemplo.

A importância em saber qual rocha mãe deu origem ao solo residual reside muito no fato de ser possível determinar sua composição química através desta informação. Por exemplo, granitos dão origem a solos residuais com teores relativamente iguais de areia média, argila e silte. Já o basalto, dá origem a solos

predominantemente argilosos. Por outro lado, gnaisses originam predominantemente solos siltosos (PINTO, 2006).

2.2.2. Solos transportados

Solos transportados são aqueles que foram levados ao seu local atual por algum agente de transporte, sendo que as características do solo são em função do agente transportador (PINTO, 2006).

Nos ditos solos coluviais, a ação da gravidade é o agente transportador, principalmente no que diz respeito a escorregamento de encostas e deposição no pé das serras. Quando o agente transportador é a água, o solo é dito de aluvião. Já quando o transporte se dá pelo vento, dá origem a solos eólicos (VARGAS, 1977).

Se a rocha matriz for mais homogênea, a tendência é que o solo transportado seja menos homogêneo que o solo residual, tendendo a formar depósitos mais fofos e inconsolidados que os solos residuais. Além disso, dependendo da intensidade do agente transportador, o solo deste grupo pode apresentar grandes diferenças verticais e laterais em sua composição (CHIOSSI, 1979).

2.2.3. Solos orgânicos

Solos orgânicos são aqueles que possuem uma grande quantidade de matéria de origem animal e vegetal em decomposição. Principalmente areias finas ou argilas, os solos orgânicos são de fácil identificação devido ao odor característico e cor escura (PINTO, 2006).

Segundo Chiossi (1979), os principais pontos de ocorrência são em depressões continentais, baixadas marginais dos rios, bacias e baixadas litorâneas.

Além disso, as características de interesse geotécnico dos solos orgânicos são baixa resistência, alta compressibilidade, alta permeabilidade, lençol freático praticamente aflorante (OLIVEIRA, 1998).

2.2.4. Solos pedogênicos

Em sua essência, estes solos são porosos e superficiais (BORDIGNON, 2015). Segundo Vargas (1978), dá-se o nome de evolução pedogênica, há uma complexa série de processos físico-químicos e biológicos que governam a formação dos solos da agricultura. Compreendem a lixiviação do horizonte superficial e concentração de partículas coloidais no horizonte profundo e impregnação com húmus do horizonte superficial. Na engenharia, esta camada recebe o nome de "solo superficial" existindo pouco interesse técnico por este tipo de solo a não ser para a própria agricultura.

2.3. HORIZONTES DE SOLO

É uma seção de constituição mineral ou orgânica, aproximadamente paralela à superfície do terreno, distinguindo-se desse modo em camadas. Estas camadas apresentam diferenciação em relação à composição química, cor e textura. Usualmente os horizontes de solo são classificados em O, A, B e C (EMBRAPA, 1983).

O horizonte O é a camada de constituição orgânica, formado por processo de acumulação de resíduos orgânicos sob estagnação de água. O estado de decomposição desta camada é variável. Já o horizonte A possui concentração de matéria orgânica decomposta e decomposição de compostos minerais, possuindo uma coloração mais clara para climas quentes e mais escura para outros climas. Além disso, a porção orgânica está intimamente associada à porção mineral do horizonte. No horizonte B, pouco resta da estrutura original da rocha, com maior concentração de matéria orgânica, ferro, alumínio e argila silicada, possuindo uma coloração mais amarelada ou vermelhada. Por sua vez, o horizonte C é relativamente pouco afetado por processos pedogênicos como nas camadas superiores, ainda não possuindo dessa forma, características das propriedades de cor e textura como nos horizontes principais (EMBRAPA, 1983).

2.4. FORMAÇÃO GUABIROTUBA

O termo Formação designa uma unidade de rocha, composta de materiais de fontes diversas, representando um intervalo de formação que pode ser curto ou longo, sendo que o nome da Formação é dado em função da localidade que foi descrita num primeiro momento (FELIPE, 2011).

A Formação Guabirota é considerada uma formação geológica da Bacia Sedimentar de Curitiba. Os sedimentos desta Formação, provenientes em sua maior parte da decomposição química de rochas que datam do período Pré-Cambriano, estão distribuídos nos municípios de Campo Largo até Quatro Barras, abrangendo também os municípios de Curitiba, Colombo, Almirante Tamandaré, Piraquara, Campina Grande do Sul, Pinhais, Fazenda Rio Grande, Tijucas do Sul e São José dos Pinhais (FELIPE, 2011). Na Figura 1 é apresentada a distribuição da Formação Guabirota nos municípios de Curitiba e Região Metropolitana.

De acordo com Felipe (2011), a área de abrangência da Formação Guabirota gira em torno de 900 km² e a espessura dos sedimentos estão na ordem de 60 a 80 metros. Nesta Formação, os sedimentos repousam sobre o Complexo Cristalino, sendo constituídos principalmente em siltes argilosos, argilas siltosas e materiais granulares. A tonalidade cinza, por vez azulada ou esverdeada, é em função da presença de argila. Quando ocorre uma ação intensa do intemperismo químico, tons amarelos e vermelhos também são notados (KORMANN, 2002).

Segundo Kormann (2002), a característica marcante dos solos argilosos desta Formação é a consistência elevada (dura e rija). Tendo nos primeiros metros da sondagem SPT número de golpes variando entre 15 e 30. A posição do lençol freático é variável, podendo estar situado próximo à superfície em algumas localidades, e com profundidades de 10 a 15 metros em outras. Além disso, as camadas de sedimento apresentam uma pressão de pré-adensamento superior à 300 KPa, podendo alcançar em algumas situações valores na faixa de 3000 KPa. Estas camadas, quando muito alteradas, possuem uma menor consistência e uma maior proporção de vazios. Outro aspecto é que a ação do intemperismo químico tende ao longo da profundidade, tornar variáveis os valores de índices físicos e plasticidade (KORMANN, 2012).

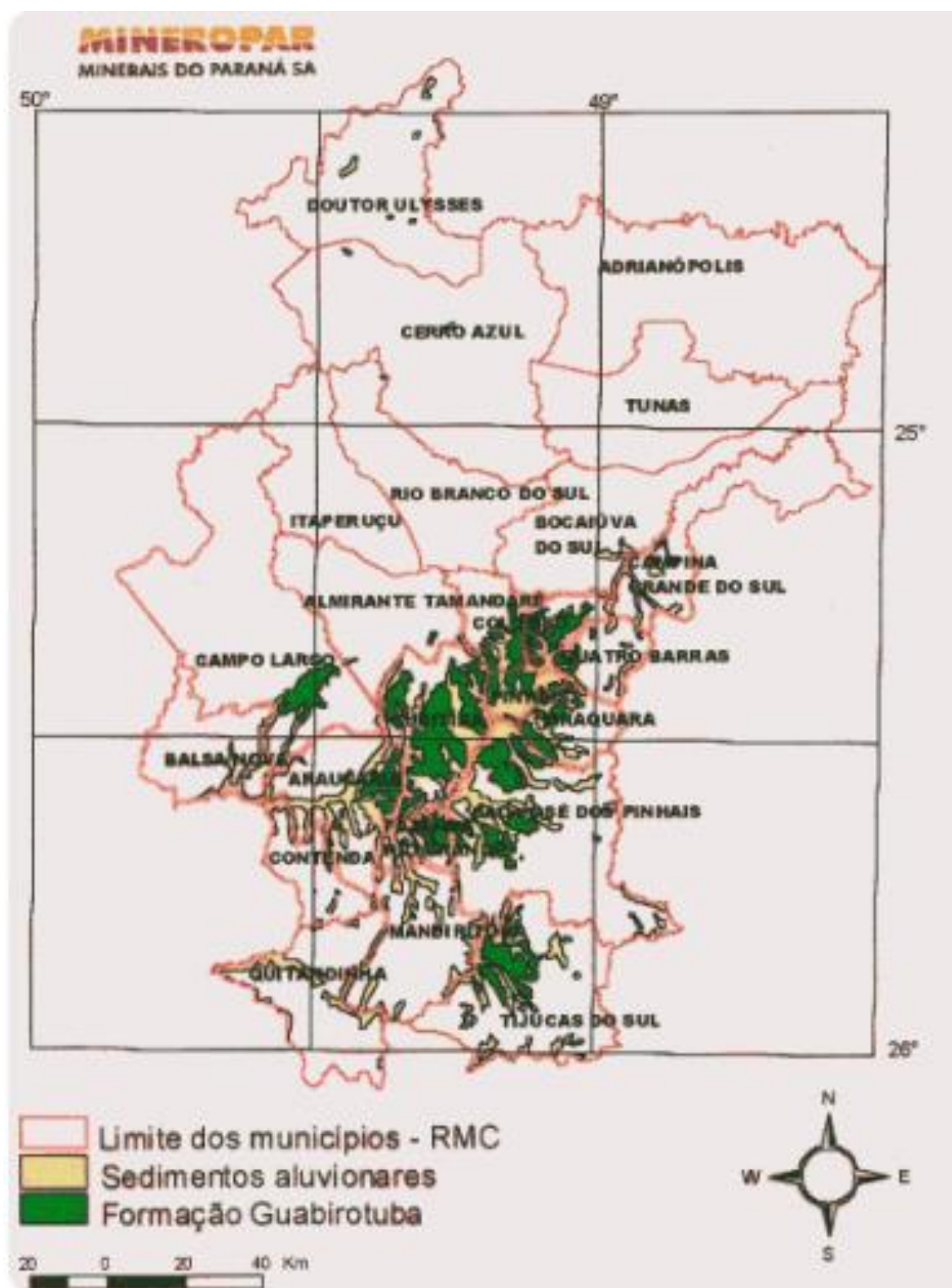


Figura 1 - Localização da Formação Guabirotuba.

Fonte: Felipe (2011).

A umidade média das argilas rijas que compõem a Formação Guabirotuba é considerada elevada, com valores próximos a 32%, e grau de saturação em torno de 94%, muito em decorrência da umidade alta. Essa característica da argila rija pode

ser explicada pela condição climática da região, com índices pluviométricos variando de 1200 mm a 2100 mm, e também pelo fenômeno da ascensão capilar (BALDOVINO, 2018).

2.5. CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

Sob o ponto de vista da engenharia, o objetivo da classificação dos solos é a possibilidade de estimar o provável comportamento do solo e num segundo momento, orientar o programa de investigação necessário que permita correta análise do solo (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), existem diversas formas de classificar os solos, podendo ser por sua evolução, presença ou não de matéria orgânica, origem, preenchimento de vazios ou estrutura.

Nos sistemas de classificações destacam-se os modelos de classificação granulométrica e geotécnica. Para o modelo granulométrico, adota-se no Brasil a norma NBR 6502 (Associação..., 1995). Já para análise de características que determinam o estado dos solos, é utilizado o modelo SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) e também AASHTO (*American Association for State Highway and Transportation Officials*) (OLIVEIRA, 1998).

De acordo com Associação... (1995), após a análise granulométrica, os solos podem ser separados em 8 categorias:

- Argila: Partícula com diâmetro inferior a 0,002 mm;
- Silte: Partícula com diâmetro entre 0,002 e 0,06 mm;
- Areia fina: Partícula com diâmetro entre 0,06 e 0,20 mm;
- Areia média: Partícula com diâmetro entre 0,20 e 0,60 mm;
- Areia grossa: Partícula com diâmetro entre 0,60 e 2 mm;
- Pedregulho fino: Partícula com diâmetro entre 2 e 6 mm;
- Pedregulho médio: Partícula com diâmetro entre 6 e 20 mm;
- Pedregulho grosso: Partícula com diâmetro entre 20 e 60 mm.

2.5.1. Sistema unificado de classificação de solos (SUCS)

Desenvolvida entre 1942 e 1944 na Universidade de Harvard, pelo professor Arthur Casagrande, a Classificação USCS (*Unified Soil Classification System*) ou em terras brasileiras, SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos), visava a aplicação do método na seleção de materiais para projetos de pavimentos de aeroportos (BORDIGNON, 2015).

Segundo Buligon (2015), os solos são agrupados conforme seu comportamento quando utilizados em fundações, aterros, estradas e aeroportos, por exemplo. Este comportamento é baseado na identificação de características de plasticidade, textura, presença de matéria orgânica. Sendo que os fatores determinantes são a granulometria e os Limites de Atterberg (Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade). Para Senço (2001), este sistema de classificação de solos é dividido em três grupos distintos, os quais são:

- Solos Altamente Orgânicos: São solos que apresentam matéria orgânica com fácil identificação, como turfas.
- Solos de Graduação Fina: Solos divididos em argilosos e silteosos. Apresentam 50% ou mais de grãos passantes na peneira nº 200 e correspondem à fração silte mais argila.
- Solos de Granulação Grossa: Possuem natureza de areia e pedregulho, na qual apresentam mais de 50% de material retido na peneira nº 200. Divididos em solos arenosos e pedregulhosos.

Neste sistema, todos os solos analisados são identificados pelo conjunto de duas letras, conforme Quadro 01. As cinco primeiras letras indicam o tipo principal de solo e as quatro seguintes designam dados complementares dos solos (PINTO, 2006). Já a simbologia "Pt" representa solos com alto teor de matéria orgânica, facilmente identificáveis pela cor, textura fibrosa, cheiro e porosidade (DOS SANTOS, 2006).

De acordo com Bordignon (2015), o processo para classificação do solo consiste na determinação dos valores de granulometria, Limites de Atterberg, Coeficiente de Uniformidade e de Curvatura. Na sequência, com estes valores é inferido se o solo é orgânico, de granulometria grossa ou fina, além da definição de qual grupo o solo pertence.

No Quadro1 estão representados os símbolos do Sistema Unificado de Classificação de Solos.

Símbolo	Identificação
G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo Orgânico
W	Bem Graduado
P	Mal Graduado
H	Alta Compressibilidade
L	Baixa Compressibilidade
Pt	Turfas

Quadro 1 - Simbologia do Sistema Unificado de Classificação de Solos

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

2.6. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

É chamado de estabilização o processo que confere ao solo maior resistência à erosão, cargas ou desgaste, por meio de processos de compactação, correção da plasticidade e granulometria, bem como de adição de substâncias que confirmam coesão proveniente de aglutinação dos grãos ou cimentação (VARGAS, 1978).

Marangon (1992) define que estabilização de solos pode ser entendida como a alteração de qualquer propriedade do solo, com o objetivo de melhorar suas características sob o ponto de vista da engenharia geotécnica.

Os métodos de estabilização, segundo Cristelo (2001), podem ser separados em mecânica e química. Na estabilização mecânica se procura melhorar as características do solo através de uma melhor “arrumação” das partículas constituintes. Já na estabilização química ocorre a modificação permanente das características do solo através da adição de aditivos. Além disso, existe a

estabilização granulométrica, em que ocorre a mistura de um ou mais solos com o intuito de melhorar as características do mesmo (OLIVEIRA, 2011).

Em tese, a necessidade de estabilizar um solo deve-se normalmente ao fato dos solos naturais, serem pouco adequados à construção de fundações superficiais, especialmente em estradas e aeroportos, e também à sua fraca capacidade de carga ou elevada permeabilidade (CRISTELO, 2001).

De acordo com Van Impe (1989), no que diz respeito às técnicas de estabilização de solos, podem ser definidas as técnicas de melhoramento temporário, a qual é limitada ao período da construção, e melhoramento permanente, que pode ser ou não com adição de qualquer material.

Com o processo de estabilização, as principais características melhoradas são aumento da resistência, durabilidade ou da capacidade de suporte diante das solicitações, além de redução da plasticidade e expansão do solo (INGLES, 1972).

2.6.1. Estabilização granulométrica

Estabilização granulométrica consiste na mistura de um ou mais solos que se enquadrem dentro de determinada especificação, garantindo que a mistura atinja resistências desejáveis, em decorrência do contato grão a grão das partículas maiores, ao mesmo tempo em que os vazios entre essas partículas sejam ocupados por material mais fino, propiciando maior densidade e menor permeabilidade (GONDIM, 2008).

Os fatores que influenciam no comportamento da composição granulométrica são os arranjos e a natureza das partículas, pois elas devem apresentar resistência suficiente e não sofrer alterações indesejáveis (ARRIVABENI, 2017).

Senço (2001) afirma que para uma perfeita correção granulométrica, os grãos maiores são preenchidos pelos grãos médios, e os vazios destes são preenchidos por partículas miúdas. Nesta conjuntura, a estrutura apresenta uma massa específica maior que a do solo original, o que proporciona maior resistência e impermeabilidade. Com a correção granulométrica é possível estabilizar solos arenosos com a adição de material fino. Já para solos coesivos de baixa resistência,

a estabilização se dá através de adição de solos de maior granulometria (ALMEIDA, 2016; CRISTELO, 2001).

2.6.2. Estabilização mecânica

A estabilização mecânica do solo pode ser definida como um processo puramente mecânico de aumentar e conservar a resistência de qualquer estrutura de terra, através de compactação, sem adição de outros aditivos (KÉZDI, 1988).

Esta estabilização consiste em dar ao solo uma condição de densificação ótima, que pode ser compreendido como o melhor arranjo das partículas, aprimorando a distribuição de esforços, relacionado à uma umidade ótima e energia de compactação (BUENO, 2011). O processo de densificação pode ser feito por meio de equipamento mecânico como rolo compactador, compactador manual, moto niveladora e caminhão (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), quando um solo é transportado e depositado para construção de um aterro, por exemplo, este fica em um estado relativamente fofo e heterogêneo, apresentando comportamento diferente de local para local, pouca resistência e muita deformabilidade. Nesse contexto, a compactação serve para estabilizar o solo para determinada obra, principalmente de pavimentos e fundações, tornando o aterro mais homogêneo e aumentando o contato entre os grãos do solo, diminuindo dessa forma o índice de vazios e aumentando a densidade do solo. A redução do índice de vazios ou aumento da densidade por si só não é o foco da compactação, mas sim a melhora de algumas propriedades do solo, como aumento da resistência e diminuição da permeabilidade e deformabilidade (ALMEIDA, 2016).

Apesar de ser responsável pela melhoria da estabilidade mecânica de quase todos os tipos de solos e um dos métodos mais utilizados, só a compactação pode não ser suficiente, necessitando a combinação de outros métodos de estabilização. Além disso, em muitas ocasiões a compactação sozinha é insuficiente para estabilizar a camada de solo, em casos onde este apresenta granulometria fina ou é coesivo (BUENO, 2011).

2.6.2.1. Compactação – Energia de impacto

A compactação é qualquer redução, por meio mecânico, do índice de vazios. Essa redução ocorre devido à expulsão do ar dos vazios dos poros. (MASSAD, 2010).

Embora a prática da compactação de solos seja amplamente utilizada, os princípios dos ensaios de compactação foram estabelecidos por R. R. Proctor e O. J. Porter na década de 1930.

O ensaio conhecido como Proctor Normal é o primeiro realizado para a determinação da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima de um solo. Posteriormente, tendo em vista o maior peso dos equipamentos de compactação, e maior adaptabilidade aos tipos de solo, fez-se necessário aumentar a energia de impacto para melhor aproveitamento do ensaio de laboratório em relação à prática, criando assim, os ensaios de Proctor Modificado e Intermediário (BRASIL, 1996).

O Quadro 2 representa as variáveis e as diferentes energias dos ensaios de compactação por impacto.

Designação	Massa (kg)	Altura da queda (cm)	Número de camadas	Número de golpes	Volume do cilindro (cm ³)	Energia (kg.cm/cm ³)
Proctor Normal	2,5	30,5	3	26	1000	5,9
Intermediário	4,5	45,7	5	26	2000	13,4
Proctor Modificado	4,5	45,7	5	55	2000	28,3

Quadro 2 - Características dos ensaios de compactação por impacto

Fonte: Adaptado de Massad (2010).

O ensaio compactação no Brasil foi padronizado pela NBR 7182 (ASSOCIAÇÃO..., 2016).

Os resultados esperados das diferentes energias do Proctor foram verificados por Sobreira *et al.* (2018), que realizaram ensaios com três tipos de solo (arenoso, siltooso e argiloso) e confirmaram que as massas específicas secas

máximas aumentaram e as umidades ótimas diminuíram com o acréscimo de energia. Este fenômeno pode ser observado nas Figuras 2, 3 e 4.

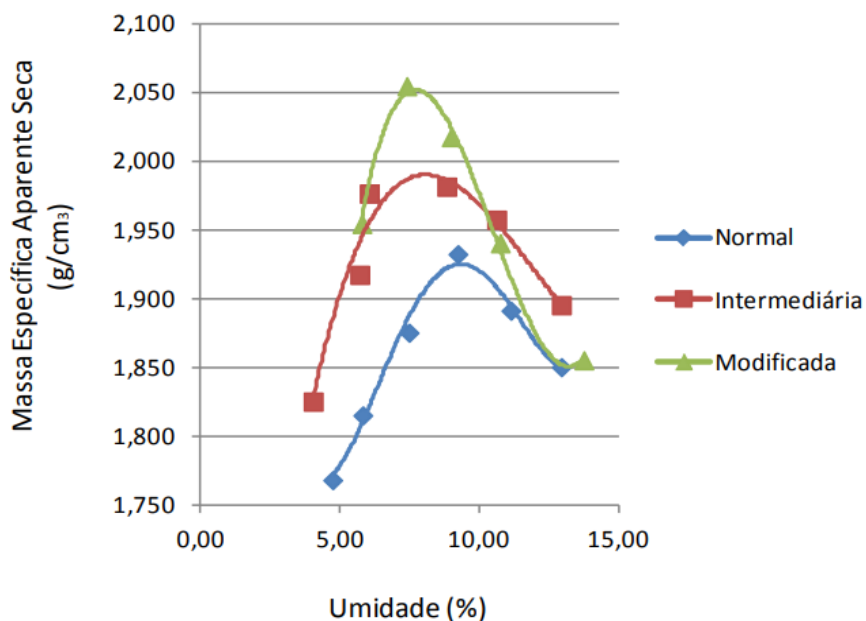


Figura 2 – Curva de compactação de solo arenoso.

Fonte: Sobreira *et al.* (2018).

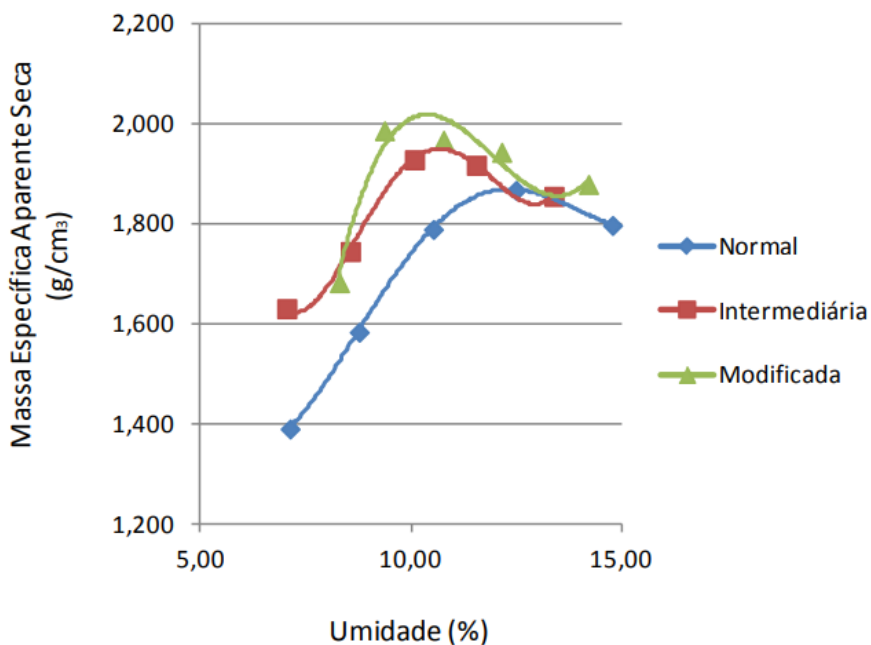


Figura 3 – Curva de compactação de solo siltoso.

Fonte: Sobreira *et al.* (2018).

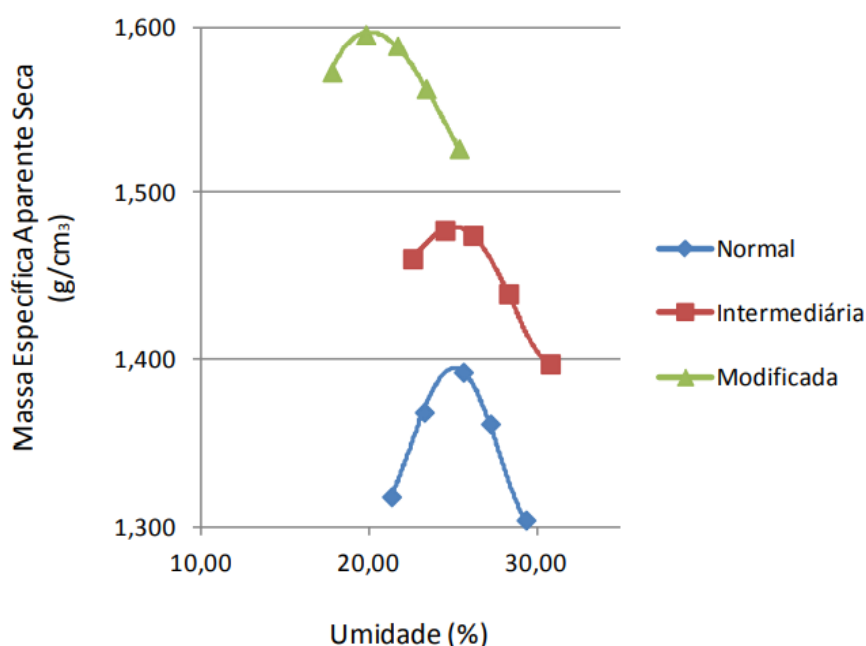


Figura 4 – Curva de compactação de solo argiloso.

Fonte: Sobreira *et al.* (2018).

2.6.3. Estabilização química

Estabilização química é definida como um procedimento no qual um composto químico, seja ele cimentante ou não, é adicionado ao solo gerando melhorias em suas propriedades sob o ponto de vista da engenharia (PATRICIO, 2015), em que as partículas de solo são aglutinadas através de reações químicas e não físicas (CRISTELO, 2001).

De acordo com Almeida (2016), este método de estabilização tem como base reações químicas que englobam um grande número de processos entre as partículas de água, solo e agentes estabilizadores, obtendo um solo com características melhores que a do solo puro. Podendo ser aplicada na construção de aterros, estradas, revestimento de canal, aeroportos, entre outros.

Os ligantes mais utilizados para a estabilização química são cal, cimento Portland, pozolanas, cinzas volantes, resinas, materiais betuminosos, dentre outros (BORDIGNON, 2015). Outros materiais alternativos que podem ser usados como ligantes são silicato de sódio, óxido de ferro e ácido fosfórico (OLDHAM, 1977).

Em solos argilosos considerados coesivos, a mistura de produtos químicos visa melhorar características como trabalhabilidade, capacidade de suporte, rigidez, resistência e expansão (ALMEIDA, 2016). Nestes solos, é comum encontrar estruturas dispersas e floculadas que são mais sensíveis à presença de água, influenciando além das características acima citadas, na resistência ao cisalhamento (BORDIGNON, 2015).

Segundo Vizcarra (2010), quando se trata de uma matriz descontínua, o agente estabilizador não preenche todos os poros, podendo ocorrer três situações: vedação inerte dos poros, modificação das características superficiais das partículas do solo, e a interconexão entre estas partículas.

2.6.3.1. Solo-cimento

“O solo cimento é o produto endurecido resultante da cura úmida de uma mistura íntima compactada de solo pulverizado, cimento e água, que atende a padrões rígidos de qualidade”. (PITTA, 1985).

Pitta (1983) reforça a ideia de que a adição de teores de cimento tende a reduzir ou anular a plasticidade e a variabilidade volumétrica, incrementando índices de resistência ao material no estado natural. A presença maior de finos no solo devido à incorporação do cimento sentença à mistura uma resistência mecânica superior em comparação ao estado natural. Outro fator importante é a cimentação entre as partículas, pois esse processo auxilia na estabilidade volumétrica.

Specht (2000) explica que o solo tratado com cimento apresenta aumento de resistência e rigidez, o que o torna interessante para várias aplicações na engenharia civil, principalmente para pavimentos flexíveis, mas pondera que se a rigidez da mistura for muito elevada, ou se houver condições adversas de cura, essa mistura poderá apresentar trincas de retração.

Segantini (2000) reforça a ideia de baixo custo na operação da mistura solo-cimento, por exemplo, em obras de conjuntos habitacionais, em que milhares de metros lineares de estacas são executados.

Thomaz (1980) ressalta que, quando há ocorrência de jazidas de boas características dentro de distâncias econômicas, é vantajosa a execução de solo-cimento usinado.

A Norma 143 (Departamento..., 2010) estabelece o procedimento adotado para a execução e o controle da qualidade da camada de base, quando utilizadas misturas de solo e cimento. A Figura 5 demonstra o exemplo da distribuição do solo-cimento em campo.



Figura 5 – Distribuição de solo-cimento.

Fonte: CIMPOR (2019).

2.7. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

2.7.1. Preparação das amostras

A preparação das amostras de solo para os ensaios de compactação e de caracterização de solos tiveram sua metodologia estabelecida pela NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO..., 2016). As preparações dos solos foram necessárias para os ensaios de compactação, análise granulométrica, determinação dos limites de liquidez e plasticidade, massa específica, absorção de água e teor de umidade dos solos no laboratório.

A norma define que podem ser adotados 3 (três) processos distintos para a preparação de amostras para o ensaio de compactação, variando conforme o teor de umidade do solo, desde umidade higroscópica, 5% abaixo da umidade ótima presumível e 3% acima desta umidade ótima presumível.

Devido a fatores executivos será utilizado o procedimento para o teor de umidade higroscópico do solo, onde deverão ser realizadas as seguintes etapas:

- Secar a amostra até próximo do teor de umidade higroscópico;
- Desmanchar torrões de solo e homogeneizar a amostra;
- Conferir se toda a amostra passa pela peneira de 4,8 mm;
- Se houver solo retido na peneira de 4,8 mm, passar o mesmo na peneira 19,1 mm, desmanchando os torrões de solo, bem como evitar a quebra dos grãos no processo.

A quantidade de solo que deve ser tomada para amostra também é determinada pela NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO..., 2016a), considerando alguns fatores como a reutilização de material, peneiramento e tipo do cilindro no ensaio de compactação.

Para os ensaios de caracterização do solo a norma estabelece que podem ser adotadas duas metodologias, sendo uma com secagem prévia e outra sem. Considerando os procedimentos executivos e condições do ambiente de estudo, adota-se o método com secagem prévia, visto que este também é utilizado para o ensaio de análise granulométrica. Semelhantes ao preparo de amostras para ensaio de compactação devem ser realizadas operações de secagem até a proximidade do teor de umidade higroscópica, separação de torrões e homogeneização do solo. Em seguida, para a análise granulométrica o solo deve ser passado pela peneira de 76 mm, desprezando o material retido e o material passante deve ser contabilizado conforme a norma.

Para os limites de liquidez e plasticidade devem ser tomados cerca de 200 gramas de solo passado pela peneira 0,42 mm. Para os ensaios de determinação da massa específica de grãos que passam pela peneira 4,8 mm, devem ser peneirados cerca de 500 gramas de solo. Enquanto que, para os ensaios de determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água dos grãos, devem ser passados materiais na peneira de 76 mm e de 4,8 mm, visando obter uma

quantidade passante na primeira, mas retida na peneira seguinte, com massa determinada pela norma.

2.7.2. Determinação do Teor de Umidade

A determinação do teor de umidade de solos também é definida pela NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO..., 2016a), em seu anexo A.

Tomadas as quantidades de solo determinadas na norma, o mesmo deve ser destorroado e colocado em cápsulas metálicas de massa conhecida, efetuando no mínimo 3 determinações do teor de umidade por amostra, então as cápsulas devem ter sua massa aferida por balança com capacidade previamente determinada pela NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO..., 2016a). Em seguida as cápsulas devem ser levadas ao interior da estufa a uma temperatura entre 105° C. e 110° C., por um período de 16 horas a 24 horas, ou até a ausência de variabilidade da massa. Após esse intervalo, as cápsulas devem ser retiradas e mantidas em dessecador para atingir temperatura ambiente, posteriormente deve ser efetuada nova aferição da massa da cápsula com o solo, após o conhecimento das massas das amostras, devem ser seguidos os seguintes procedimentos de cálculo:

$$w = \frac{M1 - M2}{M2 - M3} * 100 \quad (1)$$

Onde: w = teor de umidade em porcentagem; M1 = massa do solo úmido mais a cápsula, em gramas; M2 = massa do solo seco mais a cápsula, em gramas; M3 = massa da cápsula, em gramas.

2.7.3. Ensaio de Granulometria

Para efetuar a análise granulométrica dos solos devem ser seguidos os procedimentos estabelecidos pela NBR 7181 (ASSOCIAÇÃO..., 2016), que define o método para a análise da granulometria do solo por peneiramento e sedimentação.

A amostra de solo deve ser passada pela peneira de 2,0 mm, após todos os torrões de solo serem desmanchados. Em seguida o material retido deve passar por uma lavagem para retirar os materiais finos aderidos na amostra, após passar por etapa de secagem na estufa, este material será utilizado no peneiramento grosso.

Foram adotadas as caracterizações realizadas pelos autores Sales *et al.* (2017), visto que o solo analisado tem a mesma origem deste primeiro estudo, através dos ensaios de peneiramento e sedimentação foi determinada a curva granulométrica do solo, representada na Figura 6.

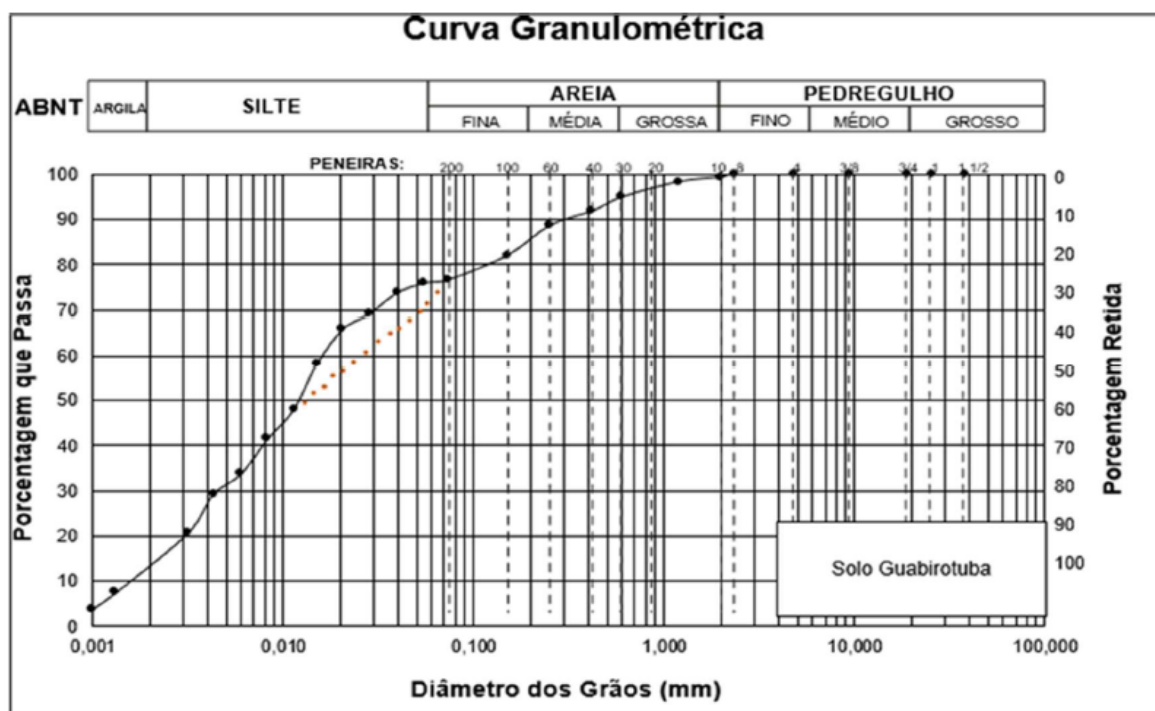


Figura 6 - Curva granulométrica do solo.

Fonte: Sales *et al.* (2017).

Nesta distribuição granulométrica estão as quantidades de 1% com diâmetro acima de 2,0mm, 23% entre 0,06mm e 2,0mm, 61% entre 0,002mm e 0,06mm e 15% menor que 0,002mm.

2.7.4. Ensaio de massa específica real dos grãos

A determinação da massa específica dos grãos é estabelecida pela NBR 6508 (Associação..., 1984), onde são tomadas amostras de solo passantes pela peneira de 4,8 mm, com uma quantidade aproximada de 250 gramas.

Em seguida devem ser homogeneizados e pesados aproximadamente 50 gramas de solo seco, em seguida o solo deve ser inserido em picnômetros de volume conhecido, usualmente com 500 cm³, em seguida é adicionada água destilada e o conjunto é pesado novamente. Deve-se também mensurar a temperatura do conteúdo do picnômetro para correção da variação da massa específica da água de acordo com a temperatura, por fim a massa específica é calculada pela fórmula:

$$\delta = \frac{M \frac{1*100}{100+h}}{\left[M \frac{1*100}{100+h} \right] + M3 - M2} * \delta t \quad (2)$$

Onde: δ = Massa específica seca do solo, em g/cm³; M1 = massa de solo úmido, em gramas; M2 = massa do picnômetro + solo + água na temperatura do ensaio; M3 = massa do picnômetro com água na temperatura do ensaio; h = umidade inicial do solo; δt = massa específica da água na temperatura do ensaio.

Os ensaios realizados pelos autores Sales *et al.* (2017) chegaram ao resultado de uma massa específica real dos grãos de 2,751 g/cm³, bem como do cimento Portland de 3,14 g/cm³.

2.7.5. Ensaio de limites de Atterberg

Os limites de Atterberg são parâmetros relativos aos limites de liquidez e limites de plasticidade, os quais são determinados através da metodologia existente

na NBR 6459 (ASSOCIAÇÃO..., 1984) e NBR 7180 (ASSOCIAÇÃO..., 1984), respectivamente.

Para determinar o limite de liquidez do solo devem ser tomados cerca de 100 gramas de solo peneirados com a malha 0,42 mm, em seguida deve ser adicionada água destilada e a mistura deve ser homogeneizada, então com o auxílio do aparelho de Casagrande, o solo deve ser adicionado na concha do aparelho, realizando uma abertura no centro da concha com espessura de 10 mm, após isso o equipamento deve ser acionado para promover quedas controladas da concha contra a base, repetidamente até ambos os lados da concha se conectem ao longo de 13 mm de comprimento. O processo deve ser repetido por pelo menos mais 3 vezes, compreendendo o intervalo de 15 e 35 golpes, feito isso deve ser produzido um gráfico com o número de golpes no eixo das abscissas, em escala logarítmica, assim como o teor de umidade no eixo das ordenadas, em escala aritmética. O valor do limite de liquidez é o teor de umidade obtido pela interseção da reta no eixo com 25 golpes e a reta ajustada dos pontos obtidos no ensaio. A figura abaixo demonstra as características do aparelho de Casagrande, bem como dos cinzéis utilizados para realizar a abertura do solo.



Figura 7 - Aparelho de Casagrande.

Fonte: DIDÁTICA SP (2019).

Para determinar o limite de plasticidade, devem ser tomados 50 gramas de solo peneirado na malha 0,42 mm, em seguida deve ser misturada com água destilada até apresentar consistência plástica e homogênea. Em seguida, devem ser tomadas porções de 10 gramas e enroladas em cilindros sobre uma placa de vidro, até atingir um diâmetro de 3 mm e 100 mm de comprimento, caso o cilindro

fragmente antes de atingir os 3 mm, deve ser adicionada mais água destilada, assim como se não houver fissuras, a amostra deve ser misturada novamente até o cilindro fragmentar com o diâmetro de 3 mm. O ensaio será satisfatório quando obtidos pelo menos 3 valores de umidade, com variação menor que 5% da média.

Após a identificação dos limites de liquidez e de plasticidade, o Índice de Plasticidade será obtido pela diferença destes teores de umidade, permitindo então a classificação solo em relação ao comportamento plástico do solo, ou a ausência deste.

Nos ensaios do solo deste estudo, que foram realizados pelos autores Sales *et al.* (2017), foram identificados um limite de liquidez de 48%, bem como um limite de plasticidade de 34%. Portanto, o Índice de Plasticidade resultante foi de 14%.

2.7.6. Ensaio de compactação do solo

O ensaio de compactação é estabelecido pela NBR 7182 (ASSOCIAÇÃO..., 2016c), onde são determinadas as características dos equipamentos a serem utilizados, bem como os procedimentos de realização, começando em separar torrões de solo com auxílio de almofariz e mão de gal. O solo da amostra deve ser peneirado e passado na peneira com abertura de malha de 4,8 mm. O molde metálico que será utilizado deve ter suas dimensões medidas e o volume calculado. A amostra de solo seca deverá ser disposta em bandeja metálica e adicionada água destilada até a obtenção de uma umidade próxima de 5% inferior ao teor de umidade ótima presumível. Em seguida deve ser realizada a compactação do solo, adicionando o solo no conjunto formado pelo molde metálico, colarinho na parte superior e a base.

Para a compactação devem ser realizadas múltiplas camadas semelhantes, com aplicação de um número de golpes estabelecido, assim como o tamanho do soquete para aplicação dos golpes, todas essas características são em função do tipo de energia, seja Normal, Intermediária ou Modificada, conforme mostrados no Quadro 3.

Molde / Cilindro	Características	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno (2,5kg)	Grande (4,5kg)	Grande (4,5kg)
	Nº. de Camadas	3	3	5
	Nº. de Golpes por Camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande (4,5kg)	Grande (4,5kg)	Grande (4,5kg)
	Nº. de Camadas	5	5	5
	Nº. de Golpes por Camada	12	26	55

Quadro 3 - Características do ensaio de Compactação

Fonte: Adaptado de ABNT (2016c).

Os golpes devem ser distribuídos uniformemente em cada camada, com uma altura de queda do soquete de 30,5 cm para o soquete pequeno e de 45,7 cm para o grande, observando também que as camadas seguintes devem passar por processo de escarificação para melhor aderência entre as camadas. Após a compactação, o corpo de prova deve ser pesado e retirado dos moldes, coletando amostras para identificar o teor de umidade de cada corpo de prova.

Concluído o corpo de prova mais seco em relação ao teor de umidade ótima presumível, o solo deve ser destorroado novamente e então, acrescentasse 2% de água destilada em relação ao peso e repetir novamente as etapas até obter 5 valores, permitindo a criação dos pontos da curva de compactação em função do teor de umidade e a massa específica aparente seca, esta que é obtida pela equação abaixo.

$$\rho_d = \frac{Mu * 100}{V * (100 + w)} \quad (3)$$

Onde: ρ_d = Massa específica aparente seca, em gramas por centímetro cúbico; Mu = Massa úmida do solo compactado, em gramas; V = Volume útil do molde cilíndrico, em centímetros cúbicos; w = Teor de umidade do solo compactado, em porcentagem.

Após a obtenção dos pontos, os mesmos devem ser projetados em forma de gráfico, permitindo então a identificação do teor de umidade ótima do solo, que corresponde ao percentual de umidade em que se encontra a maior massa específica aparente seca da curva. Além da curva de compactação, a NBR 7182

(Associação..., 2016) também recomenda que seja determinada a curva de saturação, onde é empregada a equação abaixo.

$$\rho_d = \frac{S}{\frac{w}{\rho_w} + \frac{S}{\rho_s}} \quad (4)$$

Onde: ρ_d = Massa específica aparente seca, em gramas por centímetro cúbico; S = Grau de saturação, igual a 100%; w = Teor de umidade da faixa de interesse, em porcentagem; ρ_s = Massa específica dos grãos do solo, em gramas por centímetro cúbico; ρ_w = Massa específica da água, em gramas por centímetro cúbico.

No ensaio realizado pelos autores Sales *et al.* (2017), estes apresentaram a curva de compactação para o solo natural com a energia normal, bem como as curvas de saturação, como pode ser observado na Figura 8. O valor da massa específica seca máxima é de 1,51 g/cm³ e o teor de umidade ótima correspondente é 27%.

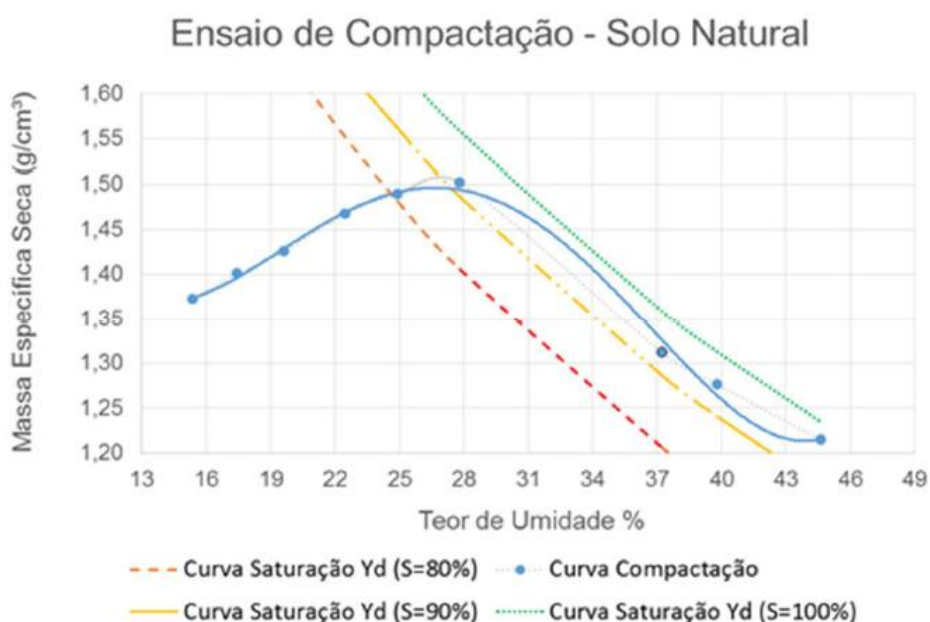


Figura 8 - Curva de Compactação do solo natural com energia normal.

Fonte: Sales *et al.* (2017).

Enquanto que no ensaio realizado por Cavarsan (2018), onde foi aplicada a energia intermediária de compactação no solo natural, foi obtida a curva demonstrada na figura 9. O valor da massa específica seca máxima é de 1,62 g/cm³ e o teor de umidade ótima correspondente é 20,5%.

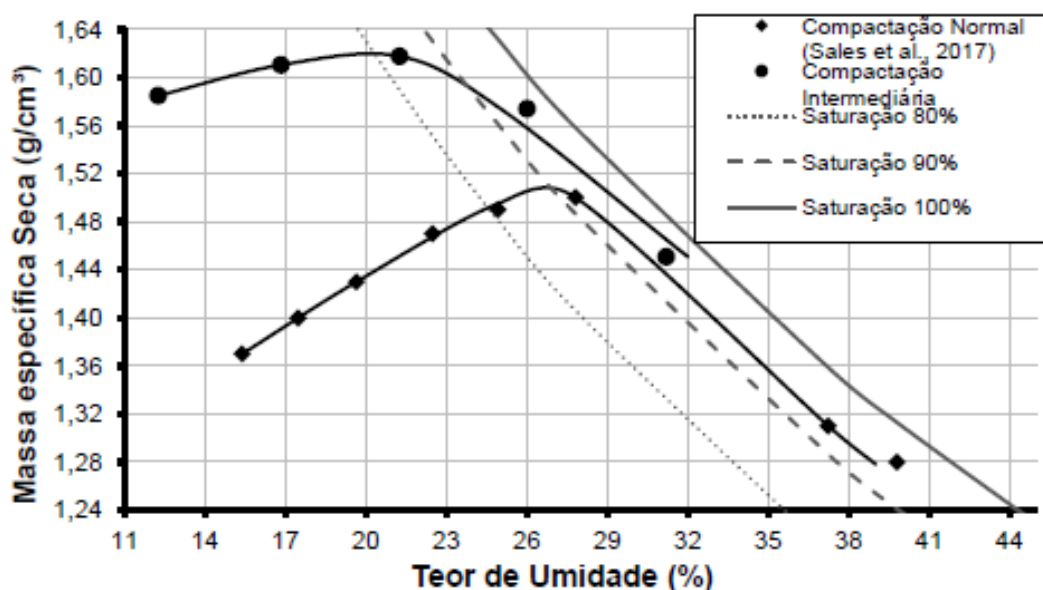


Figura 9 - Curva de Compactação do solo natural com energia intermediária
Fonte: Cavarsan (2018).

Para o ensaio do solo natural com energia modificada de compactação, a qual foi executada por Julio (2019), foi encontrada a curva demonstrada na figura 10, onde o valor da massa específica seca máxima é de 1,70 g/cm³ e o teor de umidade ótima correspondente é 15,0%.

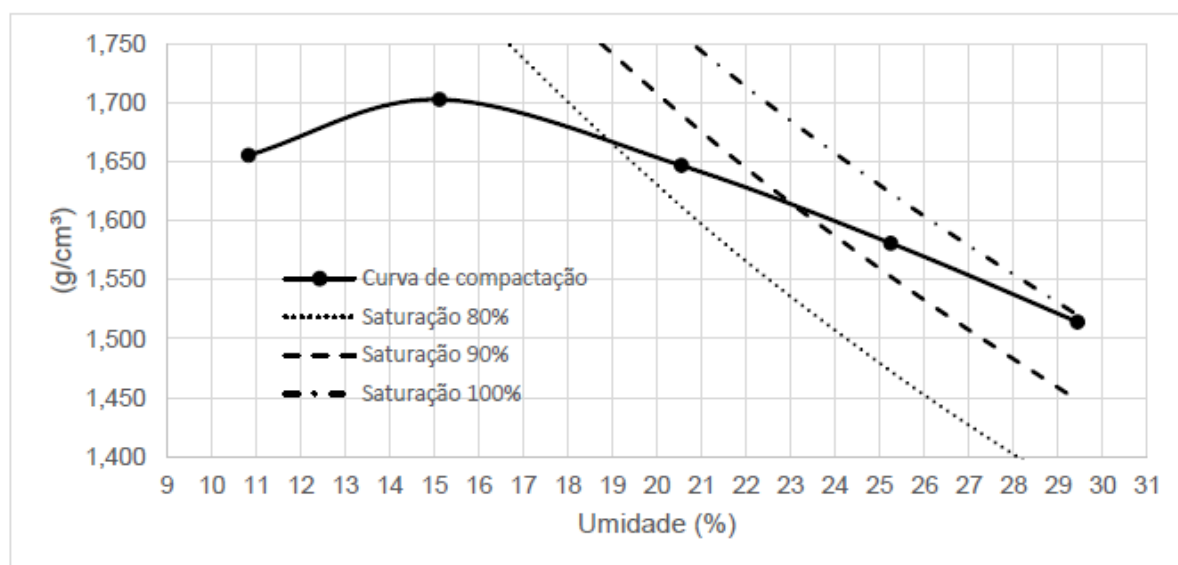


Figura 10 - Curva de Compactação do solo natural com energia modificada.
Fonte: Julio (2019).

2.7.7. Ensaio de resistência à compressão simples

Ensaio normatizado pela NBR 12025 (Associação..., 2012) para corpos de prova cilíndricos, sem confinamento lateral, apresenta resultados confiáveis para trabalhos que buscam a estabilização do solo por meio de mistura solo-cimento (FOPPA, 2005).

Os valores das resistências à compressão em misturas solo-cimento realizados por Sales *et al.* (2017), Cavarsan (2018) e Julio (2019) estão dispostos no Quadro 4.

Julio (2019) ponderou que os resultados com os teores de adição de cimento foram diferentes do esperado, pois a mistura solo-cimento compactada na energia modificada apresentou resistência menor que a mesma mistura compactada na energia intermediária, tornando difícil a análise concreta.

Valores médios da resistência à compressão simples (KPa)					
Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	330,0	880,0	1530,0	2170,0	2390,0
Intermediária	590,0	1570,0	2290,0	2420,0	2690,0
Modificada	630,0	1380,0	2140,0	2710,0	2820,0

Quadro 4 – Resistência à compressão simples.

Fonte: Adaptado de Sales *et al.* (2017), Cavarsan (2018) e Julio (2019).

2.8. ESFORÇO DE TRAÇÃO EM SOLO

Ruver (2011) reconhece que apesar do amplo conhecimento da estabilização dos solos com agentes cimentantes, o emprego desta técnica para fundações submetidas à tração é incipiente.

Thomé (1999) estudou o comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, quando a superior é cimentada, e observou que a

ruptura é uma função do processo de abertura de fissuras de tração na interface das duas camadas, com sentido ascendente, em direção à base da camada cimentada.

Vendruscolo (2003) conclui que na camada de solo-cimento estudada, as tensões de tração geradas durante o carregamento resultaram na formação de trincas partindo da base e atingindo o topo da camada cimentada.

Specht (2000) complementa seu raciocínio sobre relação solo-cimento com a tração dos solos alertando que o deterioramento de uma camada artificialmente cimentada sobre um solo frágil usualmente ocorre pelo surgimento de trincas de tração, principalmente quando o esforço for de caráter cíclico.

Foppa (2016) confirmou que, após um puncionamento inicial, ocorria a ruptura na camada de reforço (solo-cimento) com o aparecimento de uma trinca, localizada junto à borda ou junto ao centro da fundação, que se propagava de baixo para cima com o aumento dos recalques.

Os esforços de tração em um solo também são verificados, por exemplo, em ancoragens, Kovacs *et al.* (1975) enumeram as ancoragens como soluções muito utilizadas em estruturas de torres de transmissão de energia, anteparas, pontes, muros de contenção, amarrações, oleodutos, tendas, edifícios temporários.

Bouazza e Finlay (1990) destacam que as sapatas são elementos resistentes às forças de tração mais comuns usados na construção de engenharia civil devido ao seu custo baixo. Normalmente, elas são usadas para apoiar as torres de transmissão de energia e para assegurar os dutos submersos, as amarras e os cabos no leito do mar.

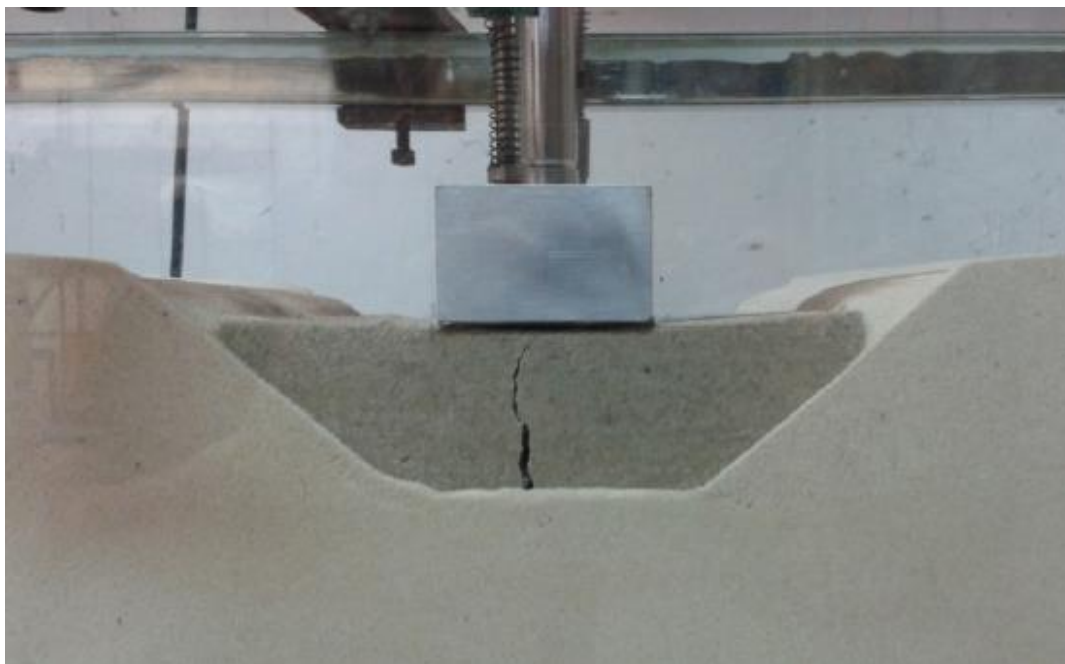


Figura 11 – Trinca em solo-cimento com recalque de 15 milímetros. Ruptura por esforço de tração.

Fonte: Foppa (2016).

Vitali (2008) realizou ensaios de solo cimento com um solo residual de granito típico da região norte de Portugal. Os resultados informados na Tabela 1 demonstram que a média da relação resistência tração/compressão de 16 amostras com pesos específicos diferentes é de aproximadamente 11,75% para os ensaios com energia modificada.

Thomé (1999) com uma mistura contendo 15% de cinza volante e 5% de cal comercial e utilizando a energia do Proctor Modificado encontrou valores médios para a relação tração/compressão em um solo na ordem de 15,33%. Esses valores podem ser verificados na Tabela 2.

Tabela 1 - Relação entre resistência à compressão e resistência à tração

Número da amostra	Peso específico da amostra (KN/m ³)	Tensão de Compressão (kPa)	Tensão de Tração (kPa)	Tração / Compressão (%)
1	1,64	624	70	11,22%
2	1,72	821	106	12,91%
3	1,79	1502	144	9,59%
4	1,92	1873	187	9,98%
5	1,67	860	107	12,44%
6	1,75	1168	134	11,47%
7	1,83	2199	175	7,96%

8	1,92	2784	300	10,78%
9	1,67	1384	163	11,78%
10	1,75	1909	217	11,37%
11	1,83	3236	374	11,56%
12	1,92	4292	497	11,58%
13	1,67	1850	295	15,95%
14	1,75	2726	380	13,94%
15	1,83	3976	546	13,73%
16	1,92	5598	650	11,61%
			Média:	11,75%

Fonte: Adaptado de Vitali (2008).

Tabela 2- Relação entre resistência à tração e resistência à compressão em função da idade

Idade (dias)	Resistência à compressão simples (kPa)	Resistência à compressão diametral (kPa)	Tração / Compressão (%)
7	389	60	15,47%
14	687	101	14,70%
21	903	141	15,62%
28	1708	252	14,74%
60	4329	659	15,23%
90	5289	802	15,17%
120	6010	933	15,52%
150	5993	940	15,68%
180	6105	969	15,88%
			Média: 15,33%

Fonte: Adaptado de Thomé (1999).

Santos (2008) executou ensaios em uma mistura de cimento com solo formado por areia siltosa com cascalho fino a médio disperso, apresentando resultados em função do teor de cimento, em porcentagem, e obteve a média de 12,43% para a relação resistência à compressão diametral/ compressão simples, conforme explicitado na Tabela 3.

Tabela 3- Relação entre resistência à tração e resistência à compressão em função da porcentagem de cimento

Porcentagem de cimento (%)	Compressão simples 28 dias (kPa)	Compressão diametral 28 dias (kPa)	Tração / Compressão (%)
3	1800	190	10,56%
	1490	150	10,07%
	1020	90	8,82%
4	2100	310	14,76%
	2200	320	14,55%
	2000	300	15,00%
5	2930	380	12,97%
	3620	440	12,15%
	2930	380	12,97%
Média:			12,43%

Fonte: Adaptado de Santos (2008).

2.8.1. Tração por compressão diametral

O método para se encontrar valores de tração por compressão diametral em solo é concomitante ao método desenvolvido em 1943, pelo Engenheiro Fernando Luiz Lobo Barboza Carneiro para determinação da resistência à tração de corpos de prova cilíndricos de concreto de cimento Portland, este método teve origem no estudo do deslocamento da Igreja de São Pedro dos Clérigos no Município do Rio de Janeiro, durante a construção da Avenida Presidente Vargas, a idéia consistia no posicionamento da edificação sobre rolos de concreto de 60 centímetros, método que já tinha sido empregado na Europa com rolos de aço, então após os ensaios de resistência nestes rolos, o Engenheiro identificou o comportamento de ruptura vertical dos rolos, resultando no estudo e posterior disseminação deste método de estudo de resistência a tração do concreto por compressão diametral, ficando mundialmente conhecido como ensaio brasileiro (THOMAZ, 2019).

O ensaio brasileiro, como é conhecido, consiste em aplicar carga uniaxial distribuída na superfície de maior comprimento do corpo de prova, provocando o carregamento ao longo do diâmetro na direção vertical (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Balbo (2013) com uma série de amostras de britas graduadas tratadas com cimento para pavimentação reforçou a sugestão de que a resistência à tração indireta é superior à resistência à tração direta, sendo aproximadamente o dobro do valor. Ainda Balbo *apud* Fusco (2013), reforça que, para concretos convencionais, esse valor é em 17% a mais que o valor encontrado no ensaio de tração à flexão.

2.8.2. Parâmetros extraídos da relação tração/compressão

Consoli *et al.* (2010) verificaram um valor de 0,15 na razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão numa mistura de cimento e areia, independentemente da relação vazios/cimento existentes nos corpos de prova.

Rosa (2013) variou o teor de umidade de um solo siltoso, encontrando a relação de 0,08 para a umidade de 17%, 0,14 para a umidade de 20% e 0,12 para a umidade de 23%. Resultando numa relação média de 0,12.

A relação entre a resistência à tração por compressão diametral (q_t) e a resistência à compressão simples (q_u) é utilizada por Consoli (2013) para obtenção de parâmetros como a coesão efetiva (c') e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), parâmetros esses importantes para o dimensionamento de fundações superficiais.

As equações apresentadas por Consoli (2013) são baseadas na teoria para ruptura de materiais de Mohr-Coulomb, que afirma que um material se rompe por causa da combinação entre a força normal e de cisalhamento. A envoltória de ruptura é uma linha curva e aproxima a tensão de cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear da tensão normal, conforme apresentado na Figura 12.

Ortigão (2007) define que a coesão interna efetiva é o intercepto da envoltória no eixo das ordenadas e que o ângulo de atrito interno efetivo é o ângulo de inclinação da envoltória.

O ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') é obtido por:

$$\phi' = \arcsen * \frac{[1 - 4 * (q_t / q_u)]}{[1 - 2 * (q_t / q_u)]} \quad (5)$$

A coesão efetiva (c') é obtida por:

$$c' = (q_u * \{1 - \frac{[1 - 4 * (q_t/q_u)]}{[1 - 2 * (q_t/q_u)]}\}) / (2 * \cos \phi') \quad (6)$$

Bowles (1997) apresentou valores típicos do ângulo de atrito para areias.

Tabela 4 - Valores de ângulo de atrito

Compacidade	ϕ (graus)
Muito fofa	25 - 30
Fofa	27 - 32
Média	30 - 35
Compacta	35 - 40
Muito Compacta	38 - 43

Fonte: Bowles (1997).

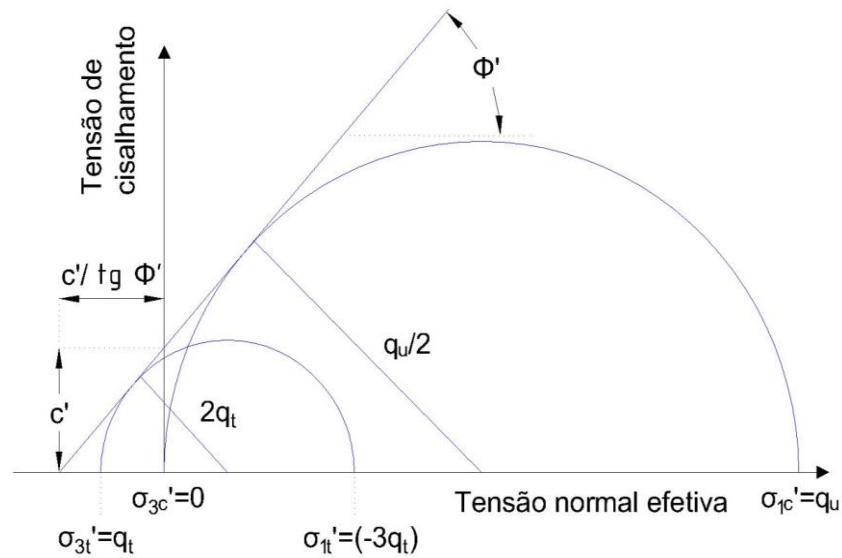


Figura 12 - Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb de acordo com o método de Consoli.

Fonte: Adaptado de Consoli (2013).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. MATERIAIS

Para a realização deste trabalho foram utilizados materiais disponíveis na Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR do Campus Ecoville, principalmente devido a intenção de relacionar os resultados desses ensaios com as pesquisas já consolidadas por outros autores, portanto, foram utilizados os mesmos materiais de estudo de Sales *et al.* (2017), Cavarsan (2018) e Julio (2019).

3.1.1. Solo

O solo utilizado nos ensaios deste estudo teve a coleta realizada pelos autores Sales *et al.* (2017) em um loteamento situado na Rua Francisco da Conceição Machado, no Bairro Gralha Azul, Município de Fazenda Rio Grande – PR, com as coordenadas geográficas 25°41'04.6"S e 49°18'29.7"W, conforme mostrado na Figura 13.



Figura 13 - Mapa da Localização do solo estudado.

Fonte: Google Maps (2019).

3.1.2. Cimento

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2002), o cimento é um “pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água”. Este material está presente na maioria das construções civis no Brasil, bem como tem grande representatividade econômica no setor.

O material é originado de matérias-primas como o calcário e argila, que passam por um processo de transformação através de altas temperaturas, formando-se o clínquer, então o mesmo recebe adições de outros materiais para

agregar características relevantes, principalmente do gesso para assegurar o controle do endurecimento do material.

Os requisitos e especificações do cimento Portland são estabelecidos pela NBR 16697 (ASSOCIAÇÃO..., 2018). Conforme as possíveis adições e combinações de materiais, os tipos de cimentos são destinados para usos específicos, a norma define também os limites para estas composições, conforme mostrado na tabela abaixo.

Tabela 5 - Limites de composição de massa

Designação normalizada	Sigla	Classe de Resistência (MPa)	Clínquer+Sulfato de Cálcio	Escória granulada de alto forno	Material pozolânico	Material carbonático
Cimento Portland comum	CP I	25, 32 ou 40	95-100		0-5	
	CP I-S		90-94	0	0	6-10
Cimento Portland composto com escória granulada de alto forno	CP II-E		51-94	6-34	0	0-15
Cimento Portland composto com material pozolânico	CP II-Z	25, 32 ou 40	71-94	0	6-14	0-15
Cimento Portland composto com material carbonático	CP II-F		75-89	0	0	11-25
Cimento Portland de alto forno	CP III		25-65	35-75	0	0-10
Cimento Portland pozolânico	CP IV		45-85	0	15-50	0-10
Cimento Portland de alta resistência inicial	CP V	ARI	90-100	0	0	0-10
Cimento Portland Branco Estrutural	CPB	25, 32 ou 40	75-100	-	-	0-25
Cimento Portland Branco Não Estrutural	CPB	-	50-74	-	-	26-50

Fonte: Adaptado de ABNT (2018).

Considerando o tempo limitado para execução dos experimentos e para garantir a viabilidade dos ensaios, foi utilizado o Cimento Portland do tipo CPV-ARI, com alta resistência inicial, pois este permitiu que fossem atingidos valores de resistência satisfatórios em poucos dias após a hidratação do cimento, o material utilizado está demonstrado na Figura 14.



Figura 14 – Cimento utilizado nos ensaios.

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.1.3. Água

Para o ajuste do teor de umidade ótima do solo, bem como para a hidratação do cimento Portland adicionado, foi utilizada água destilada proveniente do processo de destilação de água potável fornecida pela rede pública da Companhia de Saneamento do Paraná – SANEPAR.

3.2. MÉTODOS

3.2.1. Moldagem e cura dos corpos de prova

Considerando as aplicações e estudos realizados sobre a dosagem do solo-cimento, foram adotadas as proporções utilizadas por autores como Sales et al. (2017), Cavarsan (2018) e Julio (2019), mantiveram-se os mesmos teores de adição de cimento e teores de umidade ótima, permitindo uma melhor comparação de resultados experimentais. Foram realizados corpos de prova em estado natural, ou seja, sem adição de cimento, em seguida com teores de 3% de cimento em massa de solo, aumentando para 5%, 7% e finalizando em 9%. De acordo com os objetivos deste trabalho, foram executados 5 corpos de prova para cada proporção de cimento adicionada, bem como foram executadas utilizando 3 formas de energia distintas, a normal, intermediária e modificada, todas seguindo as recomendações da NBR 7182 (ASSOCIAÇÃO...,2016c) e da NBR 12023 (ASSOCIAÇÃO...,1992a). Portanto, foram moldados 75 corpos de prova, contendo 5 amostras de cada proporção de cimento para cada tipo de energia aplicada.

A dosagem de cimento Portland adotada nos corpos de prova, também foi estabelecida pelas recomendações da NBR 12253 (ASSOCIAÇÃO..., 1992c), esta que é aplicada na estabilização do solo para pavimentos, conforme a caracterização e classificação do solo.

Para a confecção dos corpos de prova foram calculadas as massas de solo e as adições correspondentes, utilizou-se como referência a massa específica aparente seca máxima, obtida nos ensaios de compactação realizados pelos autores Sales *et al.* (2017), Cavarsan (2018) e Julio (2019), estes parâmetros foram multiplicados pelo volume do cilindro, este com dimensões de 5 centímetros de diâmetro e 10 centímetros de altura, obtendo-se então uma massa de solo a ser compactada. Deste volume de solo foi acrescido uma percentual de 5% para retirada de duas cápsulas para obtenção do teor de umidade, então foram adicionados os percentuais de cimento em relação a massa seca de solo, exceto nos corpos de prova com solo em estado natural, após a mistura do solo seco e cimento, foi

adicionada água destilada para correção até o teor de umidade ótima, valor obtido nos ensaios de compactação dos autores citados anteriormente, passando por uma nova mistura até a homogeneização completa da amostra.

Na moldagem dos corpos de prova foi utilizada uma prensa hidráulica de bancada, com capacidade máxima de 10 toneladas, conforme mostrado na Figura 15, também foi utilizado um molde cilíndrico metálico e um soquete para realizar a compactação do solo, como mostra a Figura 16, este método permitiu que a massa de solo calculada fosse compactada até o completo preenchimento do molde cilíndrico, visando reproduzir a massa específica aparente seca encontrada nos ensaios de compactação. Os corpos de prova foram preenchidos em 3 camadas iguais, sempre realizando o processo de escarificação entre as camadas para melhor aderência e compactação do corpo de prova.



Figura 15- Prensa hidráulica de bancada.

Fonte: Elaborado pelos autores.



Figura 16 - Montagem e execução na prensa.

Fonte: Elaborado pelos autores.

Para a dosagem dos corpos de prova com diferentes proporções de cimento e energias foram adotados dados característicos do solo, seja ele natural ou com as adições de cimento nas taxas utilizadas, bem como de cada energia empregada. Então, visto a conclusão de estudos desenvolvidos pelos autores Sales *et al.* (2017), Cavarsan (2018) e Julio (2019), foram obtidas as variáveis das curvas de compactação demonstradas na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores de Massa Específica Aparente Seca máxima e respectivo teor de umidade ótima

Tipo de Energia	Massa Específica Aparente Seca (g/cm ³)		Teor de Umidade Ótima (%)	
	Solo Natural	Solo com adição de cimento	Solo Natural	Solo com adição de cimento
Normal	1,51	1,51	27	27
Intermediária	1,62	1,62	20	20
Modificada	1,70	1,70	15	17

Fonte: Sales *et al.* (2017), Cavarsan (2018) e Julio (2019).

3.2.2. Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral

Após a cura dos corpos de prova, os mesmos foram posicionados na posição horizontal sobre o prato da prensa universal, onde foi aplicada uma força com velocidade aproximada de 0,05 MPa/s, até a ruptura do corpo de prova. A prensa universal utilizada no ensaio era da marca EMIC, modelo DL 30000 N, com capacidade máxima de 30.000 Kgf. A Figura 17 mostra o posicionamento do corpo de prova na prensa, onde foi inserido um cilindro metálico no topo do corpo de prova para promover a distribuição da tensão ao longo da geometria cilíndrica do corpo de prova.



Figura 17 - Ensaio de tração por compressão diametral.

Fonte: Elaborado pelos autores.

Após a obtenção da carga máxima exercida pela prensa, as resistências foram calculadas por meio da equação abaixo.

$$F_{td} = \frac{2 * F}{\pi * d * L} \quad (7)$$

Onde: F_{td} = Resistência a tração por compressão diametral, em MPa ; F = Carga máxima obtida no ensaio, em KN; d = Diâmetro do corpo de prova, em mm; L = altura do corpo de prova, em mm.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

A seguir estão demonstrados os valores dos resultados estatisticamente refinados, onde o evento é validado ao apresentar o comportamento padrão da distribuição normal (distribuição Gaussiana) com um intervalo compreendido entre a média ± 1 desvio padrão.

Devido ao número reduzido de corpos de prova, fez-se a validação dos dados ao atingir o intervalo de confiança de $68\% \pm 8\%$ para distribuição normal. Além disso, para todas as amostras foi adotado nível de confiança de 95%, exceto para as amostras de solo natural com energia de impacto normal e para as amostras com mistura de 7% de cimento com energia de impacto intermediária, em que foi adotado nível de confiança de 80%.

Os valores da resistência à tração por compressão diametral em solo natural e em solo cimento com as porcentagens de 3%, 5%, 7% e 9% estão dispostos nas Tabelas 7, 8, 9, 10 e 11.

Tabela 7 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (F_{td}) - Solo Natural

Solo	Energia	Corpo de prova	Valor de ruptura (N)	F_{td} (KPa)	Parâmetro estatístico		
Natural	Normal	CP1	150,62	19,18	Média (KPa)	22,50	
		CP2	170,71	21,74	Desvio Padrão (KPa)	3,08	
		CP3	160,67	20,46	Valor mínimo (KPa)	19,42	
		CP4	190,79	24,29	Valor máximo (KPa)	25,58	
		CP5	210,87	26,85	Intervalo de confiança	60,00%	
	Intermediária					Média (KPa)	40,11
		CP7	321,33	40,91	Desvio Padrão (KPa)	0,70	
						Valor mínimo (KPa)	39,41
		CP9	312,39	39,77	Valor máximo (KPa)	40,81	
		CP10	311,29	39,63	Intervalo de confiança	66,67%	
	Modificada	CP11	431,79	54,98	Média (KPa)	48,33	
		CP12	361,50	46,03	Desvio Padrão (KPa)	4,65	
		CP13	401,67	51,14	Valor mínimo (KPa)	43,68	
		CP14	341,42	43,47	Valor máximo (KPa)	52,97	
		CP15	361,50	46,03	Intervalo de confiança	60,00%	

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 8 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (F_{td}) - 3% de cimento

Solo	Energia	Corpo de prova	Valor de ruptura (N)	F_{td} (KPa)	Parâmetro estatístico	
3% de cimento	Normal	CP1	793,29	101,00	Média (KPa)	98,68
		CP2	721,96	91,92	Desvio Padrão (KPa)	9,86
		CP3	773,21	98,45	Valor mínimo (KPa)	88,82
		CP4	692,87	88,22	Valor máximo (KPa)	108,54
		CP5	893,70	113,79	Intervalo de confiança	60,00%
	Intermediária	CP6	1375,70	175,16	Média (KPa)	189,11
		CP7	1435,95	182,83	Desvio Padrão (KPa)	12,09
		CP8	1566,49	199,45	Valor mínimo (KPa)	177,02
					Valor máximo (KPa)	201,19
		CP10	1562,79	198,98	Intervalo de confiança	75,00%
	Modificada	CP11	1737,20	221,19	Média (KPa)	209,04
		CP12	1566,49	199,45	Desvio Padrão (KPa)	14,18
		CP13	1526,33	194,34	Valor mínimo (KPa)	194,86
		CP14			Valor máximo (KPa)	223,22
		CP15	1737,20	221,19	Intervalo de confiança	75,00%

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 9 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (F_{td}) - 5% de cimento

Solo	Energia	Corpo de prova	Valor de ruptura (N)	F_{td} (KPa)	Parâmetro estatístico	
5% de cimento	Normal	CP1	1656,87	210,96	Média (KPa)	203,03
		CP2	1757,29	223,75	Desvio Padrão (KPa)	15,77
		CP3	1616,70	205,84	Valor mínimo (KPa)	187,26
		CP4	1476,12	187,95	Valor máximo (KPa)	218,81
		CP5	1466,08	186,67	Intervalo de confiança	60,00%
	Intermediária	CP6	1777,37	226,30	Média (KPa)	229,30
		CP7	1768,58	225,18	Desvio Padrão (KPa)	4,26
		CP8	1838,87	234,13	Valor mínimo (KPa)	225,04
		CP9	1818,78	231,57	Valor máximo (KPa)	233,56
					Intervalo de confiança	75,00%
	Modificada	CP11	2040,53	259,81	Média (KPa)	261,16
		CP12	2002,03	254,91	Desvio Padrão (KPa)	7,02
		CP13			Valor mínimo (KPa)	254,13
		CP14			Valor máximo (KPa)	268,18
		CP15	2110,82	268,76	Intervalo de confiança	66,67%

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 10 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (F_{td}) - 7% de cimento

Solo	Energia	Corpo de prova	Valor de ruptura (N)	F_{td} (KPa)	Parâmetro estatístico	
7% de cimento	Normal	CP1	1777,37	226,30	Média (KPa)	228,84
		CP2	1757,29	223,75	Desvio Padrão (KPa)	7,76
		CP3	1766,67	224,94	Valor mínimo (KPa)	221,08
		CP4	1887,83	240,37	Valor máximo (KPa)	236,59
		CP5			Intervalo de confiança	75,00%
	Intermediária	CP6	2209,16	281,28	Média (KPa)	309,92
		CP7	2982,36	379,73	Desvio Padrão (KPa)	50,42
		CP8	2630,91	334,98	Valor mínimo (KPa)	259,50
		CP9	2399,95	305,57	Valor máximo (KPa)	360,34
		CP10	1948,08	248,04	Intervalo de confiança	60,00%
	Modificada	CP11	2590,74	329,86	Média (KPa)	339,24
		CP12			Desvio Padrão (KPa)	20,83
		CP13	2550,57	324,75	Valor mínimo (KPa)	318,41
		CP14	2851,82	363,10	Valor máximo (KPa)	360,07
		CP15			Intervalo de confiança	66,67%

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 11 - Valores de resistência à tração por compressão diametral (F_{td}) - 9% de cimento

Solo	Energia	Corpo de prova	Valor de ruptura (N)	F_{td} (KPa)	Parâmetro estatístico	
9% de cimento	Normal	CP1	2088,66	265,94	Média (KPa)	271,56
		CP2	2038,45	259,54	Desvio Padrão (KPa)	8,79
		CP3	2179,03	277,44	Valor mínimo (KPa)	262,77
		CP4	2148,91	273,61	Valor máximo (KPa)	280,36
		CP5	2209,16	281,28	Intervalo de confiança	60,00%
	Intermediária	CP6	2651,73	337,63	Média (KPa)	352,64
		CP7	2389,91	304,29	Desvio Padrão (KPa)	38,54
		CP8	2661,03	338,81	Valor mínimo (KPa)	314,10
		CP9	3153,07	401,46	Valor máximo (KPa)	391,18
		CP10	2992,41	381,01	Intervalo de confiança	60,00%
	Modificada	CP11	3042,61	387,40	Média (KPa)	367,71
		CP12	3132,99	398,90	Desvio Padrão (KPa)	24,97
		CP13	2851,82	363,10	Valor mínimo (KPa)	342,74
		CP14	2671,07	340,09	Valor máximo (KPa)	392,67
		CP15	2741,36	349,04	Intervalo de confiança	60,00%

Fonte: Elaborado pelos autores.

Para melhor visualização, os valores médios tratados podem ser conferidos na Tabela 12 e na Figura 18.

Tabela 12 - Valores médios da resistência à tração por compressão diametral (KPa)

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	22,5	98,7	203,0	228,8	271,6
Intermediária	40,1	189,1	229,3	309,9	352,6
Modificada	48,3	209,0	261,2	339,2	367,7

Fonte: Elaborado pelos autores.

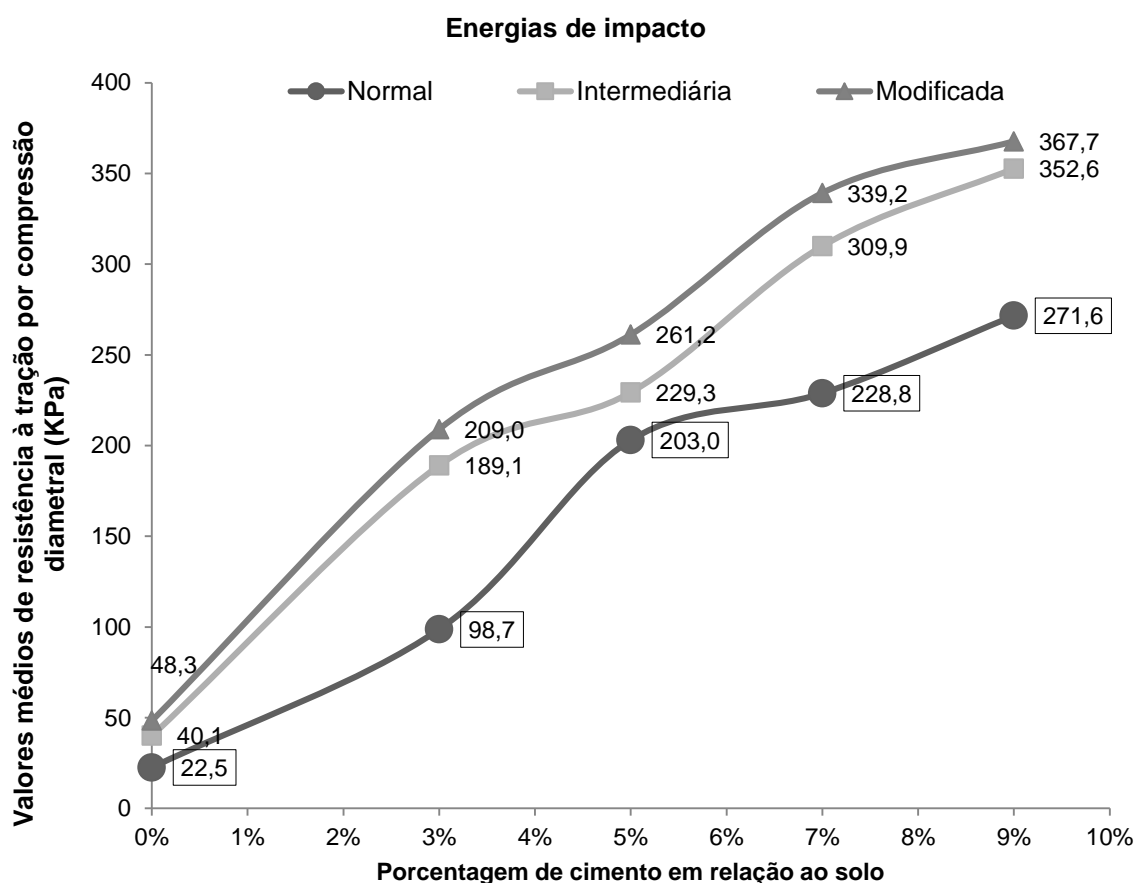


Figura 18 - Valores médios de resistência à tração por compressão diametral.

Fonte: Elaborado pelos autores.

O resultado apresentou a tendência já esperada de crescimento de resistência, tanto ao comparar energias de impacto quanto ao comparar porcentagem de cimento na mistura solo-cimento. Esses acréscimos estão descritos nas Tabelas 13 e 14.

Tabela 13 - Ganho de resistência em relação ao valor médio do solo natural

Energia	Cimento em relação ao solo			
	3%	5%	7%	9%
Normal	339%	802%	917%	1107%
Intermediária	371%	472%	673%	779%
Modificada	333%	440%	602%	661%

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 14 - Comparação de resistência em função do tipo de energia aplicada

Energias comparadas	Cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal - Intermediária	+78%	+92%	+13%	+35%	+30%
Normal - Modificada	+115%	+112%	+29%	+48%	+35%
Intermediária - Modificada	+20%	+11%	+14%	+9%	+4%

Fonte: Elaborado pelos autores.

O maior ganho de resistência em relação ao solo natural ocorreu na composição Energia Normal + 9% de cimento, com 1107%. O menor ganho nesse critério é na composição Energia Modificada + 3% de cimento, com 333% de acréscimo.

Os dados fornecidos na comparação de resistências em função do tipo de energia indicam que maior diferença entre valores está na comparação da Energia Normal - Modificada para o solo natural, onde houve um acréscimo de 115%, a menor diferença está na comparação Energia Intermediária – Modificada para 9% de cimento, onde ocorreu um acréscimo de apenas 4%.

A Tabela 14 reflete uma não linearidade entre os ganhos de resistência em função da energia. É possível perceber que os ganhos para as porcentagens de 0%, 3%, 7% e 9% na comparação Energia Normal - Intermediária, são maiores que os ganhos para as mesmas porcentagens de cimento na comparação Energia Intermediária – Modificada. A exceção ocorre na porcentagem de 5% de cimento, quando os valores de 13% e 14% sugerem equivalência de ganhos.

A Tabela 13 traz a indagação quanto à influência do cimento na resistência das amostras. A razão entre esses dois parâmetros está apresentada na Tabela 15.

Tabela 15 - Relação cimento / resistência (% / KPa)

Energia	Cimento em relação ao solo			
	3%	5%	7%	9%
Normal	3,0E-04	2,5E-04	3,1E-04	3,3E-04
Intermediária	1,6E-04	2,2E-04	2,3E-04	2,6E-04
Modificada	1,4E-04	1,9E-04	2,1E-04	2,4E-04

Fonte: Elaborado pelos autores.

Quanto menor for a relação cimento/resistência, maior é a eficiência do cimento para conseguir a resistência apontada. Deste modo, o melhor desempenho verificado foi na composição Energia Modificada + 3% de cimento, sendo esse coeficiente de $1,4 \times 10^{-4}$. A menor relação foi na composição Energia Normal + 9% de cimento, com o resultado de $3,3 \times 10^{-4}$.

Comparando porcentagem de cimento em relação ao solo, a Energia Modificada possui os valores mais eficientes, já a Energia Normal possui valores menos eficientes em todos os teores, adotando o mesmo critério.

A Tabela 14 ainda expõe o questionamento quanto à influência das energias de compactação nas resistências apuradas. Os valores de energia de impacto, apresentados no Quadro 2, foram divididos pelas resistências médias encontradas em cada porcentagem de cimento da mistura. O coeficiente entre esses dois parâmetros estão descritos na Tabela 16.

Tabela 16 - Relação energia / resistência [(KN.cm/ cm³) / KPa]

Energia	Cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	0,262	0,060	0,029	0,026	0,022
Intermediária	0,334	0,071	0,058	0,043	0,038
Modificada	0,586	0,135	0,108	0,083	0,077

Fonte: Elaborado pelos autores.

Quanto menor for a relação energia/resistência, maior é a eficiência da energia para conseguir a resistência apontada. No caso, o melhor desempenho examinado foi na composição Energia Normal + 9% de cimento, sendo esse coeficiente de 0,022. A pior relação foi na composição Energia Modificada + 3% de cimento, com o resultado de 0,586.

Outra forma para compreensão da melhor combinação Energia + % cimento é por meio da fixação de valores de resistência. Ao fixar um determinado valor de tensão resistente, é plausível encontrar qual porcentagem de cimento em função do tipo de energia designada atende à expectativa.

Para realizar essa análise, foi inicialmente necessário fazer uma regressão linear dos resultados médios, a fim de encontrar uma equação que descreva o comportamento estudado. Os efeitos dessa regressão estão plotados na Figura 19 e novos valores em função das equações lineares estão exibidos na Tabela 17.

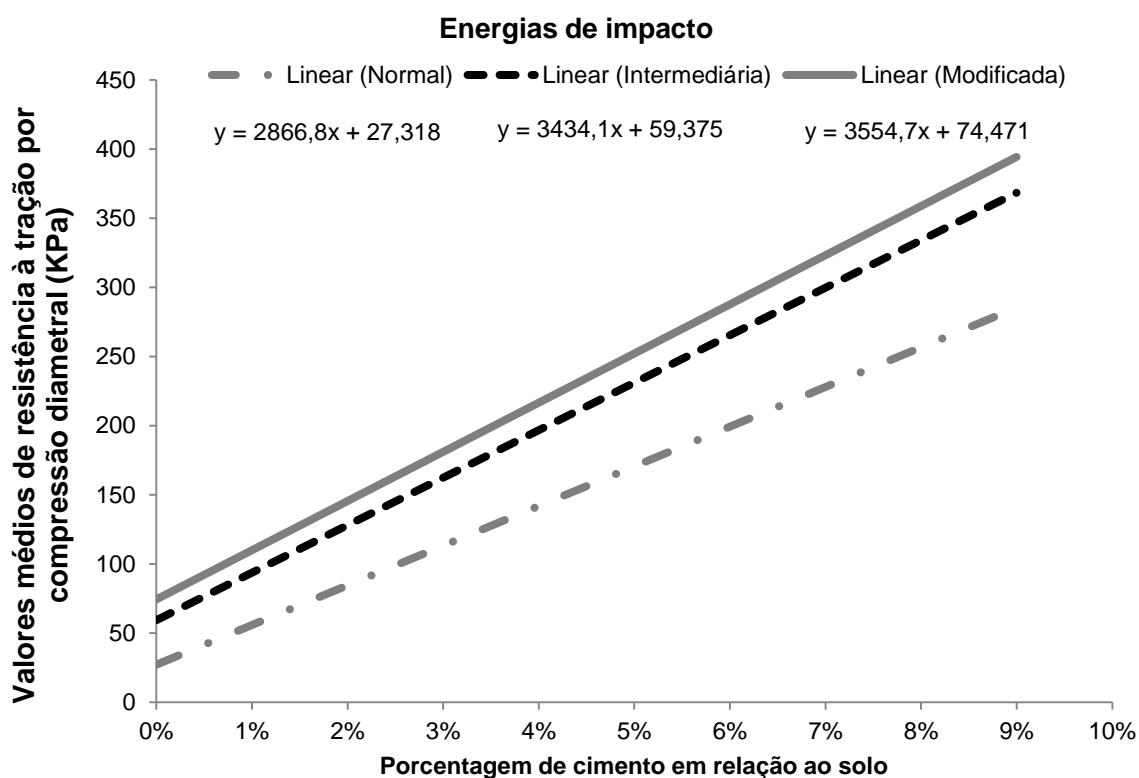


Figura 19 - Regressão linear - resistência à tração por compressão diametral.

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 17 - Regressão linear - resistência à tração por compressão diametral (KPa)

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	27,32	113,32	170,66	227,99	285,33
Intermediária	59,38	162,40	231,08	299,76	368,44
Modificada	74,47	181,11	252,21	323,30	394,39

Fonte: Elaborado pelos autores.

Com os valores linearizados, foi realizada a fixação da faixa de valores possíveis para comparação, no caso, há possibilidade de obtenção de resistências para todos os tipos de energia na faixa de 74,47 KPa até 285,33 KPa.

Na Tabela 18 estão informadas quais porcentagens de cimento necessárias para obtenção de determinadas resistências nas diferentes formas de energia. Na Figura 20 há a representação gráfica com as equações para cada tipo de energia. Para melhor visualização estão descritos valores de 80 KPa até 280 KPa.

As equações, $y_1 = 0,0003x - 0,0095$ para Energia Normal, $y_2 = 0,0003x - 0,0173$ para Energia Intermediária, $y_3 = 0,0003x - 0,021$ para Energia Modificada, onde x é o valor da resistência à tração por compressão diametral, representam a porcentagem de cimento necessária, no intervalo de 0% a 9%, para valores de tração por compressão diametral entre 80 KPa e 280 KPa.

Tabela 18 - Porcentagem de cimento para valores de resistência à tração

Energia	Resistência à tração (KPa)				
	80	130	180	230	280
Normal	1,84%	3,58%	5,33%	7,07%	8,81%
Intermediária	0,60%	2,06%	3,51%	4,97%	6,42%
Modificada	0,16%	1,56%	2,97%	4,38%	5,78%

Fonte: Elaborado pelos autores.

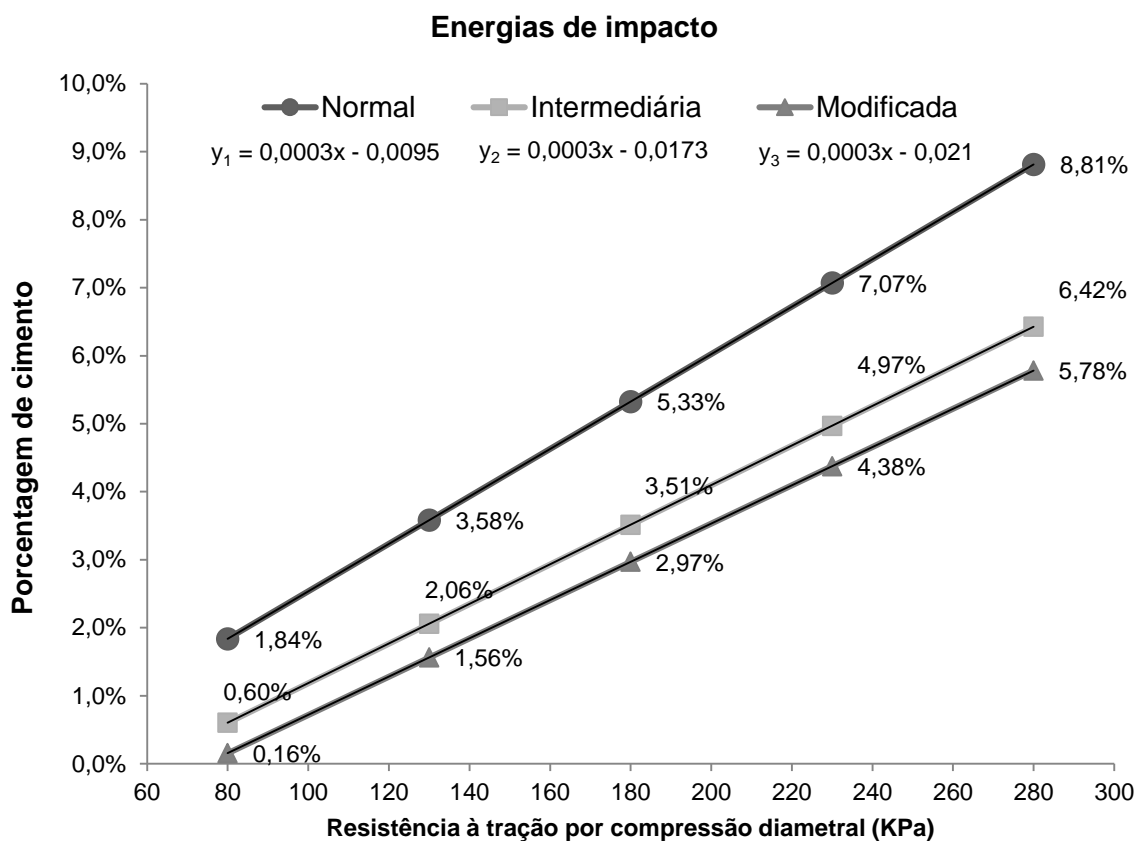


Figura 20 - Porcentagem de cimento para valores de resistência à tração por compressão diametral.

Fonte: Elaborado pelos autores.

4.2. ANÁLISE DA RELAÇÃO DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL / COMPRESSÃO SIMPLES E SEUS PARÂMETROS

A relação entre cada resistência à tração por compressão diametral (q_t) encontrado no presente trabalho e cada resistência à compressão simples (q_c) encontrado por Sales *et al.* (2017), Cavarsan (2018) e Julio (2019), o ângulo de atrito interno efetivo (equação 5) e o coeficiente de atrito efetivo (equação 6) estão relatados nas Tabelas 19, 20 e 21, respectivamente

Tabela 19 - Relação q_t/q_c

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	0,07	0,11	0,13	0,11	0,11
Intermediária	0,07	0,12	0,10	0,13	0,13
Modificada	0,08	0,15	0,12	0,13	0,13

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 20 - Ângulo de atrito interno ϕ' (°)

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	57,36	45,31	39,70	47,11	44,90
Intermediária	57,42	43,05	48,56	40,97	40,14
Modificada	54,96	34,43	42,62	41,76	40,33

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 21 - Coesão efetiva c' (KPa)

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	48,31	180,87	359,20	426,14	496,16
Intermediária	86,21	340,91	433,17	551,80	625,20
Modificada	99,43	363,58	469,48	606,67	652,53

Fonte: Elaborado pelos autores.

As relações q_t/q_c apresentam valores próximos a 12% condizentes com a literatura, apenas no solo natural o comportamento se mostra diferente, com valores na ordem de 7%.

Os resultados de ϕ' demonstram um comportamento variado para esse parâmetro, há discrepâncias tanto ao compararmos as energias, exemplo a Energia Normal onde há valores 57,36° e 39,70°, para solo natural e com 5 % de cimento, respectivamente, tanto como ao compararmos apenas as porcentagens.

Além disso, os valores do ângulo de atrito interno para todas as energias no solo natural ficam acima do esperado conforme a literatura, indicando um solo extremamente compactado.

Ao analisar a origem dos parâmetros, nota-se que há uma descontinuidade nos valores médios da resistência à compressão simples. As resistências das energias Intermediárias e Modificadas nas porcentagens de 3% e 5%, destacadas na Tabela 22, não condizem com valores esperados para o comportamento linear do fenômeno, comportamento esse, representado nas Figuras 21 e 22.

Tabela 22 - Resistência à compressão simples - valores destacados.

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	330,0	880,0	1530,0	2170,0	2390,0
Intermediária	590,0	1570,0	2290,0	2420,0	2690,0
Modificada	630,0	1380,0	2140,0	2710,0	2820,0

Fonte: Adaptado pelos autores.

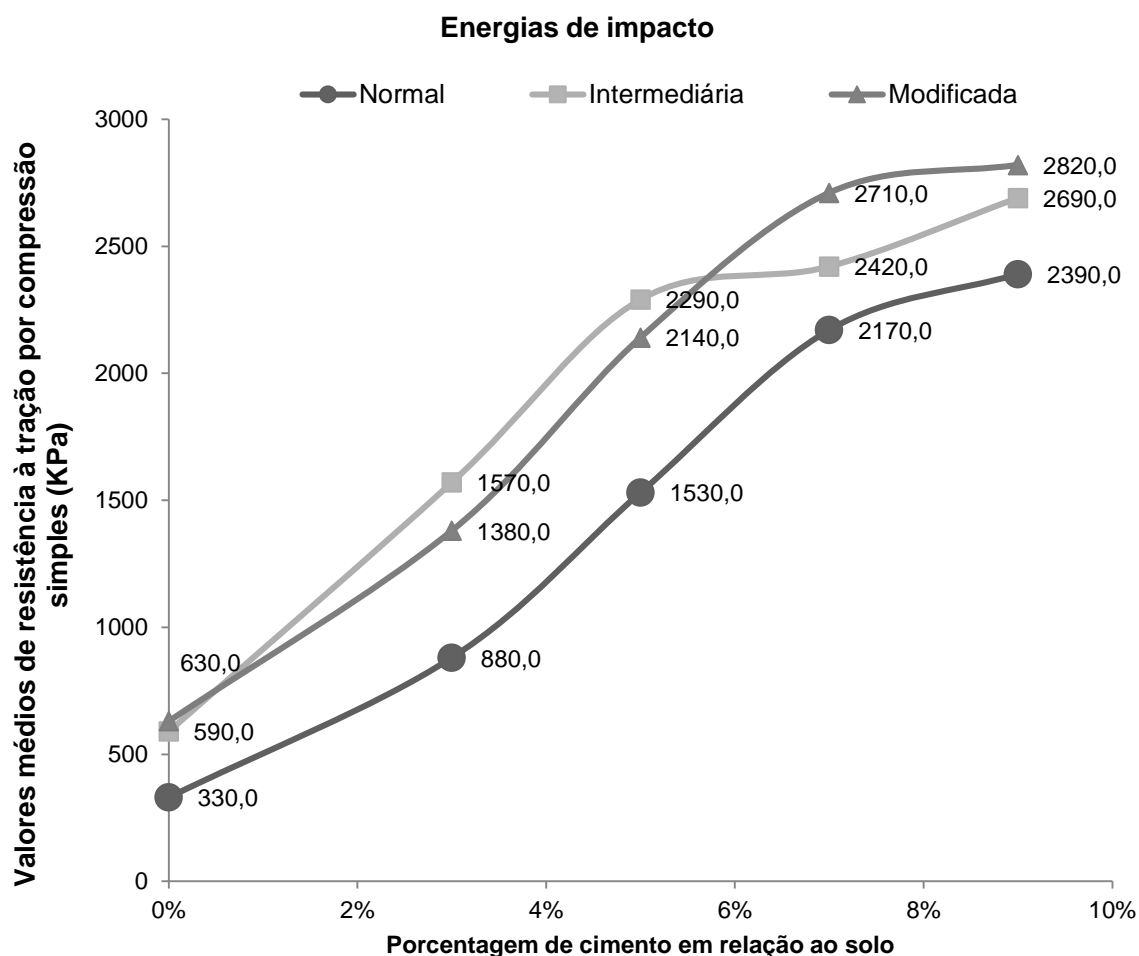


Figura 21 - Gráfico da resistência à compressão simples.

Fonte: Adaptado pelos autores.

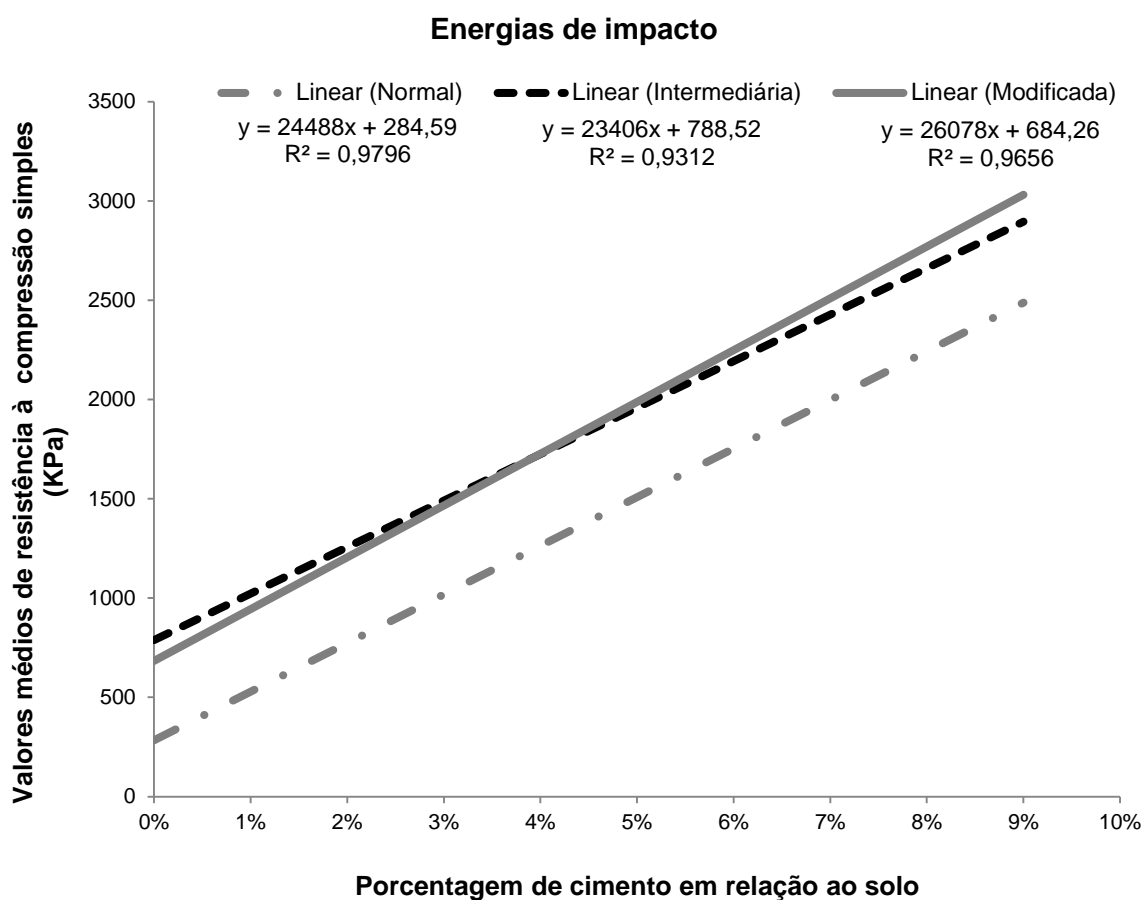


Figura 22 - Regressão linear para valores de q_c .

Fonte: Adaptado pelos autores.

A exclusão dos resultados de 3% e 5% da Energia Intermediária influencia no apuramento da regressão linear característica. Com 3 pontos (0%, 7% e 9%) o comportamento passa a ser próximo do esperado, inclusive comparando com o comportamento linear visto também nos resultados da resistência à tração (Figura 20).

O gráfico da nova regressão linear está disposto na Figura 23 e os valores decorrentes das novas equações estão na Tabela 23.

Tabela 23 - Valores de q_c baseados nas equações lineares.

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	284,6	1019,2	1509,0	1998,8	2488,5
Intermediária	616,4	1338,4	1819,8	2301,1	2782,5
Modificada	684,3	1466,6	1988,2	2509,7	3031,3

Fonte: Elaborado pelos autores.

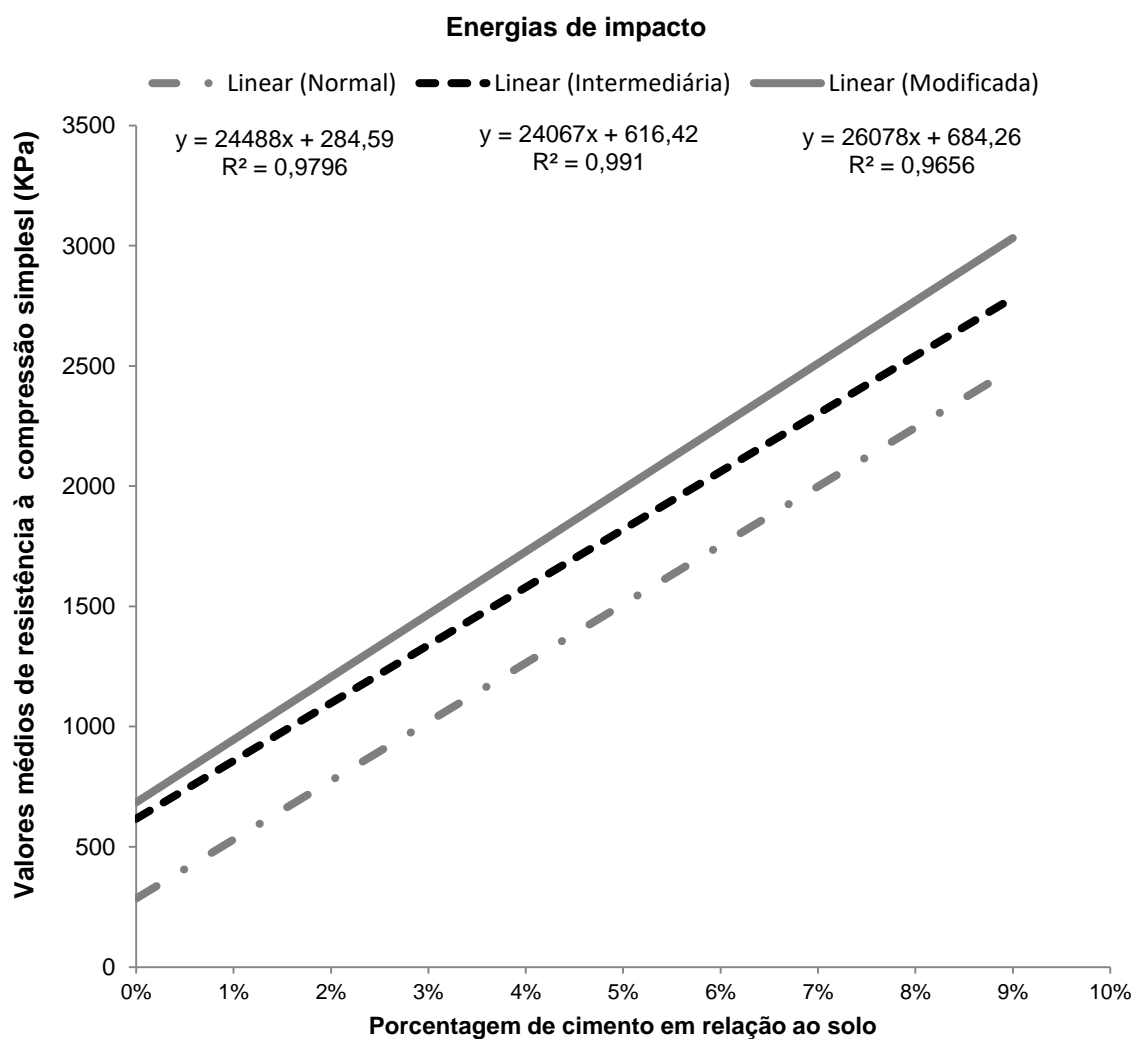


Figura 23 - Regressão linear com novos valores para q_c .

Fonte: Elaborado pelos autores.

Para comparar os novos parâmetros q_t/q_c , e encontrar ϕ' e c' , faz-se necessário também utilizar as equações das regressões lineares para as resistências à tração por compressão diametral, essas equações estão descritas no gráfico da Figura 19. Os valores de q_t , aplicando as equações lineares, bem como os parâmetros relacionados estão apresentados na Tabela 24, 25, 26 e 27.

Tabela 24 – Valores de q_t baseados nas equações lineares.

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	27,32	113,32	170,66	227,99	285,33
Intermediária	59,38	162,40	231,08	299,76	368,44
Modificada	74,47	181,11	252,21	323,30	394,39

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 25 - Relação q_t/q_c baseada nas equações lineares.

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	0,10	0,11	0,11	0,11	0,11
Intermediária	0,10	0,12	0,13	0,13	0,13
Modificada	0,11	0,12	0,13	0,13	0,13

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 26 - Ângulo de atrito interno ϕ' baseado nas equações lineares ($^\circ$).

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	49,68	45,56	45,05	44,78	44,62
Intermediária	49,59	42,81	41,27	40,37	39,77
Modificada	46,20	42,22	41,30	40,76	40,41

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 27 - Coesão efetiva c' (KPa) baseada nas equações lineares.

Energia	Porcentagem de cimento em relação ao solo				
	0%	3%	5%	7%	9%
Normal	52,25	208,15	312,15	416,17	520,18
Intermediária	113,44	292,30	412,09	532,05	652,08
Modificada	137,53	324,78	449,86	574,99	700,16

Fonte: Elaborado pelos autores.

As porcentagens das relações q_t/q_c continuam apresentando, em geral, valores próximos a 12%, sendo que, as relações q_t/q_c para o solo natural passam a

ser em média de 10%, mais próximo da literatura encontrada. O valor ainda abaixo pode se explicar pelo fato da falta de cimento para influenciar nas resistências.

Outro fator que pode explicar a menor porcentagem média das amostras submetidas à energia Normal é o fato de quem há mais espaços vazios devido a menor energia de compactação em comparação a outras energias.

Os resultados de ϕ' demonstram agora um comportamento menos variável, como os valores da relação q_t/q_c são determinantes, ou seja, quanto menor a diferença desses parâmetros, maior o ângulo de atrito interno, os valores da Energia de impacto Normal, bem como os valores do solo natural em qualquer energia de impacto, apresentam mais que 44° , indicando um desempenho acima dos demais valores e acima do esperado pela literatura.

A coesão efetiva demonstra linearidade dos resultados, essa grandeza também é influenciada pela relação q_t/q_c , mas de forma contrária, quanto maior a razão entre os parâmetros, menor é c' .

5. CONCLUSÕES

Os teores de cimento aumentaram as resistências obtidas no ensaio à tração por compressão diametral. Os maiores ganhos em relação ao solo natural foram obtidos na Energia Normal de impacto, chegando a 1107% de ganho na aplicação de 9% de cimento, mas ao ser analisada a relação cimento/resistência é possível perceber que a Energia Normal possui o menor desempenho, com um valor médio de 3×10^{-4} .

Ao contrário do que ocorre na análise apenas do ganho de resistência em função da porcentagem de cimento, a Energia Modificada de impacto apresenta o melhor resultado médio na relação cimento/resistência, com uma média de 2×10^{-4} , apresentando ainda o melhor comportamento para a porcentagem de 3%, na ordem de $1,4 \times 10^{-4}$.

O aumento de energia de impacto também causa efeitos de acréscimo nas resistências no ensaio à tração por compressão diametral. A maior diferença ocorre para o solo natural, onde há acréscimo de 78% na comparação Energia Normal – Intermediária, 20% na comparação Energia Intermediária - Modificada e 115% na comparação Energia Normal - Modificada.

Em termos gerais o ganho de resistência na relação Energia Normal - Intermediária é de, na média, 50%, enquanto ao se aplicar a Energia Modificada, há um ganho médio de 68% em relação à Energia Normal.

A razão entre energia aplicada e a resistência aponta para a Energia Normal como sendo a mais efetiva na comparação em função da porcentagem de cimento no solo, na média, o valor do coeficiente está em 0,08, contra 0,11 e 0,20 para as energias Intermediária e Modificada, respectivamente.

A escolha do melhor tipo de energia e melhor porcentagem de cimento está definido por três equações lineares, que são aplicadas ao intervalo de 80 KPa até 280 KPa, em até 9% de cimento.

São elas: $y_1 = 0,0003x - 0,0095$ para Energia Normal, $y_2 = 0,0003x - 0,0173$ para Energia Intermediária, $y_3 = 0,0003x - 0,021$ para Energia Modificada, sendo x o valor da resistência à tração por compressão diametral em KPa.

Um exemplo para obtenção de 180 KPa na resistência à tração por compressão diametral, demonstra que são necessários 5,33%, 3,51% e 2,97% de

cimento em relação ao solo para as energias de impacto Normal, Intermediária e Modificada, respectivamente.

As primeiras relações q_t/q_c , com as resistências originais, apresentaram resultados médios de 12%, a exceção ocorreu para os resultados do solo natural, onde os valores ficaram próximos de 7%. Essa diferença causou principalmente variações nos parâmetros de ângulo de atrito interno, que representaram ângulos muito acima dos encontrados na literatura.

A regressão linear das resistências à compressão simples apontou para uma disparidade nos valores encontrados para 3% e 5% de cimento sob influencia da Energia Intermediária de impacto. A exclusão dessas porcentagens resultou numa nova distribuição linear aparentemente favorável e de semelhança com a regressão linear da resistência à tração.

As novas relações de q_t/q_c reduziram as diferenças de valores, apurando um valor médio de 11,8% no geral. O ângulo de atrito, também aproximado agora, aponta um valor médio de $43,63^\circ$, valor esse, próximo do encontrado na literatura para areias muito compactadas.

A coesão efetiva nova de cada ponto estudado, a exemplo da primeira vez, aponta para valores crescentes a cada aumento de energia e porcentagem de cimento, O maior incremento de coesão efetiva ocorre ao se comparar a adição de 3% de cimento em relação ao solo natural aplicando a Energia Normal, sendo o acréscimo no valor de 398%.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Realizar a análise de resistência à tração por compressão diametral, bem como fazer a comparação com resultados de resistência à compressão simples para mistura de solo cimento com adições de materiais alternativos, como cinza volante, resíduos de construção e demolição (RCD), resíduos de pedreira, visando encontrar desempenhos e parâmetros pertinentes para classificação de uso do solo.

Refazer o ensaio de compressão diametral simples para a energia Intermediária, almejando comparar os resultados, especialmente das porcentagens de 3% e 5% de acréscimo de cimento realizado por Cavarsan (2018).

Comparar custos em várias situações envolvendo diferentes tipos de porcentagem de cimento x energias de impacto, aspirando perceber a influência de características geométricas como volume de solo, área de compactação, além da influência dos custos de material, mão de obra e equipamentos aplicados.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP. **Aplicações – Solo-cimento**. Disponível em: <<https://www.abcp.org.br/cms/basico-sobre-cimento/aplicacoes/solo-cimento/>>. Acesso em: 22 abr. 19.

_____. **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**. São Paulo. 2002. Disponível em: <<http://solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2012/11/28-Guia-basico-de-utilizacao-do-cimento-portland.pdf/>>. Acesso em: 01 dez. 19.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

_____. **NBR 6457 - Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a.

_____. **NBR 6459 - Solo — Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984a.

_____. **NBR 6502: rochas e solos** - comitê brasileiro de construção civil. S.I. Rio de Janeiro, RJ. 1995.

_____. **NBR 6508: Determinação de Massa Específica – Grãos de solos que passam pela peneira de 4,8mm** - Rio de Janeiro: ABNT 1985.

_____. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro: ABNT. 1984b.

_____. **NBR 7181: Solo – análise granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT. 2016b.

_____. **NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro: ABNT. 2016c.

_____. **NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

_____. **NBR 12023: Solo-Cimento – Ensaio de Compactação.** Rio de Janeiro: ABNT. 1992a.

_____. **NBR 12024: Solo-Cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro: ABNT. 1992b.

_____. **NBR 12025: Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT. 2012.

_____. **NBR 12253: Solo-Cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento.** Rio de Janeiro: ABNT. 1992c.

_____. **NBR 16697: Cimento Portland – Requisitos.** Rio de Janeiro: ABNT. 2018.

ALMEIDA, G, B, O. **Incorporação de escória de cobre pós-jateada a um solo areno-argiloso de Sergipe para aplicação em base de pavimentos.** Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro– PUC RIO, Rio de Janeiro, RJ, 2016.

ARRIVABENI, B. S. **Alternativa para estabilização granulométrica e química de solo de estradas florestais.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa – UFV, Viçosa, MG, 2017.

BALBO, J. T. **Relações entre resistência à tração indireta e à tração na flexão em concretos secos e plásticos.** Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. São Paulo. v. 6. P. 854-874, 2013.

BALDOVINO, J. J. A. **Comportamento mecânico de um solo siltoso da formação geológica Guabirotuba tratado com cal em diferentes tempos de cura.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, Curitiba, PR, 2018.

BORDIGNON, V. R. **Efeitos da Adição da Cal Hidratada na Estabilização de um Solo Sedimentar para Pavimentação Urbana na Região de Curitiba.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, Curitiba, PR, 2015.

BOUAZZA, A.; FINLAY, T. W. **Up lift capacity of plate anchors buried in a two-layered sand**. Nota técnica. Géotechnique, Vol. 40, no. 2, 293-297, 1990.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5 ed. Singapore:McGraw-Hill Book Co, 1997. 1207 p.

BUENO, E. S. **Estudo de alguns fatores que podem afetar a durabilidade de misturas solo-cal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS, 2011.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de Pavimentação**. 2 ed. Rio de Janeiro, 1996.

BULIGON, L. B. **Estudo de misturas de solo argiloso laterítico e resíduo de construção civil para uso em pavimentos econômicos**. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI, Ijuí, RS, 2015.

CAVARSAN, M. P. G. **Análise dos efeitos da adição de cal e de cimento para estabilização de solos**. 2018. 91 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2018.

CHIOSSI, N. J. **Geologia aplicada à engenharia**. 2ª edição. Universidade de São Paulo – USP, São Paulo, SP, 1979. 427 p.

CIMENTO ITAMBÉ. **Tipos de cimento Portland**. Disponível em: <<https://www.cimentoitambe.com.br/tipos-de-cimento-portland/>>. Acesso em: 01 dez. 19.

CIMPOR - Cimentos de Portugal. **Conhecimento - Solo-cimento**. Disponível em: <http://www.cimpor-portugal.pt/artigo.aspx?lang=pt&id_object=1339&name=Solo-Cimento>. Acesso em: 06 jun. 19.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FESTUGATO, L.; FLOSS, M. F. **Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. New York. ASCE-American Society of Civil Engineers. v. 136. n. 5. p.759-763, 2010.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. **Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber**. Journal of Geotechnical

and Geoenvironmental Engineering. New York. ASCE - American Society of Civil Engineers. v. 129. n. 1. p.96-101, 2003.

CONSOLI, N. C. **A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils**. Engineering Geology. n. 169, p.61-68. 2013

CRISTELO, N. M. C. **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, Braga, Portugal, PT, 2001.

DAS, B. M.; tradução EZ2 Translate; **Revisão técnica Leonardo R. Miranda. Fundamentos de engenharia geotécnica**. 7 ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011. 537 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Norma 143. Pavimentação - Base solo-cimento - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: DNIT, 2010.

DIDÁTICA SP. **Aparelho Casagrande para limite de liquidez**. Disponível em: <<https://www.didaticasp.com.br/aparelho-casagrande-manual-nbr-6459>> Acesso em: 10 de junho de 2019.

DOS SANTOS, E. F. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo – USP, São Carlos, SP, 2006.

DOS SANTOS, F. J. K.; KOSTESKI, L. E.; BANDEIRA, M. V. V. **Estudo do ensaio brasileiro aplicado ao concreto através da técnica de correlação digital de imagens**. Universidade Federal do Pampa. V. 9. Bagé, RS, 2017.

DUARTE, I. M. R; LADEIRA, F. L; GOMES, C. F. **Características geológico-geotécnicas do solo residual do granito de Marvão (Portalegre)**. Artigo, VII Congresso Nacional de Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal. 2000.

EMBRAPA - EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos. **Definição e Notação de Horizontes e Camadas do Solo**, por Humberto Gonçalves dos Santos e outros. 19 ed. Rio de Janeiro, RJ. 1983. 34 p.

FELIPE, R. S. **Características Geológico-Geotécnicas na Formação Guabirotuba**. 1ª Edição. Curitiba. MINEROPAR, 2011. 49p.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica desolos artificialmente cimentados.** 2005. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2005.

FOPPA, D. **Novo método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento.** 2016. 229 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2016.

FRANCISCO, J. R. **Estudo da produção de tijolos de solo-cimento com adição de resíduo de desconstrução e de um composto orgânico derivado de resina vegetal.** Dissertação (Mestrado em Habitação: Planejamento e Tecnologia) – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, São Paulo, SP. 2010.

GONDIM, L. M. **Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do agropolo do baixo Jaguaribe/Estado do Ceará.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, CE, 2008.

INGLES, O. G; METCALF, J. B. **Soil stabilization: principles and practice.** Ed. Butterworths, Melbourne, Austrália, 1972. 374 p.

JOHANN, A. D. R. **Metodologia para a Previsão do Comportamento Mecânico e para a Análise da Variação da Porosidade de um Solo Siltoso Tratado com Cal em Diferentes Tempos de Cura.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS, 2013.

JULIO, E. B. **Análise do efeito da compactação - energia modificada - em um solo com adição de cal e cimento.** 2019. 69 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2019.

KÉZDI, A; RÉTHÁTI, L. **Handbook of soil mechanics: soil mechanics of Earth works, foundation and highway engineering.** Ed. Elsevier Science. Amsterdam, Holanda, 1988. 368 p.

KORMANN, A. C. M. **A formação Guabirotuba.** Artigo. Twin Cities: Solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo, SP, 2012.

KORMANN, A. C. M. **Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba: Estudos de Campo e Laboratório**. Tese (Doutorado em Engenharia de Solos) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP, São Paulo, SP, 2002.

MARANGON, M. **Utilização de solo-cimento em uma solução alternativa de estrutura de arrimo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC RIO, Rio de Janeiro, RJ, 1992.

KOVACS, A.; BLOUIN, S.; MCKELVY, B.; COLLIGAN, H. **On the theory of ground anchors**. U.S. Army Material Command. National Technical Information Service. Hanover, New Hampshire, 1975.

LABORATÓRIODEGEOTECNIA E MEIO AMBIENTE – PUC RIO. **Ensaios e equipamentos**. Disponível em: <[http://www.lgma.civ.puc-rio.br/ensaios-e-equipamentos/#:lightbox\[gallery_image_16\]/1](http://www.lgma.civ.puc-rio.br/ensaios-e-equipamentos/#:lightbox[gallery_image_16]/1)> Acesso em 26 de agosto de 2019.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. Ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2010.

OLDHAM, J. C; EAVES, R. C; WHITE, D. W. **Materials evaluated as potential soil stabilizers**. U.S Army Material Development. Virginia, EUA, 1977. 276 p.

OLIVEIRA, A. M. S; DE BRITO, S. N. A. **Geologia de engenharia**. 1ª edição. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo, SP, 1998. 582 p.

OLIVEIRA, R. F. V. **Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Ouro Preto, MG, 2011.

ORTIGÃO, J. A. R. **Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3ª Edição. Editora LTC. Rio de Janeiro. 2007. 385 p.

PASSOS GUIMARÃES, J, E. **A cal: Fundamentos e aplicações na engenharia civil**. Editora Pini. São Paulo. 1997. 285 p.

PATRICIO, J. D. **Estudo de solos modificados por adição de polímeros para uso em pavimentos rodoviários**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, Campina Grande, PB, 2015.

PEREIRA, A. C.; DE MORAIS, E, O; RIBEIRO, S, A. **Pedologia aplicada à construção civil no estado do Rio Grande do Norte**. Artigo, Revista Holos, Centro de Estudos Ambientais, Unesp. São Paulo, SP. 2004.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. Em 16 aulas/3ª edição. Oficina de textos. São Paulo, SP. 2006. 363 p.

PITTA, M. R. **Dimensionamento de pavimentos com camadas estabilizadas com cimento**. Estudo técnico. Associação Brasileira de Cimento Portland. São Paulo, 1985.

PITTA, M. R. **Dosagem de solo melhorado com cimento**. Estudo técnico. Associação Brasileira de Cimento Portland. São Paulo, 1983.

PREGO, A. S. da S.. **A memória da pavimentação no Brasil**. Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Pavimentação, 2001.

RICARDO, H. de S.; CATALINI, Guilherme. **Manual prático de escavação: terraplenagem e escavação de rocha**. 3. ed. rev. e ampl. São Paulo. Pini, 2007

ROSA, D. A. **Relação entre Resistência à Tração e à Compressão de um Solo Fino Artificialmente Cimentado**. 2013. 67 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2013.

RISSARDI, J. L.; MOREIRA, E. B.; BALDOVINO, J. A.; JOHANN, A. D. R.; IZZO, R. L. dos S. **Obtenção Simplificada de Parâmetros Geotécnicos de um Solo Sedimentar Estabilizado com Cal**. Geocentro. Goiânia, 2017.

RUVER, C. A. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento**. 2011. 330 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2011.

SALES, A; W.; RIBEIRO, D; D.; NERY, K. D. **Efeitos da adição de cimento e de cal em um solo da região de Curitiba para fins de pavimentação**. 2017. 93 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

SEGANTINI, A. A. da S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira** – SP. 2000. 176 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Agrícola, Engenharia Agrícola, Área de Concentração: Construções Rurais, Campinas, 2000.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. Volume 2, Editora Pini. São Paulo, SP, 2001. 764 p.

SITAR, N.; CLOUGH, G. W.; BACHUS, R. G. **Behavior of weakly cemented soil understatic and dynamics loading conditions**. Relatório de pesquisas científicas. Stanford University, Palo Alto, 1981.

SLONGO, G. R. **Desenvolvimento de um sistema triaxial servo-controlado e avaliação do comportamento mecânico de um solo residual de biotita gnaise**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC RIO, Rio de Janeiro, RJ. 2008.

SOBREIRA, D. S. V.; LUCENA, A. E. F. L.; LUCENA, L. C. F. L.; SOUSA, T. M. Estudo comparativo entre os métodos de compactação de solo por impacto e amassamento. **Geociências**. Universidade Estadual Paulista, São Paulo, v. 37, n. 3, p. 683 - 693, 2018.

SPECHT, L. P. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação**. 2000. 132 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2000.

THOMAZ, C. A. **Construção de bases de solo-cimento pelo processo de mistura em usina**. 3. ed. rev. atual. Associação Brasileira de Cimento Portland. São Paulo, 1980.

THOMAZ, C. A. **Construção de bases de solo-cimento pelo processo de mistura em usina**. 4. ed. rev. atual. São Paulo. Associação Brasileira Cimento Portland, 1983.

THOMAZ, E. C. S. Instituto Militar de Engenharia - Seção de Ensino de Engenharia de Fortificação e Construção. Notas de Aula. Disponível em: <<http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/>> Acesso em 29 de Novembro de 2019.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. 238 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 1999.

VAN IMPE, W, F. **Soil improvement techniques and their evolution**. Ed. Taylor & Francis, 1989. 131 p.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. Ed. McGraw-Hill do Brasil Ltda, São Paulo, SP, 1978. 509 p.

VENDRUSCOLO, M. A. **Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos Fibrosos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais**. 2003. 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2003.

VITALI, O. P. M. **Efeito da composição de misturas de solo-cimentos nos parâmetros de rigidez e de resistência**. 2008. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto, Porto, Portugal, PT, 2008.

VIZCARRA, G. O. C. **Aplicabilidade de cinzas de resíduo sólido urbano para base de pavimentos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC Rio, Rio de Janeiro, RJ, 2010.